

Determinación de la factibilidad del uso de aisladores sísmicos del tipo LRB en edificios de concreto reforzado en Costa Rica

ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

CONSTANCIA DE PRESENTACIÓN PÚBLICA DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Determinación de la factibilidad del uso de aisladores sísmicos del tipo LRB en edificios de concreto reforzado en Costa Rica

Llevado a cabo por el estudiante:

Goicoechea Heyden José Pablo

Carné: 2020069745

Trabajo Final de Graduación presentado públicamente ante el Tribunal Evaluador el viernes 04 de julio de 2025 como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

En fe de lo anterior firman los siguientes integrantes del Tribunal evaluador:

TEC | Tecnológico
de Costa Rica

Firmado digitalmente por
JOSE ANDRES ARAYA
OBANDO (FIRMA)
Fecha: 2025.08.01
11:43:21 -06'00'

Dr. Ing. José Andrés Araya Obando
Director de Escuela

ANGEL HUMBERTO
NAVARRO MORA
(FIRMA)

Firmado digitalmente
por ANGEL HUMBERTO
NAVARRO MORA (FIRMA)
Fecha: 2025.07.30
10:49:48 -06'00'

Ing. Ángel Navarro Mora, MSc.
Profesor Guía

EDUARDO
JOSE PEREIRA
ALONSO
(FIRMA)

Firmado digitalmente
por EDUARDO JOSE
PEREIRA ALONSO
(FIRMA)
Fecha: 2025.08.01
07:48:53 -06'00'

Ing. Eduardo Pereira Alonso
Profesor Lector

GUSTAVO
ADOLFO ROJAS
MOYA (FIRMA)

Firmado digitalmente
por GUSTAVO ADOLFO
ROJAS MOYA (FIRMA)
Fecha: 2025.07.29
09:34:43 -06'00'

Ing. Gustavo Rojas Moya, MSc.
Profesor Observador

Resumen

Este informe muestra los resultados del estudio de la viabilidad técnica y económica de incorporar aisladores sísmicos tipo LRB en edificios regulares de concreto reforzado de 10 niveles construidos en Costa Rica. El objetivo general fue determinar la factibilidad de esta tecnología mediante el análisis del comportamiento estructural y una evaluación de costo-beneficio. Se modelaron dos edificios en ETABS y se diseñaron conforme a los lineamientos del CFIA (2016) y el ACI 318-19. Se evaluaron parámetros como el período natural, desplazamientos, razones de derivas inelásticas, cortante basal y diseño estructural de vigas y columnas. Los resultados mostraron que el edificio con LRB aumentó su período a 3.2 s, redujo el cortante basal en más del 60 %, disminuyó las derivas y limitó el daño estructural de los primeros niveles. Aunque el costo de materiales fue un 24 % mayor, el sistema, tras integrar los resultados de encuestas realizadas a ingenieros costarricenses, obtuvo una puntuación del 43.51 % según la matriz multicriterio. Se concluye que los LRB ofrecen beneficios estructurales y funcionales, mientras que los ambientales no son significativos, a pesar de eso, su adopción no es factible por la gran inversión que requieren.

Palabras clave: aisladores sísmicos, LRB edificios, marcos de concreto reforzado, costo-beneficio.

Abstract

This report shows the results of the study on the technical and economic feasibility of incorporating LRB-type seismic isolators in regular 10-story reinforced concrete buildings built on Costa Rica. The general objective was to determine the feasibility of this technology through the analysis of structural behavior and a cost-benefit evaluation. Two buildings were modeled in ETABS and designed according to the guidelines of the CFIA (2016) and ACI 318-19. Parameters such as natural period, displacements, inelastic drift ratios, base shear, and structural design of beams and columns were evaluated. The results showed that the building with LRB increased its period to 3.2 s, reduced base shear by more than 60%, decreased drifts, and limited structural damage in the lower stories. Although the cost of materials was 24% higher, the system, after integrating the results of surveys conducted with Costa Rican engineers, obtained a score of 43.51% according to the multicriteria matrix. It is concluded that LRBs offer structural and functional benefits, while environmental ones are not significant; nevertheless, their adoption is not feasible due to the high investment they require.

Keywords: seismic isolators, LRB buildings, reinforced concrete frames, cost-benefit.

Determinación de la factibilidad del uso de aisladores sísmicos del tipo LRB en edificios de concreto reforzado en Costa Rica.

José Pablo Goicoechea Heyden

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Junio de 2025

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

RESUMEN EJECUTIVO.....	7
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO.....	15
1.1 SISMICIDAD EN COSTA RICA.....	15
1.1.1 GEOLOGÍA Y MOVIMIENTO DE PLACAS.....	15
1.1.2 FALLAS GEOLÓGICAS DE COSTA RICA.....	16
1.1.3 HISTORIA SÍSMICA.....	18
1.1.4 AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	19
1.2 FUERZA SÍSMICA.....	20
1.2.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	20
1.2.2 TIPOS DE SUELO.....	21
1.2.3 RESPUESTA ESPECTRAL.....	21
1.3 ASPECTOS DINÁMICOS.....	22
1.3.1 GRADOS DE LIBERTAD.....	22
1.3.2 PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN.....	22
1.3.3 FRECUENCIA NATURAL DE VIBRACIÓN.....	22
1.3.4 MODOS DE VIBRACIÓN NATURAL.....	23
1.3.5 DERIVAS.....	23
1.4 ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....	24
1.4.1 CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	24
1.4.2 VIGAS.....	25
1.4.3 COLUMNAS.....	26
1.4.4 NÚCLEOS DE UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	28
1.4.5 CIMENTACIONES.....	29
1.4.6 DIAFRAGMAS.....	30
1.5 AISLACIÓN SÍSMICA.....	30
1.5.1 AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB).....	31
1.5.2 AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).....	32
1.5.3 AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB).....	33
1.5.4 DESLIZANTES.....	33
CAPÍTULO 2: METODOLOGÍA.....	34
2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	34
2.2 DEFINICIÓN DE CATEGORÍAS Y VARIABLES.....	34
2.3 SUJETOS DE INFORMACIÓN.....	34
2.4 FUENTES DE INFORMACIÓN.....	35
2.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTACIÓN DE RECOLECCIÓN.....	35

2.5.1	DESCRIPCIÓN DE TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	35
2.6	ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	37
2.6.1	PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	37
2.6.2	DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE ANÁLISIS	37
	CAPÍTULO 3: RESULTADOS	39
3.1	GEOMETRÍA Y CARGAS	39
3.1.1	EDIFICACIÓN TRADICIONAL.....	40
3.1.2	EDIFICACIÓN AISLADA.....	45
3.2	INVERSIÓN INICIAL DE MATERIALES	51
3.2.1	EDIFICACIÓN TRADICIONAL.....	52
3.2.2	EDIFICACIÓN AISLADA.....	53
3.3	IMPACTO AMBIENTAL	54
3.3.1	EDIFICIO TRADICIONAL	54
3.3.2	EDIFICIO AISLADO.....	55
3.4	NIVEL DE DAÑO	56
3.4.1	EDIFICIO TRADICIONAL	56
3.4.2	EDIFICIO AISLADO.....	57
3.5	MATRIZ MULTICRITERIO.....	57
3.5.1	PONDERACIÓN	58
3.5.2	MATRIZ DE COMPARACIÓN	58
	CAPÍTULO 4: ANÁLISIS.....	61
4.1	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	61
4.2	INVERSIÓN INICIAL DE MATERIALES	62
4.3	IMPACTO AMBIENTAL	63
4.4	NIVEL DE DAÑO Y RESILIENCIA.....	64
4.5	EVALUACIÓN COSTO-BENEFICIO.....	65
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	68
	REFERENCIAS	70
	APÉNDICES	73

Resumen ejecutivo

Costa Rica se encuentra en una región de alta amenaza sísmica, lo que representa un desafío importante para el diseño estructural. Aunque el Código Sísmico de Costa Rica ha incorporado avances significativos, como criterios de desempeño como los límites de razones de derivas y requisitos para edificaciones en sitios desfavorables como la determinación de cargas sísmicas, no obstante, aún no se contempla el uso de tecnologías de aislamiento sísmico como los aisladores tipo LRB. Esta limitada exclusión en la normativa puede explicar parte de la escasa adopción de estos sistemas en edificaciones, lo que resalta la necesidad de evaluar alternativas que incrementen la resiliencia estructural con una visión de largo plazo.

Este proyecto busca determinar la factibilidad de implementar aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificios regulares de concreto reforzado de 10 niveles a partir del análisis comparativo del comportamiento estructural y una evaluación de costo-beneficio. Entre los objetivos específicos se incluyó: evaluar el desempeño estructural ante cargas sísmicas, estimar un costo inicial de materiales y determinar la factibilidad integral del sistema mediante una matriz de evaluación multicriterio con criterios estructurales, funcionales, económicos y ambientales. Estos objetivos se abordaron a través de un modelo estructural, estimación de costos de materiales y análisis multicriterio. El estudio se alinea con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) n.º 9 "Industria, innovación e infraestructura" y n.º 11 "Ciudades y comunidades sostenibles", al proponer soluciones estructurales resilientes que promuevan la continuidad operativa y la sostenibilidad a largo plazo.

La investigación partió de una revisión exhaustiva de la normativa nacional e internacional vigente, así como de literatura técnica especializada sobre aislamiento sísmico. Posteriormente, se desarrollaron dos modelos estructurales comparables mediante el software ETABS, manteniendo las mismas condiciones geométricas, cargas gravitacionales y configuración de materiales. La diferencia fundamental entre ambos radica en la incorporación de dispositivos LRB en la base del segundo modelo. Para evaluar la factibilidad, se empleó un enfoque integral que combinó simulaciones numéricas, estimaciones iniciales de materiales, estimaciones de impacto ambiental y una matriz multicriterio ponderada.

Con el fin de ilustrar de manera clara cómo esta tecnología se incorpora a edificios, se muestra la Figura 1 que muestra la aplicación real de un aislador sísmico tipo LRB instalado entre la superestructura y su pedestal de apoyo.

Figura 1

Aislador sísmico tipo LRB instalado en una edificación



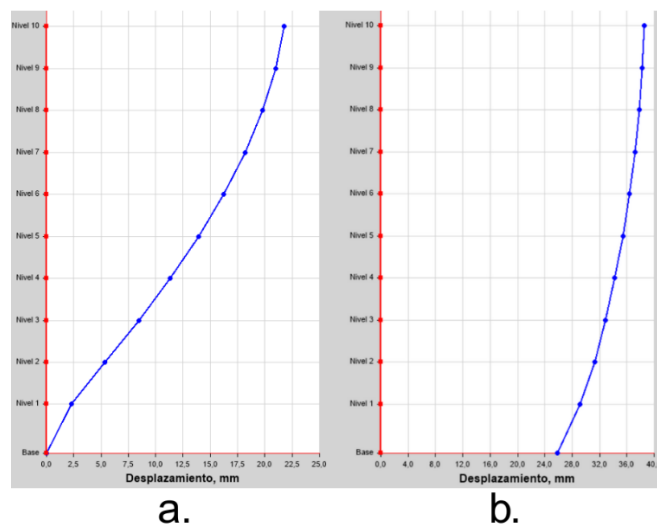
Tomado de *Avances tecnológicos recientes en aislamiento sísmico* (párr. 1), por Constructivo, 2024.

Se evaluaron diversos parámetros estructurales relevantes, entre ellos: período fundamental, cortante basal, derivas de entrepiso, desplazamientos laterales. Estos indicadores permitieron caracterizar el comportamiento global de cada modelo bajo cargas sísmicas, así como establecer comparaciones significativas entre las alternativas con y sin aislamiento sísmico. Adicionalmente, se estimó el peso, volumen y costo de materiales como el concreto, acero longitudinal y transversal, y el sistema de aislamiento.

Los resultados indicaron que el modelo con LRB presentó un desempeño superior en términos estructurales. El período natural se incrementó de 1.3 s a 3.2 s, el cortante basal se redujo en un 62.7 %, y las derivas de entrepiso descendieron en todos los niveles. El sistema permitió disipar eficientemente la energía sísmica, concentrando las deformaciones y esfuerzos en los dispositivos en lugar de en los elementos estructurales tradicionales. Esto derivó en una significativa reducción de daño proyectado. En la Figura 2 se muestra como los dos edificios se deforman ante una carga sísmica.

Figura 2

Comparativa del comportamiento de los edificios



Nota: a. Edificio tradicional. b. Edificio aislado.

Desde el punto de vista económico, aunque el costo directo de materiales aumentó un 24.11 %, la mejora en desempeño global, mayor vida útil esperada, menor necesidad de rehabilitación post-sismo y reducción de pérdidas funcionales, justifican la inversión inicial. La evaluación multicriterio, desarrollada con una matriz ponderada por expertos, arrojó una puntuación de 75.03 % para el edificio con LRB, superando el 63.12 % del edificio convencional.

En términos ambientales, el modelo aislado presentó una muy leve huella de carbono menor en comparación con el sistema convencional, debido a la reducción en la demanda de materiales estructurales a pesar de contar con todo el sistema de aislamiento sísmico. Esta menor huella se atribuye principalmente al ahorro en el uso de materiales estructurales como concreto y acero en la reducción del tamaño de elementos de la estructura, no obstante, este modelo se debió de contemplar todo el sistema de aislación, lo que incluye un nivel adicional denominado piso mecánico que incluye vigas y pedestales de concreto reforzado; además de los aisladores como tal, lo que respalda la sostenibilidad del sistema desde una visión integral ya que no logró igualar las emisiones del modelo tradicional.

Finalmente, se concluye que el uso de aisladores sísmicos tipo LRB es factible en edificaciones con una alta demanda de continuidad operativa es crucial como lo pueden ser hospitales, centros de emergencia o de datos ya que es técnica y estratégicamente viable; no obstante, en edificaciones de que no cuenten con una alta operatividad, no es factible por el gran costo adicional que representa el sistema de aislamiento.

Introducción

El presente proyecto de graduación se enfoca en el análisis del comportamiento estructural de edificaciones en zonas sísmicas, con especial atención a la incorporación de aisladores sísmicos tipo LRB. La propuesta parte de la problemática asociada a la vulnerabilidad de los edificios de gran altura construidos sobre una zona bastante sísmica, una condición común en diversas áreas urbanas de Costa Rica y que representa un desafío relevante para la ingeniería estructural nacional.

El desarrollo del estudio se enmarca en el ámbito de la ingeniería estructural y tiene como finalidad evaluar, desde una perspectiva técnica y económica, la factibilidad de implementar esta tecnología en edificaciones de concreto reforzado.

Planteamiento del problema

Costa Rica es un país con una alta exposición sísmica debido a su ubicación geográfica en una zona de subducción activa. Esta condición representa un riesgo significativo para las edificaciones, particularmente aquellas construidas sobre suelos que tienden a amplificar las ondas sísmicas. Los edificios de gran altura que utilizan cimentaciones profundas enfrentan desafíos adicionales relacionados con la transferencia eficiente de cargas sísmicas. En este contexto, surge la necesidad de explorar soluciones que no solo incrementen la resistencia estructural, sino que también reduzcan la demanda sísmica.

La implementación de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) representa una alternativa tecnológica con el potencial de mejorar la respuesta estructural ante eventos sísmicos severos. Estos dispositivos permiten desacoplar parcialmente la estructura del movimiento del terreno, reduciendo así las fuerzas internas y desplazamientos inducidos. No obstante, su aplicación en edificaciones no ha sido ampliamente estudiada en el contexto costarricense, lo que genera incertidumbre sobre su viabilidad técnica y económica. La falta de experiencias documentadas, estudios específicos y referencias normativas locales sobre este tipo de sistemas en edificios altos refuerza la necesidad de investigar esta posible solución estructural.

Justificación

El enfoque convencional del diseño sismorresistente en Costa Rica se basa principalmente en aumentar la resistencia de los elementos estructurales, lo que puede derivar en costos elevados sin garantizar una reducción significativa en los daños o en los desplazamientos durante un sismo. Aunque el Código Sísmico de Costa Rica en su revisión del 2014, de ahora en adelante identificado como CSCR 2010/14, incorpora lineamientos para edificaciones y los requisitos de análisis, aún no contempla de forma explícita el uso de

tecnologías de mitigación sísmica como los sistemas de aislamiento estructural. Esto podría estar limitando su adopción práctica, lo que justifica la necesidad de evaluar este tipo de soluciones.

Implementar aisladores sísmicos tipo LRB en edificios de concreto reforzado podría representar una estrategia más eficiente al disminuir la energía sísmica que alcanza la superestructura. Esto puede resultar en elementos estructurales de menor tamaño, menor daño potencial y una mayor seguridad para los ocupantes. También se considera que la reducción de daños tras un evento sísmico minimiza interrupciones en el uso del edificio, permitiendo una recuperación más rápida de las funciones urbanas y económicas.

Contribución a los ODS

Este proyecto se alinea directamente con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de la Organización de las Naciones Unidas, específicamente:

- ODS 9: Industria, Innovación e Infraestructura, al fomentar el uso de tecnologías innovadoras en la construcción de infraestructura resiliente. La evaluación de tecnologías avanzadas como los aisladores sísmicos promueve la modernización de la infraestructura urbana.
- ODS 11: Ciudades y Comunidades Sostenibles, al promover edificaciones más seguras y sostenibles que reduzcan la vulnerabilidad ante desastres naturales. Este tipo de soluciones contribuye a disminuir la pérdida de vidas humanas, reducir el impacto económico de los sismos y mejorar la calidad de vida en contextos urbanos vulnerables.

Antecedentes

El aislamiento sísmico ha evolucionado en las últimas décadas como una estrategia de mitigación de riesgos que permite reducir considerablemente los daños estructurales y no estructurales durante eventos sísmicos severos. La incorporación de dispositivos especializados, como aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, deslizantes o de alto amortiguamiento, tiene como objetivo modificar la respuesta dinámica de la estructura, alejando su periodo natural del contenido energético dominante del sismo.

A nivel internacional, la primera implementación reconocida de dispositivos de caucho en edificaciones se realizó en 1969, en la Escuela Pestalozzi de Skopje, Macedonia del Norte (Naeim & Kelly, 1999); esta experiencia marcó el inicio de una tendencia creciente en la investigación y aplicación de sistemas de aislamiento sísmico.

En América Latina, la tecnología ha mostrado una adopción progresiva. En México, destacan proyectos como el Espacio Condesa, el Hotel Secrets & Dreams Bahía Mita y el Aeropuerto Internacional Felipe Ángeles, este último con más de 1300 aisladores, consolidándolo como uno de los mayores desarrollos de la región (Mendez & Delgado, 2023). Chile presenta una trayectoria sólida en la implementación de esta tecnología desde los años ochenta. Retamales et al. (2015) analizaron el Edificio Ñuñoa Capital, una torre de 28 pisos equipada con aisladores de goma natural, destacando una reducción del 80% en demandas sísmicas. En Colombia, universidades como Los Andes y EAFIT lideran investigaciones e implementaciones piloto. En Nicaragua, se ha documentado la aplicación experimental de esta tecnología a pequeña escala.

Por último, en Perú, Chuman y Valladares (2017) demostraron que los aisladores de goma natural modifican eficazmente la respuesta dinámica estructural. Flores y Vásquez (2015) validaron su efectividad en mejorar la distribución de esfuerzos y derivas en edificaciones escolares. Millones (2019) concluyó que los sistemas con aislamiento LRB reducen las fuerzas internas y desplazamientos, mientras que Juárez (2021) evidenció un incremento del periodo fundamental, disminuyendo así la demanda sísmica. A nivel europeo, Valerio (2015) analizó edificaciones de mediana altura con aislamiento, resaltando su eficacia ante aceleraciones severas y subrayando los desafíos en su implementación práctica y normativa.

Ya a nivel internacional, la aplicación práctica es aún limitada. No obstante, Valverde (2019) y Cubillo (2015) realizaron investigaciones clave en el país. Valverde demostró que el uso de aisladores reduce derivas y aceleraciones en edificios tipo marco, señalando como limitante la ausencia de normativa específica. Cubillo, por su parte, comparó un edificio de 10 niveles con y sin aislamiento LRB modelado en ETABS, evidenciando mejoras sustanciales en el comportamiento estructural. Ambos autores coinciden en que, pese al potencial de esta tecnología, su implementación sigue restringida por la falta de regulación técnica. Asimismo, algunos proyectos industriales y de infraestructura, como la Planta Fundidora de Vidrio y el Viaducto de Circunvalación Norte, han incorporado esta solución de forma puntual.

Este trabajo se diferencia de investigaciones anteriores al enfocarse específicamente en la factibilidad técnica y económica del aislamiento sísmico tipo LRB en edificios de 10 niveles, una combinación de variables aún no abordada integralmente en el contexto costarricense. Esta contribución permite ampliar el conocimiento en escenarios de alta demanda sísmica y carencia normativa, ofreciendo un análisis contextualizado y comparativo respecto a experiencias internacionales y locales.

Por último, tal como señalan Méndez y Delgado (2023) "debe mencionarse que es responsabilidad de cada país desarrollar los marcos normativos y la capacitación adecuada para hacer posible el uso extendido de esta alternativa estructural en aras de la resiliencia sísmica del entorno construido" (p. 56). Todas las citas aquí presentadas se acompañarán con su respectiva referencia bibliográfica al final del documento, cumpliendo con el rigor académico necesario.

Objetivos

Objetivo general:

Determinar la factibilidad para la incorporación de aisladores sísmicos en edificaciones regulares de 10 niveles de altura, por medio de un análisis del comportamiento estructural y de costo-beneficio para la identificación de sus ventajas y desventajas.

Objetivos específicos:

1. Evaluar el comportamiento estructural de dos edificios, con y sin aisladores sísmicos en sus bases, bajo cargas sísmicas mediante simulaciones computacionales para identificar diferencias en su desempeño.

2. Diferenciar los costos de obra gris en edificios de marcos de concreto reforzado con y sin la implementación de aisladores sísmicos para su respectiva comparación.
3. Analizar el impacto de la incorporación de aisladores sísmicos considerando el costo y comportamiento estructural ante sismos para identificar sus ventajas y desventajas desde un enfoque de costo-beneficio.

Alcance

Este proyecto se enfoca exclusivamente en edificaciones regulares de 10 niveles tipo marco de concreto reforzado. No se contemplan estructuras con irregularidades geométricas ni otros sistemas estructurales como muros, voladizos, estructuras duales u otras tipologías.

El estudio abarca únicamente edificios cuyo comportamiento estructural puede evaluarse de manera adecuada mediante un análisis modal espectral, conforme a lo establecido en el CSCR 2010/14. Los modelos serán desarrollados y analizados en plataformas computacionales especializadas, utilizando normativas nacionales e internacionales vigentes, como el CSCR 2010/14 y ACI 318.

Con referente al diseño de los elementos, se diseñarán las vigas, columnas y núcleos de unión, más no el diseño de las cimentaciones; además de no realizar una optimización del diseño en ambos escenarios. Además, el análisis estructural se desarrolla bajo la hipótesis de apoyos ideales, por lo que no se considera la interacción suelo-estructura ni los efectos dinámicos asociados a la respuesta del suelo. En cuanto al análisis económico, se considerarán exclusivamente los costos de materiales de obra gris relacionados con el concreto, el acero y dispositivos sísmicos. No se incluyen costos de acabados, instalaciones electromecánicas, mano de obra, maquinaria, entresijos, costos indirectos ni obras provisionales.

También se evalúa el impacto ambiental asociado a la obtención de materiales estructurales, como lo es el concreto, acero y alambre negro, y en el caso del edificio aislado, se incorporará dicha tecnología; mediante el cálculo de emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO_2e). Esta evaluación no incluye el impacto derivado del uso de maquinaria, transporte ni mantenimiento posterior. Los factores de emisión utilizados corresponden a la base de datos internacionales. Además, el análisis técnico y económico se realizará tomando como base únicamente los aisladores sísmicos tipo LRB, sin contemplar variantes como HDRB o LDRB.

Limitaciones

El desarrollo del proyecto está sujeto a diversas limitaciones técnicas, económicas y de información. Entre las principales se destacan:

- La obtención de precios actualizados de aisladores sísmicos tipo LRB puede verse limitada por la disponibilidad de información comercial. Por ello, se utilizarán referencias documentadas en estudios previos, con el objetivo de aproximar de forma realista el análisis de costos.
- No se consideran efectos de largo plazo, mantenimiento, vida útil o amortización de los dispositivos, lo cual podría influir en el análisis costo-beneficio en escenarios reales de implementación.

Agradecimientos

Antes que nada, quiero agradecer a Dios por su guía constante, por darme la fuerza necesaria para superar los desafíos y por iluminar mi camino a lo largo de esta etapa tan importante de mi vida.

A mis padres, Ingrid Heyden y Jimmy Goicoechea, les agradezco profundamente por su amor incondicional, su paciencia y por estar siempre a mi lado, incluso en los momentos más difíciles. A mis abuelos, Lidiette Cordero y William Heyden, por creer en mí desde el inicio y por ser una fuente constante de motivación y ternura.

Gracias también a todos mis profesores, quienes a lo largo de mi formación académica han compartido conmigo no solo sus conocimientos, sino también valores, disciplina y pasión por el aprendizaje, en especial a mi profesor guía, el Ing. Angel Navarro Mora, por haberme guiado en el proceso de esta investigación e inspirarme a ser una mejor persona e inspirarme a ser un gran profesional. Al Ing. Rommel Cuevas por brindarme su ayuda en momentos cruciales en mi vida universitaria.

Quiero agradecer a todos mis amigos y mis compañeros, en especial a Andrés Barrenechea, “Barre”, que ha estado desde el primer día y que ha sido un gran apoyo todos estos años, junto con Valeria y Darío con quienes he compartido experiencias, desafíos y momentos inolvidables a lo largo de este camino. Por último, a mi gran amiga Sofía, quien siempre ha estado presente, brindándome su comprensión, motivación y una cercanía invaluable que ha hecho una gran diferencia en este proceso.

Finalmente, pero no menos importante, le dedico este trabajo a mi hermano mayor, Eduardo Goicoechea, quien ha sido un pilar fundamental en mi vida.

Capítulo 1: Marco teórico

A continuación, se van a explicar los conceptos necesarios para el desarrollo de esta investigación.

1.1 Sismicidad en Costa Rica

Costa Rica es un país altamente sísmico debido a que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, en específico se sitúa en la convergencia de las placas tectónicas del Coco, Caribe, Nazca y la Microplaca de Panamá. La interacción entre estas placas está directamente relacionada con fallas activas y eventos sísmicos.

1.1.1 Geología y movimiento de placas

El territorio costarricense está influenciado por distintos movimientos de placas tectónicas que generan zonas de subducción activas, fallas y movimientos tectónicos que afectan directamente la estabilidad de ciertas regiones. Además, el país cuenta con diversas formaciones geológicas, incluyendo terrenos volcánicos, sedimentos marinos y suelos blandos, que pueden amplificar los efectos de los sismos y aumentar el riesgo estructural en ciertas zonas. En la Figura 3 se puede observar los principales movimientos tectónicos que afectan a Costa Rica.

Figura 3

Movimiento tectónico de Centroamérica



Tomado de *Costa Rica y la tectónica regional* (p.11), por C. Montero y J. Arauz, 2006, OVSI-CORI-UNA.

- Subducción de la Placa del Coco: Esta interacción consiste en el hundimiento de la Placa del Coco bajo de la Placa Caribe en la zona denominada Fosa Mesoamericana, debido al movimiento de esta placa que es de dirección de suroeste al noreste mientras que la Placa del Caribe tiene la dirección opuesta, de noreste a suroeste (Montero & Arauz, 2006). Por lo tanto, “en las zonas de subducción, la

placa más pesada se hunde bajo la más liviana y con ello inicia un proceso geológico que conduce a la generación de sismos en abundancia y vulcanismo importante” (Red Sismológica Nacional [RSN], 2019, párr. 3).

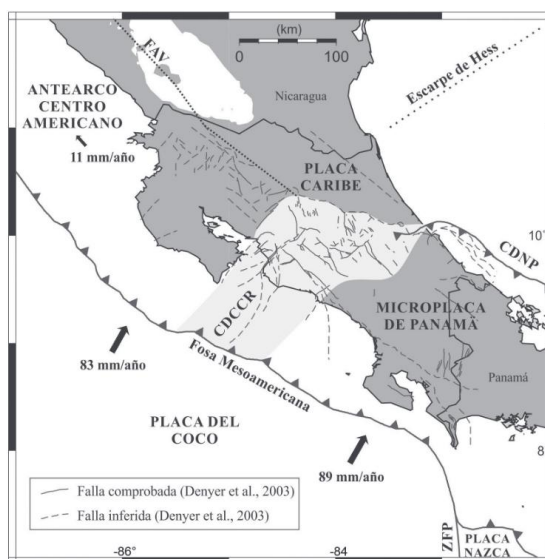
- Desplazamiento de la Placa Caribe: Como se mencionó anteriormente, el movimiento de esta placa es de noreste al sureste donde colisiona con la Placa del Coco y genera una subducción de dicha placa, como se apreció en la Figura 3. Por otro lado, Montero y Arauz mencionan que en “la costa Caribe del país hay una zona de subducción relativamente joven en la cual un segmento de la placa del Caribe se introduce bajo el bloque de Panamá” (2006, pág. 3).
- Movimientos de la Placa de Nazca: La otra gran placa que interactúa con Costa Rica es la Placa de Nazca que se ubica al oeste de la Placa de Sur Americana y al sur de la Placa del Coco y de la microplaca de Panamá. Esta influye principalmente en el territorio nacional al rozar lateralmente con la última mencionada, ocasionando sismos en la zona sur del país. (Montero & Arauz, 2006).

1.1.2 Fallas geológicas de Costa Rica

Ahora, siguiendo lo dicho por Wicander y Monroe, “una falla es una discontinuidad a lo largo de la cual bloques en lados opuestos de la fractura se mueven paralelamente a la superficie, que es un plano de falla” (1999, pág. 207), en otras palabras, son fracturas en la corteza terrestre que tienden a moverse. Los temblores provienen de una liberación de energía que se da por el movimiento de los estos bloques que se ve restringido por las protuberancias que frenan el movimiento, entonces se va acumulando poco a poco. Al cabo de cierto tiempo, las protuberancias no soportan más presión, rompiéndose y de ese modo liberando la energía en forma de ondas sísmicas (RSN, 2019), dicho punto es conocido como el hipocentro. En la Figura 4 se aprecia el mapa tectónico simplificado de Costa Rica y las fallas que contiene.

Figura 4

Mapa tectónico y de fallas simplificado de Costa Rica



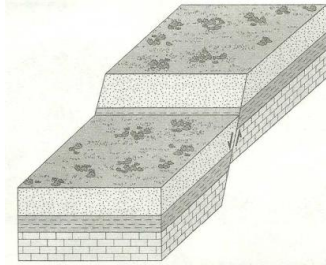
Tomado de *Distribución espacio-temporal de la sismicidad sentida en Costa Rica (1976-2013) en el marco histórico del 30 aniversario (1982-2012) de la Red Sismológica Nacional* (p.47), por L. Linkimer y G. Alvarado, 2014, Revista Geológica de América Central

Los principales tipos de falla son normal, inversa y desplazamiento (RSN, 2019).

- Falla normal: Este tipo de falla sucede cuando un bloque se mueve hacia abajo con relación a otro bloque (Wicander & Monroe , 1999), como se visualiza en la Figura 5. Un ejemplo de este tipo de falla en Costa Rica es la Falla de Ochomogo (RSN, 2019).

Figura 5

Falla normal

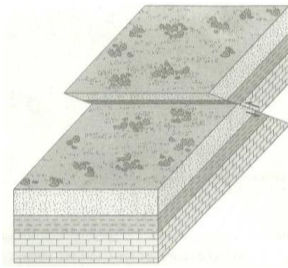


Tomado de *Fundamentos de geología* (p. 210), por R. Wicander y J. Monroe, 1999, Internacional Thomson Editores.

- Falla inversa: La falla inversa es cuando un bloque se desplaza de manera vertical con respecto a otro, básicamente es un levantamiento del suelo. Un ejemplo de esta es la Falla de Siquirres-Matina (RSN, 2020). La Figura 6 presenta una visualización de este tipo.

Figura 6

Falla inversa

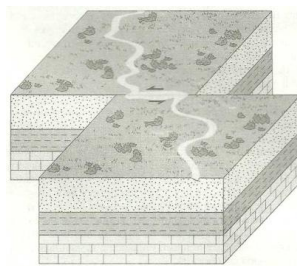


Tomado de *Fundamentos de geología* (p. 210), por R. Wicander y J. Monroe, 1999, Internacional Thomson Editores.

- Falla de desplazamiento: Este tipo de falla es cuando hay movimiento horizontal donde los bloques se deslizan lateralmente, uno al costado de otro en sentido opuesto, como se aprecia en la Figura 7. Un ejemplo de este tipo es la Falla de Candelaria ubicada en el sur de la parte central del país (RSN, 2015).

Figura 7

Falla de desplazamiento



Tomado de *Fundamentos de geología* (p. 210), por R. Wicander y J. Monroe, 1999, Internacional Thomson Editores.

1.1.3 Historia sísmica

Cómo se ha visto, Costa Rica es un país muy propenso a sufrir sismos en todo su territorio ya que cuenta con varias fallas activas y al movimiento tectónico, entonces, se ha experimentado numerosos eventos sísmicos significativos a lo largo de su historia. Algunos de los más destacados se presentan en el Cuadro 1. Es de suma importancia explicar la magnitud de los sismos, ya que se reporta en magnitud del momento (Mw), esta escala representa la energía que se libera durante el evento sísmico, esta toma en consideración la superficie de ruptura y la cantidad de desplazamiento (Tarbuck & Lutgens, 2005).

Cuadro 1

Eventos sísmicos más destacados de Costa Rica

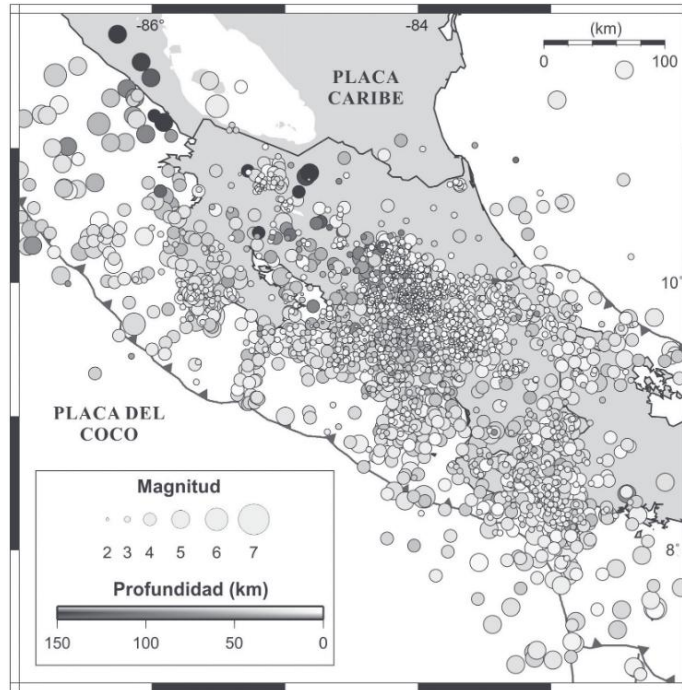
Fecha	Ubicación	Magnitud (Mw)	Daños
4 de mayo de 1910	Cartago	6.4	Aproximadamente 700 personas fallecidas y gran cantidad de heridos. Destrucción de la ciudad de Cartago.
5 de octubre de 1950	Nicoya	7.3	Daños en la Península de Nicoya y Pacífico Central.
22 de abril de 1991	Limón	7.7	48 muertos en Costa Rica y 79 en Panamá y gran cantidad de heridos. Daños considerables en 80% del territorio de Costa Rica.
20 de noviembre de 2004	Damas	6.2	8 muertos. Daños importantes en Pacífico Central.
8 de enero de 2009	Cinchona	6.2	42 muertos, 91 heridos. Daños importantes en poblados de provincias de Alajuela y San José.
5 de setiembre de 2012	Nicoya	7.6	Daños importantes en la Península de Nicoya y en partes de provincias de Puntarenas y Alajuela.

Tomado de *Sismos Históricos*, por Red Sismológica Nacional, 2024.

De manera complementaria, se muestra la Figura 8 que contiene un mapa de los sismos que se han registrado en Costa Rica desde 1976 al 2013, donde se aprecia como se distribuye los sismos en todo el territorio nacional, donde la mayoría se ubica entre el centro del país y la zona pacífica.

Figura 8

Mapa de los sismos sentidos en Costa Rica desde julio de 1976 hasta diciembre del 2013.



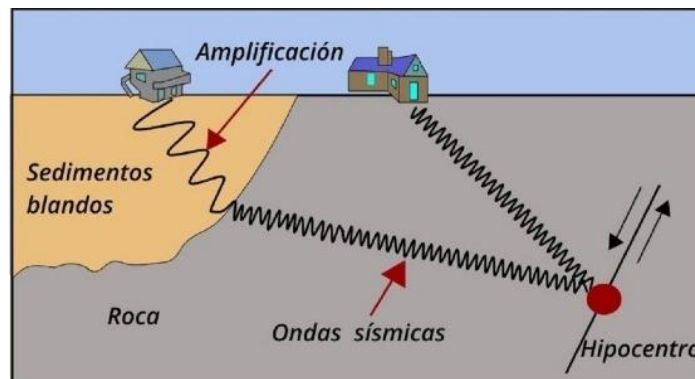
Tomado de *Distribución espacio-temporal de la sismicidad sentida en Costa Rica (1976-2013) en el marco histórico del 30 aniversario (1982-2012) de la Red Sismológica Nacional* (p.52), por L. Linkimer y G. Alvarado, 2014, Revista Geológica de América Central

1.1.4 Amplificación sísmica

La amplificación sísmica es un fenómeno que “consiste en una modificación de la señal sísmica, cuando viaja de la roca hacia el suelo” (Ramírez y otros, 1996, pág. 37). Entonces, las ondas sísmicas producidas por la liberación de energía aumentan su intensidad al pasar de materiales rígidos como roca a suelos blandos. En la Figura 9 se visualiza el comportamiento de las ondas sísmicas cuando sucede este fenómeno.

Figura 9

Efecto de amplificación sísmica.

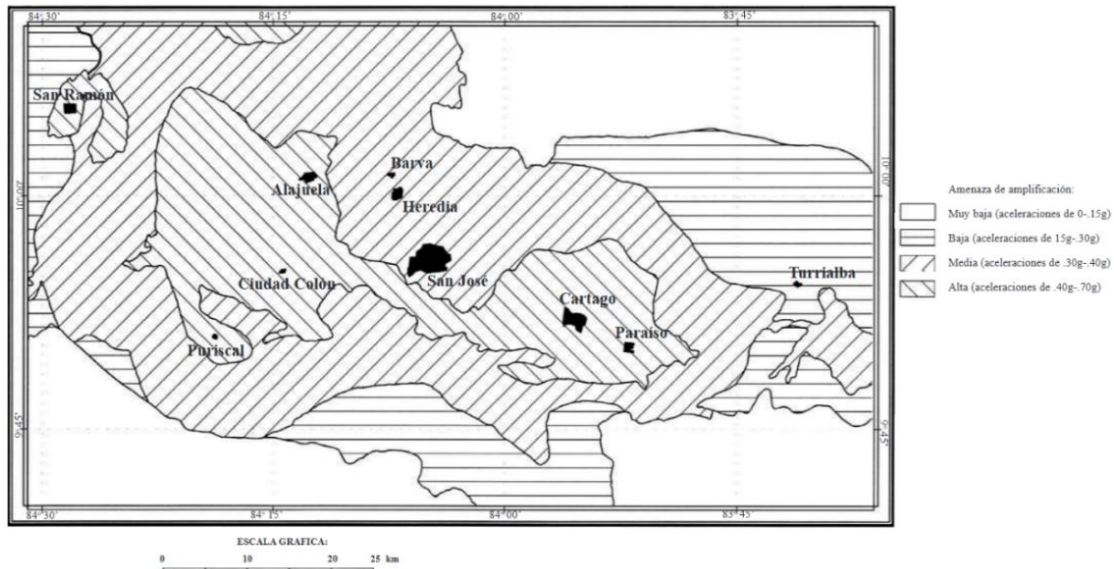


Tomado de *Peligro Sísmico por Efecto de Sitio en el Recinto Universitario Rubén Darío de la UNAN-Managua, Nicaragua* (p.87), por X. Zambrana, 2019, Revista Científica de FAREM-Estelí.

Se han realizado estudios para poder identificar cuáles son las zonas más susceptibles para sufrir este fenómeno. Tomando en cuenta lo dicho por Ramírez, Santana y Chacón (1996) “las zonas de San Ramón, Alajuela, sur de San José y Cartago presentan la mayor amenaza de amplificación sísmica del Valle Central” (pág.50). Estas áreas presentan características geológicas que favorecen la amplificación de ondas sísmicas, como la presencia de suelos muy blandos, lo que implica una mayor vulnerabilidad estructural. En la Figura 10 se presenta un mapa de la amenaza de este fenómeno en la Gran Área Metropolitana.

Figura 10

Amenaza de amplificación sísmica en la Gran Área Metropolitana



Tomado de *Mapa De Amplificación Sísmica Del Valle Central, Costa Rica* (p.41) por R. Ramírez, G. Santana y O. Chacón, 1996, Revista Geológica de América Central.

1.2 Fuerza Sísmica

La fuerza sísmica es uno de los aspectos fundamentales que condiciona el diseño estructural en Costa Rica, como se mencionó anteriormente, es un país con bastante actividad sísmica por su ubicación tectónica. Este fenómeno genera una amenaza sísmica considerable, lo que ha llevado al desarrollo de normativas rigurosas como el CSCR 2010/14 por (CFIA, 2016) para regular el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos.

1.2.1 Zonificación sísmica

El territorio nacional se divide en tres distintas zonas según su actividad sísmica, donde “tiene como objetivo caracterizar y estandarizar el nivel de aceleración posible que se pueda presentar en un territorio, de acuerdo con los registros de sismos a lo largo del tiempo en mapas de iso-aceleraciones.” (Cubillo, 2015, pág. 13). Por lo tanto, las tres zonas en las que se clasificó el país se hicieron según su respectiva actividad sísmica histórica, la cual se vio en la Figura 8 y las zonas sísmicas de Costa Rica se aprecian en la Figura 11.

Figura 11

Zonificación sísmica



Tomado de *Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014* (p. 2/9), por Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2016, Editorial Tecnológica de Costa Rica.

1.2.2 Tipos de suelo

Aparte de la clasificación según la actividad sísmica, se hizo una categorización de los distintos suelos para poder considerar las condiciones dinámicas del sitio, por lo que el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) (2016, pág. 2/6) tiene 4 opciones:

- Sitio tipo S₁: Un suelo de roca o suelo rígido o donde con propiedades semejantes a la roca.
- Sitio tipo S₂: Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
- Sitio tipo S₃: Un suelo de consistencia de suave a medianamente rígido con suelos cohesivos de poca o media densidad.
- Sitio tipo S₄: Suelos con estratos de más de 12 metros de arcilla suave.

1.2.3 Respuesta espectral

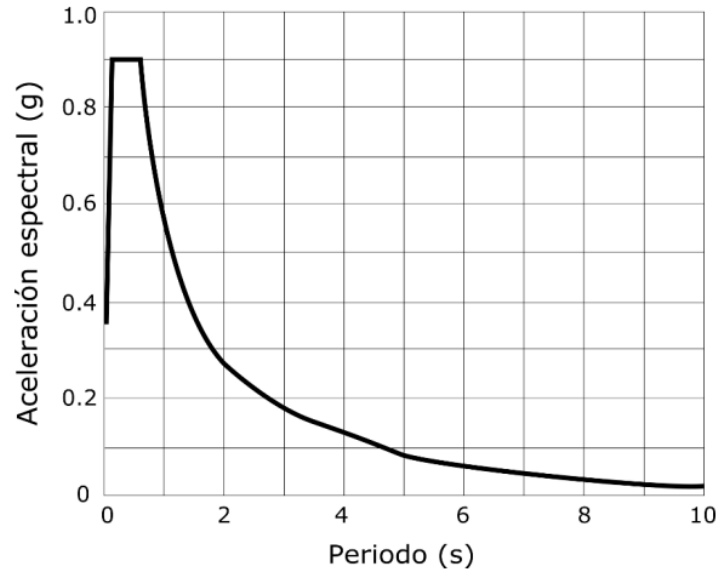
La respuesta espectral según Paz es “un diagrama de la máxima respuesta (máximo desplazamiento, máxima velocidad o aceleración o el máximo de cualquier otra magnitud de interés) a una función específica de la excitación, para todos los sistemas posibles con un grado de libertad” (1992, pág. 187). En el eje de las ordenadas se encuentra la respuesta esperada mientras que en el eje de las ordenas se tiene el periodo.

En el caso de Costa Rica, “se utiliza el concepto de Factor Espectral Dinámico (FED), el cual se deriva de los espectros de respuesta y consiste en una normalización del espectro de respuesta a la

aceleración pico efectiva” (Navarro, 2019). En la Figura 12 se muestra un espectro de diseño de (CFIA, 2016).

Figura 12

Espectro de diseño elástico del CSCR 2010/14 para Zona III, sitio tipo S3.



Tomado de *Evaluación de la fragilidad ante cargas laterales de tres edificios tipo marco de concreto reforzado, diseñados de acuerdo con el Código Sísmico De Costa Rica 2010* (p.13), por A. Navarro, 2019, Universidad de Costa Rica.

1.3 Aspectos dinámicos

El comportamiento dinámico de las estructuras se analiza a partir de conceptos fundamentales que permiten comprender su respuesta ante cargas laterales como las sísmicas. Entre estos se encuentran el periodo y la frecuencia natural de vibración con sus respectivos modos de vibración y los desplazamientos que estos sufren, los cuales permiten caracterizar cómo una edificación se comporta durante un evento de con cargas dinámicas.

1.3.1 Grados de libertad

Los grados de libertad “corresponde al número mínimo de coordenadas necesarias para definir la posición en el espacio y en el tiempo de todas las partículas de masa del sistema” (García, 1998, pág. 5). En otras palabras, un grado de libertad es el posible movimiento que puede tener una partícula en el espacio.

1.3.2 Periodo natural de vibración

Siguiendo lo dicho por Chopra (2020) se denomina periodo natural de vibración al “tiempo requerido para que un sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre” (pág. 39), es decir, sin la influencia de fuerzas externas. Este se relacionada directamente con la rigidez y la masa del sistema, por lo que periodos largos se asocian a estructuras flexibles, mientras que periodos cortos a estructuras rígidas.

1.3.3 Frecuencia natural de vibración

La frecuencia natural de vibración es el inverso del periodo natural de vibración y este representa el número de oscilaciones por una unidad de tiempo. Al ser el inverso del periodo, este de igual manera depende de la masa y rigidez de la estructura.

1.3.4 Modos de vibración natural

Los modos de vibración según Chopra (2020), representan las distintas formas en las que una estructura puede oscilar cuando se le permite vibrar libremente sin el uso de fuerzas externas de ahí la denominación, natural, donde cada modo está asociado a un periodo y frecuencia específico donde las únicas variables que influyen es el la masa y rigidez del sistema (pág. 391). Una representación visual de este concepto está en la Figura 13.

Figura 13

Ejemplo de modos de vibración de un edificio



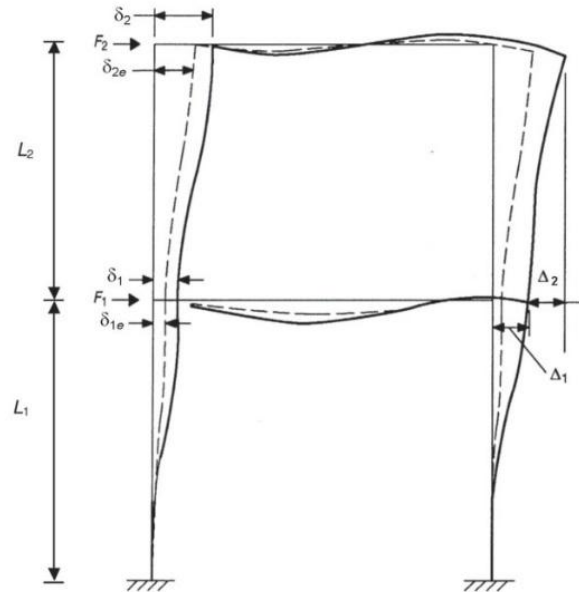
Tomado de *Modos de vibración de un edificio* (párr. 1), por Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2023, Universidad de Costa Rica.

1.3.5 Derivas

Durante un análisis dinámico de estructuras, los desplazamientos horizontales de una estructura son fundamentales para evaluar el desempeño de una estructura ante cargas laterales. El término deriva inelástica se refiere a desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior (CFIA, 2016). De manera complementaria, se presenta la Figura 14 que representa el concepto de deriva representados como Δ_1 y Δ_2 .

Figura 14

Representación de derivas



Tomado de Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (p.127), por American Society Of Civil Engineers, 2022, Structural Engineering Institute.

1.4 Elementos de concreto reforzado

El concreto reforzado es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción debido a la gran versatilidad que este tiene. En Costa Rica, el diseño de estos elementos es normado por el capítulo 8 de (CFIA, 2016) donde menciona que “los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del American Concrete Institute (código ACI 318-08), excepto en lo referente a su capítulo “Estructuras sismorresistentes” que es sustituido por este capítulo.” Durante el desarrollo de esta investigación, el código ACI 318-19 (ACI, 2019) es la que se encuentra vigente, por la cual se usará para el diseño de elementos sismorresistentes.

1.4.1 Clasificación de sistemas estructurales

Dentro de (CFIA, 2016) en su capítulo 4.2 se detallan los sistemas estructurales donde se clasifican según sus propiedades geométricas, físicas y estructurales.

- Tipo marco: Estos resisten las fuerzas sísmicas por medio de marcos de concreto reforzado, acero o madera, donde pueden o no estar conectados por medio de un diafragma horizontal. Queda expresamente prohibido utilizar un sistema que cuente únicamente con losas planas y columnas.
- Tipo dual: Conformado por marcos estructurales (de acero, concreto o madera) combinados por muros de concreto, mampostería o marcos arriostrados. Por otro lado, se incluye los sistemas que incluyan marcos parcialmente arriostrados solos o con una combinación de marcos y muros. Sin

embargo, para que se pueda considerar como dual, los marcos deben de aportar un 25% de la fuerza cortante de diseño de cada nivel, si no se llegase a cumplir, se considera tipo muro.

- Tipo muro: Incluye edificaciones cuya resistencia sísmica se basa en muros estructurales (de concreto, mampostería, acero o madera) o en marcos arriostrados, los cuales pueden actuar de manera independiente o combinada.
- Tipo voladizo: Compuesto por elementos verticales aislados, como lo puede ser varias columnas o muros, que funcionan como voladizos empotrados en la base y libres o articulados en su parte superior.
- Tipo otros: Incluye aquellos sistemas que están compuestos por estructuraciones, elementos o materiales que no se ajustan a ninguna de las clasificaciones anteriores pero que se demuestra que llegan a tener un comportamiento estructural similar a alguno.

1.4.2 Vigas

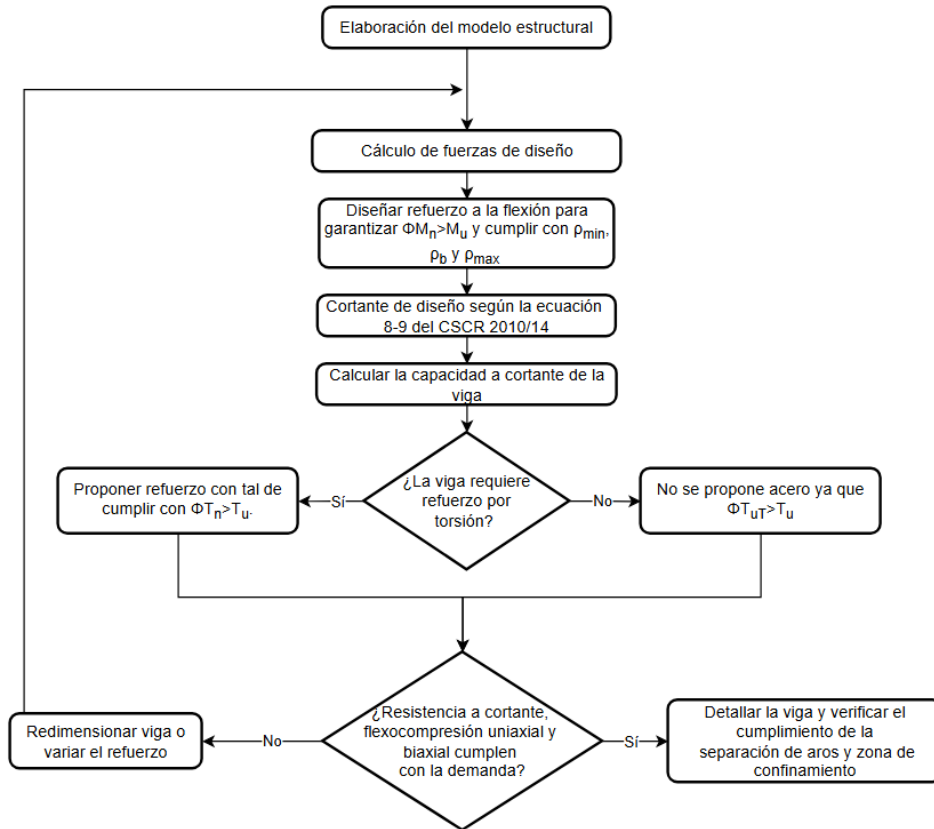
Las vigas son elementos estructurales horizontales cuya función principal es resistir y transferir cargas verticales a los elementos de soporte, como columnas o muros. Estos elementos están sometidos principalmente a flexión, sin embargo, estas deben de ser capaces de resistir esfuerzos axiales y cortantes; además de momentos torsores. Por otro lado, se debe de considerar los aspectos de servicio como fisuración y deflexiones, como lo establecen los lineamientos de (ACI, 2019).

Con relación al diseño, se combinan la capacidad a compresión del concreto con la resistencia a la tensión del acero esto debido a que “el concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión” (McCormac & Brown, 2018, pág. 2), Los principales criterios para cada diseño son los siguientes, la metodología a seguir para el diseño de estos elementos se puede consultar en la Figura 15:

- Flexión: El refuerzo longitudinal debe colocarse tanto en la cara superior como inferior de la viga para resistir momentos positivos y negativos. El diseño debe de asegurar una falla dúctil, es decir, por fluencia del acero antes de la falla por compresión del concreto (CFIA, 2014)
- Cortante: El refuerzo transversal (comúnmente denominados aros) debe diseñarse para resistir la demanda de fuerzas cortante, con especial atención a zonas cercanas a los apoyos. Además, el espaciado debe de cumplir los mínimos indicados en (ACI, 2019).
- Torsión: Aunque en muchos casos puede ser despreciable, cuando es significativa debe incorporarse un refuerzo longitudinal adicional para resistir los momentos torsores.

Figura 15

Metodología de diseño de vigas



Adaptado de *Índices de daño en marcos regulares diseñados según el Código Sísmico de Costa Rica 2010* (p.70), por M. Cruz, 2013, Universidad de Costa Rica.

La participación de las vigas en el sistema sismorresistente debe ser capaces de formar rótulas plásticas en sus extremos como mecanismo de disipación de energía sin pérdida repentina de capacidad (Chopra, 2020). Por otro lado, Park & Paulay (1992) destacan que una jerarquía resistente adecuada entre vigas y columnas es esencial para evitar mecanismos de colapso no deseados.

1.4.3 Columnas

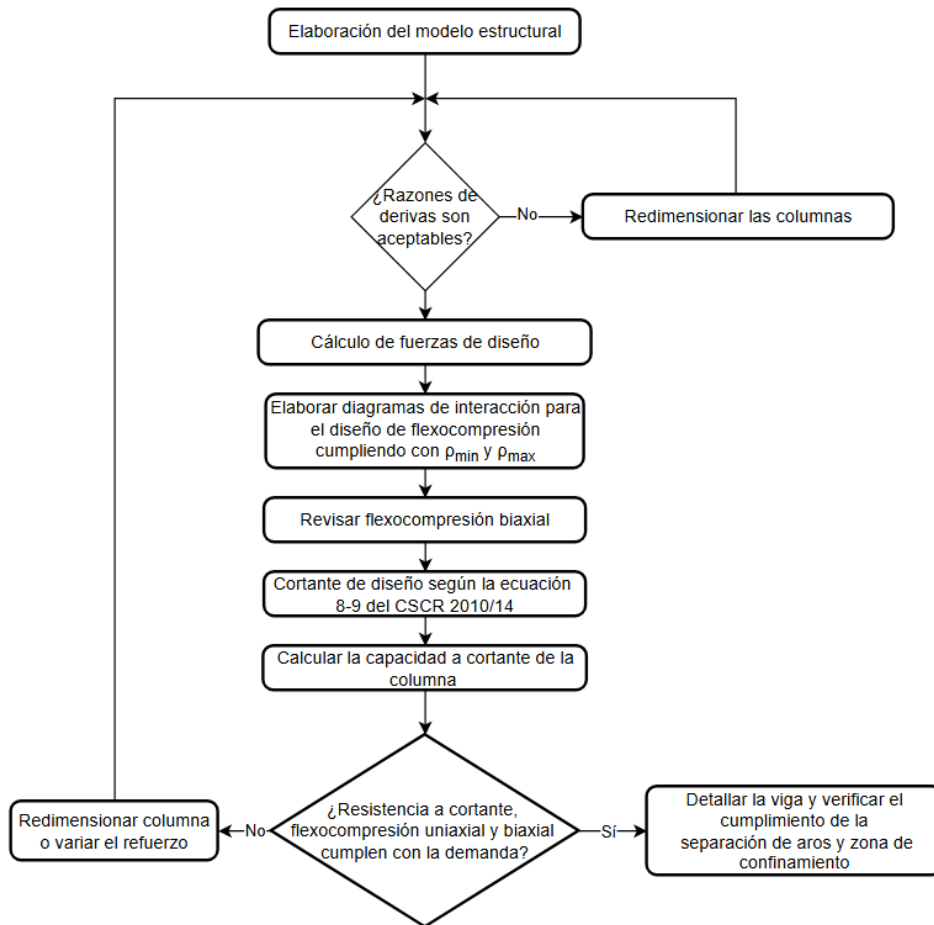
Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben cargas axiales de los pisos superiores y las transmiten hacia la cimentación. Además de la compresión axial, muchas columnas deben resistir momentos flectores inducidos por excentricidades de carga o por acciones sísmicas, lo que genera fuerzas de flexo-compresión.

El diseño de columnas se basa en el análisis combinado de carga axial y momento flector mediante el uso del diagrama de interacción, que permite determinar si la combinación de esfuerzos se encuentra dentro de los límites de seguridad. Este diagrama establece zonas de falla por compresión pura, falla balanceada y falla por tensión pura, siendo deseable mantener el diseño dentro de un rango dúctil (Darwin y otros, 2016). A continuación, se resumen los principales aspectos fundamentales en el diseño de columnas, donde en la Figura 16 se puede apreciar el procedimiento de diseño:

- Diagrama de interacción: Permite verificar la resistencia de la columna ante combinaciones de carga axial y momento flector. El punto de operación debe encontrarse dentro del diagrama para garantizar su cumplimiento.
- Refuerzo longitudinal: Debe estar distribuido alrededor del perímetro de la sección, cumpliendo con las proporciones mínimas y máximas.
- Refuerzo transversal: Se utilizan aros o espirales para confinar el núcleo de concreto, evitar el pandeo del refuerzo longitudinal y mejorar la capacidad del elemento a fuerzas cortantes.

Figura 16

Metodología de diseño de columnas



Adaptado de *Índices de daño en marcos regulares diseñados según el Código Sísmico de Costa Rica 2010* (p.69), por M. Cruz, 2013, Universidad de Costa Rica.

Por otro lado, las columnas pueden catalogarse como cortas o esbeltas, dependiendo de su relación de altura libre y sus dimensiones transversales. Por lo tanto, las columnas cortas fallan por una falla prematura del material. Su capacidad de carga depende tanto del tamaño de su sección transversal como de la resistencia de los materiales utilizados. Este tipo de columna se caracteriza por ser robusta y tener poca capacidad de deformación (McCormac & Brown, 2018). Con respecto a las columnas esbeltas, sus deformaciones por flexión aumentan conforme más esbeltas son, por lo tanto, los momentos secundarios

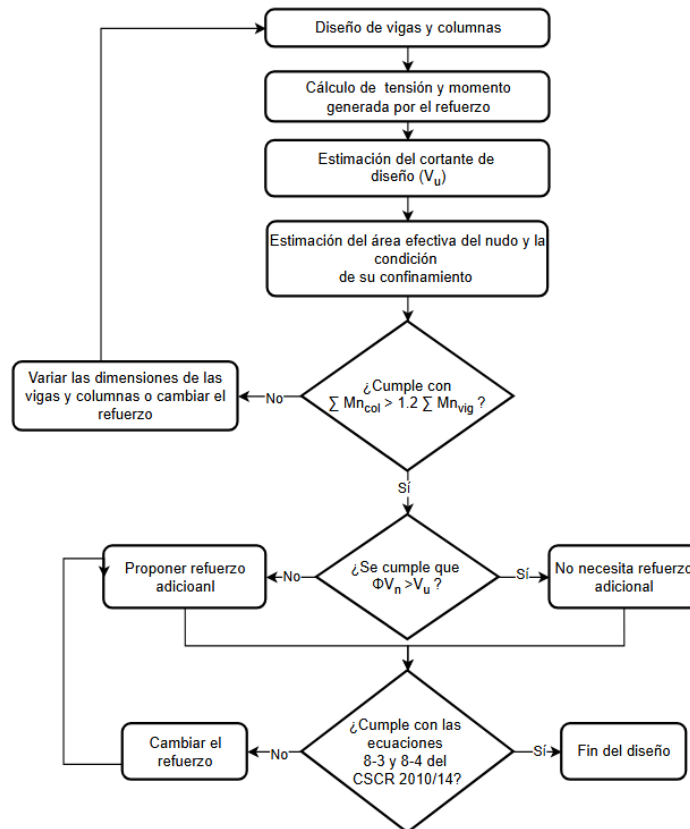
aumentan de igual manera. Entonces, si estos momentos son lo suficientemente grandes pueden llegar a disminuir notablemente la capacidad axial de la columna (McCormac & Brown, 2018).

1.4.4 Núcleos de unión viga-columna

Lo nudos de unión de viga-columna como su mismo nombre los dice, es el punto de unión de vigas y columnas, además, Darwin, Dolan & Nilson (2016) lo definen como “la porción de una columna que se encuentra dentro del peralte de las vigas que se conectan a ella” (pág. 543). El diseño de estos elementos no toma en cuenta las fuerzas provenientes del diseño, más bien toma en cuenta la resistencia nominal de los elementos (Darwin y otros, 2016). Al mismo tiempo se debe de considerar si esta intersección se encuentra confinada o no, donde “Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento” (CFIA, 2016, p. 8/10). Por otro lado, el diseño de nudos se relaciona con el principio de "columna fuerte, viga débil". Esto implica que la suma de las capacidades resistentes a momento de las columnas que concurren en un nudo debe superar a la de las vigas, de modo que las rótulas plásticas se desarrollen preferiblemente en las vigas, preservando la integridad del sistema vertical (Chopra, 2020), explícitamente el CFIA detalla que “la suma de las capacidades en flexión de las columnas debe ser mayor que 1.2 veces la suma de las capacidades en flexión de las vigas” (CFIA, 2016, p. 8/6). La metodología de diseño se encuentra en la Figura 17.

Figura 17

Metodología de diseño de núcleos de unión viga-columna



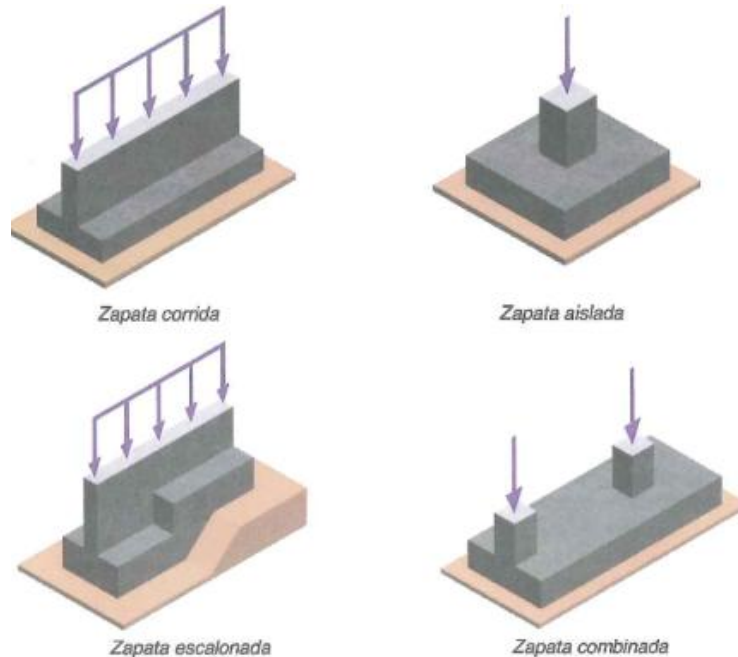
1.4.5 Cimentaciones

“La cimentación es el elemento soportante de una estructura. Incluye no solo la parte estructural que transmite la carga de la superestructura al suelo (placa), sino también al suelo o la roca soportante” (Asociación Costarricense de Geotecnia , 2009, pág. 23). En el Código de Cimentaciones de Costa Rica se clasifica las cimentaciones en tres grupos, con base a la relación de su nivel de desplante y ancho del cimiento, está la superficiales es cuando su relación es menor o igual 1, semi profundas cuando está entre 1 y 4 y las profundas cuando es superior a 4 (Asociación Costarricense de Geotecnia , 2009).

- Superficiales y Semi profundas: Estas son utilizadas principalmente cuando se tiene una capa de suelos resistente a poca profundidad. Los tipos utilizados son placas corridas, combinadas o losas de cimentación. Estas pueden ser vistas en la Figura 18.

Figura 18

Ejemplos de cimentaciones superficiales.

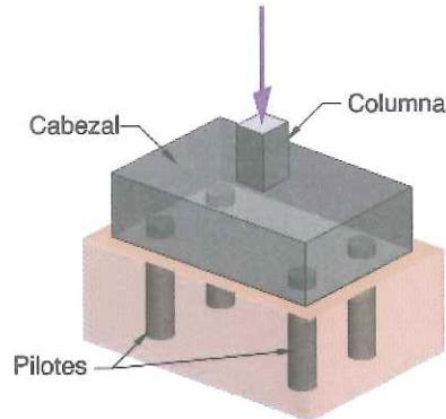


Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p. 198), por American Concrete Institute, 2019, American Concrete Institute.

- Profundas: Este tipo de cimentación es requerida cuando se necesita transmitir la carga de la estructura hacia estratos profundos debido a que las capas superficiales no tienen la capacidad suficiente para soportar las cargas aplicadas. Los tipos de cimentación profunda son los micropilotes, pilotes, pilas y cilindros de fundación. En la Figura 19 se ilustra un ejemplo típico de este tipo.

Figura 19

Ejemplo de cimentación profunda



Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p. 198), por American Concrete Institute, 2019, American Concrete Institute.

Además, la Asociación Costarricense de Geotecnia, (2009) establece que “la cimentación debe mantener su integridad estructural y geotécnica bajo las solicitaciones sísmicas, permitiendo la disipación inelástica de energía de la superestructura sin generar colapsos” (pág. ii). Desde el punto de vista estructural, las cimentaciones se diseñan considerando la teoría de capacidad de carga (Terzaghi, Meyerhof) y métodos de análisis de asentamientos.

1.4.6 Diafragmas

Son sistemas que se encargan de transmitir las cargas permanentes, temporales y sísmicas a las vigas y columnas. Hay dos clasificaciones a estos sistemas, los rígidos y flexibles.

- Diafragma rígido: Un diafragma rígido es aquel que “si la deformación lateral máxima de diafragma en su propio plano es menor o igual a dos veces el promedio de la derivas máxima y mínima” (CFIA, 2016, p. 4/15). No obstante, se tiene la alternativa pueden considerarse rígidos aquellos que cumplen con ciertas condiciones geométricas mínimas, como una relación larga/ancho inferior a 3, un espesor mínimo de losa de 6 cm, ausencia de grandes aberturas, y una dimensión máxima en planta no mayor a 50 m (CFIA, 2016).
- Diafragma flexible: Los diafragmas flexibles son aquellos que no cumplen con los requisitos para un diafragma rígido, por lo que las deformaciones que sufren son significativas ante la deformación de los elementos.

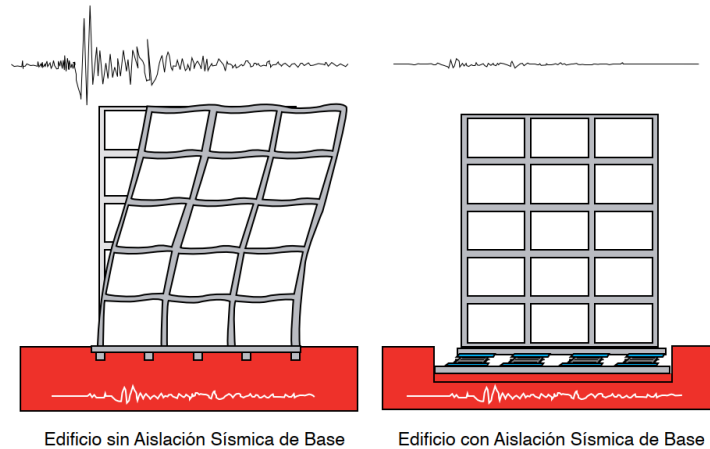
1.5 Aislación sísmica

El concepto de aislación sísmica consiste en desacoplar la superestructura, es decir, las partes de la infraestructura por encima de la interfaz de aislamiento, de los movimientos del suelo con el uso de dispositivos flexibles en el sentido horizontal (Cámara Chilena de la Construcción, 2011). Esta técnica se basa en aumentar el periodo fundamental de la estructura por medio de una reducción del sistema estructural (Cámara Chilena de la Construcción, 2011). Por lo tanto, al haber una reducción del cortante basal que recibe

la estructura, se reduce la transferencia de esfuerzos del sismo a la estructura y del mismo modo los desplazamientos, deformaciones y aceleraciones, protegiendo la estructura ante daños estructurales y no estructurales. En la Figura 20 se muestra un ejemplo de un edificio tradicional y ese mismo edificio con aislación sísmica, donde a simple vista se observa que hay una disminución en los desplazamientos.

Figura 20

Comparación de respuesta sísmica en un edificio sin y con aislación basal.



Tomado de *Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía* (p.8), por Cámara Chilena de la Construcción, 2011, Corporación de Desarrollo Tecnológico.

Existen diferentes tipos de dispositivos de aislación, los cuales pueden clasificarse según su mecanismo de funcionamiento. Entre los más utilizados se encuentran los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento, los de núcleo de plomo, los de alto amortiguamiento y, por último, los deslizantes donde cada uno tiene sus propiedades únicas. La metodología del diseño de los aisladores depende del tipo a usar; sin embargo, se encuentran en diversas fuentes como “Guía internacional para el diseño de aisladores sísmicos para países que no cuenten con una norma de aisladores sísmico” de Gallegos, Quintanilla y Orihuela (2022), “Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice” de Naemin y Kelly (1999), “Primer On Seismic Isolation” de Taylor y Igusa (2004) y las especificaciones NCh2745 de Chile y ASCE 7-22 de Estados Unidos.

1.5.1 Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)

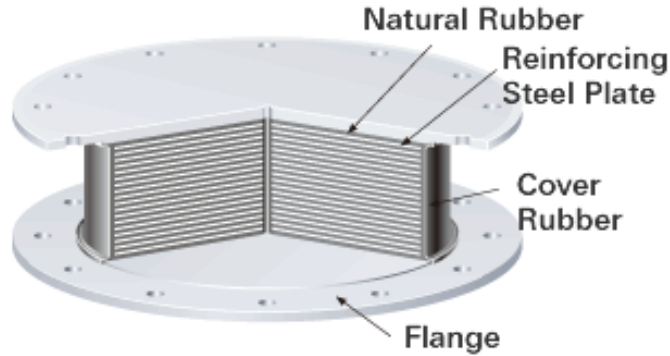
Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (Low Damping Rubber Bearing) son aquellos que presentan porcentajes de amortiguamiento, alrededor de 2% a 5% (Cámara Chilena de la Construcción, 2011). Entonces, estos dispositivos no son muy eficaces por si solos ante grandes demandas sísmicas, se requiere el aporte de otros sistemas para mejorar el amortiguamiento total, como lo pueden ser los disipadores viscosos o histéricos

Estos están conformados por un conjunto de láminas de goma o neopreno alternados con láminas de acero sometidos a presión y altas temperaturas para lograr la unificación de las láminas. Entonces, el aislamiento se consigue por la acción de las láminas de goma ya que la rigidez horizontal del sistema depende únicamente de esta propiedad, mientras que el acero aporta la rigidez vertical y evita el oscilamiento vertical;

además de no permitir que haya una deformación por la carga axial que recibe (Flores & Cahuata, 2015). Un armado típico de estos dispositivos puede ser visto en la Figura 21.

Figura 21

Armado típico de un aislador del tipo LDRB



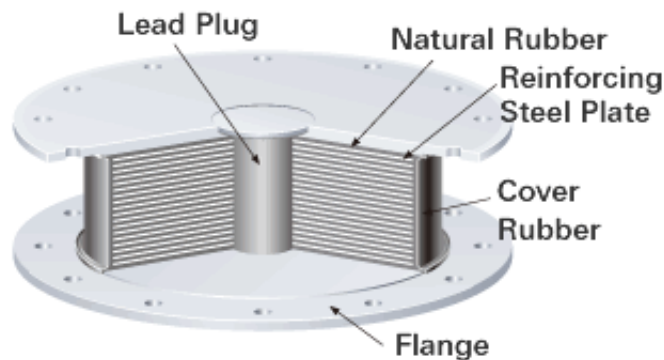
Fuente: Construction Materials - Seismic Isolator for Buildings – Products por Bridgestone, 2025.

1.5.2 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Con respecto a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing), estos similares al tipo LDRB, pero cuentan con un núcleo de plomo que se ubica en el centro del aislador. La adicción de este núcleo permite tener un mayor porcentaje de amortiguamiento, estos pueden llegar hasta a un máximo de un 30%. La forma en las que estos operan es bastante similar al del LDRB, es decir, la goma y el acero mantienen las mismas funciones; sin embargo, el núcleo de plomo que trae incorporado permite que este se deforme plásticamente y por consecuente se logre disipar energía en forma de calor, de modo que la energía que la estructura reciba por medio de un sismo sea menor (Flores & Cahuata, 2015). Por otro lado, estos al tener el núcleo de plomo, les da un comportamiento bilineal y brinda una mayor rigidez al sistema, pero la rigidez lateral sigue siendo dependiente de la goma o neopreno. En la Figura 22 se muestra cómo es este tipo de dispositivo.

Figura 22

Armado típico de un aislador del tipo LRB



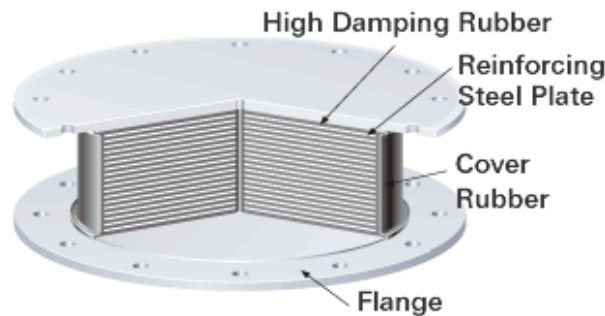
Tomado de Construction Materials - Seismic Isolator for Buildings – Products por Bridgestone, 2025.

1.5.3 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (High Damping Rubber Bearing) son muy similares en apariencia a los LDRB, pero tiene un aumento en su capacidad de amortiguamiento debido a que las láminas de goma se les añade sustancias como carbón, aceites y resinas donde su amortiguamiento puede llegar hasta un 30% (Flores & Cahuata, 2015). Por ende, estos llegan a tener una mayor rigidez en los primeros ciclos de carga que se va estabilizando por el tercer ciclo. En la Figura 23 se muestra su sección transversal.

Figura 23

Armado típico de un aislador del tipo HDRB



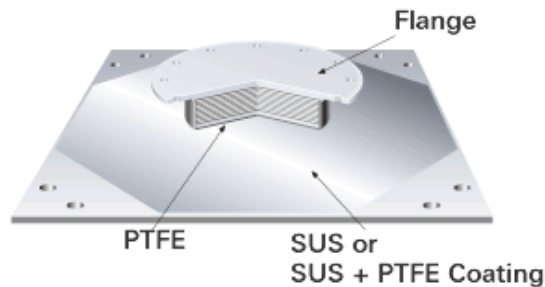
Tomado de *Construction Materials - Seismic Isolator for Buildings – Products* por Bridgestone, 2025.

1.5.4 Deslizantes

Esta categoría de aisladores es diferente a los elastoméricos ya que estos disipan la energía por medio de la fricción generada por el movimiento de una placa de acero contra otra, pero recubierta de Politetrafluoroetileno (PTFE). Este tipo dispositivo son más delicados ya que su diseño toma en cuenta varios factores como lo es la temperatura de trabajo, presión de contacto, velocidad del movimiento, estado de las superficies y envejecimiento, como se puede ver estos requieren un mayor mantenimiento. Por otro lado, igual que los LBRB estos operan de una mejor manera cuando se trabaja en conjunto a otros dispositivos, ya sean aisladores o disipadores (Cámara Chilena de la Construcción, 2011). En la Figura 24 se muestra un ejemplo de estos.

Figura 24

Armado típico de un aislador del tipo deslizante



Tomado de *Construction Materials - Seismic Isolator for Buildings – Products* por Bridgestone, 2025.

Capítulo 2: Metodología

2.1 Tipo de investigación

Esta investigación se caracteriza por su enfoque mixto, integrando métodos cuantitativos y cualitativos. El componente cuantitativo se sustenta en modelos computacionales y un análisis de costos detallado, utilizando datos técnicos y económicos derivados del modelado y del diseño de elementos sismorresistentes para cuantificar las diferencias en desempeño y costo entre las alternativas. Por otro lado, la parte cualitativa de la investigación se complementa por medio de entrevistas a expertos en el campo de aisladores sísmicos para conocer las opiniones acerca de las ventajas y desventajas asociadas a la implementación de estos.

2.2 Definición de categorías y variables

A continuación, se presenta las tres categorías y variables de la investigación.

Comportamiento Estructural

- Desplazamientos
- Fuerza cortante en la base
- Fuerzas internas de los elementos

Costo de obra gris

- Costo del concreto
- Costo del acero
- Costo del alambre negro
- Costo de los aisladores sísmicos

Costo-beneficio

- Ventajas
- Desventajas

2.3 Sujetos de información

Los sujetos de información de esta investigación están compuestos de dos ediciones tipo marco de concreto reforzado de 10 niveles de altura donde uno estará equipado con aisladores sísmicos del tipo LRB mientras que el otro no. Ambos edificios serán iguales en geometría y materiales para poder realizar una comparación directa del impacto de los aisladores en su comportamiento dinámico y costo. El perfil de suelo corresponde a suelos blandos del tipo S3 categorizados en el (CFIA, 2016).

2.4 Fuentes de información

Las principales fuentes de información provienen del uso de normativa nacional e internacional como lo es el CSCR 2010/14 para la definición de parámetros de los edificios como lo puede ser el espectro de diseño, ductilidad, cargas y requisitos del concreto estructural; además de (ACI, 2019) y el Diseño de Concreto Reforzado para el diseño de los elementos de concreto reforzado. Además, se incorpora normativa internacional para la implementación de aisladores sísmicos como lo es la ASCE 7-22, LA Norma Chilena 2745, la norma neozelandesa "Guideline for the Design of Seismic Isolation Systems for Buildings" y el Código Europeo EN15129 ya que dichas normas abarcan el uso de esta tecnología, por otro lado, se va a complementar con estudios similares realizados en distintos países. Las fuentes secundarias provienen de las entrevistas a expertos para conocer su opinión al respecto.

2.5 Técnicas e instrumentación de recolección

Para alcanzar los objetivos planteados, fue necesario definir con claridad las técnicas de recolección de información, las cuales permitieron recopilar datos tanto cuantitativos como cualitativos relacionados con el desempeño estructural, económico y ambiental de las edificaciones. Esta sección describe los métodos e instrumentos utilizados para asegurar la rigurosidad del análisis comparativo entre los modelos estructurales evaluados

2.5.1 Descripción de técnicas e instrumentos

A continuación, se detallan las técnicas y los instrumentos utilizados durante el proceso de recolección de datos, junto con su respectiva justificación, con el fin de demostrar su pertinencia en el contexto del presente estudio, las cuales son, un estudio bibliográfico, modelado computacional, diseño de elementos, análisis de inversión inicial de materiales, entrevistas y, por último, un análisis multicriterio.

2.5.1.1 Estudio bibliográfico

Se realiza una revisión de literatura científica relacionadas con la implementación de aisladores sísmicos y normativas internacionales que regulen y tengan los requisitos para el uso seguro de esta tecnología. De esta forma, se identifican es la información necesaria que se requiere en los edificios para poder apilar estos dispositivos de una manera segura y eficiente y los pasos a seguir para el diseño de los aisladores. Por otro lado, se revisan las normativas nacionales e internaciones antes mencionadas para el diseño de los elementos sismorresistentes. Además de consultar investigaciones similares para tomar en cuenta los factores que tuvieron presentes en sus análisis.

2.5.1.2 Modelado computacional

Para el modelado y simulación computacional, se utilizará el software ETABS Ultimate de análisis estructural como para crear modelos 3D detallados de los edificios con y sin aisladores sísmicos. Este proceso incluirá la creación de los modelos, la definición precisa de las propiedades de los materiales (concreto, acero, aisladores) de acuerdo con las especificaciones técnicas y la normativa vigente (ACI 318-19), y la aplicación

de cargas sísmicas representadas según el CFIA. Se realizará un análisis dinámico modal espectral. Finalmente, se extraerán los resultados de las simulaciones, incluyendo desplazamientos y fuerzas internas.

2.5.1.3 Diseño de elementos

El diseño de los elementos sismorresistentes (vigas, columnas y nodos) de los edificios, tanto con y sin aisladores sísmicos, se realizará de acuerdo con la normativa vigente (CSCR 2010/14 y ACI 318 -19). Para ello, se obtendrán las fuerzas internas (cortante, momento flector, momento torsor y axiales) de los elementos estructurales a partir de las simulaciones computacionales. Posteriormente, se dimensionarán los elementos estructurales para resistir las fuerzas internas, considerando los factores de seguridad y las combinaciones de carga establecidas en (CFIA, 2016). Finalmente, se detallarán los refuerzos de acero de los elementos estructurales. Para este proceso, se utilizará hojas de cálculo de elaboración propia en Blockpad para verificar el cumplimiento de los requisitos normativos y de demanda de la estructura.

2.5.1.4 Análisis de la inversión inicial de materiales

El análisis de la inversión inicial de los materiales se realizará utilizando la metodología del Análisis de Precios Unitarios (APU) para obtener un desglose detallado de los costos de obra gris de los edificios con y sin aisladores sísmicos. Este proceso incluirá la elaboración de presupuestos detallados para cada partida de obra (estructura de concreto, aisladores sísmicos), la obtención de únicamente de los precios de los materiales en Costa Rica y el uso de un precio de referencia para los aisladores sísmicos y el análisis comparativo de los costos totales para identificar las diferencias y los factores que influyen en los costos. Se utilizarán hojas de cálculo en Blockpad para elaborar los presupuestos y realizar un análisis comparativo posterior de costos.

2.5.1.5 Entrevistas

Se realizará entrevistas a expertos del área de ingeniería para obtener información y sus opiniones acerca de la implementación de esta tecnología. Estas entrevistas permitirán explorar aspectos como la percepción del riesgo sísmico, la valoración de la seguridad y la tranquilidad que proporcionan los aisladores y su impacto en la resiliencia del edificio ante futuros eventos sísmicos.

2.5.1.6 Análisis multicriterio

Para evaluar de manera integral la factibilidad de la implementación de aisladores sísmicos, se recurrirá a la técnica del Análisis Multicriterio con el fin de identificar ventajas y desventajas. Este enfoque permitirá integrar criterios técnicos, económicos, ambientales y de niveles de daño, ponderando su importancia relativa para obtener una evaluación global y comparativa de las alternativas. Para ello, se definirán criterios como la estimación inicial de los materiales, el desempeño estructural (medido a través de un índice basado en los periodos, desplazamientos, razones de derivas y cortantes basales), el impacto ambiental (emisiones de CO₂ equivalentes) y el nivel de daño. La asignación de pesos a estos criterios se realizará con la investigación previa y se usará la Teoría de Matriz de Saaty para verificar la consistencia de la matriz. Posteriormente, se evaluará el desempeño de cada alternativa en cada criterio con ayuda de la entrevista de expertos, utilizando

los resultados obtenidos. Finalmente, las evaluaciones y los pesos se combinarán mediante el método de la Suma Ponderada para obtener una puntuación global.

2.6 Análisis y procesamiento de la información

Una vez recolectada la información necesaria, se procedió con su procesamiento y análisis para evaluar las distintas dimensiones del estudio: estructural, económica, ambiental y nivel de daño. Esta sección detalla la forma en que se organizaron, compararon y visualizaron los resultados obtenidos, así como los métodos empleados para su interpretación y validación.

2.6.1 Presentación de los resultados

Los resultados se presentarán con tablas para poder presentar de manera resumida las fuerzas de diseño en ambas estructuras, los desplazamientos, razones de derivas inelásticas, fuerzas inducidas por el sismo, del cómo se distribuye el costo de cada elemento, las emisiones de CO₂ y también el análisis multicriterio. Con el uso de cuadros se reportará el nivel de daño. Se usará diagramas para poder representar la capacidad de las columnas y por último figuras para presentar los modelos, las secciones transversales de los elementos estructurales, el comportamiento de la estructura y de las fuerzas del sismo.

2.6.2 Descripción del proceso de análisis

El análisis de los datos obtenidos se dividió en distintas etapas, permitiendo una evaluación integral del desempeño estructural, económico, ambiental y el nivel de daño de los modelos. En esta sección se describe con mayor detalle el enfoque y la lógica de cada etapa del análisis, iniciando por los resultados derivados de los modelos computacionales y continuando con las demás dimensiones evaluadas.

2.6.2.1 Análisis de los resultados de los modelos computacionales

El análisis de los resultados de los modelos computacionales se centrará en evaluar el comportamiento sísmico de los edificios con y sin aisladores. Para ello, se compararán los desplazamientos de entrepiso, fuerzas internas y las fuerzas cortantes en la base para cada modelo de edificio y cada escenario sísmico. Adicionalmente, se analizarán los patrones de deformación de los edificios y para evaluar la efectividad de los aisladores sísmicos en la reducción de las demandas sísmicas.

2.6.2.2 Análisis de los resultados del diseño de elementos

El análisis de los resultados del diseño de los elementos se enfocará en evaluar el impacto de los aisladores sísmicos en los requisitos de diseño. Para ello, se compararán las dimensiones de los elementos estructurales (vigas y columnas) y las cantidades de acero de refuerzo en los modelos de edificios con y sin aisladores sísmicos. Asimismo, se analizarán las verificaciones de cumplimiento de la normativa (relación demanda/capacidad) para asegurar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de seguridad establecidos en (CFIA, 2016) y (ACI, 2019).

2.6.2.3 Análisis de los resultados de la inversión inicial de los materiales

El análisis de los resultados del costo asociado se realizará para determinar el costo adicional de implementar aisladores sísmicos. Para ello, se calculará las cantidades de los materiales, ya sea el concreto, acero de refuerzo y alambre negro según el diseño que se obtenga de cada elemento. Posteriormente se usará rendimientos y precios de los materiales en el contexto costarricense para una estimación certera. Una vez se tengan los montos, compararán los costos totales de los edificios con y sin el sistema de aislamiento. Además, se analizará la distribución de los costos por partida de obra para identificar los componentes que contribuyen en mayor medida al costo total, permitiendo así identificar áreas donde el costo varía.

2.6.2.4 Análisis de los resultados de emisiones de CO₂

Conforme a los resultados de las emisiones de CO₂, se haría uso de las cantidades de los materiales estimados. Luego, se usará factores de emisiones de CO₂ equivalente por peso de los mismos materiales para medir la huella de carbono que los edificios. Una vez obtenidas las emisiones totales para cada modelo, se procederá a comparar los resultados para determinar si el sistema con aisladores representa una reducción o incremento en la huella de carbono. Asimismo, se interpretará si estas diferencias son ambientalmente significativas.

2.6.2.5 Análisis de los resultados de nivel de daño y resiliencia

El análisis del nivel de daño y resiliencia se llevará a cabo con base en los resultados de derivas inelásticas por nivel obtenidos para ambos modelos estructurales. Para ello, se clasificarán los niveles de daño estructural aplicando criterios técnicos establecidos en fuentes como FEMA P-58, los cuales permiten asociar rangos de deriva con categorías de daño (leve, moderado, severo).

Posteriormente, se identificará la distribución del daño a lo largo de los niveles de cada edificio, diferenciando entre comportamiento localizado y daño generalizado. Esta información se utilizará para valorar la capacidad del sistema estructural de preservar su integridad bajo exigencia sísmica.

2.6.2.6 Análisis de los resultados del análisis multicriterio

El análisis de los resultados del análisis multicriterio se enfocará en evaluar la factibilidad global de la implementación de aisladores sísmicos, considerando factores técnicos, económicos y sociales junto a los resultados de las entrevistas. Se compararán las puntuaciones globales obtenidas para los edificios con y sin aisladores sísmicos, con el fin de determinar cuál alternativa presenta una mayor factibilidad desde una perspectiva integral. Finalmente, con dicho análisis se identificarán las ventajas y desventajas.

Capítulo 3: Resultados

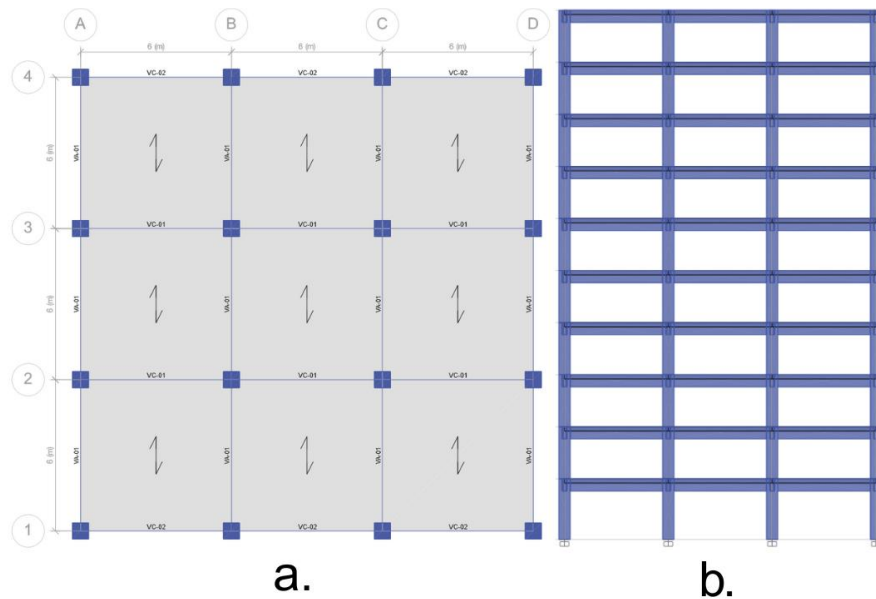
3.1 Geometría y cargas

A la hora de poder realizar una comparación de un edificio con y sin aisladores sísmicos, se debe de definir el edificio a utilizar para la comparativa. El edificio fue tomado de la tesis de Cruz Torres (2013), el cual se ubica en la ciudad de San José, por lo que se ubica en la Zona Sísmica III y un tipo de suelo S3.

Con respecto a la geometría del proyecto, este tiene una altura de 10 niveles donde cada uno tiene una altura libre de 3 metros con excepción del primer nivel que es de 3.5 metros. Cabe destacar que todas las vigas tienen una longitud de 6 metros. Entonces, el edificio tiene columnas CC-01 en toda su altura, vigas internas VC-01, vigas de carga externa VC-02 y vigas de amarre VA-01 (Navarro, 2019). Con respecto al entrepiso, este tributa en una única dirección. En la Figura 25 se muestra una vista en planta y en elevación.

Figura 25

Vista del edificio



Nota: a. Vista en planta. b. Elevación del edificio.

Con respecto a las cargas, estas mismas fueron tomadas de Cruz (2013), por lo que la carga permanente es corresponde al peso propio de los elementos con una sobrecarga de 800 kgf/m^2 que se actúa en cada entrepiso. En relación con la carga temporal, el uso que tiene la edificación es de uso de oficinas, por la cual, según CFIA (2016), se establece que es de 250 kgf/m^2 , de igual manera, se aplica a cada entrepiso.

3.1.1 Edificación tradicional

En esta sección se presentan los resultados del análisis dinámico de la estructura tradicional. Primero, se determina el período fundamental de vibración, que caracteriza la respuesta modal principal del sistema. Posteriormente se muestra los valores de la fuerza sísmica por nivel en cada dirección ortogonal. Seguidamente, se obtienen los desplazamientos máximos en planta y los valores de deriva. Por último, se muestra las secciones transversales de los elementos ya diseñados con su respectiva relación demanda/capacidad y cuantía de refuerzo.

3.1.1.1 Periodo de vibración

El periodo que se obtuvo de la estructura tradicional, los modos utilizados para alcanzar al menos un 90% de masa total participativa se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1

Periodo del edificio tradicional de la estructura tradicional

Periodo	Número de modos	Masa participativa (%)
1.3 s	12	97.32

3.1.1.2 Fuerza sísmica

A continuación, en la Tabla 2 se presenta las máximas fuerzas sísmicas de cada nivel y en cada dirección, donde el cortante basal en la dirección X es de 138606 kgf mientras que en la dirección Y es de 182113 kgf. Además, en la Figura 26 se muestra una representación visual de las fuerzas.

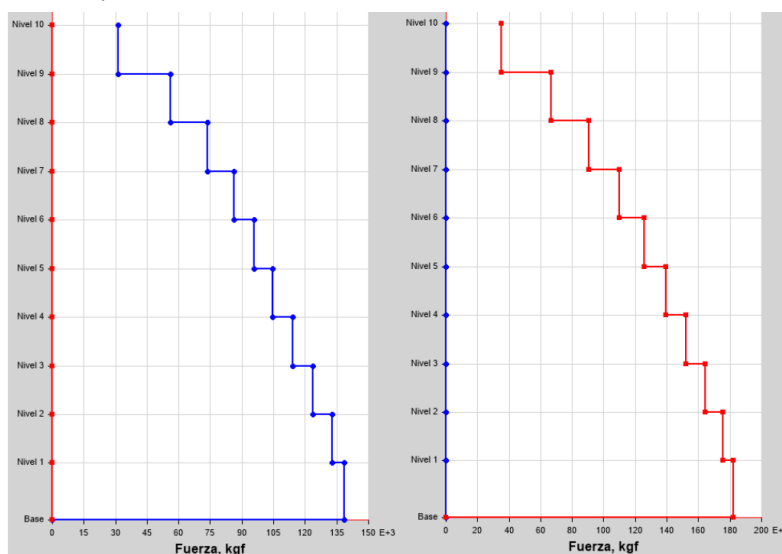
Tabla 2

Fuerza sísmica por nivel de la estructura tradicional

Nivel	Fuerza sísmica (kgf)	
	Dirección X	Dirección Y
Base	138606.00	182113.00
1	138605.84	182113.05
2	132850.43	175359.90
3	123598.14	164616.95
4	114025.12	152353.19
5	104741.88	139261.32
6	95937.55	125500.61
7	86219.72	109867.13
8	73527.34	90698.70
9	56244.43	66481.87
10	31110.83	34981.00

Figura 26

Representación gráfica del cortante por nivel de la estructura tradicional



a.

b.

Nota: a. Sismo en dirección X. b. Sismo en dirección Y.

3.1.1.3 Desplazamientos y derivas

Con respecto a los desplazamientos obtenidos el edificio tradicional, estos se muestran en la Tabla 3, donde se muestra un desplazamiento máximo en la dirección X y Y son de 21.74 mm y de 16.45 mm respectivamente. Por otro lado, con las derivas, se están cumpliendo en todos los niveles ya que al ser tipo marco, su límite es de 0.02. Adicionalmente, en la Figura 27 se muestra la deformada del edificio. Para un mayor detalle, consultar el Apéndice A.

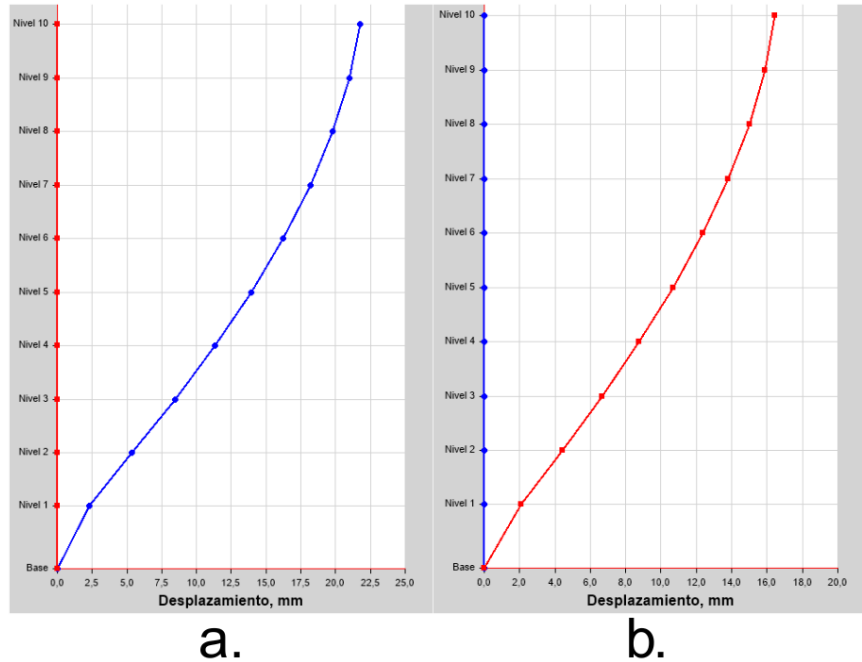
Tabla 3

Desplazamientos y derivas por cada nivel

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (mm)		Derivas	
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Base	0	0	0	-	-
1	3.5	2.29	2.10	0.0078	0.0072
2	3	5.35	4.42	0.0122	0.0093
3	3	8.44	6.67	0.0124	0.0090
4	3	11.33	8.76	0.0115	0.0084
5	3	13.93	10.67	0.0104	0.0076
6	3	16.22	12.36	0.0092	0.0068
7	3	18.18	13.81	0.0078	0.0058
8	3	19.78	15.00	0.0064	0.0048
9	3	20.96	15.89	0.0047	0.0035
10	3	21.74	16.45	0.0031	0.0023

Figura 27

Representación visual de los desplazamientos de la estructura tradicional



Nota: a. Desplazamientos en dirección X. b. Desplazamientos en dirección Y.

3.1.1.4 Diseño de elementos

En este apartado se muestran los resultados del diseño estructural de los elementos del edificio, los cuales fueron diseñados por Navarro (2019), por lo que se revisó si había cumplimiento de las secciones propuestas con las fuerzas internas del modelo realizado. Para un mayor detalle consultar el apéndice B.

- Vigas

Seguidamente en la Tabla 4 se muestran las fuerzas de diseño que rigen el diseño de cada elemento las cuales provienen de la tercera combinación de carga estipulada en el apartado 6.2 de (CFIA, 2016).

Tabla 4

Fuerzas de diseño de las vigas del edificio tradicional

Viga	Momento (kgf·m)		Cortante (kgf)	Torsión (kgf·m)
	Positivo	Negativo		
VA-01	5613.39	-8291.02	19474.86	7.890
VC-01	6945.62	-16436.41	29096.57	6.200
VC-02	6872.43	-14671.24	24069.61	10.430

A continuación, se presentan los resultados de cuantías de refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal y la relación demanda/capacidad crítica de las vigas del edificio tradicional en la Tabla 5 con sus respectivos detalles de secciones transversales en la Figura 28.

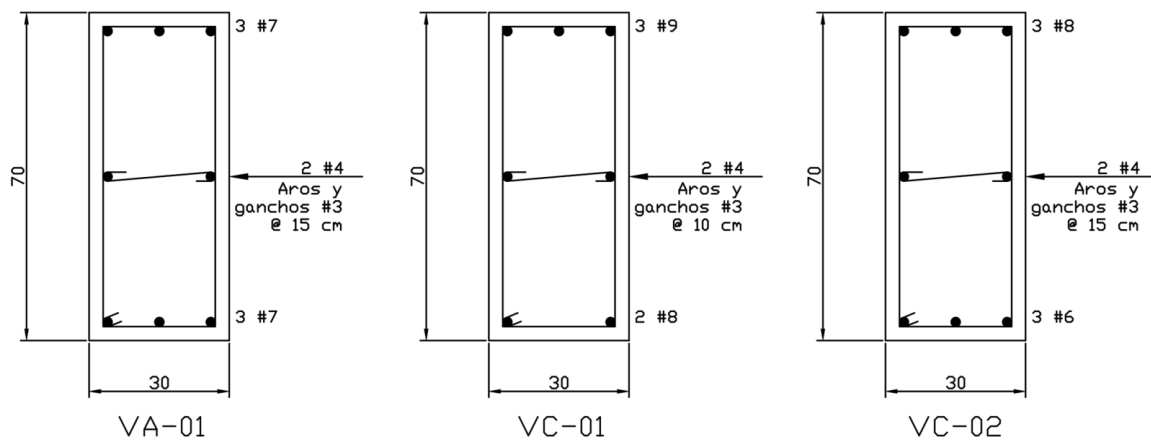
Tabla 5

Resumen de resultados del diseño de las vigas del edificio tradicional

Viga	Cuantía		Aros	Relación demanda/capacidad			
	Momento Positivo	Momento Negativo		Momento Positivo	Momento Negativo	Cortante	Torsión
VA-01	0.0060	0.0060	#3 @ 15 cm	0.21	0.31	0.60	0.011
VC-01	0.0052	0.0100	#3 @ 10 cm	0.29	0.38	0.69	0.008
VC-02	0.0044	0.0078	#3 @ 15 cm	0.34	0.43	0.74	0.014

Figura 28

Detalle de secciones transversales de vigas del edificio tradicional



Adaptado de Evaluación de la fragilidad ante cargas laterales de tres edificios tipo marco de concreto reforzado, diseñados de acuerdo con el Código Sísmico De Costa Rica 2010, por Navarro, 2019.

- **Columna**

Del mismo modo, se presentan los valores de diseño de las columnas en la Tabla 6 provenientes de la tercera combinación de (CFIA, 2016).

Tabla 6

Fuerzas de diseño de las columnas del edificio tradicional

Columna	Flexocompresión biaxial			Cortante (kgf)	
	Momento en Y (kgf-m)	Momento en Z (kgf-m)	Compresión Última (kgf)	Dirección Y	Dirección Z
CC-01	- 19.12	- 28295.26	448042.7	84101.474	84101.474

En relación con el diseño, se presenta en la Tabla 7 los resultados de cuantía de acero longitudinal, aros y las relaciones de demanda/capacidad en flexocompresión biaxial y cortantes en cada dirección. Además, en las la Figura 29 y Figura 30 se presentan los diagramas de interacción críticos que corresponden a la tercera combinación de carga de (CFIA, 2016) en las direcciones Y y Z, respectivamente.

Tabla 7

Resumen de resultados del diseño de las columnas del edificio tradicional

Columna	Cuantía acero longitudinal	Aros	Relación demanda capacidad		
			Flexocompresión biaxial	Cortante dirección Y	Cortante dirección Z
CC-01	0.0108	#4 @ 10 cm	0.88	0.42	0.42

Figura 29

Diagrama de interacción en la dirección Y en el edificio tradicional

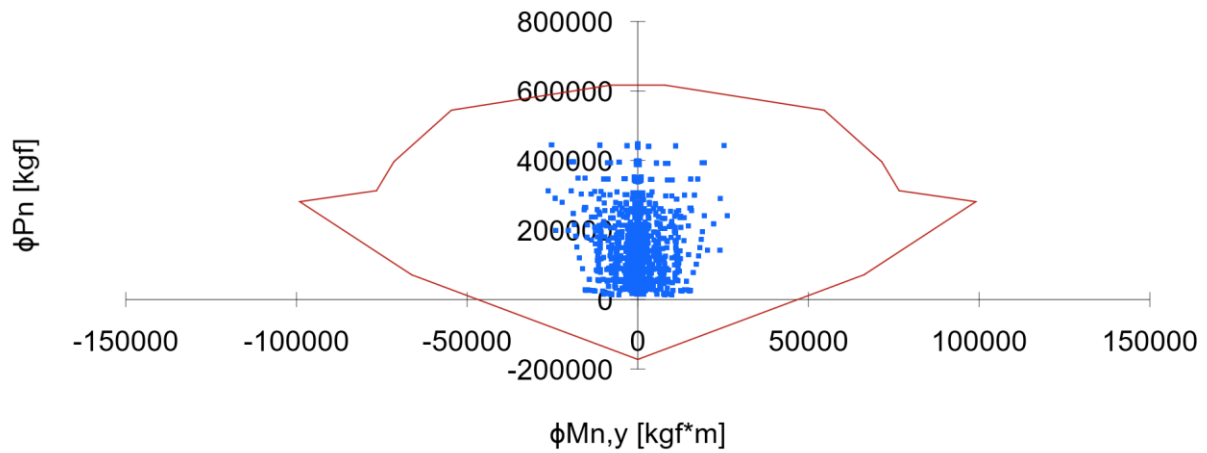
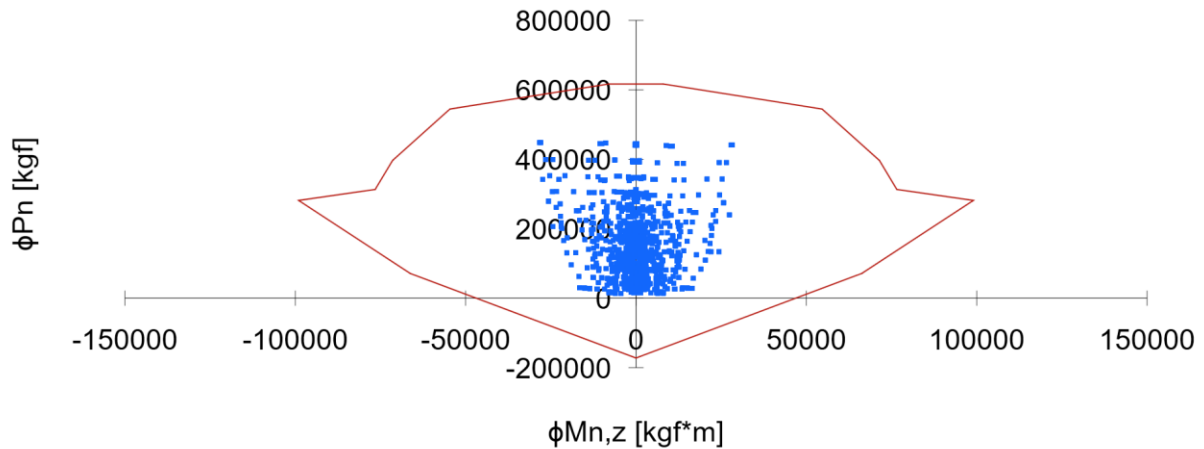


Figura 30

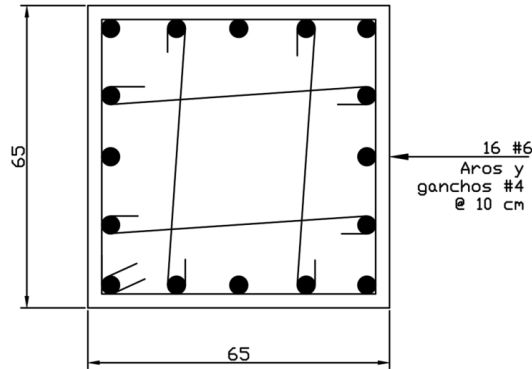
Diagrama de interacción en la dirección Z en el edificio tradicional



Por último, la Figura 31 se observa el detalle de la sección transversal de la columna.

Figura 31

Detalle de la sección transversal de la columna del edificio tradicional



3.1.2 Edificación aislada

En este apartado se presentan los resultados provenientes del análisis dinámico de la estructura aislada. Se presentan los mismos resultados que la edificación tradicional, es decir, periodo, fuerzas sísmicas, desplazamientos, derivas y diseño de elementos, además del diseño del aislador LRB.

3.1.2.1 Aislador sísmico LRB

Para el diseño de un aislador del tipo LRB, lo primordial es definir el periodo objetivo de la estructura, el cual se opta por que este sea 2.5 veces el periodo de la estructura tradicional, por lo que el periodo objetivo es de 3.25 s, además de considerar los espectros de diseño. A continuación, en la Tabla 8, se presentan las propiedades físicas y mecánicas del aislador, para un mayor detalle, consultar el apéndice C.

Tabla 8

Propiedades físicas y mecánicas del aislador

Propiedad	Valor
Físicas	
Diámetro de plomo	15 cm
Diámetro de goma	62 cm
Altura	42.5 cm
Mecánicas	
Rigidez post-fluencia	44055.626 kgf/m
Rigidez de fluencia	440556.260 kgf/m
Desplazamiento de fluencia	4.545 cm
Rigidez efectiva	116729.304 kgf/m
Fuerza de fluencia	289759.396 kgf

3.1.2.2 Periodo de vibración

En cuanto al periodo de vibración del modelado de la estructura con el aislador LRB, este se presenta en la Tabla 9 con el número de modos necesarios para alcanzar por lo menos un 90% de participación de la masa total.

Tabla 9

Periodo del edificio aislado de la estructura aislada

Periodo	Numero de modos	Masa participativa (%)
3.2 s	12	99.99

3.1.2.3 Fuerza sísmica

Con respecto a la fuerza sísmicas de la estructura aislada, se presenta la Tabla 10 que contiene las fuerzas sísmicas de cada nivel y dirección. Es muy importante mencionar que el cortante basan en la dirección X es de 47312.91 kgf mientras que en la dirección Y es 55346.73 kgf después de haber aplicado la reducción de elementos; sin embargo, sin haber aplicado dicha reducción de elementos, el cortante basal es de 51315.33 kgf en la dirección X mientras que en la dirección Y es 56131.98 kgf. De forma complementaria, la Figura 32 muestra una representación visual de la distribución de estas fuerzas.

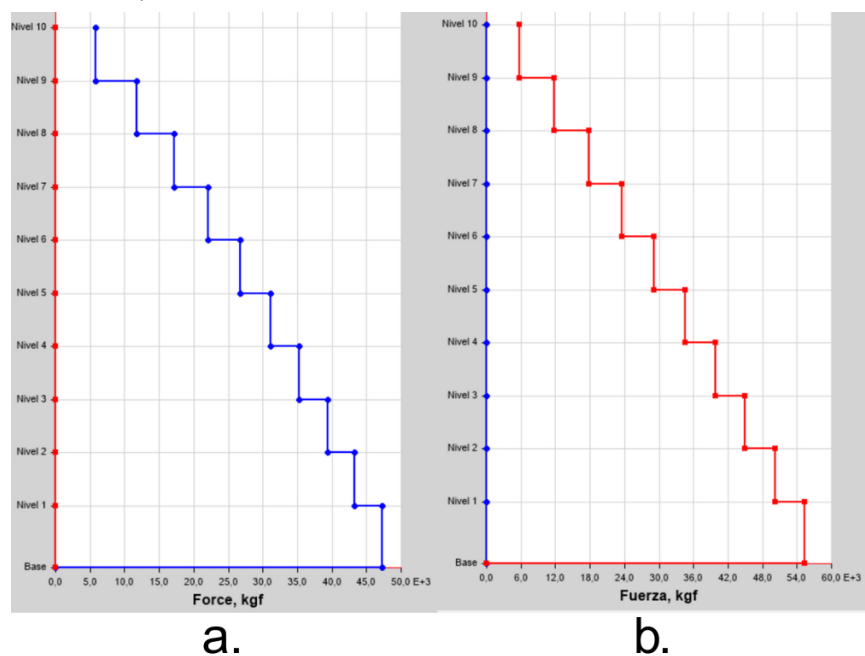
Tabla 10

Fuerza sísmica por nivel de la estructura tradicional

Nivel	Fuerza sísmica (kgf)	
	Dirección X	Dirección Y
Base	47312.91	55346.73
1	47312.91	55346.73
2	43330.58	50175.11
3	39371.65	45006.63
4	35335.62	39790.89
5	31159.4	34499.83
6	26786.68	29095.05
7	22150.62	23535.25
8	17178.43	17788.89
9	11767.77	11835.74
10	5815.96	5675.53

Figura 32

Representación gráfica del cortante por nivel de la estructura aislada



Nota: a. Sismo en dirección X. b. Sismo en dirección Y.

3.1.2.4 Desplazamientos y derivas

En cuanto a los desplazamientos que sufre la estructura aislada, estos están en la Tabla 11, además de que se puede observar hay un desplazamiento de la base de 28.49 mm en la dirección X y de 30.82 mm en la dirección Y, lo cual corresponde al movimiento que sufre el aislador, lo que resulta que haya un desplazamiento máximo de 37.65 mm y 36.55 mm en la dirección X y Y, respectivamente. Finalmente, las derivas cumplen con lo estipulado por el CFIA (2016), como se mencionó anteriormente en la sección 2.6.2.7. Por último, en la Figura 33 se presenta la forma en la que se deforma el edificio. Consultar apéndice D.

Tabla 11

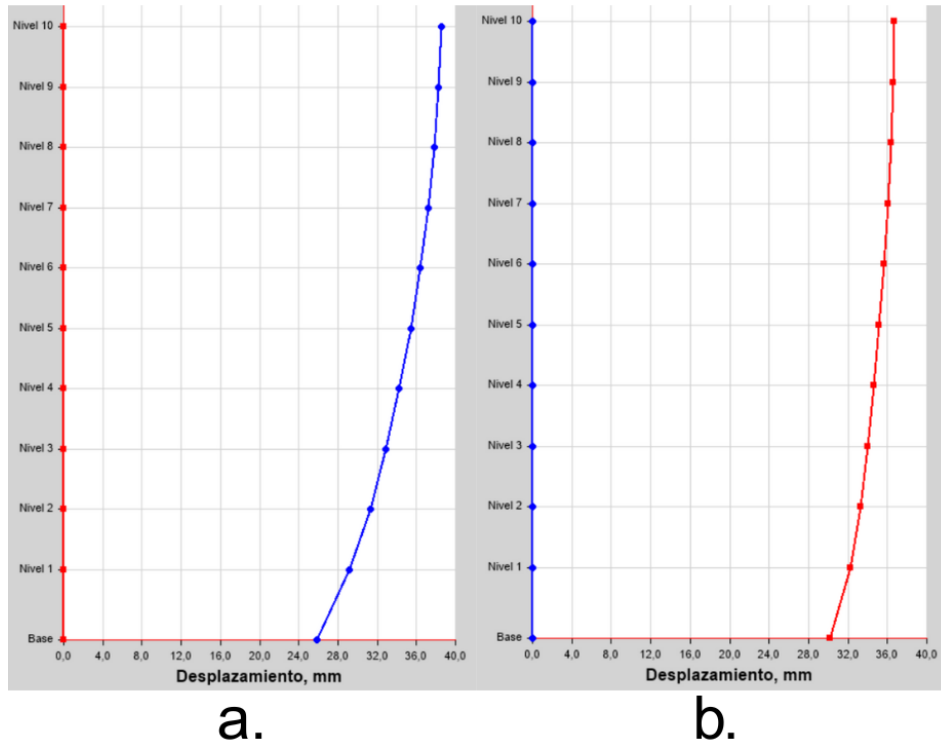
Desplazamientos y derivas por cada nivel de la estructura aislada

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (mm)		Derivas	
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
0	0	26.37	30.45	-	-
1	3.5	29.19	32.29	0.0097	0.0063
2	3	31.27	33.27	0.0083	0.0039
3	3	32.89	34.00	0.0065	0.0029
4	3	34.26	34.63	0.0055	0.0025
5	3	35.42	35.18	0.0047	0.0022
6	3	36.40	35.65	0.0039	0.0019
7	3	37.20	36.03	0.0032	0.0015

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (mm)		Derivas	
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
8	3	37.82	36.33	0.0025	0.0012
9	3	38.25	36.55	0.0018	0.0009
10	3	38.54	36.68	0.0011	0.0005

Figura 33

Representación visual de los desplazamientos de la estructura aislada



Nota: a. Desplazamientos en dirección X. b. Desplazamientos en dirección Y.

3.1.2.5 Diseño de elementos

A continuación, se muestran los resultados del diseño estructural de los elementos del edificio, donde se hizo un rediseño por la incorporación de aisladores sísmicos ante una posible reducción de fuerzas internas de los elementos debido a la incorporación de dicha tecnología. De igual manera, el apéndice E cuenta con mayor detalle.

- Vigas

La Tabla 12 presenta las fuerzas de diseño que rigen el diseño de cada sección, estas provienen de la segunda y tercera combinación para el caso de la VA-01 y VC-01 mientras que para la VC-02 la segunda combinación es la que rige completamente.

Tabla 12

Fuerzas de diseño de las vigas del edificio aislado

Viga	Momento (kgf·m)		Cortante (kgf)	Torsión (kgf·m)
	Positivo	Negativo		
VA-01	3112.63	-5797.16	12975.99	6.20
VC-01	7053.55	-12674.60	21282.27	3.12
VC-02	5433.15	-10511.17	16790.14	6.80

En la Tabla 13 presenta los resultados de las cuantías del refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal y la relación demanda/capacidad crítica de las vigas del edificio aislado. Además, la Figura 34 presenta las secciones transversales propuestas donde hubo cambios en el tamaño de estas y en el acero de refuerzo.

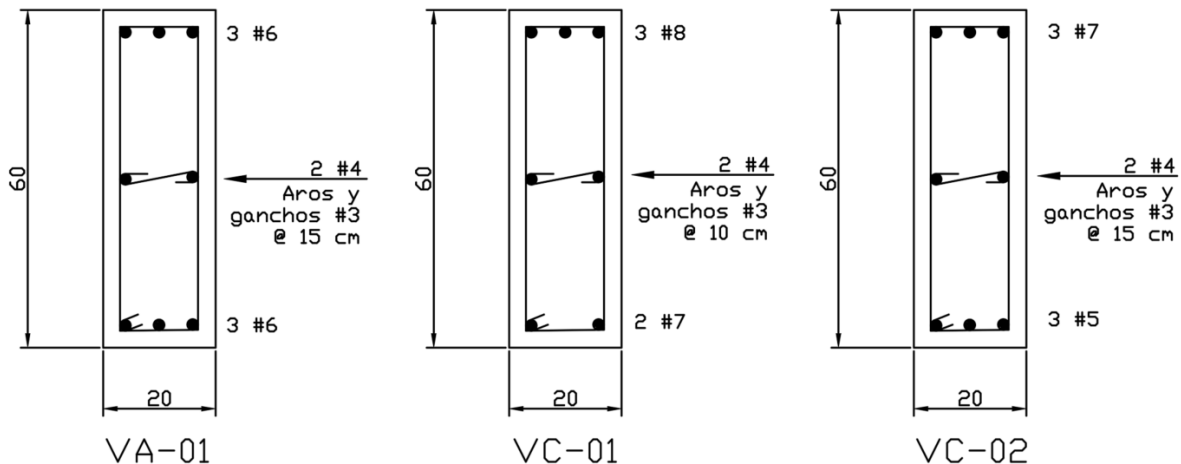
Tabla 13

Resumen de resultados del diseño de las vigas del edificio tradicional

Viga	Cuantía			Relación demanda/capacidad			
	Momento Positivo	Momento Negativo	Aros	Momento Positivo	Momento Negativo	Cortante	Torsión
	VA-01	0.0078	0.078	#3 @ 15 cm	0.19	0.48	0.544
VC-01	0.0071	0.014	#3 @ 10 cm	0.47	0.46	0.670	0.010
VC-02	0.0054	0.011	#3 @ 15 cm	0.46	0.48	0.706	0.022

Figura 34

Detalle de secciones transversales de vigas del edificio aislado



- Columnas

De la misma manera se presenta en la Tabla 14 las fuerzas de diseño de las columnas del edificio aislado, las cuales provienen de la tercera combinación de carga.

Tabla 14

Fuerzas de diseño de las columnas del edificio aislado

Columna	Flexocompresión biaxial			Cortante (kgf)	
	Momento en Y (kgf·m)	Momento en Z (kgf·m)	Compresión Última (kgf)	Dirección Y	Dirección Z
CC-01	-35.83	-9018.51	31956	84101.474	84101.474

Con respecto al diseño, la Tabla 15 se presenta los resultados de cuantía del acero longitudinal, aros y las relaciones demanda/capacidad de flexocompresión biaxial y cortantes en las direcciones ortogonales consideradas. De forma complementaria, se adjunta los diagramas de interacción críticos de las columnas en las Figura 35 y Figura 36, que corresponden a la tercera combinación de carga. Es muy importante destacar que no se logró realizar una reducción del elemento debido a que no puede soportar los esfuerzos de compresión si se hace más pequeña y el acero longitudinal ya está muy cercano a la cuantía mínima, por lo que la sección transversal queda igual que el edificio tradicional.

Tabla 15

Resumen de resultados del diseño de las columnas del edificio aislado

Columna	Cuantía acero longitudinal	Aros	Relación demanda capacidad		
			Flexocompresión biaxial	Cortante dirección Y	Cortante dirección Z
CC-01	0.0108	#4 @ 10 cm	0.86	0.66	0.66

Figura 35

Diagrama de interacción en la dirección Y en el edificio aislado

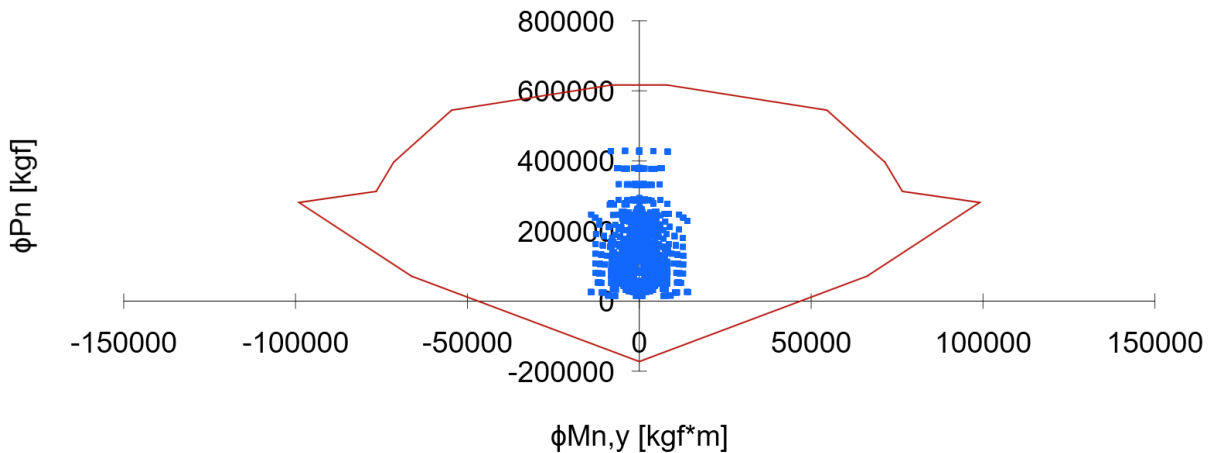
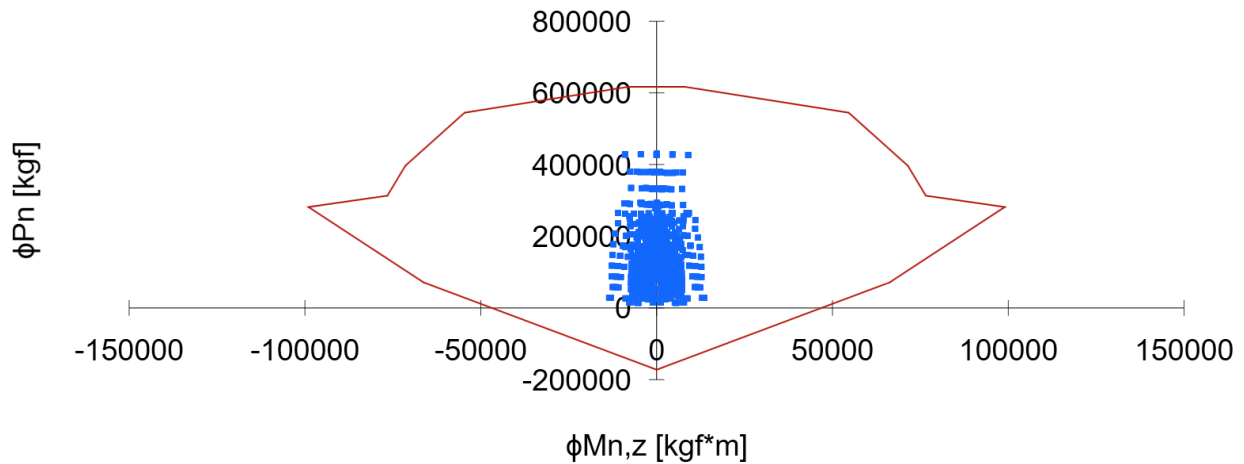


Figura 36

Diagrama de interacción en la dirección Y en el edificio aislado



3.2 Inversión inicial de materiales

En este apartado se presentan los costos asociados a materiales de las vigas y columnas de cada edificación según su respectivo diseño. Los materiales que se tomaron en cuenta son el acero de refuerzo, concreto, alambre negro y en el caso del edificio aislado, se le adiciona el costo del aislador. Para un mayor detalle, consultar el apéndice F.

A continuación, en la Tabla 16 se presentan los rendimientos y los precios que se tomaron en consideración para el acero de refuerzo considerando una longitud de varilla de 12 m y de grado 60; además del alambre negro. Los rendimientos provienen de (Sandoval, 2018) y los precios fueron consultados en la ferretería costarricense Construplaza; es muy importante mencionar que estos cuentan con el impuesto al valor agregado. Por otro lado, el precio del concreto es de ₡107 350 por 1 m³.

Tabla 16

Tabla de precios y rendimientos del acero y alambre negro

Material	Rendimiento (kg/ml)	Precio (₡/kg)
Varilla #3	0.560	3 600
Varilla #4	0.994	6 400
Varilla #5	1.552	9 900
Varilla #6	2.235	1 4500
Varilla #7	3.042	19 500
Varilla #8	3.973	25 500
Varilla #9	5.06	32 500
Alambre negro	5% del peso del acero	620

3.2.1 Edificación tradicional

En cuanto a las cantidades de los materiales, se hace uso de las secciones transversales mostradas en la Figura 28 y Figura 31, además del rendimiento del respectivo material expresado en la Tabla 16. Por lo que, en la Tabla 17 se muestra la cantidad de los materiales requerida.

Tabla 17

Cantidad de materiales necesarios en el edificio tradicional

Material	Cantidad
Varilla #3	13 247.00 kg
Varilla #4	30 159.00 kg
Varilla #6	24 800.00 kg
Varilla #7	14 823.00 kg
Varilla #8	8 067.00 kg
Varilla #9	6 165.00 kg
Concreto 280 kgf/cm ²	476.00 m ³
Alambre negro	4 864.00 kg

Con relación al resultado del costo del edificio tradicional, este es de ₡106 325 567.80 al usar el valor de los precios unitarios. Al mismo tiempo, en la Tabla 18 se muestra el costo por elemento, ya sea las columnas o el tipo de viga y en la Tabla 19 se presenta por material, ya sea concreto, acero de refuerzo o alambre negro para la armadura.

Tabla 18

Costo por elemento del edificio tradicional

Elementos	Costo (₡)	Porcentaje (%)
VA-01	27 163 746.65	25.55
VC-01	15 308 682.73	14.40
VC-02	13 806 370.58	12.98
CC-01	50 046 767.83	47.07
Total	106 325 567.80	100.00

Tabla 19

Costo por material del edificio tradicional

Material	Costo (₡)	Porcentaje (%)
Acero	52 229 990.80	49.12
Concreto	51 079 277.00	48.04
Alambre negro	3 016 300.00	2.84
Total	106 325 567.80	100.00

3.2.2 Edificación aislada

De igual manera, se usa los mismos precios reportados Tabla 16, con la excepción que se cuenta con el precio de referencia un aislador de ₡1 550 868.66 por unidad obtenido de (Samanez, 2017) ya que cuenta con características muy similares al diseñado; por lo tanto, se usa las secciones mostradas en la Figura 31 y Figura 34 para estimar las cantidades de los elementos. Es muy importante mencionar que se está contemplando un “nivel” adicional para la inspección y mantenimiento, el cual se denomina “piso mecánico”, de los dispositivos el cual cuenta con vigas VA-01, VC-01 y VC-02; además de un pedestal de concreto reforzado. Entonces, la Tabla 20 contempla la cuantificación total de los materiales necesarios para la edificación aislada.

Tabla 20

Cantidad de materiales necesarios en el edificio aislado

Material	Cantidad
Varilla #3	11 871.00 kg
Varilla #4	35 878.00 kg
Varilla #5	2 081.00 kg
Varilla #6	35 434.00 kg
Varilla #7	11 489.00 kg
Varilla #8	3 550.00 kg
Concreto 280 kgf/cm ²	373.00 m ³
Alambre negro	5 016.00 kg
Aisladores	16 unidades

A continuación, se presenta el costo del edificio con aislación sísmica, el cual es de ₡ 131 863 799.63. Entonces, en la Tabla 21 se muestra el costo por elemento, ya sea las columnas, el tipo de viga, el pedestal necesario y el aislador sísmico. En contraste, en la Tabla 22 se presenta por material, ya sea el concreto, acero de refuerzo, alambre negro para la armadura y de nuevo, la tecnología antisísmica.

Tabla 21

Costo por elemento del edificio aislado

Elementos	Costo (₡)	Porcentaje (%)
VA-01	27 757 884.10	21.05
VC-01	11 612 132.01	8.81
VC-02	12 867 778.75	9.76
CC-01	51 232 909.28	38.85
Aislador	24 813 898.56	18.82
Pedestal	3 579 196.95	2.71
Total	131 863 799.63	100.00

Tabla 22*Costo por material edificio aislado*

Material	Costo (₡)	Porcentaje (%)
Acero	53 922 897.27	40.89%
Concreto	50 015 223.80	37.93%
Alambre negro	3 111 780.00	2.36%
Aislador	24 813 898.56	18.82%
Total	131 863 799.63	100.00

3.3 Impacto ambiental

En esta sección se presenta el impacto ambiental asociado a los materiales utilizados en las vigas y columnas de cada edificación, considerando su respectivo diseño. Para ello, se estimaron las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO_{2e}) generadas que contempla únicamente la extracción y procesamiento de los materiales, los cuales son el acero de refuerzo, el concreto y el alambre negro, con respecto al caso del edificio con aislamiento sísmico, se incluye además el impacto ambiental correspondiente a los componentes del aislador como lo es el plomo, caucho y láminas de acero. La Tabla 23 reporta los factores tomados como referencia de (Circular Ecology, 2024) para los materiales de los edificios y los requeridos para la fabricación del aislador. Para un mayor detalle, consultar el apéndice G.

Tabla 23*Factores de emisiones por material*

Material	Factores de emisiones equivalente (kg CO_{2e} por kg)
Concreto	0.14
Acero	1.72
Alambre negro	2.16
Plomo	1.67
Caucho	2.55
Láminas de acero	2.38

3.3.1 Edificio tradicional

En este apartado se abarca los resultados de emisiones de CO₂ equivalente del edificio tradicional. Por lo que, en la Tabla 24 se reportan los pesos estimados de los materiales que se requieren para esta edificación. Estos provienen de la cantidad reportada previamente, específicamente en la Tabla 17; además, se toma un peso unitario de concreto de 2400 kg/m³.

Tabla 24*Pesos de materiales del edificio tradicional*

Material	Peso (kg)
Acero	97 261.00
Concreto	1 141 968
Alambre negro	4864.00

Por lo tanto, con las cantidades estimadas, se usan los factores previamente definidos, lo que genera un total de 342 240.71kg de CO₂ equivalente generados por los materiales empleados en las vigas y columnas en el edificio tradicional. El acero fue el material con mayor impacto ambiental, representando aproximadamente el 48.88% de las emisiones totales, seguido por el concreto con un 48.05 %, y finalmente el alambre negro con un 3.07 %. Estos valores reflejan el aporte relativo de cada material a las emisiones globales de gases de efecto invernadero asociadas al sistema estructural. En la Tabla 25 se muestra dichos resultados.

Tabla 25*Emisiones de CO₂e por material en el edificio tradicional*

Material	Emisiones (kg CO₂ e)	Porcentaje (%)
Concreto	164 443.39	48.05
Acero	167 288.92	48.88
Alambre negro	10 508.40	3.07
Total	342 240.71	100.00

3.3.2 Edificio aislado

Del mismo modo, se reportan las emisiones generadas para la edificación aislada. La Tabla 26 muestra los pesos del acero de refuerzo, concreto y alambre negro. De manera adicional, se reporta en la Tabla 27 los pesos, por unidad y por todas las 16 unidades, de los materiales que contempla la tecnología antisísmica, los cuales son el plomo, caucho y láminas de acero.

Tabla 26*Pesos de materiales del edificio aislado*

Material	Peso (kg)
Acero	100 303.00
Concreto	951 772.80
Alambre negro	5 016.00

Tabla 27*Pesos de los materiales de los aisladores.*

Material	Peso por unidad (kg)	Peso por unidades totales (kg)
Plomo	74.7	1 195.20
Caucho	78.1	1 249.60
Láminas de acero	392.5	6 280.00

Por lo tanto, al usar los factores usadas y el peso de los materiales, las emisiones totales de dióxido de carbono equivalente (CO₂ e) alcanzaron los 340 529.64 kg para la edificación aislada. El acero continúa siendo el principal generador de emisiones con un 50.55 %, seguido por el concreto con un 40.25 %. Aunque el alambre negro representa una fracción menor (3.18 %), se incorpora también el impacto de los aisladores, los cuales aportan un 5.91 % del total. Esta inclusión permite reflejar de forma más precisa el impacto ambiental asociado a tecnologías de mitigación sísmica. La Tabla 28 contiene los resultados antes mencionados.

Tabla 28*Emisiones de CO₂e por material en el edificio aislado*

Material	Emisiones (kg CO₂ e)	Porcentaje (%)
Concreto	137 055.28	40.25
Acero	172 521.16	50.66
Alambre negro	10 828.08	3.18
Aisladores	20 125.12	5.91
Total	340 529.64	100.00

3.4 Nivel de daño

El nivel de daño estructural fue determinado a partir de la razón de derivas inelásticas por nivel, utilizando como referencia los umbrales establecidos por (Federal Emergency Management Agency, 2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H). Se definieron cuatro rangos de daño: leve ($\Delta \leq 0.0025$), moderado ($0.0025 < \Delta \leq 0.005$), severo ($0.005 < \Delta \leq 0.015$) y completo ($\Delta > 0.015$). Este enfoque permitió clasificar el grado de afectación en cada nivel de las edificaciones, facilitando una comparación directa entre el desempeño del edificio tradicional y el edificio con aislamiento sísmico.

3.4.1 Edificio tradicional

El Cuadro 2 muestra la distribución del nivel de daño por piso para el edificio tradicional. Esta clasificación se realizó aplicando los umbrales propuestos por FEMA (2024), en función de las razones de derivas inelásticas obtenidas del análisis estructural.

Cuadro 2*Clasificación del nivel de daño por piso en el edificio tradicional*

Nivel	Clasificación del daño
1	Severo
2	Severo
3	Severo
4	Severo
5	Severo
6	Severo
7	Severo
8	Moderado
9	Leve
10	Leve

3.4.2 Edificio aislado

En contraste, el edificio aislado presentó un desempeño estructural más favorable frente a la misma demanda sísmica. Solo los niveles 1 al 3 alcanzaron derivas compatibles con daño severo, mientras que los niveles 4 al 7 se clasificaron dentro del rango de daño moderado. Finalmente, los niveles superiores (8 al 10) mostraron derivas correspondientes a daño leve. En el Cuadro 3 se puede consultar dichos resultados.

Cuadro 3*Clasificación del nivel de daño por piso en el edificio aislado*

Nivel	Clasificación del daño
1	Severo
2	Severo
3	Severo
4	Moderado
5	Moderado
6	Moderado
7	Moderado
8	Leve
9	Leve
10	Leve

3.5 Matriz multicriterio

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir de la entrevista aplicada a profesionales del sector. La encuesta solicitó valorar cuatro criterios específicos para los modelos estructurales en estudio.

Para cada criterio se utilizó una escala del 1 al 5, donde 1 representa la valoración más baja y 5 la más alta, con base en los resultados técnicos previamente presentados para cada criterio, según el modelo estructural evaluado, se puede consultar el apéndice H para un mayor detalle.

Los criterios seleccionados para esta evaluación permiten valorar diferentes aspectos relevantes en para una comparación de las dos edificaciones. El desempeño estructural considera la percepción sobre el comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. El impacto ambiental se refiere a las emisiones de CO₂e asociadas únicamente a los materiales de construcción empleados. La inversión inicial contempla exclusivamente los costos directos de materiales estructurales (concreto, acero, alambre y aisladores sísmicos). Finalmente, el nivel de daño percibido se basa en la interpretación de las razones de derivas inelásticas por nivel y su correspondencia con rangos de afectación establecidos por FEMA (2024).

3.5.1 Ponderación

Una vez definidos los criterios para evaluar las alternativas, se usa la ponderación de la Tabla 29, además, se usó una matriz tipo L que se observa en la Tabla 30 para comparar los criterios y de ese modo obtener un puntaje para cada uno. Esta matriz se construyó con base en un juicio propio razonado, respaldado por la revisión de literatura técnica y en estudios realizados en otros países, con el objetivo de reflejar la relevancia relativa de cada criterio en el análisis comparativo. Además, se usa la Validez de Saaty para verificar la consistencia de la matriz.

Tabla 29

Ponderación por utilizar

Respuesta	Valor
Igualmente importante	1
Significativamente más importante	5
Excesivamente más importante	10
Significativamente menos importante	1/5
Excesivamente menos	1/10

Tabla 30

Matriz comparativa

Criterios	Desempeño estructural	Impacto ambiental	Inversión inicial de materiales	Nivel de daño
Desempeño estructural	1	10	1	1
Impacto ambiental	1/10	1	1/10	1/5
Inversión inicial de materiales	1	10	1	1
Nivel de daño	1	5	1	1
Suma	3.10	26.00	3.10	3.20

A continuación, se presenta la Tabla 31 la cual contiene la matriz normalizada columna por columna, lo que permite obtener el peso relativo de cada criterio como el promedio de cada fila. Donde los resultados indican que el desempeño estructural y la inversión inicial de materiales tienen igual relevancia (33.56 %), seguidos por el nivel de daño (28.75 %) y finalmente el impacto ambiental (4.14 %).

Tabla 31

Matriz normalizada

Criterio	Desempeño estructural	Impacto ambiental	Inversión inicial de materiales	Nivel de daño	Peso (%)
Desempeño estructural	0.32	0.38	0.32	0.31	33.56
Impacto ambiental	0.03	0.04	0.03	0.06	4.14
Inversión inicial de materiales	0.32	0.38	0.32	0.31	33.56
Nivel de daño	0.32	0.19	0.32	0.31	28.75

Para validar la coherencia de los juicios emitidos en la matriz comparativa, se aplicó la verificación de consistencia definida por (Saaty & Vargas, 1990). La Tabla 32 muestra los valores obtenidos a partir de la multiplicación de la matriz original por el vector de prioridades, así como el cociente λ_i (valor individual por criterio). Con base en estos valores, se estimó el valor propio máximo λ_{max} , y se obtuvo el valor de Índice aleatorio de (Saaty & Vargas, 1990, pág. 4); además se calcularon el índice de consistencia (CI) y la razón de consistencia (CR), los cuales se resumen en la Tabla 33.

Tabla 32

Resultados de la Comprobación de Consistencia

Criterio	Suma Ponderada	Peso (%)	λ_i
Desempeño estructural	1.37	33.56	0.34
Impacto ambiental	0.17	4.14	0.03
Inversión inicial de materiales	1.37	33.56	0.34
Nivel de daño	1.17	28.75	0.34

Tabla 33

Evaluación de Consistencia de la Matriz AHP

Atributo	Valor
Lamda Máximo ($\lambda_{m\acute{a}x}$)	4.06
Índice de consistencia (CI)	0.02
Índice Aleatorio (RI)	0.89
Razón de Consistencia	0.02

3.5.2 Matriz de comparación

En la Tabla 34 se presentan los valores promedio otorgados por los encuestados para cada uno de los cuatro criterios definidos, diferenciando entre el sistema tradicional y el sistema aislado. Esta información permite comparar de forma sintética la percepción general de los profesionales del sector en relación con cada alternativa.

Tabla 34

Promedios de evaluación por criterio

Criterio	Tradicional	Aislado
Desempeño estructural	3.778	4.222
Impacto ambiental	2.222	2.889
Inversión inicial	2.778	2.556
Nivel de daño percibido	2.111	3.667
Promedio general	2.722	3.333

A partir de los puntajes promedio obtenidos y de los pesos asignados a cada criterio, se construyó una matriz de comparación final, como se observa la Tabla 35 para estimar el valor porcentual ponderado de cada alternativa. Esta tabla permite evaluar la percepción general de los encuestados considerando simultáneamente la importancia relativa de cada criterio. Los resultados indican que el sistema con aislamiento sísmico obtuvo una valoración global superior (68.96%) en comparación con el sistema tradicional (57.98%), con un mejor desempeño particularmente en los criterios de comportamiento estructural y nivel de daño percibido.

Tabla 35

Matriz de comparación

Evaluación		Edificio tradicional		Edificio aislado	
Criterios	Peso (%)	Puntaje	Valor (%)	Puntaje	Valor (%)
Desempeño estructural	33.56	3.778	25.36%	4.222	28.34%
Impacto ambiental	4.14	2.222	1.84%	2.889	2.39%
Inversión inicial	33.56	2.778	18.64%	2.556	17.15%
Nivel de daño	28.75	2.111	12.14%	3.667	21.08%
Total	100.0	57.98%		68.96%	

Capítulo 4: Análisis

4.1 Comportamiento estructural

Uno de los principales hallazgos debido a la incorporación de los aisladores sísmicos, es el alargamiento del periodo natural de vibración. La estructura tradicional presentó un periodo de 1.3 s, mientras que la aislada alcanzó 3.2 s, ya que el aislador fue diseñado para que operase en dicho periodo ya que se recomienda que esté se encuentre entre 2.5 a 3 veces el periodo de la estructura con base aislada (Carr & Puthanpurayil, 2021). Este fenómeno está ampliamente documentado en la literatura; por ejemplo, Chopra (2020) indica que “el aislamiento en la base alarga el período fundamental de vibración de la estructura, y por tanto reduce la pseudoaceleración para este modo [...] y con ello las fuerzas inducidas por el sismo en la estructura” (p. 841). El alargamiento del periodo se debe a la reducción en la rigidez lateral global del sistema, provocada por la introducción de dispositivos flexibles en la base. Esto tiene como consecuencia directa la reducción de las aceleraciones espectrales que experimenta la superestructura, lo cual se traduce en menores fuerzas sísmicas.

Esta afirmación se respalda en los resultados obtenidos, la fuerza cortante basal se redujo de 138606 kgf a 51315 kgf en dirección X, y de 182113 kgf a 56131 kgf en dirección Y. Por ende, Chopra (2020) señala que se reduce el cortante basal principalmente “porque el período natural del modo de aislamiento, que proporciona la mayor parte de la respuesta, es mucho más largo que el período fundamental de la estructura con base fija, lo que conduce a una ordenada espectral mucho menor” (p. 841) ya que al trasladar el periodo a una zona donde la aceleración espectral disminuye. Esta diferencia tan marcada permite diseñar la superestructura con menores exigencias por el efecto del sismo.

Complementariamente, Naeim y Kelly (1999) afirman que “las reducciones en el cortante basal que van del 30 % al 70 % son comúnmente alcanzadas mediante el uso del aislamiento sísmico, dependiendo de la configuración estructural y de las condiciones del suelo” (p. 5). Este rango coincide con los porcentajes observados en la modelación.

En términos de desplazamientos, el mayor desplazamiento que la edificación aislada presenta (sin contar el movimiento de la base) de 12.17 mm en la dirección X mientras que el edificio tradicional es de 21.74 mm, donde hay una reducción de 9.57 mm, lo cual es un resultado esperado; esto porque, Taylor (2004) explica que “la presencia del sistema de aislamiento concentra los desplazamientos laterales en la interfaz de aislamiento y minimiza los desplazamientos laterales en la superestructura” (p. 6). Es decir, la flexibilidad añadida por el sistema de aislamiento concentra el movimiento en la base, desacoplando el resto

del edificio del suelo. Esto tiene un efecto altamente beneficioso sobre las razones de derivas inelásticas, porque la mayor deriva inelástica de la edificación con base fija es de 1.240% mientras que el aislado es de 0.97%, una diferencia de 0.27%.

Con respecto, al motivo de la reducción de las razones de derivas inelásticas, la “estructura sobre el sistema de aislamiento tiende a comportarse como un cuerpo rígido, y los desplazamientos entre pisos dentro de la superestructura se reducen considerablemente” (Taylor, 2004, p. 6). Esto explica por qué la estructura aislada mostró menores resultados lo que implica menor riesgo de daño no estructural.

En cuanto al diseño estructural, se observó una reducción importante en las demandas sobre vigas y columnas. Por ejemplo, la viga VC-01 mostró una reducción en el momento negativo de -16436.41 kgf·m a -12674.60 kgf·m, lo que permitió disminuir las cuantías de refuerzo, sin comprometer la capacidad estructural. Esto es consecuencia directa de la menor energía sísmica que debe absorber la estructura porque la combinación de carga que regía el diseño del edificio tradicional es la 3° Combinación de carga (con carga sísmica) mientras que, con la estructura aislada, la que regía eran la 2° Combinación y 3° Combinación, es decir, al disminuir la fuerza sísmica que los elementos deben de resistir, las combinaciones con carga gravitacional empiezan a regir el diseño. Nuevamente Chopra menciona que “la razón principal de la efectividad del aislamiento en la base para reducir las fuerzas inducidas por sismos en una edificación es el mencionado alargamiento del período del primer modo.” (2020, p. 841). Por otro lado, al observar los diagramas de interacción de las columnas, se puede notar que los puntos de la estructura aislada se encuentran mayormente concentrados en el centro, es decir, experimentan momentos flectores menores en comparación aquellos de la estructura tradicional que si se encuentran más esparcidos; por ende, al incorporar los aisladores, las columnas se beneficiaron al tener menor demandas de momentos.

Entonces, el análisis muestra que la incorporación de aislamiento sísmico tipo LRB no solo mejora el comportamiento estructural desde un punto de vista técnico, sino que lo hace con fundamentos claros desde la teoría dinámica y el marco normativo internacional. La evidencia respalda que los sistemas aislados ofrecen una respuesta sísmica superior, con menor demanda interna, menores daños, y mayor seguridad y funcionalidad después del evento sísmico.

4.2 Inversión inicial de materiales

Los resultados obtenidos muestran que el modelo con aisladores presenta un costo total de materiales significativamente superior al del modelo tradicional. Específicamente, el edificio tradicional tuvo un costo de ₡106 325 567.80, mientras que el modelo con aislamiento alcanzó los ₡131 863 799.63, lo que representa un incremento del 24.0 % respecto al tradicional. Este cambio se debe, en gran medida, a la incorporación del sistema de aislamiento sísmico tipo LRB, cuyo costo individual fue de ₡24 813 898.56.

Al desglosar por material, se identifica que el concreto representa ₡51 079 277.00 en el edificio tradicional y ₡50 015 223.80 en el aislado (una reducción del 2.1 %) lo que corresponde a una optimización de los tres tipos de vigas en términos de tamaño por una menor demanda sísmica pero la incorporación de los elementos adicionales en el piso mecánico no fue suficiente para superarlo. El acero, en cambio, aumenta

de ₡52 229 990.80 a ₡53 922 897.27 (3.2 %), al igual que el alambre negro, que sube de ₡3 016 300.00 a ₡3 111 780.00, lo responde al refuerzo adicional asociado al piso mecánico que se debe de incorporar. Este incremento refleja el impacto del rediseño estructural para adaptarse al sistema de aislamiento. Es importante destacar que, adicionalmente, se contempla en el edificio con aisladores el piso mecánico, está conformado por vigas VA-01, VC-01 y VC-02, además de un pedestal, lo cual también influye en el incremento total del costo, como se había mencionado anteriormente.

Por tanto, si bien el sistema con LRB permitió reducir algunas demandas estructurales, el efecto acumulado de los dispositivos y de los elementos adicionales asociados a su implementación elevó el valor total de materiales, lo que genera un incremento dramático en el costo total del edificio aislado. En conjunto, estos ajustes permiten entender que la diferencia global de costos no está distribuida de forma uniforme entre los materiales, sino concentrada principalmente en la inversión específica del sistema LRB y su infraestructura complementaria.

Por último, es importante destacar que los valores presentados en este apartado corresponden exclusivamente a los materiales de obra gris considerados en el análisis comparativo. No se contemplan otros costos relevantes como transporte, instalación, supervisión técnica, adecuaciones estructurales complementarias ni gastos operativos asociados al uso o mantenimiento de la edificación. Esto aplica tanto al modelo tradicional como al modelo con aisladores, aunque este último podría requerir inversión adicional en etapas de exportación, pruebas de funcionamiento, instalación y operación. Por lo tanto, los costos reales del edificio aislado podrían aumentar significativamente.

4.3 Impacto Ambiental

Al comparar las emisiones directas de CO_{2e} entre los modelos estructurales con y sin aisladores sísmicos tipo LRB, se observa que los resultados son bastante similares. El modelo aislado presentó un total de 340 529.64 kg CO_{2e}, mientras que el modelo tradicional registró 342 240.71 kg CO_{2e}. Esta diferencia equivale a una reducción aproximada del 0.5 %, la cual resulta poco significativa, especialmente considerando que el modelo con aislamiento incorpora un piso mecánico adicional.

Al comparar los porcentajes relacionados a los materiales de cada edificio, se observa que el concreto disminuye su participación en 7.80% en el edificio aislado respecto al tradicional. El acero, en cambio, incrementa su aporte en 1.78%, mientras que el alambre negro muestra un ligero aumento de 0.11%. Además, el modelo con aislamiento introduce un nuevo componente, los aisladores, que suman el 5.91% del total de las emisiones.

Estas variaciones evidencian que la reducción en el uso de concreto en el modelo aislado se contrarresta parcialmente con un incremento en acero y la incorporación de nuevos materiales, como los aisladores. El mayor porcentaje de acero en el edificio aislado refleja las exigencias del sistema de aislamiento completo, es decir, el piso mecánico.

Si bien el edificio con aislamiento presenta una ligera reducción en el total de emisiones, esta diferencia responde principalmente al menor uso de concreto. Sin embargo, dicho ahorro se ve compensado

por el incremento en el acero y, particularmente, por la incorporación de los dispositivos aisladores. Desde esta perspectiva, el impacto ambiental directo asociado al sistema estructural no varía de forma significativa entre ambos modelos. Las proporciones relativas de cada material muestran que las modificaciones en el diseño estructural no alteran sustancialmente la huella de carbono del edificio en términos de emisiones directas de CO₂e.

4.4 Nivel de daño y resiliencia

La resiliencia estructural representa un enfoque integral en el diseño sismo-resistente, ya que considera no solo la seguridad durante un evento sísmico, sino también la capacidad de recuperación funcional, la reducción del tiempo de inactividad y la minimización de costos post-sismo. Tal como señala Sullivan (2020), cada vez se reconoce más que los ingenieros deberían aspirar a ofrecer algo más que un desempeño sísmico centrado en la seguridad de vida, incluso en terremotos poco frecuentes. El mismo autor señala que en los terremotos de Canterbury en 2011, la demolición de muchos edificios no respondió necesariamente a altos niveles de daño estructural, sino a factores como la dificultad de inspección, el daño no estructural y las dudas sobre la funcionalidad futura.

Esto, en conjunto con la facilidad de intervención, sugiere un menor impacto funcional y un tiempo de recuperación post-sismo más corto. Sullivan (2020) advierte que los trabajos de inspección serán costosos si se requiere remover y posteriormente reinstalar una gran cantidad de elementos no estructurales, reforzando la importancia de limitar el daño no estructural desde el diseño.

Una vez dicho eso, la comparación de los niveles de daño, según la razón de derivas inelásticas, obtenidos para ambos modelos permite reforzar esta interpretación. En el edificio tradicional, los ocho primeros niveles registraron daño severo, mientras que el noveno presentó daño moderado y solo el décimo fue clasificado como leve. Esta distribución sugiere una acumulación crítica de deformaciones a lo largo de la altura del edificio, comprometiendo tanto su integridad estructural como su funcionalidad general tras un evento sísmico.

Por el contrario, en el modelo con aisladores, el daño severo se limitó a los tres primeros niveles, los niveles 4 al 7 se clasificaron como moderados y los niveles superiores como leves. Esta distribución progresiva de menor a mayor daño en altura refleja una respuesta estructural más controlada, coherente con los principios del aislamiento sísmico. Desde el punto de vista de la resiliencia, esto implica que una mayor proporción del edificio conservaría su capacidad funcional y sería más fácilmente recuperable, lo cual reduciría el tiempo de inactividad y los costos de intervención. Ahora, se establece que el aislamiento debe proteger la edificación ante sismos de baja a moderada intensidad sin daños y, ante sismos severos, funcionar sin fallas, preservando la estructura, los componentes no estructurales y la operatividad. (ASCE, p. 794). Este desempeño mejorado se alinea con los principios del diseño por desempeño estructural, donde se busca no solo evitar colapso, sino también preservar la funcionalidad y reducir pérdidas post-sismo.

La progresión del daño observada en ambos modelos tiene implicaciones directas sobre los costos de reparación post-sismo, lo cual concuerda con lo señalado por Sullivan (2020) al considerar las necesidades

potenciales de inspección y reparación durante el diseño conceptual, se podrían ahorrar tiempos y costos de reparación considerables tras una sacudida sísmica intensa. En el modelo tradicional, la presencia generalizada de daño severo en los siete primeros niveles sugiere que las intervenciones requerirían revisiones estructurales amplias, remoción de elementos no estructurales colapsados y posibles afectaciones en elementos críticos. Esto podría elevar los costos de reparación y prolongaría los tiempos de rehabilitación. En contraste, la distribución controlada del daño en el modelo con aisladores, limitado a los primeros niveles y con predominio de daño leve en los superiores, indica que los costos de reparación podrían serían menores y las intervenciones más localizadas.

4.5 Evaluación costo-beneficio

A lo largo del análisis se demostró que el uso de aisladores sísmicos tiene un impacto directo en el comportamiento estructural. La incorporación del sistema LRB permitió aumentar el periodo fundamental de la estructura de 1.3 s a 3.2 s, lo cual generó una reducción significativa en las fuerzas sísmicas aplicadas a la superestructura. Esta disminución se tradujo en una menor demanda sobre elementos como vigas y columnas, una mejora en el control de razón de deriva inelástica y un desplazamiento concentrado en la base. En resultado, se obtuvo una estructura más eficiente desde el punto de vista estructural y con un mejor desempeño ante eventos sísmicos.

Desde la perspectiva económica, el modelo con aisladores presentó un costo total de materiales superior, principalmente debido a la incorporación de los dispositivos sísmicos tipo LRB y del piso mecánico. A pesar de este incremento del 24 % con respecto al modelo tradicional, los beneficios obtenidos en reducción de daño, mejora estructural y menor vulnerabilidad podría aportar valor agregado a largo plazo.

Con respecto a la ponderación realizada, esta refleja una estructura lógica y coherente con los objetivos del estudio. El desempeño estructural y la inversión inicial de materiales obtuvieron la mayor relevancia (33.56 % cada uno). Esto sugiere que, desde una perspectiva técnica y económica, ambos factores son determinantes para valorar la factibilidad de implementar tecnologías como los aisladores sísmicos. Además, que ambos criterios compartan el mismo peso indica una visión equilibrada entre el comportamiento estructural y la inversión requerida, dos dimensiones fundamentales en proyectos de infraestructura.

Por su parte, el nivel de daño alcanzó una ponderación significativa (28.75 %), reforzando la importancia atribuida a la capacidad de las estructuras para resistir o minimizar los efectos de un evento sísmico. Finalmente, el impacto ambiental, con un 4.14 %, fue el criterio con menor peso, lo cual puede interpretarse como una consecuencia del enfoque principal del análisis, centrado en el desempeño técnico y económico de las soluciones estructurales.

Por otro lado, la razón de consistencia (CR) obtenida fue de 0.02, lo que se encuentra ampliamente por debajo del umbral máximo aceptable del 10 % propuesto por Saaty. Este resultado indica que los juicios realizados durante el proceso de comparación son altamente consistentes, sin contradicciones entre ellos ya que se dice si la razón de consistencia no es menor a 0.10, debe estudiarse el problema y revisarse los juicios (Saaty & Vargas, 1990).

Entonces, la Tabla 34 muestra claramente que el modelo con aisladores obtuvo los valores más altos en los criterios relacionados con desempeño estructural (4.222 frente a 3.778 del modelo tradicional) y nivel de daño (3.667 frente a 2.111), los cuales además son los que cuentan con mayor ponderación dentro del análisis. Estos puntajes reflejan la superioridad técnica del sistema LRB en los aspectos de mayor impacto estructural y funcional. En cuanto al impacto ambiental, ambos modelos obtuvieron puntajes moderados, lo que indica que este criterio tuvo una influencia limitada en la diferenciación final, ya que estos tienen una diferencia de 0.5%. Aunque el modelo tradicional alcanzó una calificación levemente superior en inversión inicial (2.778 frente a 2.556) y obtuvo un total ligeramente mayor en valor porcentual de este criterio, la diferencia no fue suficiente para revertir el resultado global, resultando en un 57.98% para el edificio tradicional contra un 68.96% para el edificio con el sistema de aislamiento; sin embargo, dicho resultado no define cual es la mejor opción entre las alternativas.

Según los resultados obtenidos, se podría describir entre las principales ventajas la notable reducción en la demanda estructural debido al sismo, lo cual disminuye significativamente los esfuerzos sobre los elementos y permite un mejor control de los desplazamientos totales de la estructura. Además, se observó una mejora en el estado de daño general de la edificación, especialmente en los niveles superiores, lo que refuerza la capacidad del sistema para preservar la funcionalidad post-sismo. También se obtuvo una muy leve reducción en las emisiones de CO₂ a pesar de la implementación del piso mecánico y de los dispositivos antisísmicos.

Por otro lado, entre las desventajas se encuentra el incremento del 24 % en la inversión inicial, el cual representa un obstáculo significativo para su implementación, especialmente en proyectos con presupuesto limitado. Esta diferencia de costo está asociada tanto a los dispositivos aisladores como al piso mecánico adicional requerido. Es muy importante mencionar, no se está tomando en cuenta el costo de exportación, el de las pruebas previas ni la mano de obra especializada para su instalación y consultoría, lo que conllevaría a una mayor diferencia en términos de costos. Asimismo, aunque el sistema mejora el desempeño estructural, este beneficio debe ser cuidadosamente sopesado frente a su viabilidad económica.

Desde un punto de vista técnico y estructural, el uso de aisladores sísmicos tipo LRB representa una solución para lograr un mejor comportamiento de la estructura. La evidencia recopilada en este trabajo demuestra de forma clara que los aisladores un mejor comportamiento, mitigar el daño estructural y no estructural, y preservar la funcionalidad de la edificación tras un evento sísmico. Además, los resultados de la matriz multicriterio respaldan esta superioridad técnica al otorgarle una mayor puntuación en los criterios más críticos del análisis, como el desempeño estructural y el nivel de daño.

Sin embargo, cuando se incorpora el componente económico, la factibilidad del sistema se vuelve más limitada. Aunque se ha estimado un sobrecosto del 24 % en la inversión inicial para el modelo con aisladores, este valor no contempla factores clave como los costos de importación de los dispositivos, las pruebas técnicas requeridas ni la contratación de mano de obra especializada. En consecuencia, la diferencia real podría ser considerablemente mayor. Lo que conlleva implicaciones importantes en la toma de decisiones

de los proyectos, donde los presupuestos son muy determinantes donde en ocasiones este no es tan flexible con los aumentos.

Entonces, se reconoce que la solución con aisladores sísmicos tipo LRB, aunque técnicamente ventajosa, representa una diferencia suficientemente significativa en términos de costo constructivo para no provocar una adopción generalizada en el contexto costarricense. Si bien el modelo con aisladores reduce notablemente el daño estructural en sismos severos, la industria nacional de la construcción tiende a mantener métodos tradicionales y muestra resistencia a innovaciones cuando los beneficios económicos inmediatos no son evidentes. Esta dinámica sugiere que, aunque la tecnología LRB ofrece ventajas comprobadas, su implementación dependerá del tipo de edificación, del nivel de exigencia sísmica y de una visión de inversión centrada en el rendimiento a largo plazo.

Por último, si bien es indiscutible que el sistema LRB aporta beneficios técnicos valiosos y fortalece la resiliencia estructural, su implementación generalizada no puede recomendarse con base únicamente en estos atributos ya que, para poder llegar a tener este desempeño, hay que invertir un 24 % adicional el cual podría llegar a representar los costos de reparación en el edificio tradicional, lo que deja el beneficio de tener una mejora a su funcionalidad después de un sismo. Entonces, en contextos donde la continuidad operativa post-sismo es crítico, como lo podría ser hospitales, centros de datos o edificios de emergencia, donde estos sistemas podrían justificarse con mayor claridad.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

A partir de la información recolectada mediante modelos dinámicos, estimaciones de costos y entrevistas a ingenieros, se concluye que el uso de aisladores sísmicos tipo LRB en edificaciones regulares de 10 niveles en Costa Rica presenta beneficios y desventajas. El periodo fundamental de la estructura se extiende de 1.3 s a 3.2 s, reduciendo en más del 60 % la aceleración espectral y el cortante basal; esto permitió optimizar el diseño de vigas y conexiones, ya que alivia la demanda sísmica sobre en la superestructura.

Con respecto a los desplazamientos, se concluye que el sistema de aislamiento disminuye los desplazamientos máximos de 21.74 mm a 12.17 mm y reduciendo las razones derivas inelásticas. Por lo que, el daño severo se restringe a los tres primeros niveles en lugar de extenderse hasta el nivel 7, lo cual podría traducirse en una reducción en costos de reparación y en una recuperación más rápida de la funcionalidad.

Si bien el análisis económico consideró únicamente los costos de materiales de obra gris y la muestra de escenarios de carga se basó en sismos representativos locales, los resultados muestran que, pese a un incremento del 24 % en la inversión inicial (₡131 863 799.63 vs. ₡106 325 567.80), el balance costo-funcional no favorece al sistema LRB. Además, la optimización en el uso de concreto debido a la reducción de elementos y adición del piso mecánico con lleva cerca de un 0.5 % de reducción en la huella de carbono, no generando un impacto significativo.

De manera complementaria, las entrevistas a ingenieros estructurales en Costa Rica confirmaron la percepción positiva del retorno técnico y funcional del sistema aislado, validando que un porcentaje de más del 68.96% contra 57.98% de un sistema tradicional.

No obstante, la implementación práctica de LRB implica retos importantes debido a la construcción de un piso mecánico, la instalación de dispositivos especializados y la ejecución de un riguroso programa de mantenimiento con inspecciones. Estos requisitos demandan recursos y capacitación adicional, por lo que deben considerarse cuidadosamente en la planificación y gestión de cada proyecto.

En conclusión, aunque la tecnología LRB ofrece ventajas comprobadas y un retorno favorable en términos de comportamiento estructural, su gran inversión ocasiona que su adopción en este contexto en específico no resulte factible en edificaciones donde la funcionalidad operativa no es crítica debido a la gran inversión que este requiere.

Recomendaciones

Se recomienda a las universidades y centros de investigación ampliar el enfoque de futuras investigaciones hacia el análisis del comportamiento de sistemas de aislamiento sísmico LRB en otras tipologías estructurales, como edificaciones tipo muro y sistemas duales; además, en otro tipo de estructuras que no sean edificios. Esto permitiría comparar su desempeño frente a diversas configuraciones de rigidez, distribución de masa y escenarios diferentes, aportando información valiosa para el diseño sísmico en contextos variados.

Para los investigadores del área estructural se les sugiere que en comparen estructuras convencionales diseñadas para alcanzar los mismos objetivos de desempeño que las estructuras con aislamiento sísmico. Esto permitiría evaluar si lograr un nivel similar de control de daño sin el uso de aisladores implica un aumento significativo en los costos o en la complejidad estructural.

Se sugiere a especialistas en análisis económico de proyectos estructurales que desarrollen una evaluación más completa que contemple los gastos asociados a la instalación, mantenimiento y ciclo de vida del sistema LRB. Esta evaluación debería considerar distintas fuentes de financiamiento, costos de operación a largo plazo y posibles escenarios de intervención post-sismo.

A los investigadores especializados en geotecnia y dinámica estructural se les recomienda profundizar en el comportamiento del sistema LRB ante efectos distintos al sismo, tales como asentamientos diferenciales o deformaciones por temperatura. Aunque estos aspectos no fueron abordados en el presente estudio, podrían tener implicaciones relevantes para la durabilidad y funcionamiento del sistema.

Finalmente, se propone a equipos de investigación aplicada y profesionales involucrados en desarrollo normativo, analizar el desempeño de otros tipos de aisladores sísmicos como los dispositivos de péndulo friccional (FPS), elastómeros de alto amortiguamiento (HDRB) u otros sistemas híbridos; inclusive disipadores sísmicos como otra alternativa. Esta comparación permitiría evaluar su eficiencia relativa, viabilidad económica y adaptabilidad al entorno constructivo costarricense, fortaleciendo la base técnica para la toma de decisiones en futuros proyectos.

Referencias

- American Society of Civil Engineers . (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia : American Society of Civil Engineers.
- Asociación Costarricense de Geotecnia . (2009). *Código de cimentaciones de Costa Rica (2° edición)*. Cartago : Editorial Tecnológica.
- Bridgestone. (2025). *Construction Materials - Seismic Isolator for Buildings - Products*. Retrieved from https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/product.html
- Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Santiago : Corporación de Desarrollo Tecnológico.
- Carr, A., & Puthanpurayil, A. (2021). *Base isolation: the good, the bad and the ugly*. Christchurch: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Chopra, A. (2020). *Dynamics of Structures 5° Edition*. California: Pearson.
- Chuman, A., & Valladares, C. (2017). *Análisis y diseño estructural comparativo de una edificación de quince niveles, con y sin aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo, ubicada en el distrito de Pimentel*. Lima: Universidad de San Martín de Porres.
- Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*. Retrieved from <https://circularecology.com>.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010/ Revisión 2014 (5° ed)*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Constructivo . (2024). *Avances tecnológicos recientes en aislamiento sísmico*. Retrieved from <https://constructivo.com>: <https://constructivo.com/noticia/avances-tecnologicos-recientes-en-aislamiento-sismico-1715640453>
- Cruz Torres, M. (2013). *Índices de daño en marcos regulares diseñados según el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Tesis de maestría)* . Costa Rica : Universidad de Costa Rica.
- Cubillo, R. (2015). *Comparación de las propiedades elásticas dinámicas para edificios tipo marco con base fija y base aislada, en el caso de concreto reforzado (Tesis de licenciatura)*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Cubillo, R. (2015). *Comparación de las propiedades elásticas dinámicas para edificios tipo marco con base fija y base aislada: caso concreto reforzado*. Cartago: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Darwin, D., Dolan, C., & Nilson, A. (2016). *Design of Concrete Structures* . New York: McGraw-Hill .
- Federal Emergency Management Agency. (2024). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.

- Flores, H., & Cahuata, F. (2015). *Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de la respuesta sísmica y los costos respecto a una edificación convencional*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín.
- Flores, H., & Cahuata, F. (2015). *Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de respuesta sísmica y costos con la edificación*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín.
- García, L. E. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada Al Diseño Sísmico*. Bogotá: Universidad De Los Andes.
- Juárez, R. (2021). *Comparativa de diseño estructural de edificios con aisladores sísmicos, un caso de estudio*. Puebla: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la UCR. (2024). *Modos de vibración de un edificio*. Retrieved from Laboratorio de Ingeniería Sísmica: <https://www.lis.ucr.ac.cr/527>
- Linkimer, L., & Alvarado, G. (2014). Distribución espacio-temporal de la sismicidad sentida en Costa Rica (1976-2013) en el marco histórico del 30 aniversario (1982-2012) de la Red Sismológica Nacional (RSN: UCR-ICE). *Revista Geológica de América Central, Número Especial 2014*, 45-71.
- McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Design of Reinforced Concrete*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Mendez, C., & Delgado, J. (2023). Estado del Arte de los Sistemas de Aislamiento Sísmico. *Guía de los prefabricados de concreto y el aislamiento sísmico*, 45-58.
- Millones, D. (2019). *Estudio comparativo de una edificación de nueve niveles y dos sótanos, con y sin aisladores sísmicos*. Chiclayo: Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- Montero, C., & Arauz, J. (2006). *Costa Rica y la tectónica regional*. Heredia: OVISICORI-UNA.
- Moreno, R., Aparicio, A., Pujades, L., & Barbat, A. (2007). *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Barcelona: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Navarro, A. (2019). *Evaluación de la fragilidad ante cargas laterales de tres edificios tipo marco de concreto reforzado, diseñados de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Tesis de maestría)*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Park, R., & Paulay, T. (1992). *Reinforced Concrete Structures*. Christchurch: University of Canterbury.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo*. Barcelona: Reverté.
- Ramírez, R., Santana, G., & Chacón, O. (1996). Mapa de amplificación sísmica del valle central, Costa Rica. *Revista Geológica De America Central*, 37-55.
- Red Sismológica Nacional. (2024). *Sismos Históricos*. Retrieved from Red Sismológica Nacional: <https://rsn.ucr.ac.cr/actividad-sismica/sismos-historicos>
- Red Sismológica Nacional. (2015). *Falla Candelaria*. Retrieved from Red Sismológica Nacional: <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/57-sismologia/fallas-activas2/2561-falla-candelaria?Itemid=225>

- Red Sismologica Nacional . (2019). *¿Qué es una falla geológica?* Retrieved from Red Sismológica Nacional.
- Red Sismológica Nacional. (2019). *Falla Ochomogo*. Retrieved from Red Sismológica Nacional: <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/99-actividad-sismica/fallas-activas-ii/6614-falla-ochomogo?Itemid=225>
- Red Sismológica Nacional. (2020). *Falla Siquirres - Matina*. Retrieved from Red Sismológica Nacional: <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/103-actividad-sismica/fallas-activas-iii/5759-falla-siquirres-matina?Itemid=225>
- Retamales, R., Boroscheck, R., Contretas, V., Lagos, R., & Lafontaine, M. (2015). *Asilación sísmica edificio Ñuñoa Capital*. Santiago : Pontificia Universidad Católica de Chile .
- Saaty, T., & Vargas, L. (1990). *Models, Methods, Concepts & Applications of the Analytic Hierarchy Process*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4614-3597-6>
- Samanez, S. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico*. Arequipa: Universidad Católica de Santa María.
- Sandoval, M. (2018). *Rendimientos de materiales de construcción* . Escuela de Ingeniería en Construcción.
- Sullivan, T. (2020). Post-Earthquake Reparability of Buildings: The Role of Non-Structural Elements. *Structural Engineering International*, 30(2), 217-223. <https://doi.org/10.1080/10168664>
- Tarbut, E., & Lutgens, F. (2005). *Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física*. 8° edición. Pearson Educación.
- Valerio, J. (2015). *Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Valverde, A. (2019). *Análisis y diseño sísmico de edificaciones utilizando aisladores sísmicos elastoméricos en la base*. San José : Universidad de Costa Rica .
- Wicander, R., & Monroe, J. (1999). *Fundamentos de geología*. 2° Edición . Michigan: Central Michigan University.
- Zambrana, X. (2019). Peligro Sísmico por Efecto de Sitio en el Recinto Universitario Rubén. *Revista Científica de FAREM-Estelí* , 84-93.

Apéndices

En esta sección se presentan los apéndices del proyecto.

Apéndice A: Revisión de derivas del edificio tradicional.

Apéndice B: Diseño del edificio tradicional.

Apéndice C: Diseño del aislador LRB.

Apéndice D: Revisión de derivas del edificio aislado.

Apéndice E: Diseño del edificio aislado.

Apéndice F: Costo del edificio tradicional y aislado.

Apéndice G: Emisiones de CO₂ del edificio tradicional y aislado.

Apéndice H: Respuesta de los encuestados.

Apéndice A

Revisión de derivas. Edificio tradicional

a. Estructura

Datos	Referencias
Sistema: Marco	Sección 4.2 [1]
Categoría: Edificaciones B, D y E	T. 4.1 [1]
Ductilidad local: Óptima	T. 4.2 [1]
Mezzanine: No	Sección 7.8.g [1]
Ductilidad global asignada: 6	T. 4.3 [1]
Límite Δ_{i_H} : 0.02	T. 7.2 [1]
Factor α : 0.7	T. 7.1 [1]
Sobrerresistencia = 2	Sección 3.3 y 5 [1]

b. Resultados del modelo

Nivel	H(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ix}/H_i	Δ_{iy}/H_i	Criterio
0	0 m	0 mm	0 mm	-	-	
1	3.5 m	2.29 mm	2.10 mm	0.0078	0.0072	Cumple
2	3 m	5.35 mm	4.42 mm	0.0122	0.0093	Cumple
3	3 m	8.44 mm	6.67 mm	0.0124	0.0090	Cumple
4	3 m	11.33 mm	8.76 mm	0.0115	0.0084	Cumple
5	3 m	13.93 mm	10.67 mm	0.0104	0.0076	Cumple
6	3 m	16.22 mm	12.36 mm	0.0092	0.0068	Cumple
7	3 m	18.18 mm	13.81 mm	0.0078	0.0058	Cumple
8	3 m	19.78 mm	15.00 mm	0.0064	0.0048	Cumple
9	3 m	20.96 mm	15.89 mm	0.0047	0.0035	Cumple
10	3 m	21.74 mm	16.45 mm	0.0031	0.0023	Cumple

c. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

Apéndice B

VA-01. Comb 1 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.06 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 2.10 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 2501.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -4935.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 3389.07 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = -6.210 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 2361.9 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.021$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 30080.94 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 27072.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0212$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30080.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27072.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.871 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.935 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35857.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68454.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43354.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17276.6 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43215.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32411.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 1.213 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.09$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.18$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.00$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.10$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.105$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.008$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.299 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 2 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.26 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 2.46 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 2954.18 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -5794.76 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 3856.23 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 7.360 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 2718.52 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.021$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 30080.94 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 27072.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0212$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30080.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27072.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.871 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.935 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35857.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68454.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43354.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17276.6 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43215.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32411.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 1.396 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,\min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{\text{máx},T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{\text{req}} = \text{N/A}$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,\min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,\text{máx}} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{\min} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,\text{pos}} = 0.11$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,\text{neg}} = 0.21$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.00$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.12$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.119$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.010$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.299 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 3 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.39 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 3.53 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5614.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -8291.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 19474.86 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 7.890 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 1602.05 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.021$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 30080.94 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 27072.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0212$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30080.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27072.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.871 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.935 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35857.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68454.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43354.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17276.6 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43215.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32411.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 0.823 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.21$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.31$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.60$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.601$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.011$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.299 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 4 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.23 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 3.25 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5251.98 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -7653.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 18633.06 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.440 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 972.75 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0060$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.021$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 30080.94 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 27072.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0212$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30080.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27072.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 37601.171 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.871 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.935 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35857.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68454.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43354.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17276.6 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43215.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32411.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 0.500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.19$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.28$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.57$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.575$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.009$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.299 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 1 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.45 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 10.13 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 10.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 4.58 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 9	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 19.41 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 5.77 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5755.81 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -10761.15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 8543.85 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 1.320 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 7926.45 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0052$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.010$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.96 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.025$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 26302.65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 23672.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 11.42 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0114$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 48014.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 43212.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 60017.493 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 32878.316 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.389 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.612 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35678.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68113.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43138.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 16000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 22536.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 16902.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17190.5 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 39000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 55904.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 41928.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 4.089 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.24$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.25$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.20$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.204$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.002$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.87 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.296 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 15.24 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 2 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.89 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 10.13 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 10.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 5.39 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 9	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 19.41 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 5.77 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 6807.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -12672.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 9926.70 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 1.550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 9397.5 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0052$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.010$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.96 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.025$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 26302.65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 23672.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 11.42 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0114$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 48014.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 43212.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 60017.493 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 32878.316 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.389 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.612 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35678.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68113.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43138.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 16000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 22536.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 16902.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17190.5 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 39000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 55904.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 41928.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 4.848 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.29$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.29$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.24$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.237$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.002$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.87 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.296 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 15.24 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 3 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.95 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 10.13 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 10.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 6.99 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 9	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 19.41 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 5.77 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 6945.62 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -16436.41 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 29096.57 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.200 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 7316.51 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0052$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.010$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.96 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.025$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 26302.65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 23672.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 11.42 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0114$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 48014.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 43212.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 60017.493 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 32878.316 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.389 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.612 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35678.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68113.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43138.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 16000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 22536.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 16902.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17190.5 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 39000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 55904.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 41928.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 3.775 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.29$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.38$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.69$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.694$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.008$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.87 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.296 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 15.24 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 4 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.50 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 10.13 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 10.41 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 6.00 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 9	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 19.41 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 64.6 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 5.77 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5882.66 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -14102.31 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 26970.97 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 5235.01 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0052$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.010$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.96 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.025$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 26302.65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 23672.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 11.42 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0114$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 48014.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 43212.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 60017.493 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 32878.316 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.389 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.612 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35678.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68113.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43138.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 16000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 22536.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 16902.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17190.5 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 39000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 55904.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 41928.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 2.701 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.25$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.33$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.64$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.643$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.008$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.87 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.296 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 15.24 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 1 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.99 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 3.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.10 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 4685.91 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -8552.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 7420.33 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.460 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -7420.33 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0044$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.03 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.030$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 22474.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 20226.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 8.94 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0155$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 38502.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 34652.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 48128.106 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 28092.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.872 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35769.6 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68287.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43248.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17234.4 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43109.7 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32332.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 3.819 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.23$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.25$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.23$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.230$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.009$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.302 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 2 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.31 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 6.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 4.21 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 6.10 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5440.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -9894.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 8453.87 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 7.640 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 8453.87 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0044$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.03 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\epsilon_{\text{st,pos}} = 0.030$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 22474.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 20226.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 8.94 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\epsilon_{\text{st,neg}} = 0.0155$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 38502.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 34652.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 48128.106 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 28092.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.872 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35769.6 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68287.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43248.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17234.4 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43109.7 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32332.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 4.350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.27$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.29$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.26$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.261$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.010$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.302 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 3 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.92 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 6.21 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.10 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 6872.43 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -14617.24 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 24069.61 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 10.430 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -4468.84 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0044$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.03 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\epsilon_{\text{st,pos}} = 0.030$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 22474.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 20226.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 8.94 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\epsilon_{\text{st,neg}} = 0.0155$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 38502.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 34652.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 48128.106 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 28092.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.872 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35769.6 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68287.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43248.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17234.4 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43109.7 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32332.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 2.300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.34$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.42$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.74$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.744$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.014$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.302 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 4 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 30 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 70 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.429$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.80 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 6.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 5.49 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 64.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 6.10 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 6596.66 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -12909.56 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 22434.76 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 9.190 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -2613.76 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0044$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.03 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.030$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 22474.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 20226.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 8.94 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0155$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 38502.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 34652.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 48128.106 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 28092.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 59.872 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 26.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 14383.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 27458.5 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 17390.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 64.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 35769.6 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 68287.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 43248.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.38 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 32.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 6930.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 10000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 17334.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 13000.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 17234.4 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 26000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 43109.7 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 32332.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 747.158 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 1.346 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,\min} = 0.375 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{\text{máx},T} = 25 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{\text{req}} = \text{N/A}$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,\min} = 8.975 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,\text{máx}} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{\min} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,\text{pos}} = 0.33$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,\text{neg}} = 0.37$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.69$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.694$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.012$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.302 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

C10-01. COMB 1 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$	Cuantía máxima.	Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -10.97 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -188.81 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,} = 483228.52 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 30542.36 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 40180.1 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 170775.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 128081.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 40180.1 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 170775.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 128081.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

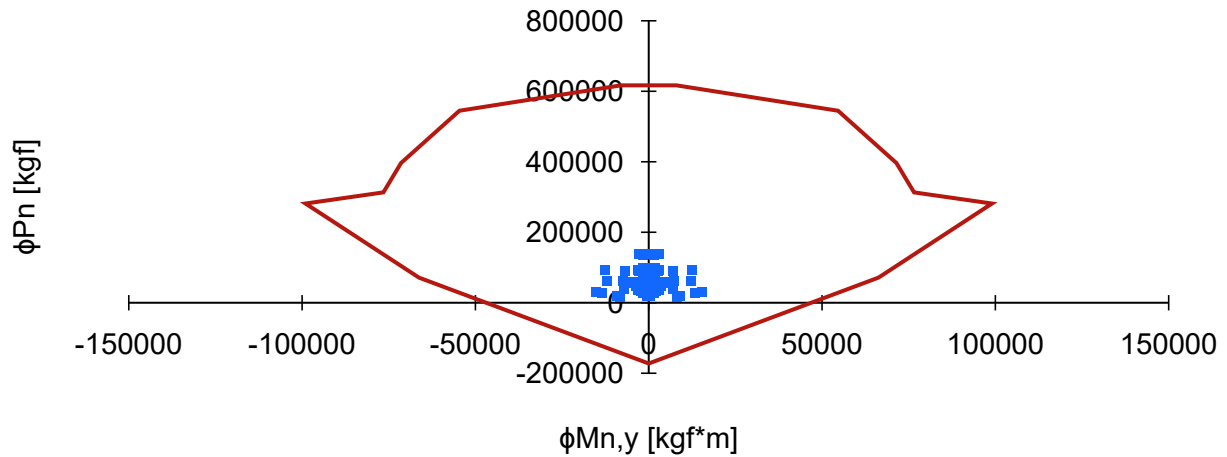
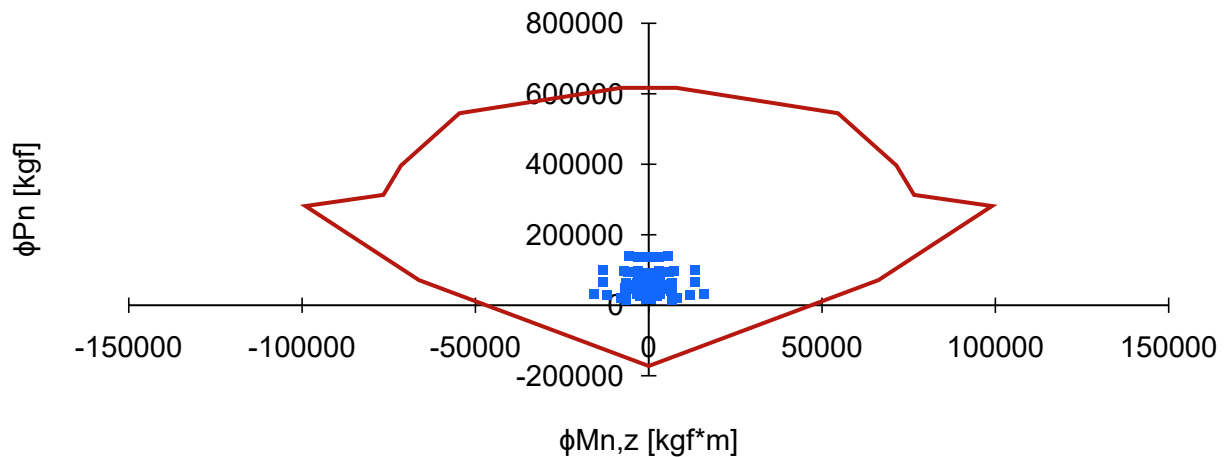


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.78$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6654$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{m\acute{a}x,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 2 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -13.64 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -226.12 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,} = 545550.08 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 33568.29 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 40656.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 171251.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 128438.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 40656.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 171251.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 128438.6 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

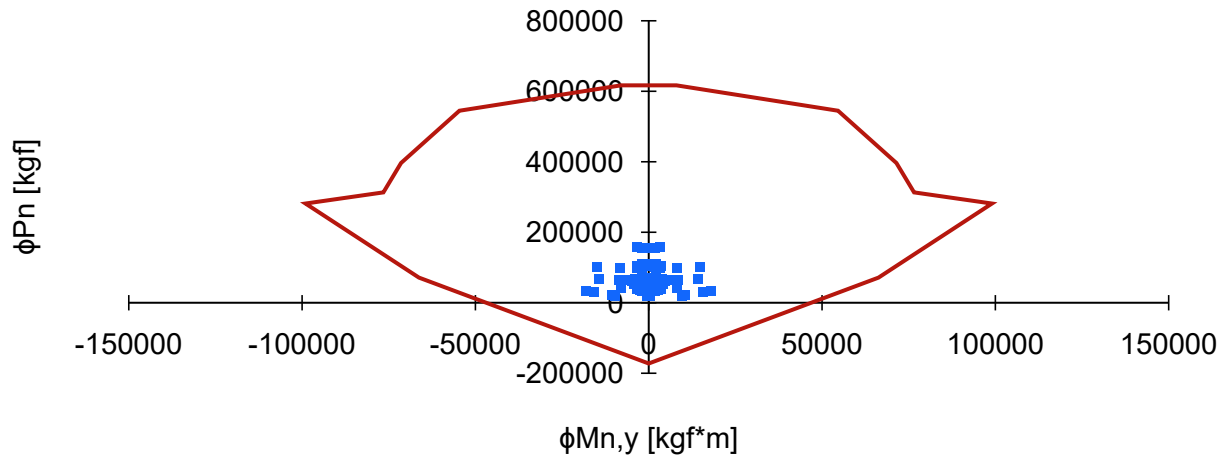
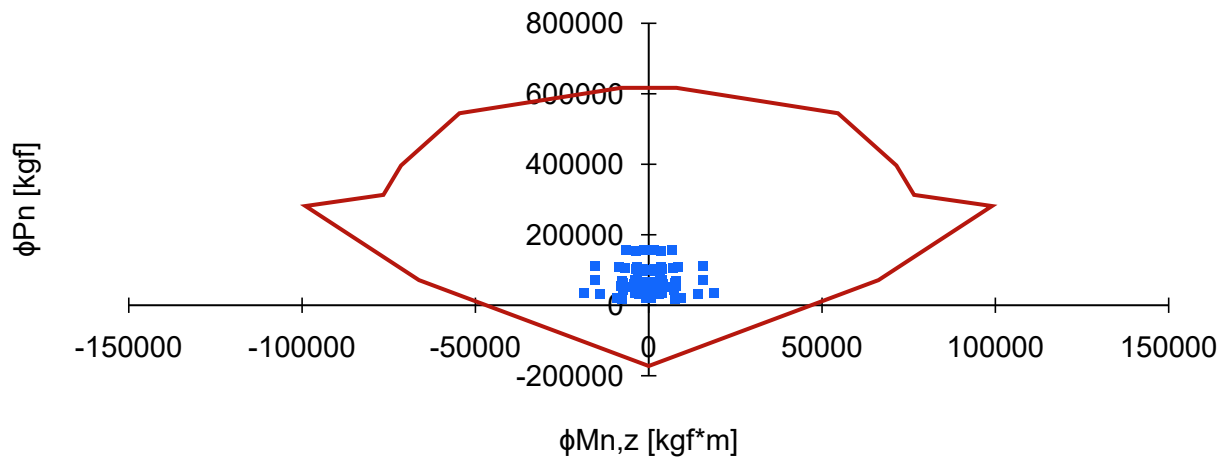


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.88$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.66$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6643$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 3 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -19.12 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -28295.26 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 448042.7 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 575417.322 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 575417.322 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 18131.01 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 38227.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 168822.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 126616.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 38227.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 168822.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 126616.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

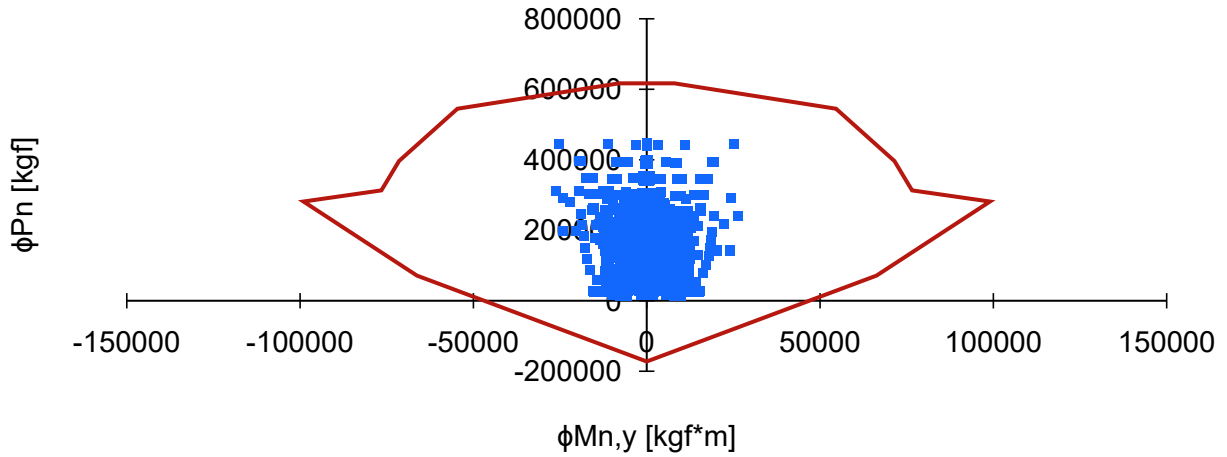
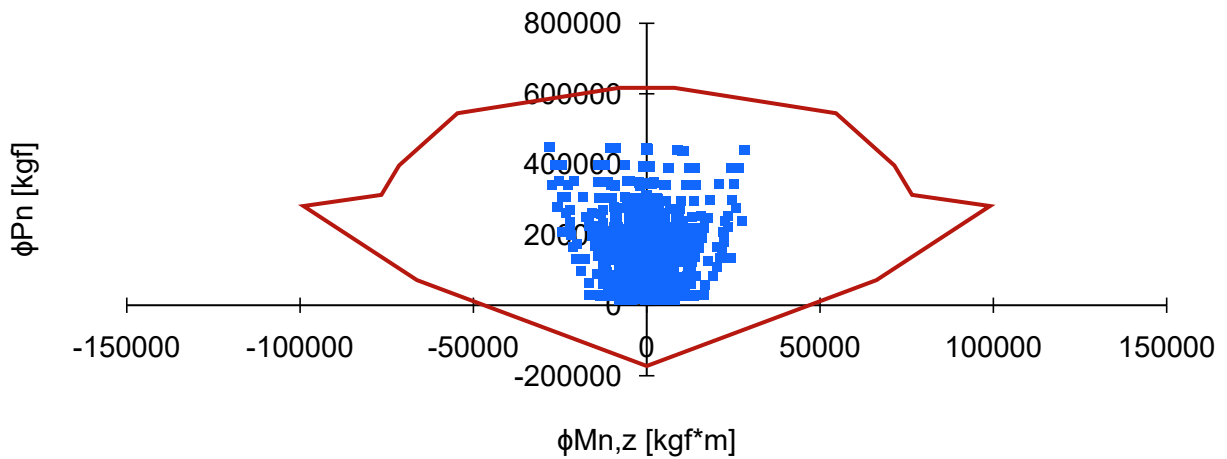


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.78$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6669$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 4 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -15.69 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -28241.6 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 331429.99 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 557211.361 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 557211.361 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 14228.49 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 37613.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 168208.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 126156.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 37613.2 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 168208.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 126156.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

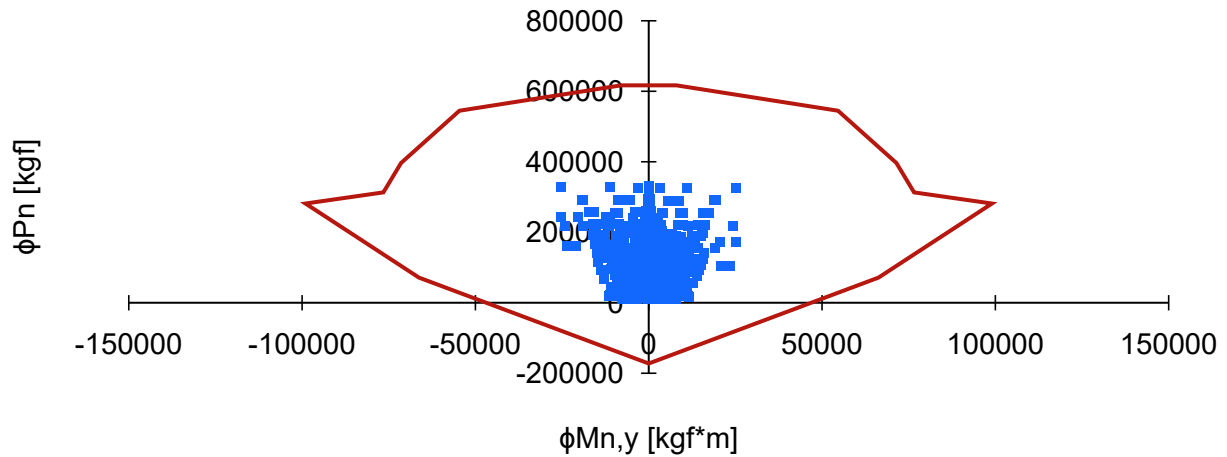
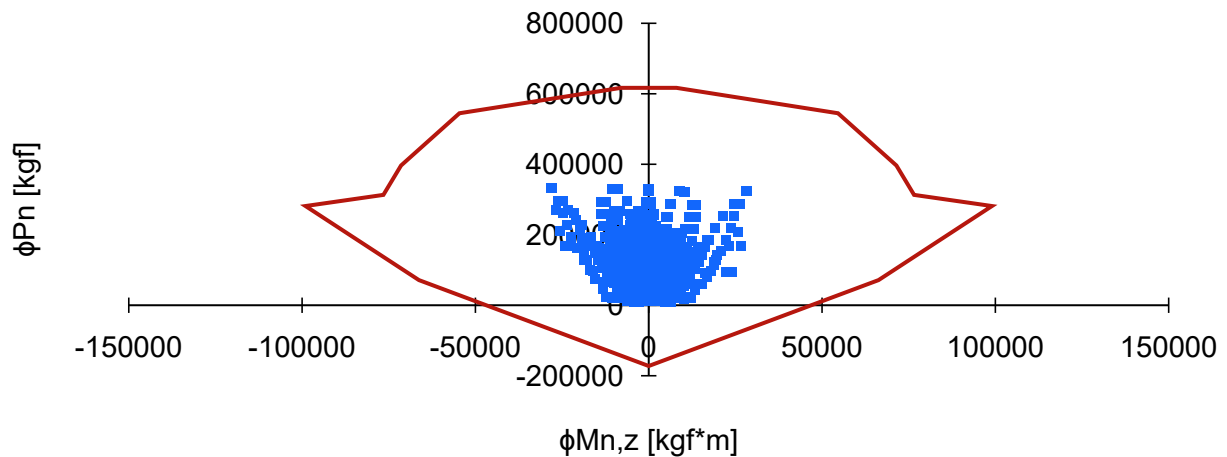


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.59$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6692$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

Diseño de Nudos

Nudo Esquinero VA-01 con VC-01

Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1y} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{\text{pr1, pos, 2y}} = 27806.288 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 2y}} = 47235.028 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 2y}} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u, 2y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u, y} = \text{Max}(V_{u, 1y}, V_{u, 2y}) = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1z} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z, \text{pos}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z, \text{neg}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.518$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.507$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 6.813$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 5.091$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.518$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.507$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos Nudo T VA-01 con VC-02 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2. Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2. Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1y}} = 27806.288 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1y}} = 47235.028 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1y}} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{\text{pr1, pos, 2y}} = 27806.288 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 2y}} = 47235.028 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 2y}} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u, 2y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u, y} = \text{Max}(V_{u, 1y}, V_{u, 2y}) = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1z} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z, \text{pos}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z, \text{neg}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 22036315.429 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 44941.576 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.518$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.507$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 3.407$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 5.091$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.518$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.507$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos Nudo T VA-01 con VC-01 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.2 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1y} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{\text{pr1, pos, 2y}} = 27806.288 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 2y}} = 47235.028 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 2y}} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u, 2y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u, y} = \text{Max}(V_{u, 1y}, V_{u, 2y}) = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z, \text{pos}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z, \text{neg}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1z}} = 37069.685 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1z}} = 37069.685 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1z}} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z, \text{pos}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z, \text{neg}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 29492688.023 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 60148.344 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.518$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.507$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 6.813$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 2.545$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.518$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.507$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos Nudo 4 caras VA-01 con VC-01 Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 17.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 65.09 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 64.78 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 64.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y,pos} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y,neg} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1y} = 27806.288 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1y} = 47235.028 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento negativo generado
$V_{col,1y} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y,pos} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y,neg} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{pr1,pos,2y} = 27806.288 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2y} = 47235.028 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2y} = 25013.772 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2y} = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u,y} = \text{Max}(V_{u,1y}, V_{u,2y}) = 99673.728 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z,pos} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z,neg} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1z} = 37069.685 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1z} = 37069.685 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento negativo generado
$V_{col,1z} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z,pos} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z,neg} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 37069.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 24713.124 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 97506.876 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 160552.499 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 160552.499 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 321104.997 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 22036315.429 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 22470.788 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 44941.576 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 29492688.023 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 30074.172 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 60148.344 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.518$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.507$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 7.145$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 5.339$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.518$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.507$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Apéndice C

Diseño De Aislador LRB

a. Materiales

Plomo

Datos	Referencias
$\tau_y = 10 \text{ MPa}$	Fluencia del plomo.
$E_l = 14000 \text{ MPa}$	Módulo de elasticidad.

Goma (Caucho)

Datos	Referencias
$G = 0.38 \text{ MPa}$	Modulo de corte de la goma.
$\gamma_s = 100\%$	Deformación lateral por corte.
$\sigma_{AC} = 8 \text{ MPa}$	Tensión admisible.
$K = 2000 \text{ MPa}$	Módulo de compresibilidad.

b. Propiedades del edificio

Datos	Referencias
$n_{LRB} = 16$	Cantidad de aisladores sísmicos.
$W = 3844630.625 \text{ kgf}$	Peso de la estructura que participa en el sismo.
$Pu_{max} = 240289.414 \text{ kgf}$	Carga máxima que experimenta un aislador.

c. Datos iniciales

Datos	Referencias
$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	Gravedad.
$S_{D1} = 0.0524 * 9.81 \text{ s} = 0.514 \text{ s}$	Pseudo aceleración a 1s. [1]
$T_D = 3.3 \text{ s}$	Periodo objetivo.
$B_{eff,i} = 30\%$	Amortiguamiento efectivo de los aisladores.
$B_{D,i} = 1.7$	Coefficiente de amortiguamiento. Tabla 17.5-1 [2]
$D_{D,i} = \frac{g * S_{D1} * T_D}{4 * \pi^2 * B_{D,i}} = 24.796 \text{ cm}$	Desplazamiento de diseño inicial. Ecuación 17.5-1. [2]

$K_{\text{eff},i} = \frac{W * 4 * \pi^2}{g * T_D^2} = 13932.792 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Rigidez efectiva inicial.
$\frac{K_{\text{eff},i}}{n_{\text{LRB}}} = 88796.835 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Despejando la Ecuación 17.5-2. [2]
$W_{D,i} = 2 * \pi * K_{\text{eff},i} * D_{D,i}^2 * B_{\text{eff},i}$ $= 1614.687 \text{ kN} * \text{m}$	Energía disipada. Despejando la Ecuación 17.2-4. [2]

d. Fuerza Característica

Datos	Referencias
$K_{2,i} = 649463.995 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Rigidez post-fluencia inicial Despejando la Ecuación 5.4 [4]
$\alpha = 10$	Factor de ampliación. p. 101 [4]
$K_{1,i} = \alpha * K_{2,i} = 6494639.947 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Rigidez elástica. p. 101 [4]
$D_y = 0.033 \text{ m}$	Desplazamiento de fluencia. Ecuación 5.6 [4]
$Q_i = 1875.471 \text{ kN}$	Fuerza Característica inicial. Ecuación 8.[Gallegos]
$F_{y,i} = Q_i + K_{2,i} * D_y = 2083.857 \text{ kN}$	Fuerza de fluencia inicial. p. 101 [4]

e. Área de plomo

Datos	Referencias
$A_{\text{pb},T,i} = \frac{Q_i}{\tau_y} = 0.188 \text{ m}^2$	Área del núcleo de plomo para todo el sistema de aislamiento. p.44 [5]
$A_{\text{pb},u,i} = \frac{A_{\text{pb},T,i}}{n_{\text{LRB}}} = 117.217 \text{ cm}^2$	Área del núcleo de plomo para cada aislador.
$\phi_{\text{pb},u,i} = \sqrt{\frac{4 * A_{\text{pb},u,i}}{\pi}} = 12.217 \text{ cm}$	Diámetro del núcleo de plomo de cada aislador.
$\phi_{\text{pb},u} = 15 \text{ cm}$	Diámetro del núcleo de plomo de cada aislador redondeado.
$A_{\text{pb},u} = \frac{\pi * \phi_{\text{pb},u}^2}{4} = 176.715 \text{ cm}^2$	Nueva área del núcleo de plomo para cada aislador.

$A_{pb,T} = A_{pb,u} * n_{LRB} = 0.283 \text{ m}^2$	Nueva área del núcleo de plomo para todo el sistema de aislamiento.
---	---

f. Recalculo con base a la nueva área de plomo

Datos	Referencias
$Q = A_{pb,T} * \tau_y = 2827.433 \text{ kN}$	Fuerza Característica Despejando la ecuación en la p. 44 [5]
$F_y = Q + K_{2,i} * D_y = 309567.391 \text{ kgf}$	Fuerza de fluencia inicial. p. 101 [4]
$K_2 = K_{eff,i} * \frac{Q}{D_{D,i}} = 257970.517 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Rigidez post-fluencia inicial Despejando la Ecuación 5.4 [4]

g. Configuración de la goma

Datos	Referencias
$H_{g,i} = \frac{D_{D,i}}{\gamma_s} = 24.796 \text{ cm}$	Altura del aislador inicial. Despejando p.94 [4]
$H_g = 25 \text{ cm}$	Altura del aislador.
$A_{goma,T,i} = \frac{K_2 * H_g}{G} = 1.664 \text{ m}^2$	Área de solo goma inicial de todo el sistema de aislamiento. Despejando p.94 [4]
$A_{goma,u,i} = \frac{A_{goma,T,i}}{n_{LRB}} = 0.104 \text{ m}^2$	Área de solo goma inicial por cada aislador.
$\phi_{goma,p} = \text{Max} \left[\sqrt{\frac{A_{goma,u,i} * 4}{\pi} + \phi_{pb,u}^2}, \sqrt{\frac{P_{u_{max}} * 4}{\sigma_{AC} \pi}} \right]$ = 61.24 cm	Diámetro de solo goma mínimo requerido por cada aislador.
$\phi_{goma} = 62 \text{ cm}$	Diámetro de solo goma propuesto
$A_{goma,u} = \frac{\pi * (\phi_{goma}^2 - \phi_{pb,u}^2)}{4} = 0.284 \text{ m}^2$	Área de goma del aislador tomando en cuenta el núcleo de goma.
$A_{goma,T} = A_{goma,u} * n_{LRB} = 4.548 \text{ m}^2$	Área de goma total de todo el sistema de aislamiento.

h. Recalculo de rigidez post-fluencia y rigidez efectiva

Datos	Referencias
$K_{2,rc} = \left(\frac{G * A_{goma,T}}{H_g} \right) = 704890.016 \frac{kgf}{m}$	Recalculo de la rigidez post-fluencia. Despejando p.94 [4]
$K_{1,rc} = K_{2,rc} * \alpha = 7048900.163 \frac{kgf}{m}$	Recalculo de la rigidez de fluencia.
$K_{1,rc,u} = \frac{K_{1,rc}}{n_{LRB}} = 440556.260 \frac{kgf}{m}$	Rigidez de fluencia de cada aislador.
$D_{y,rc} = \frac{Q}{K_{1,rc} - K_{2,rc}} = 4.545 \text{ cm}$	Recalculo desplazamiento de fluencia.
$K_{eff} = K_{2,rc} + \frac{Q}{D_{D,i}} = 1867668.865 \frac{kgf}{m}$	Rigidez efectiva de todo el sistema de aislamiento. Ecuación 5.4 [4]
$K_{eff,u} = \frac{K_{eff}}{n_{LRB}} = 116729.304 \frac{kgf}{m}$	Rigidez efectiva de cada aislador.
$F_{y,rc,u} = Q + \left(\frac{K_{2,rc}}{n_{LRB}} \right) * D_y = 289759.396 \text{ kgf}$	Recalculo de la fuerza de fluencia de cada aislador.

i. Desplazamiento total de diseño

Datos	Referencias
$\sum X = 96 \text{ m}$	Sumatoria de la distancia en el eje x del centro de masa hasta cada aislador.
$\sum Y = 96 \text{ m}$	Sumatoria de la distancia en el eje y del centro de masa hasta cada aislador.
$y = 9 \text{ m}$	Distancia horizontal desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés.
$b = 18 \text{ m}$	Dimensión más corta de la estructura.
$d = 18 \text{ m}$	Dimensión más larga de la estructura.
$e = 5\% * d = 0.9 \text{ m}$	Excentricidad accidental. p.197 [2]
$r_l = \sqrt{\left(\frac{b^2 + d^2}{12} \right)} = 7.348 \text{ m}$	Radio de giro del sistema de aislamiento. p.197 [2]
$P_T = \left(\frac{1}{r_l} \right) * \sqrt{\frac{\sum X^2 + \sum Y^2}{n_{LRB}}} = 4.619$	Relación entre el período de traslación efectivo del sistema de aislamiento y el período de torsión efectivo del sistema de aislamiento. Ecuación 17.5-4 [2]

$D_{TM,i} = D_{D,i} * \left(1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \left(\frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right) \right)$ $= 24.970 \text{ cm}$	Desplazamiento total de diseño inicial. Ecuación 17.5-3 [2]
--	--

j. Recalculo del desplazamiento total

Datos	Referencias
$D_M = 0.248 \text{ m}$	Desplazamiento máximo. Ecuación 17.5-1. [2]
$D_{TM,p} = D_M * \left(1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \left(\frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right) \right)$ $= 24.970 \text{ cm}$	Desplazamiento total de diseño preliminar. Ecuación 17.5-3 [2]
$D_{TM} = \text{Max}(1.15 * D_M, D_{TM,p}) = 28.515 \text{ cm}$	Desplazamiento total de diseño. p. 197 [2]

k. Configuración del aislador

Datos	Referencias
$t_g = 6 \text{ mm}$	Espesor de las láminas de goma.
$t_s = 3 \text{ mm}$	Espesor de las láminas de acero.
$t_{pl} = 2.5 \text{ cm}$	Espesor de las láminas superior e inferior.
$\phi_{\text{aislador}} = 2 * \sqrt{\frac{A_{\text{goma},u} + A_{\text{pb},u}}{\pi}} = 0.62 \text{ m}$	Diámetro del aislador.
$A_{\text{aislador}} = \pi * \left(\frac{\phi_{\text{aislador}}}{2} \right)^2 = 0.302 \text{ m}^2$	Área del aislador.
$n_{\text{capas},g} = \text{RoundUp} \left(\frac{H_g}{t_g}, 0 \right) = 42$	Cantidad de capas de goma.
$n_{\text{capas},a} = n_{\text{capas},g} - 1 = 41$	Cantidad de capas de acero.
$H_a = 2 * t_{pl} + n_{\text{capas},g} * t_g + n_{\text{capas},a} * t_s$ $= 42.5 \text{ cm}$	Altura total del aislador.

i. Rigidez vertical

Datos	Referencias
$S = \frac{\phi_{\text{aislador}} - \phi_{\text{pb,u}}}{4 * t_g} = 19.583$	Factor de forma. Ecuación 5.2 [4]
$E_{c,ga} = \left(\frac{1}{6 * G * S^2} + \frac{4}{3 * K} \right)^{-1} = 552.39 \text{ MPa}$	Rigidez vertical para el conjunto de goma-acero. Ecuación 23 [3]
$K_{v,g} = \frac{E_{c,ga} * A_{\text{aislador}}}{H_g} = 667082.379 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Rigidez vertical de la goma. Ecuación C.12 [6]
$H_{\text{pb}} = H_g + n_{\text{capas,a}} * t_s = 37.3 \text{ cm}$	Altura de goma y acero del aislador.
$K_{v,pb} = \frac{E_l * A_{\text{pb,u}}}{H_{\text{pb}}} = 663271.907 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Rigidez vertical del plomo.
$K_{v,u} = K_{v,pb} + K_{v,g} = 135658383.457 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Rigidez vertical de cada aislador.
$K_{v,T} = K_{v,u} * n_{\text{LRB}} = 2170534135.313 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	Rigidez vertical total de todo el sistema de aislamiento.
$T_v = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{g * K_{v,T}}} = 0.0844 \text{ s}$	Periodo vertical. Modificado de la Ecuación 17.5-2 [2]
$f_v = \frac{1}{T_v} = 11.844 \text{ Hz}$	Frecuencia vertical.

m. Verificación por pandeo

Datos	Condición	Referencias
$\phi_{\text{sg}} = \phi_{\text{aislador}} - 1 \text{ cm} = 0.61 \text{ m}$		Diámetro del aislador sin recubrimiento. p. 171 [7]
$I_a = \left(\frac{\pi}{4} \right) * \left(\left(\frac{\phi_{\text{sg}}}{2} \right)^4 - \left(\frac{\phi_{\text{pb,u}}}{2} \right)^4 \right)$ $= 0.00677 \text{ m}^4$		Inercia del aislador.
$P_E = \frac{\pi^2 * E_{c,ga} * I_a}{3 * H_g^2}$ $= 196898.811 \text{ kN}$		Carga de Euler.

$A_s = A_{\text{aislador}} * \left(\frac{H_g + n_{\text{capas,a}} * t_s}{H_g} \right)$ $= 0.450 \text{ m}^2$		Área de corte efectiva. p. 121 [4]
$P_S = G * A_s = 171.169 \text{ kN}$		Fuerza de corte efectiva. p. 121 [4]
$P_{\text{crit}} = \sqrt{P_E * P_S}$ $= 591989.101 \text{ kgf}$		Carga crítica para pandeo. Ecuación 6.3 [4]
$\text{Rev}_{\text{pandeo}} = \frac{P_{u_{\text{max}}}}{P_{\text{crit}}} = 0.406$	Cumple	Factor de seguridad para pandeo.

n. Verificación del desplazamiento crítico.

Datos	Condición	Referencias
$D_{\text{crit}} = (\phi_{\text{aislador}}) * \left(1 - \left(\frac{P_{u_{\text{max}}}}{P_{\text{crit}}} \right)^2 \right)$ $= 51.785 \text{ cm}$		Desplazamiento crítico. Despejando la Ecuación 6.18 [4]
$\text{Rev}_{\text{desplazamiento}} = \frac{D_{\text{TM}}}{D_{\text{crit}}}$ $= 0.551$	Cumple	Revisión de desplazamiento

o. Verificación de capacidad de carga axial

Datos	Condición	Referencias
$A_r = 0.169 \text{ m}^2$		Área reducida. Ecuación 30 [3]
$P_{\text{crit,axial}} = \left(\frac{\pi}{\sqrt{8}} \right) * G * S * \left(\frac{\phi_{\text{aislador}}}{n_{\text{capas,g}} * t_g} \right) * A_r$ $= 3441.995 \text{ kN}$		Carga crítica. Ecuación 31 [3]
$\text{Rev}_{\text{axial}} = \frac{P_{u_{\text{max}}}}{P_{\text{crit,axial}}} = 0.685$	Cumple	Revisión de carga axial

p. Verificación de deformaciones

Datos	Condición	Referencias
$Y_D = \frac{D_{TM}}{H_g} = 1.141$	Cumple	Deformación de corte por deformación. Ecuación 25 [3]
$E_0 = 4 * G = 1.52 \text{ MPa}$		Punto 28 [4]
$k = 0.85$		Punto 28 [4]
$\varepsilon_c = \frac{\frac{P_{u_{max}}}{A_{aislador}}}{E_0 * (1 + 2 * k * S^2)}$ $= 0.00786$		Deformación Ecuación 27 [3]
$Y_c = 6 * S * \varepsilon_c = 0.924$		Deformación de corte por compresión. Ecuación 26 [3]
$\theta = 0.003 \text{ rad}$		Rotación. Punto 29 [4]
$Y_r = 0.375 * \left(\frac{\phi_{aislador}}{t_g} \right)^2 * \left(\frac{\theta}{1 \text{ rad} * n_{capas,g}} \right)$ $= 0.286$		Deformación a la rotación Ecuación 28 [3]
$Y_M = Y_r + Y_c + Y_D = 2.351$	Cumple	Deformación máxima. Ecuación 29 [3]

q. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Society of Civil Engineers, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", Virginia: American Society of Civil Engineers, 2022.

[3] Gallegos Meza, Gallegos Quintanilla & Davila Orihuela, "Guía internacional para el diseño de aisladores sísmicos para países que no cuenten con una norma de aisladores sísmicos", Florida: 20ésimo LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology, 2022.

[4] Farzard Naemin & James Kelly, "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice", California: John Wiley & Sons, Inc, 1999.

[5] Andrew Taylor & Takeru Igusa, "Primer On Seismic Isolation", Virginia: American Society of Civil Engineers, 2004.

[6] Instituto Nacional de Normalización, "Norma Chilena NCh2745 - Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica", Santiago: INN, 2013.

[7] Henry Flores & Fernando Cahuata, "Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de respuesta sísmica y costos con la edificación convencional", Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín.

Apéndice D

Revisión de derivas. Edificio aislado

a. Estructura

Datos	Referencias
Sistema: Marco	Sección 4.2 [1]
Categoría: Edificaciones B, D y E	T. 4.1 [1]
Ductilidad local: Óptima	T. 4.2 [1]
Mezzanine: No	Sección 7.8.g [1]
Ductilidad global asignada: 6	T. 4.3 [1]
Límite Δ_i/H : 0.02	T. 7.2 [1]
Factor α : 0.7	T. 7.1 [1]
Sobrerresistencia = 2	Sección 3.3 y 5 [1]

b. Resultados del modelo

Nivel	H(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ix}/H_i	Δ_{iy}/H_i	Criterio
0	0 m	26.37 mm	30.45 mm	-	-	
1	3.5 m	29.19 mm	32.29 mm	0.0097	0.0063	Cumple
2	3 m	31.27 mm	33.27 mm	0.0083	0.0039	Cumple
3	3 m	32.89 mm	34.00 mm	0.0065	0.0029	Cumple
4	3 m	34.26 mm	34.63 mm	0.0055	0.0025	Cumple
5	3 m	35.42 mm	35.18 mm	0.0047	0.0022	Cumple
6	3 m	36.40 mm	35.65 mm	0.0039	0.0019	Cumple
7	3 m	37.20 mm	36.03 mm	0.0032	0.0015	Cumple
8	3 m	37.82 mm	36.33 mm	0.0025	0.0012	Cumple
9	3 m	38.25 mm	36.55 mm	0.0018	0.0009	Cumple
10	3 m	38.54 mm	36.68 mm	0.0011	0.0005	Cumple

c. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

Apéndice E

VA-01. Comb 1 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.24 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 2.45 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 2501.89 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -4937.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 3479.58 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.210 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 2361.94 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.016$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 18431.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 16588.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0156$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 18431.3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 16588.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.189 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 55.095 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20282.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38720.1 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24522.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9772.2 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31779.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23834.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 2.146 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.15$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.30$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.00$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.15$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.146$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.020$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.102 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 2 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.47 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 2.88 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 2955.03 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -5797.16 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = -3975.60 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 7.360 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 2718.55 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.016$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 18431.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 16588.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0156$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 18431.3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 16588.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.189 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 55.095 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20282.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38720.1 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24522.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9772.2 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31779.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23834.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 2.470 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.18$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.35$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.00$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.17$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.167$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.024$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.102 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 3 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.54 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 2.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 3112.63 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -5141.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 12975.99 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.200 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 2157.49 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.016$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 18431.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 16588.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0156$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 18431.3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 16588.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.189 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 55.095 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20282.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38720.1 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24522.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9772.2 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31779.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23834.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 1.961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.19$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.31$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.54$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.544$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.020$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.102 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VA-01. Comb 4 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 1.42 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 2.34 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 6	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 3.40 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 0$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 2867.21 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -4709.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 12106.76 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 4.570 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 498.84 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.0078$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]

$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]
-------------------------------	--	-------------------------------------

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.016$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 18431.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 16588.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 7.54 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0156$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 18431.3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 16588.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 23039.080 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	



d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.189 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 55.095 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20282.0 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38720.1 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24522.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9772.2 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31779.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23834.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 0.459 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,\min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{\max,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{\text{req}} = \text{N/A}$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,\min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,\max} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{\min} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,\text{pos}} = 0.17$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,\text{neg}} = 0.28$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.51$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.508$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.015$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 1.905 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.102 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 11.43 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 1 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.97 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 7.76 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 5.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 5.34 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 2.76 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5984.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = 10763.30 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = -8544.47 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 1.320 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -8544.47 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0071$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.014$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.017$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 16793.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 15114.36 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 13.41 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0074$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30690.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27621.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 38363.411 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 20992.161 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 49.712 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20165.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38497.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24381.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.17 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 9600 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 12461.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 9346.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9715.9 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 33000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 42537.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 31902.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 7.799 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,\min} = 0.167 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{\text{máx},T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{\text{req}} = \text{N/A}$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,\min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,\text{máx}} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{\min} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,\text{pos}} = 0.40$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,\text{neg}} = 0.39$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.27$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.268$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.004$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.099 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 2 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 3.50 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 7.76 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 5.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 6.29 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 2.76 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 7053.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -12674.60 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = -9927.45 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 1.550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -9927.45 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0071$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.014$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.017$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 16793.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 15114.36 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 13.41 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0074$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30690.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27621.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 38363.411 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 20992.161 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 49.712 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20165.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38497.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24381.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.17 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 9600 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 12461.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 9346.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9715.9 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 33000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 42537.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 31902.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 9.062 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.167 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.47$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.46$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.31$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.311$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.005$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.099 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 3 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 3.40 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 7.76 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 5.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 5.87 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 2.76 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 6855.32 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -11832.45 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 21282.27 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 3.120 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -7348.06 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0071$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.014$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.017$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 16793.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 15114.36 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 13.41 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0074$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30690.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27621.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 38363.411 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 20992.161 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 49.712 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20165.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38497.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24381.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.17 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 9600 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 12461.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 9346.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9715.9 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 33000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 42537.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 31902.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 6.707 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.167 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.45$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.43$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.67$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.667$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.010$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.099 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-01. Comb 4 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.59 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 2$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 7.76 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 5.73 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 4.87 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 8	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 2.76 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5225.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -9815.52 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 19056.26 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 3.010 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -5302.12 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0071$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.014$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 6.85 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.017$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 16793.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 15114.36 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 13.41 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0074$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 30690.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 27621.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 38363.411 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 20992.161 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 49.712 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.777 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20165.1 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38497.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24381.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.17 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.4 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 9600 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 12461.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 9346.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9715.9 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 33000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 42537.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 31902.8 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 4.840 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.167 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.35$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.36$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.60$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.597$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.010$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.54 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.099 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 13.338 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 1 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.32 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 5	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 3.71 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 4.24 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 3.08 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 4686.08 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -8553.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = -7420.59 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.470 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -7420.33 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0054$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.011$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.26 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.024$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 13165.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 11848.99 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 10.27 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0106$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 24353.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 21917.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 30441.522 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 16456.934 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.187 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.936 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20223.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38608.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24452.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9744.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31688.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23766.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 6.754 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.40$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.39$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.31$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.312$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.021$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.59 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.105 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 9.54 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 2 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.70 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 5	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 3.71 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 4.91 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 3.08 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5440.70 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -9895.04 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = -8454.15 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 7.640 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = 8453.87 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0054$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.011$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.26 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.024$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 13165.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 11848.99 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 10.27 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0106$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 24353.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 21917.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 30441.522 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 16456.934 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.187 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.936 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20223.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38608.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24452.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9744.0 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31688.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23766.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 7.695 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi \tau_{\text{lím}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.46$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.45$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.36$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.356$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.025$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.59 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.105 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 9.54 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 3 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.70 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 5	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s, \text{pos}} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{pos}} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{pos}} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, pos}} = 3.71 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s, \text{pre, n}} = 5.21 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1, \text{neg}} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2, \text{neg}} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$\text{Sep}_{\text{neg}} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s, \text{neg}} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{\text{neg}} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t, \text{neg}} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$\text{Sep}_{\text{var, neg}} = 3.08 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1, t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$\text{Sep}_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s, T, L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 5433.15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -10511.17 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 16790.14 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 6.800 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -4551.84 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0054$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.011$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.26 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.024$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 13165.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 11848.99 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 10.27 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0106$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 24353.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 21917.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 30441.522 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 16456.934 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.187 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.936 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20223.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38608.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24452.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9744.0 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31688.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23766.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 4.144 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.46$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.48$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.71$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.706$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.022$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.59 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.105 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 9.54 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

VC-02. Comb 4 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Condición	Referencias
$L = 5.5 \text{ m}$		Longitud de la viga.
$b = 20 \text{ cm}$		Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 60 \text{ cm}$		Peralte. T.9.3.1.1 [2]
Razon = $\frac{b}{h} = 0.333$	Cumple	Razón b/h. Sección 8.2.1.e [1]
Recubrimiento = 3 cm		Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 3	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 15 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 1$	Número de aros en la sección en Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 1$	Número de aros en la sección en Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 1.43 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal positivo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,p} = 2.15 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar positivo.
Varilla N° 5	Varilla capa 1 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,pos} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 positivo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 positivo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,pos} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 positivo.
$Sep_{pos} = 0 \text{ cm}$	Separación entre capas positivo. Sección 25.2 [2]

$A_{s,pos} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo positivo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{pos} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,pos} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte efectivo positivo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,pos} = 3.71 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 positiva.

Refuerzo longitudinal negativo

Datos	Referencias
$A_{s,pre,n} = 4.55 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo preliminar negativo.
Varilla N° 7	Varilla capa 1 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b1,neg} = 3$	Cantidad de varillas en la capa 1 negativo.
Varilla N° N/A	Varilla capa 2 negativo. Sección 1.8.1.2 [1], T.20.2.2.4(a) y 18.6.3.1. [2]
$n_{b2,neg} = 0$	Cantidad de varillas en la capa 2 negativo.
$Sep_{neg} = 4 \text{ cm}$	Separación entre capas negativo. Sección 25.2 [2]
$A_{s,neg} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo negativo. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$d_{neg} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo al centroide de refuerzo. pp.18 [2]
$d_{t,neg} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo negativo a la última capa positiva. F.21.2.2a [2]
$Sep_{var,neg} = 3.08 \text{ cm}$	Separación de varillas de la capa 1 negativa.

Refuerzo longitudinal por torsión

Datos	Referencias
Varilla N° N/A	Varilla longitudinal por torsión.
$n_{b1,t} = 2$	Cantidad de varillas por torsión.
$Sep_T = 25 \text{ cm}$	Separación máxima de varillas por torsión.
$A_{s,T,L} = 0 \text{ cm}^2$	Área de por torsión. Calculado de acuerdo con datos de [3]

c. Fuerzas de diseño

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$M_{u, \text{pos}} = 4343.15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo.
$M_{u, \text{neg}} = -9175.33 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Momento último positivo
$N_u = 0 \text{ kgf}$	Se diseña por Flexión	Carga axial última.
Cortante		
$N_{u,v} = 0.00 \text{ kgf}$		Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 0 \text{ kgf}$		Cortante último en Y. Ecuación 8-8 [1]
$V_{u,z} = 15196.09 \text{ kgf}$		Cortante último en Z. Ecuación 8-8 [1]
Torsión		
$T_u = 5.920 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$V_{u,T} = -3092.26 \text{ kgf}$		Cortante último junto a T_u
$N_{u,T} = 0 \text{ kgf}$		Fuerza axial junto a T_u

c. Resistencia a la flexión

Parámetros

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Límites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$\rho_{\text{pos}} = 0.0054$	Cumple	Cuantía de refuerzo positiva propuesta. [2]
$\rho_{\text{neg}} = 0.011$	Cumple	Cuantía de refuerzo negativa propuesta. [2]
$\rho_b = 0.029$		Cuantía de refuerzo balanceada. [2]
$\rho_{\text{máx}} = 0.025$		Cuantía máxima. Sección 8.2.2 [1]
$\rho_{\text{mín}} = 0.00333$		Cuantía mínima Sección 8.2.3 [1]

Estimación de la capacidad

Momento positivo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{pos}} = 5.26 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente positivo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,pos}} = 0.024$	Controla Tensión	Comportamiento positivo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,pos}} = 13165.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,pos}} = 0.9$		Factor de reducción positivo. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,pos}} = 11848.99 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal positiva reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Momento negativo

Datos	Condición	Referencias
$a_{\text{neg}} = 10.27 \text{ cm}$		Altura de bloque equivalente negativo. [2]
$\varepsilon_{\text{st,neg}} = 0.0106$	Controla Tensión	Comportamiento negativo. T.21.2.1 [2]
$M_{\text{n,neg}} = 24353.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa. Sección 22.4.1.1 [2]
$\phi_{\text{f,neg}} = 0.9$		Factor de reducción negativa. T.21.2.1 [2]
$\phi M_{\text{n,neg}} = 21917.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Capacidad nominal negativa reducida. Sección 9.5.1.1[2]

Capacidad probable en flexión

Datos	Referencias
Acero superior	
$M_{\text{pr},1} = 30441.522 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	
Acero inferior	
$M_{\text{pr},2} = 16456.934 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	

d. Resistencia al cortante

Parámetros

Datos	Referencias
$d_{\text{efectivo}} = 50.187 \text{ cm}$	Peralte efectivo

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 16.047 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s,\text{Sep},y} = 5907.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},y} = 11277.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},y} = 7142.6 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 54.936 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s,\text{Sep},z} = 20223.4 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s,\text{máx},z} = 38608.4 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c,\text{máx},z} = 24452.0 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v,\text{mín}} = 0.25 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2] 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 27.5 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección y		
$V_{c,y} = 2846.3 \text{ kgf}$	Refuerzo por resistencia	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 6400 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 9256.3 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 6942.2 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección z		
$V_{c,z} = 9744.0 \text{ kgf}$	Refuerzo Mínimo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 22000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 31688.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 23766.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

e. Resistencia a la torsión

Límites por capacidad

Datos	Condición	Referencias
$\phi T_{uT} = 304.963 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]
$v_c = 2.816 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		Esfuerzo por cortante y torsión. Sección 22.7.7.1 [2]
$\phi T_{\text{lim}} = 31.751 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	No aplica	Límite de esfuerzos combinados. Sección 22.7.7.1 [2]

Limites de refuerzo

Refuerzo Transversal

Datos	Condición	Referencias
$A_{e,min} = 0.25 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo por cortante y torsión. Sección 9.6.4.2 [2]
$S_{máx,T} = 20 \text{ cm}$	No aplica	Espaciamiento máximo de aros Sección 9.7.6.2.2 [2]
$S_{req} = N/A$	No aplica	Espaciamiento requerido para torsión y cortante

Refuerzo longitudinal

Datos	Condición	Referencias
$A_{L,min} = 5.257 \text{ cm}^2$	No aplica	Acero mínimo longitudinal por torsión. Sección 9.6.4.3 [2]
$S_{L,máx} = 30 \text{ cm}$	No aplica	Separación máxima de acero longitudinal por torsión. Sección 9.7.5.1 [2]
$N^{\circ}_{mín} = 3$	No aplica	Diámetro mínimo para acero en torsión. Sección 9.7.5.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Referencias
$T_n = 0.001 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal a la torsión Sección 22.5.5.1 [2]
$\phi_T = 0.75$	Factor de reducción. T.21.2.1 [2]
$\phi T_n = 0.00075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad nominal reducida Sección 9.5.1.1 [2]

g. Revisión

Datos	Condición	Referencias
Flexión		
$R_{m,pos} = 0.37$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento positivo. Sección 9.5.1.1[2]
$R_{m,neg} = 0.42$	Cumple	Relación demanda/capacidad momento negativo. Sección 9.5.1.1[2]

Cortante		
$R_{V,y} = 0.000000$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]
$R_{V,z} = 0.64$	No cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
$R_V = 0.639$	Cumple	Relación demanda/capacidad combinados. Ec.22.5.1.11[2] y 10.5.1.1[2]
Torsión		
$R_T = 0.019$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

h. Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Diametro _{aro} = 0.953 cm	Diámetro del aro propuesto
Diametro Capa _{pos,1} = 1.59 cm	Diámetro longitudinal 1° capa positiva
Diametro Capa _{pos,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa positiva
Diametro Capa _{neg,1} = 2.223 cm	Diámetro longitudinal 1° capa negativa
Diametro Capa _{neg,2} = 0 cm	Diámetro longitudinal 2° capa negativa

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 1.105 m	Zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]
Sep _{confi} = 9.54 cm	Separación de aros en la zona de confinamiento Sección 8.2.6.b [1]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

C10-01. COMB 1 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 463950 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 28741.9 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 39896.8 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 170492.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 127869.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 39896.8 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 170492.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 127869.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

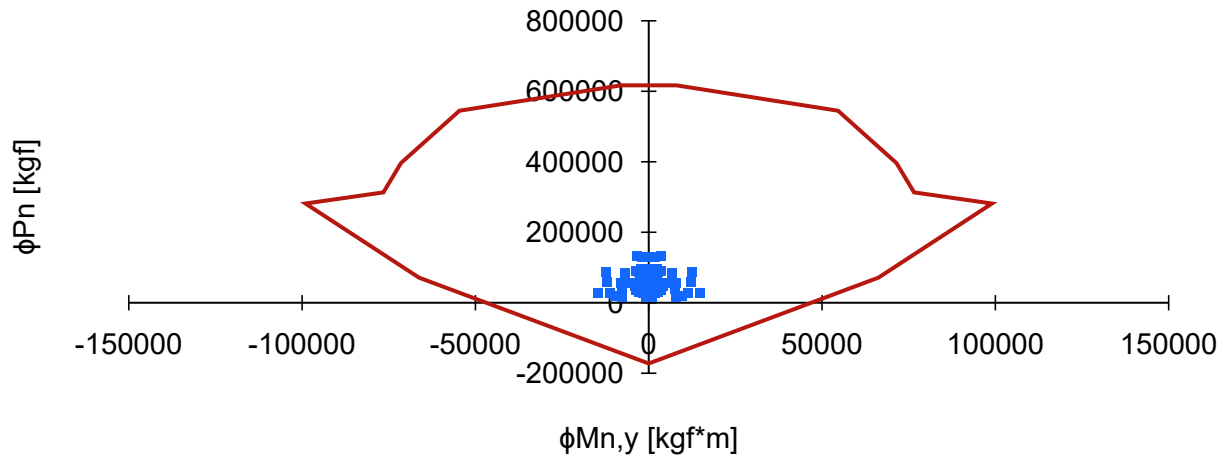
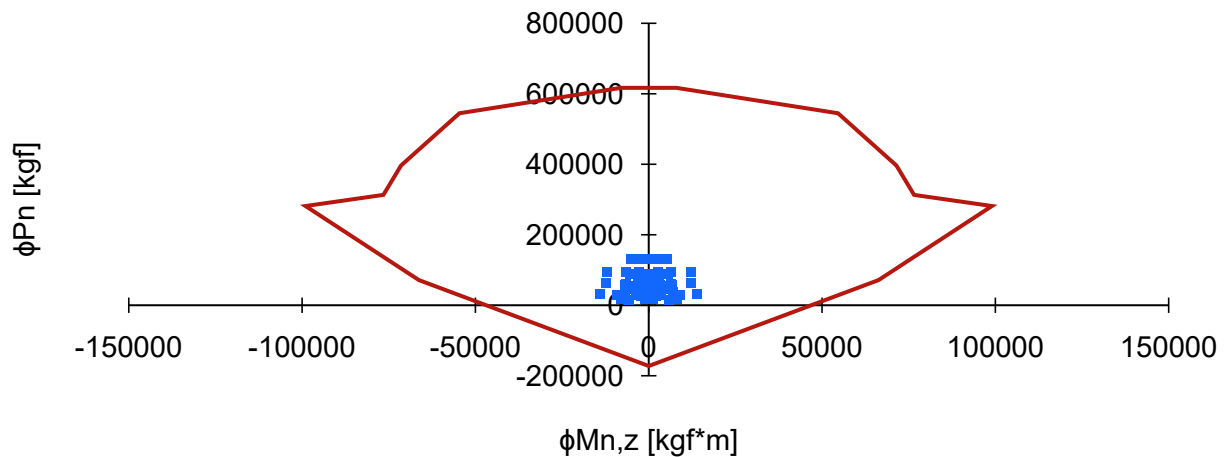


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.75$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6656$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 2 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero en Y	
$n_{b,y} = 5$		Cantidad de filas con acero en Y	

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$		Área de acero en Z	
$n_{b,z} = 5$		Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
-------	-------------

$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yl} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 527744.5 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi T_n = 616840.512 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 31956.93 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]
$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 40402.7 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 170997.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,y} = 128248.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 40402.7 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 170997.9 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\Phi V_{n,z} = 128248.4 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

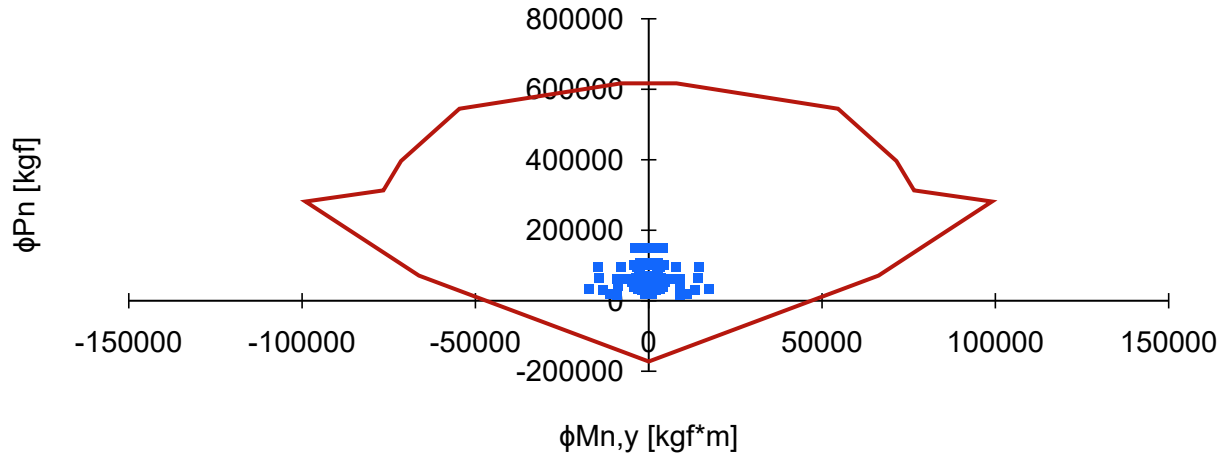
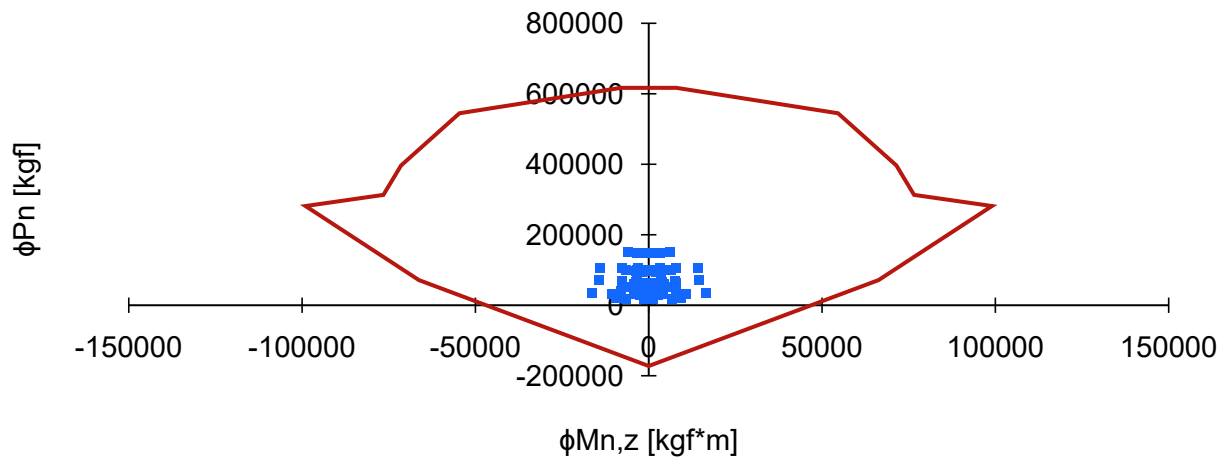


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.86$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.66$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6645$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 3 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$			Área de acero en Y

$$n_{b,y} = 5$$

Cantidad de filas con acero en Y

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$ $n_{b,z} = 5$		Área de acero en Z Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yt} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -35.83 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -9018.51 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 427968.64 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 610148.472 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
-------	-------------

$\phi T_n = 610148.472 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]
-------------------------------------	---

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 16043.77 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]

$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]
------------------------------------	---------------	---

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 37898.8 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 168494.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 126370.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 37898.8 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 168494.1 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 126370.5 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

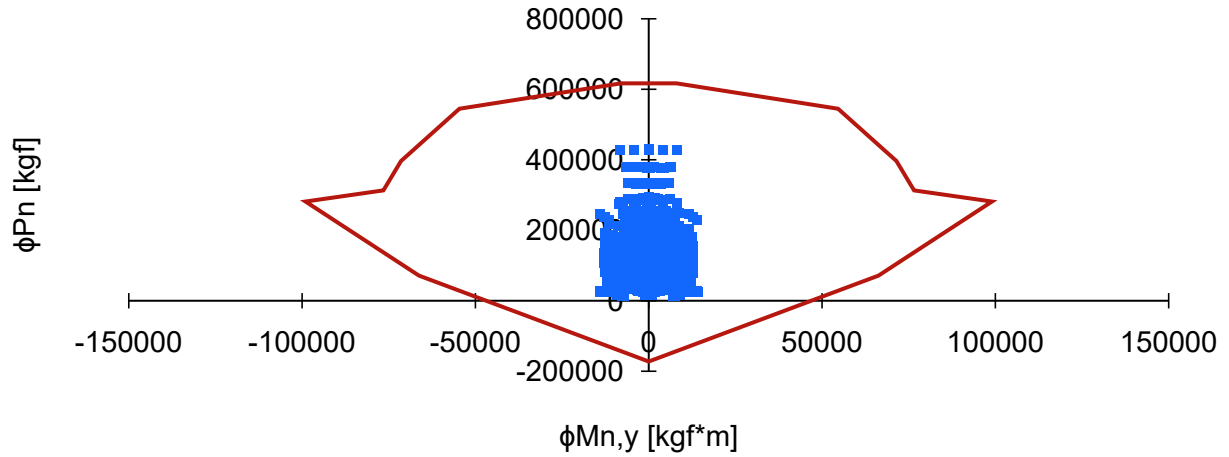
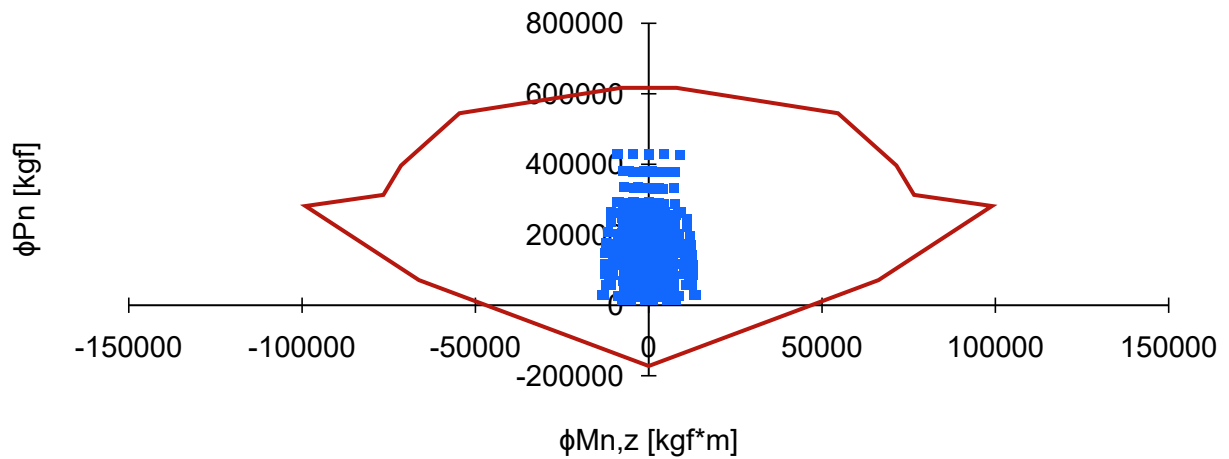


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.70$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6666$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{máx,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

C10-01. COMB 4 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]
$E_c = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Modulo de elasticidad del concreto. Ec. 19.2.2.1.b [2]
$\lambda = 1$	Factor de modificación para concreto ligero. T.19.2.3.1(a) [2]
$\epsilon_{cu} = 0.003$	Deformación última del concreto. F.21.2.2a [2]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{sl} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yl} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2]
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]
$E_{st} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Sección 8.1.4 [1]
$\epsilon_{yt} = 0.002$	Deformación de fluencia para el acero. Sección 8.1.4 [1]

b. Geometría

Sección transversal

Datos	Referencias
$H = 3 \text{ m}$	Altura
$b = 65 \text{ cm}$	Ancho. Sección 8.2.1 [1]
$h = 65 \text{ cm}$	Peralte. Sección 8.2.1 [1]
Recubrimiento = 3 cm	Recubrimiento al aro. T.20.5.1.3.1 [2]
$k = 1.2$	Factor de longitud efectiva.
La columna es: Corta	Condición de la columna.

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Varilla N° 4	Varilla del aro. Sección 8.1.2 [1] R25.3.3 y T.20.2.2.4(a) [2]
$S = 10 \text{ cm}$	Separación de aros.
$n_y = 2$	Número de aros en la sección Y. F.R25.7.2.3a [2]
$n_z = 2$	Número de aros en la sección Z. F.R25.7.2.3a [2]
$A_{V,y} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Y. Calculado de acuerdo con datos de [3]
$A_{V,z} = 5.07 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante en Z. Calculado de acuerdo con datos de [3]

Refuerzo longitudinal (My)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,y} = 5$	$A_{s1,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,y} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,y} = 2$	$A_{s2,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,y} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,y} = 2$	$A_{s3,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,y} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,y} = 2$	$A_{s4,y} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,y} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,y} = 5$	$A_{s5,y} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,y} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,y} = 45.60 \text{ cm}^2$			Área de acero en Y

$$n_{b,y} = 5$$

Cantidad de filas con acero en Y

Refuerzo longitudinal (Mz)

Varilla	Cantidad	Área de acero	Peralte efectivo
Varilla N°: 6	$n_{b1,z} = 5$	$A_{s1,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{1,z} = 59.778 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b2,z} = 2$	$A_{s2,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{2,z} = 46.139 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b3,z} = 2$	$A_{s3,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{3,z} = 32.5 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b4,z} = 2$	$A_{s4,z} = 5.70 \text{ cm}^2$	$d_{4,z} = 18.861 \text{ cm}$
Varilla N°: 6	$n_{b5,z} = 5$	$A_{s5,z} = 14.25 \text{ cm}^2$	$d_{5,z} = 5.222 \text{ cm}$
$A_{s,z} = 45.604 \text{ cm}^2$ $n_{b,z} = 5$		Área de acero en Z Cantidad de filas con acero en Z	

c. Flexocompresión Uniaxial

Parámetros para el cálculo

Datos	Referencias
$\beta_1 = 0.85$	Factor de bloque equivalente. T.22.2.2.4.3 [2]

Cantidad de acero y cuantía

Datos	Condición	Referencias
$\text{Sep}_y = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Y. Sección 25.2.3 [2]
$\text{Sep}_z = 13.639 \text{ cm}$	Cumple	Separación propuesta entre varillas en Z. Sección 25.2.3 [2]
$A_{st} = 45.60 \text{ cm}^2$		Área de acero.
$\rho = 1.1\%$	Cumple	Cuantía de refuerzo propuesta. [1]
$\rho_{\text{mín}} = 1\%$		Cuantía máxima. Sección 8.3.3 [1]
$\rho_{\text{máx}} = 6\%$		Cuantía mínima. Sección 8.3.3 [1]

Compresión pura

Datos	Referencias
$P_0 = 1186231.753 \text{ kgf}$	Resistencia axial nominal. Ec. 22.4.2.2 [2]
$\phi P_{n,m\acute{a}x} = P_0 * 0.8 * 0.65 = 616840.512 \text{ kgf}$	22.4.2 [2]

Tensión pura

Datos	Referencias
$T_n = f_{yt} * A_{st} = 191535.427 \text{ kgf}$	Resistencia máxima la tensión. Ec. 22.4.3.1 [2]
$\phi T_n = T_n * 0.9 = 172381.884 \text{ kgf}$	Resistencia a la tensión reducida. [2]

d. Flexocompresión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,c} = -25.93 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para compresión
$M_{u,z,c} = -9011.85 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para compresión
$C_{u,c} = 313701.69 \text{ kgf}$	Compresión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
$\phi P_n = 603830.685 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexocompresión [4]

e. Flexotensión biaxial

Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
$M_{u,y,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Y para tensión
$M_{u,z,T} = 0 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento último en Z para tensión
$T_{e_u} = 0 \text{ kgf}$	Tensión última

Capacidad nominal reducida

Datos	Referencias
-------	-------------

$\phi T_n = 603830.685 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida a flexotensión [4]
-------------------------------------	---

f. Cortante

Resistencia al cortante

Datos	Referencias
$N_u = 12268 \text{ kgf}$	Carga axial de condición crítica.
$V_{u,y} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Y. Ecuación 8-9 [1]
$V_{u,z} = 84101.474 \text{ kgf}$	Cortante último en Z. Ecuación 8-9 [1]

Limites por capacidad

Datos	Referencias
Dirección Y	
$d_y = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Y.
$V_{s, \text{Sep}, y} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Y. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, y} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Y 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, y} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Y. 22.5.5.1.1 [2]
Dirección Z	
$d_z = 61 \text{ cm}$	Peralte efectivo en Z.
$V_{s, \text{Sep}, z} = 73418.5 \text{ kgf}$	Límite para establecer el espaciamiento máximo en Z. T.9.7.6.2.2[2]
$V_{s, \text{máx}, z} = 140162.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el refuerzo en Z 22.5.1.2 [2]
$V_{c, \text{máx}, z} = 88769.7 \text{ kgf}$	Máximo cortante que puede tomar el concreto en Z. 22.5.5.1.1 [2]

Limites de refuerzo

Datos	Condición	Referencias
$A_{v, \text{mín}} = 0.54 \text{ cm}^2$	Cumple en y Cumple en z	Acero mínimo para cortante. 10.6.2.2 [2]

$S_{\text{máx}} = 15.3 \text{ cm}$	Cumple	Espaciamiento máximo de aros. 10.7.6.2.2 [2]
------------------------------------	---------------	---

Estimación de la capacidad

Datos	Condición	Referencias
Dirección Y		
$V_{c,y} = 37304.7 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Y. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,y} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,y} = 0.75$		Factor de reducción en Y. T.21.2.1 [2]
$V_{n,y} = 167900.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Y. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,y} = 125925.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
$V_{c,z} = 37304.7 \text{ kgf}$	Necesita refuerzo	Capacidad del concreto en Z. 22.5.5.1 [2]
$V_{s,z} = 130000 \text{ kgf}$	Tamaño adecuado	Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$\phi_{v,z} = 0.75$		Factor de reducción en Z. T.21.2.1 [2]
$V_{n,z} = 167900.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal en Z. 22.5.1.1 [2]
$\phi V_{n,z} = 125925.0 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

g. Torsión

Datos	Condición	Referencias
$T_u = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$		Torsión última.
$\phi T_{uT} = 2326.399 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	No necesita refuerzo	Umbral de torsión reducida. 22.7.4.1 [2]

h. Evaluación de la capacidad

Flexo compresión Uniaxial

Gráfico de interacción $\phi M_{ny}-\phi P_n$

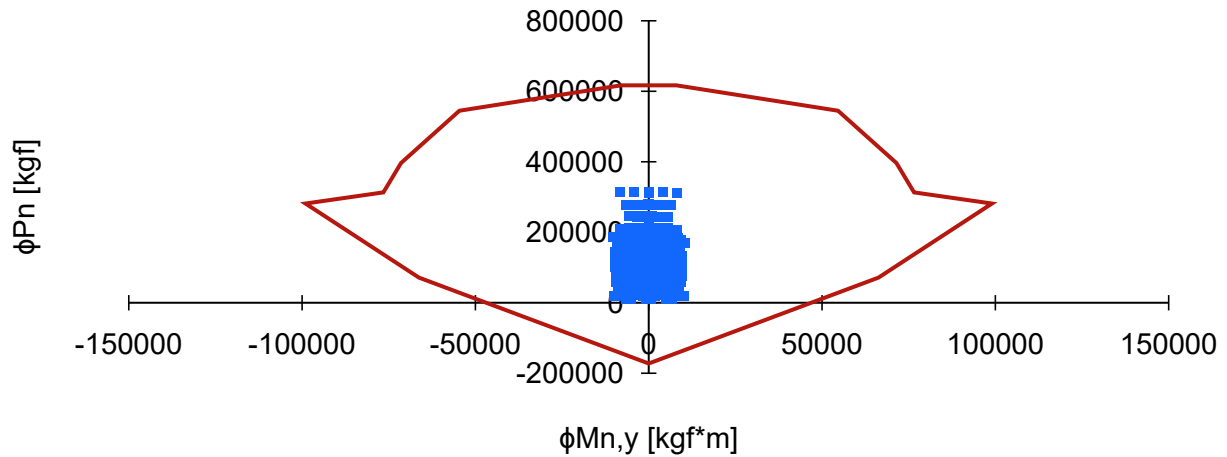
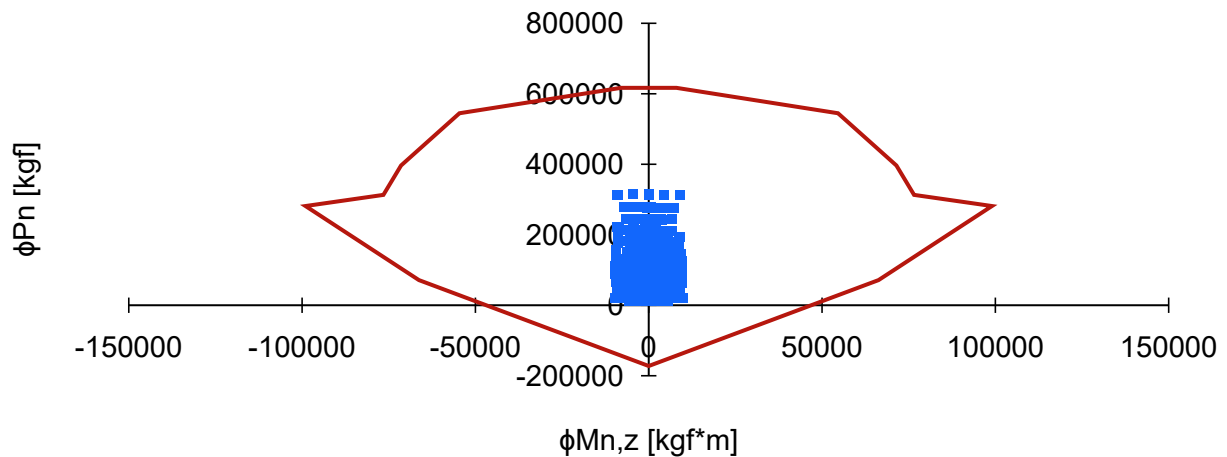


Gráfico de interacción $\phi M_{nz}-\phi P_n$



Datos		Referencias
Flexo compresión Biaxial		
$R_{BC} = 0.52$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Flexo tensión Biaxial		
$R_{TB} = 0$		Demanda/Capacidad biaxial Ec.22.5.1.11[2]
Cortante		
$R_{V,y} = 0.67$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Y. Ec.22.5.1.10a [2]

$R_{V,z} = 0.6689$	Cumple	Relación demanda/capacidad en Z. Ec.22.5.1.10b [2]
Torsión		
$R_T = 0$	Cumple	Relación demanda/capacidad torsión. Sección 9.6.1.1 [2]

i Zona de confinamiento

Datos	Referencias
Zona de confinamiento = 65 cm	Zona de confinamiento Sección 8.3.4.a [1]
$S_{m\acute{a}x,c} = 11.43$ cm	Separación de aros de confinamiento Sección 8.3.4.c [1]

j. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

[3] LANAMME-UCR, "Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural en Costa Rica", Programa de Ingeniería Estructural, San José, 2016.

[4] B. Bresler, «Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending,» Journal of the American Concrete Institute, pp. 481-490, 1960.

Diseño de Nudos

Nudo Esquinero VA-01 con VC-01

Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1y}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1y} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y, \text{pos}} = 31290 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y, \text{neg}} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{\text{pr1, pos, 2y}} = 16259.296 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 2y}} = 29651.111 \text{ kgf} * \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 2y}} = 15303.469 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u, 2y} = 77096.531 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u, y} = \text{Max}(V_{u, 1y}, V_{u, 2y}) = 77096.531 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z, \text{pos}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z, \text{neg}} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1z}} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1z} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z, \text{neg}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 13171.986 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 13171.986 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.401$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.388$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 11.623$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 8.306$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.401$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.388$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos Nudo T VA-01 con VC-02 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 55.25 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 54.94 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 5.96 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 11.64 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y,pos} = 31290 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y,neg} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1y} = 16259.296 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1y} = 29651.111 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,1y} = 15303.469 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1y} = 77096.531 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y,pos} = 31290 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y,neg} = 61110 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{pr1,pos,2y} = 16259.296 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2y} = 29651.111 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2y} = 15303.469 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2y} = 77096.531 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u,y} = \text{Max}(V_{u,1y}, V_{u,2y}) = 77096.531 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z,pos} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z,neg} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1z} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1z} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{col,1z} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1z} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z,pos} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z,neg} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 12917305.305 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 13171.986 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 26343.971 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.401$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.388$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 5.811$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 8.306$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.401$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.388$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos Nudo T, VA-01 con VC-01 Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo	
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y		
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z		
Dirección Y			
$x_{y,1} = 32.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,1} = 0 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,1} = 0 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]		
$x_{y,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{y,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		
Dirección Z			
$x_{z,1} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,1} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]		
$x_{z,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga		
$b_{z,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga		
No confinado	Sección 8.4.3 [1]		
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]		

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 0 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 0 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 7.76 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.2 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y,pos} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y,neg} = 0 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1y} = 0 \text{ kgf}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1y} = 0 \text{ kgf}$	Momento negativo generado
$V_{col,1y} = 0 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1y} = 0 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y,pos} = 40740 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y,neg} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{pr1,pos,2y} = 20622.828 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2y} = 37041.282 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2y} = 19221.37 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2y} = 101318.63 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u,y} = \text{Max}(V_{u,1y}, V_{u,2y}) = 101318.63 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z,pos} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z,neg} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{pr1,pos,1z} = 22616.534 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,1z} = 22616.534 \text{ kgf} * \text{ m}$	Momento negativo generado
$V_{col,1z} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u,1z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z,pos} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z,neg} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 76548.078 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 153096.156 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 16777.211 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 16777.211 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 36863.727 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.527$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.388$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 9.125$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 4.153$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.527$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.388$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Diseño de Nudos

Nudo 4 caras, VA-01 con VC-01

Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo longitudinal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [3] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yl} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

Refuerzo transversal

Datos	Referencias
Acero Grado 60	Grado de refuerzo. Sección 8.1.2 [1] y T.20.2.2.4(a) [2].
$f_{yt} = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Limite de fluencia del refuerzo. Sección 8.1.2 [1]

b. Geometría

Nudo

Datos	Referencias	Dibujo
$h_{col,y} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Y	
$h_{col,z} = 65 \text{ cm}$	Ancho de la columna en Z	
Dirección Y		
$x_{y,1} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga	
$b_{y,1} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga	
No confinado	Sección 8.4.3 [1]	
$A_{j,y,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 1. Fig R15.4.2[2]	
$x_{y,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga	
$b_{y,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga	
No confinado	Sección 8.4.3 [1]	
$A_{j,y,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]	
Dirección Z		
$x_{z,1} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga	
$b_{z,1} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga	
No confinado	Sección 8.4.3 [1]	
$A_{j,z,1} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 1 Fig R15.4.2[2]	
$x_{z,2} = 22.5 \text{ cm}$	Distancia libre entre el borde de la columna y borde de la viga	
$b_{z,2} = 20 \text{ cm}$	Ancho de la viga	
No confinado	Sección 8.4.3 [1]	
$A_{j,z,2} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z debido a la viga 2 Fig R15.4.2[2]	

Elementos adyacentes

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$d_{pos,1y} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Y
$d_{neg,1y} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Y
$A_{s,pos,1,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Y
$A_{s,neg,1,y} = 15.20 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Y
Viga 2	
$d_{pos,2y} = 54.9 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Y
$d_{neg,2y} = 54.8 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Y
$A_{s,pos,2,y} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Y
$A_{s,neg,2,y} = 15.2 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$d_{pos,1z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 1 en Z
$d_{neg,1z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 1 en Z
$A_{s,pos,1,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 1 en Z
$A_{s,neg,1,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 1 en Z
Viga 2	
$d_{pos,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte positivo de la viga 2 en Z
$d_{neg,2z} = 55.1 \text{ cm}$	Peralte negativa de la viga 2 en Z
$A_{s,pos,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero positivo en la viga 2 en Z
$A_{s,neg,2,z} = 8.55 \text{ cm}^2$	Área de acero negativo en la viga 2 en Z
Columnas	
$Lu = 3 \text{ m}$	Altura efectiva de las columnas del nudo

c. Fuerzas de diseño

Datos	Referencias
Dirección y	
Viga 1	
$T_{1y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1y}} = 22526.759 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1y}} = 37041.282 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1y}} = 19856.014 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1y} = 104831.486 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2y, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2y, \text{neg}} = 79800 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 2
$M_{\text{pr1, pos, 2y}} = 22526.759 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 2y}} = 37041.282 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 2y}} = 19856.014 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u, 2y} = 104831.486 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Y	
$V_{u, y} = \text{Max}(V_{u, 1y}, V_{u, 2y}) = 104831.486 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Y
Dirección Z	
Viga 1	
$T_{1z, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 1
$T_{1z, \text{neg}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de la viga 1
$M_{\text{pr1, pos, 1z}} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{\text{pr2, neg, 1z}} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{\text{col, 1z}} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 1
$V_{u, 1z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 1
Viga 2	
$T_{2z, \text{pos}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo positivo de la viga 2
$T_{2z, \text{neg}} = 44887.5 \text{ kgf}$	Tensión generada por el refuerzo negativo de

	la viga 2
$M_{pr1,pos,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento positivo generado
$M_{pr2,neg,2z} = 22616.534 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo generado
$V_{col,2z} = 15077.689 \text{ kgf}$	Cortante equivalente generado en la viga 2
$V_{u,2z} = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante ultimo generado por la viga 2
Cortante de diseño en Z	
$V_{u,z} = \text{Max}(V_{u,1z}, V_{u,2z}) = 74697.311 \text{ kgf}$	Cortante de diseño en Z

d. Capacidad al cortante

Datos	Referencias
Dirección y	
Condición: Otro caso	
$A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Y
$\gamma_y = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Y Sección 8.4.3 [1]
$\phi_y = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Y Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Y Sección 8.4.3 [1]
Dirección z	
Condición: Otro caso	
$A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$	Área efectiva del nudo en Z
$\gamma_z = 3.2$	Coefficiente de confinamiento en Z Sección 8.4.3 [1]
$\phi_z = 0.85$	Factor de reducción para nudos en Z Sección 8.1.4.f [1]
$\phi V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$	Capacidad nominal reducida al cortante en Z Sección 8.4.3 [1]

e. Columna fuerte - Viga débil

Columnas

Datos	Referencias
$\text{Columna}_{sup} = 160552.499 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna superior
$\text{Columna}_{inf} = 160552.499 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia a flexión de la columna inferior
$M_{n,c} = \text{Columna}_{sup} + \text{Columna}_{inf}$ $= 321104.997 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Resistencia nominal

Vigas

Datos	Referencias
Dirección Y	
$M_{n,y,1} = 18005052.232 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Y.
$M_{n,y,2} = 18360.044 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 2 en Y.
$M_{n,v,y} = 36720.087 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.
Dirección Z	
$M_{n,z,1} = 18075483.592 \text{ N} \cdot \text{cm}$	Momento positivo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,z,2} = 18431.864 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Momento negativo nominal de la viga 1 en Z.
$M_{n,v,z} = 36863.727 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	Capacidad a momento total.

f. Revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_y = 0.545$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_z = 0.388$	Cumple	Relación Demanda/Capacidad Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{CV,y} = 8.745$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]
$R_{CV,z} = 8.711$	Cumple	Sección 18.7.3.1 [2]

g. Refuerzo transversal

Dato	Condición	Referencias
Generales		
$A_g = 4225 \text{ cm}^2$		Área bruta de la columna.
$S = 10 \text{ cm}$		Separación de aros
$C_c = 3 \text{ cm}$		Recubrimiento al aro.
Dirección Y		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Y
$d_y = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Y
$V_{s,req,y} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Y
$n_y = 2$		Cantidad de aros en Y
$h_{c,y} = h_{col,y} - 2 \cdot C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro

$A_{c,y} = A_{j,y} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Y
$A_{v,y} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,y} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Y. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,y} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Y. 10.5.1.1 [2]
Dirección Z		
Varilla N° 4		Diámetro de varilla del aro en Z
$d_z = 61 \text{ cm}$		Peralte efectivo en Z
$V_{s,req,z} = 0 \text{ kgf}$	No Necesita Refuerzo Adicional	Capacidad del acero requerida para Z.
$n_z = 2$		Cantidad de aros en Z
$h_{c,z} = h_{col,z} - 2 * C_c = 59 \text{ cm}$		Distancia máxima entre esquinas del aro
$A_{c,z} = A_{j,z} = 4225 \text{ cm}^2$		Área del núcleo interior confinado en Z
$A_{v,z} = 5.067 \text{ cm}^2$	Cumple	Área total de varillas que forman los aros Ec [8-3] y [8-4] [1]
$\phi V_{s,z} = 0 \text{ kgf}$		Capacidad del refuerzo en Z. 22.5.8.5.3[2]
$V_{n,z} = 192297.940 \text{ kgf}$		Capacidad nominal reducida en Z. 10.5.1.1 [2]

h. Segunda revisión

Dato	Condición	Referencias
$R_{vn,y} = 0.545$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Y. Sección 15.4.2.1 [2]
$R_{vn,z} = 0.388$	No aplica	Relación demanda/capacidad en Z. Sección 15.4.2.1 [2]

i. Referencias

[1] Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014", Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2016.

[2] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)", Farmington Hill, 2019

Apéndice F

Costo Edificación Tradicional

a. Elementos

VA-01

Datos	Referencias
$b_{VA01} = 0.7 \text{ m}$	Ancho de la viga VA-01
$h_{VA01} = 0.3 \text{ m}$	Peralte de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{VA01} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{\text{Confinada},VA01} = 1.3 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{\text{No Confinada},VA01} = 2.75 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la viga VA-01
$\text{Volumen}_{VA01} = 1.124 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una viga VA-01
$\text{Cantidad}_{VA01} = 120$	Cantidad de vigas VA-01
$\text{Volumen}_{\text{Total},VA01} = 134.82 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las vigas VA-01
$\text{Cantidad varilla superior}_{VA01} = 3$	Cantidad de varillas superiores de VA-01
$\text{Número varilla superior}_{VA01} = \#7$	Número de varilla superior de VA-01
$\text{Cantidad varilla medio}_{VA01} = 2$	Cantidad de varillas intermedias de VA-01
$\text{Número varilla medio}_{VA01} = \#4$	Número de varilla intermedia de VA-01
$\text{Cantidad varilla inferior}_{VA01} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VA-01
$\text{Número varilla inferior}_{VA01} = \#7$	Número de varilla inferior de VA-01
$\text{Número varilla aro}_{VA01} = \#3$	Número de varilla para aros de VA-01
$\text{Separación confinado}_{VA01} = 12 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VA-01
$\text{Separación no confinado}_{VA01} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VA-01

VC-01

Datos	Referencias
$b_{VC01} = 0.7 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-01
$h_{VC01} = 0.3 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-01
$\text{Longitud}_{VC01} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VC-01
$\text{Longitud}_{\text{Confinada},VC01} = 1 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VC-01

Longitud _{No Confinada,VC01} = 3.35 m	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-01
Volumen _{VC01} = 1.124 m ³	Volumen de concreto de una viga VC-01
Cantidad _{VC01} = 60	Cantidad de vigas VC-01
Volumen _{Total,VC01} = 67.41 m ³	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-01
Cantidad varilla superior _{VC01} = 3	Cantidad de varillas superiores de VC-01
Número varilla superior _{VC01} = #9	Número de varilla superior de VC-01
Cantidad varilla medio _{VC01} = 2	Cantidad de varillas intermedias de VC-01
Número varilla medio _{VC01} = #4	Número de varilla intermedia de VC-01
Cantidad varilla inferior _{VC01} = 2	Cantidad de varillas inferiores de VC-01
Número varilla inferior _{VC01} = #8	Número de varilla inferior de VC-01
Número varilla aro _{VC01} = #3	Número de varilla para aros de VC-01
Separación confinado _{VC01} = 15 cm	Separación entre aros en la zona confinada de VC-01
Separación no confinado _{VC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-01

VC-02

Datos	Referencias
$b_{VC02} = 0.7 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-02
$h_{VC02} = 0.3 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-02
Longitud _{VC02} = 5.35 m	Longitud total de la viga VC-02
Longitud _{Confinada,VC02} = 1.3 m	Longitud de la zona confinada de la viga VC-02
Longitud _{No Confinada,VC02} = 2.75 m	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-02
Volumen _{VC02} = 1.124 m ³	Volumen de concreto de una viga VC-02
Cantidad _{VC02} = 60	Cantidad de vigas VC-02
Volumen _{Total,VC02} = 67.41 m ³	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-02
Cantidad varilla superior _{VC02} = 3	Cantidad de varillas superiores de VC-02
Número varilla superior _{VC02} = #8	Número de varilla superior de VC-02
Cantidad varilla medio _{VC02} = 2	Cantidad de varillas intermedias de VC-02
Número varilla medio _{VC02} = #4	Número de varilla intermedia de VC-02

Cantidad varilla inferior $_{VC02} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VC-02
Número varilla inferior $_{VC02} = \#6$	Número de varilla inferior de VC-02
Número varilla aro $_{VC02} = \#3$	Número de varilla para aros de VC-02
Separación confinado $_{VC02} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VC-02
Separación no confinado $_{VC02} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-02

CC-01 / 1° Nivel

Datos	Referencias
$b_{CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Ancho de la columna CC-01 del 1° nivel
$h_{CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Peralte de la columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{CC01,1N} = 3.5 \text{ m}$	Longitud total de la columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{Confinada,CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{No Confinada,CC01,1N} = 2.2 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{CC01,1N} = 1.479 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una columna CC-01 del 1° nivel
Cantidad $_{CC01,1N} = 16$	Cantidad de columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{Total,CC01,1N} = 23.66 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las columna CC-01 del 1° nivel
Cantidad varilla $_{CC01,1N} = 16$	Cantidad de varillas de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla $_{CC01,1N} = \#6$	Número de varilla de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla aro $_{CC01,1N} = \#4$	Número de varilla para un aro de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación confinado $_{CC01,1N} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación no confinado $_{CC01,1N} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de una columna CC-01 del 1° nivel

CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel

Datos	Referencias
$b_{CC01} = 0.65 \text{ m}$	Ancho de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel
$h_{CC01} = 0.65 \text{ m}$	Peralte de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel

Longitud _{CC01} = 3 m	Longitud total de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel
Longitud _{Confinada,CC01} = 0.65 m	Longitud de la zona confinada de columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Longitud _{No Confinada,CC01} = 1.7 m	Longitud de la zona no confinada de la columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Volumen _{CC01} = 1.268 m ³	Volumen de concreto de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Cantidad _{CC01} = 144	Cantidad de columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Volumen _{Total,CC01} = 182.52 m ³	Volumen total de concreto de todas las columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Cantidad varilla _{CC01} = 16	Cantidad de varillas de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Número varilla _{CC01} = #6	Número de varilla de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Número varilla aro _{CC01} = #4	Número de varilla para un aro de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Separación confinado _{CC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona confinada de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Separación no confinado _{CC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona no confinada de una columna CC-01 d2° nivel al 10° nivel

b. Rendimientos

Los rendimientos considerados para la estimación del peso de las varillas es tomado de [1], por lo que:

Varilla #	Rendimiento (kg/ml)
2	0.249
3	0.56
4	0.994
5	1.552
6	2.235
7	3.042
8	3.973
9	5.06
10	6.404
11	7.091

c. Precios de materiales

Los precios se obtuvieron de proveedores locales de la zona de San José, con respecto

al precio del concreto, se considera de ₡ 107 350.00 por m³.

# Varilla	Grado	Longitud (m)	Precio (₡/kg)	Referencia
3	60	12	3600	[2]
4			6400	[3]
5			9900	[4]
6			14500	[5]
7			19500	[6]
8			25500	[7]
9			32500	[8]
Alambre negro	N/A	N/A	650	[9]

d. Cuantificación

VA-01

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	134.82 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	2214.9 m	6737.725 m	7411.5 kg
Acero longitudinal medio	1476.6 m	1467.74 m	1615 kg
Acero longitudinal inferior	2214.9 m	6737.725 m	7411.5 kg
Acero transversal	9724 m	5445.44 m	5990 kg
Alambre negro			1122 kg

VC-01

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	67.41 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	1107.45 m	5603.7 m	6165 kg
Acero longitudinal medio	738.3 m	733.87 m	808 kg
Acero longitudinal inferior	738.3 m	2933.27 m	3227 kg
Acero transversal	6578 m	3683.68 m	4053 kg
Alambre negro			713 kg

VC-02

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	67.41 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	1107.45 m	4399.9 m	4840 kg
Acero longitudinal medio	738.3 m	2475.15 m	808 kg
Acero longitudinal inferior	1107.45 m	2475.15 m	2723 kg
Acero transversal	5200 m	2912 m	3204 kg
Alambre negro			579 kg

CC-01 / 1° Nivel

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	23.66 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	1030.4 m	2302.94 m	2534 kg
Acero transversal	2888.96 m	2871.63 m	3159 kg
Alambre negro			285 kg

CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	182.52 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	7948.8 m	17765.57 m	19543 kg
Acero transversal	21738.24 m	21607.81 m	23769 kg
Alambre negro			2166 kg

e. Costo

Elemento	Material	Costo (₡)
VA-01	Concreto	14472927.000
	Acero longitudinal superior	3959568.495
	Acero longitudinal medio	867114.090
	Acero longitudinal inferior	3959568.495
	Acero transversal	3208928.570
	Alambre negro	695640.000
VC-01	Concreto	7236463.500
	Acero longitudinal superior	3299234.320

	Acero longitudinal medio	433825.500
	Acero longitudinal inferior	1725849.410
	Acero transversal	2171250.000
	Alambre negro	442060.000
VC-02	Concreto	7236463.500
	Acero longitudinal superior	2588506.710
	Acero longitudinal medio	433825.500
	Acero longitudinal inferior	1472166.290
	Acero transversal	1716428.570
	Alambre negro	358980.000
CC-01 / 1° Nivel	Concreto	2539901.000
	Acero longitudinal	1369985.090
	Acero transversal	1696107.380
	Alambre negro	176700.000
CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel	Concreto	19593522.000
	Acero longitudinal	10565753.170
	Acero transversal	12761879.190
	Alambre negro	1342920.000
Total		106325567.790

Por elemento

Elemento	Costo (₡)	Porcentaje (%)
VA-01	27163746.65	25.55%
VC-01	15308682.73	14.40%
VC-02	13806370.58	12.98%
CC-01	50046767.83	47.07%
Total	106325567.79	100.00%

Por material

Elemento	Costo (₡)	Porcentaje (%)
Acero	52229990.79	49.12%
Concreto	51079277	48.04%
Alambre negro	3016300	2.84%
Total	106325567.79	100.00%

Costo Edificación Aislada

a. Elementos

VA-01

Datos	Referencias
$b_{VA01} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VA-01
$h_{VA01} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{VA01} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{\text{Confinada},VA01} = 1.1 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VA-01
$\text{Longitud}_{\text{No Confinada},VA01} = 3.15 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la viga VA-01
$\text{Volumen}_{VA01} = 0.642 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una viga VA-01
$\text{Cantidad}_{VA01} = 120$	Cantidad de vigas VA-01
$\text{Volumen}_{\text{Total},VA01} = 77.04 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las vigas VA-01
$\text{Cantidad varilla superior}_{VA01} = 3$	Cantidad de varillas superiores de VA-01
$\text{Número varilla superior}_{VA01} = \#6$	Número de varilla superior de VA-01
$\text{Cantidad varilla medio}_{VA01} = 2$	Cantidad de varillas intermedias de VA-01
$\text{Número varilla medio}_{VA01} = \#4$	Número de varilla intermedia de VA-01
$\text{Cantidad varilla inferior}_{VA01} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VA-01
$\text{Número varilla inferior}_{VA01} = \#6$	Número de varilla inferior de VA-01
$\text{Número varilla aro}_{VA01} = \#3$	Número de varilla para aros de VA-01
$\text{Separación confinado}_{VA01} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VA-01
$\text{Separación no confinado}_{VA01} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VA-01

VC-01

Datos	Referencias
$b_{VC01} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-01
$h_{VC01} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-01
$\text{Longitud}_{VC01} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VC-01
$\text{Longitud}_{\text{Confinada},VC01} = 1.1 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VC-01

Longitud _{No Confinada,VC01} = 3.15 m	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-01
Volumen _{VC01} = 0.642 m ³	Volumen de concreto de una viga VC-01
Cantidad _{VC01} = 60	Cantidad de vigas VC-01
Volumen _{Total,VC01} = 38.52 m ³	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-01
Cantidad varilla superior _{VC01} = 3	Cantidad de varillas superiores de VC-01
Número varilla superior _{VC01} = #8	Número de varilla superior de VC-01
Cantidad varilla medio _{VC01} = 2	Cantidad de varillas intermedias de VC-01
Número varilla medio _{VC01} = #4	Número de varilla intermedia de VC-01
Cantidad varilla inferior _{VC01} = 2	Cantidad de varillas inferiores de VC-01
Número varilla inferior _{VC01} = #7	Número de varilla inferior de VC-01
Número varilla aro _{VC01} = #3	Número de varilla para aros de VC-01
Separación confinado _{VC01} = 12 cm	Separación entre aros en la zona confinada de VC-01
Separación no confinado _{VC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-01

VC-02

Datos	Referencias
$b_{VC02} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-02
$h_{VC02} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-02
Longitud _{VC02} = 5.35 m	Longitud total de la viga VC-02
Longitud _{Confinada,VC02} = 1.1 m	Longitud de la zona confinada de la viga VC-02
Longitud _{No Confinada,VC02} = 3.15 m	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-02
Volumen _{VC02} = 0.642 m ³	Volumen de concreto de una viga VC-02
Cantidad _{VC02} = 60	Cantidad de vigas VC-02
Volumen _{Total,VC02} = 38.52 m ³	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-02
Cantidad varilla superior _{VC02} = 3	Cantidad de varillas superiores de VC-02
Número varilla superior _{VC02} = #7	Número de varilla superior de VC-02
Cantidad varilla medio _{VC02} = 2	Cantidad de varillas intermedias de VC-02
Número varilla medio _{VC02} = #4	Número de varilla intermedia de VC-02

Cantidad varilla inferior $_{VC02} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VC-02
Número varilla inferior $_{VC02} = \#5$	Número de varilla inferior de VC-02
Número varilla aro $_{VC02} = \#3$	Número de varilla para aros de VC-02
Separación confinado $_{VC02} = 950 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VC-02
Separación no confinado $_{VC02} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-02

CC-01 / 1° Nivel

Datos	Referencias
$b_{CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Ancho de la columna CC-01 del 1° nivel
$h_{CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Peralte de la columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{CC01,1N} = 3.5 \text{ m}$	Longitud total de la columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{Confinada,CC01,1N} = 0.65 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{No Confinada,CC01,1N} = 2.2 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{CC01,1N} = 1.479 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una columna CC-01 del 1° nivel
Cantidad $_{CC01,1N} = 16$	Cantidad de columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{Total,CC01,1N} = 23.66 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las columna CC-01 del 1° nivel
Cantidad varilla $_{CC01,1N} = 16$	Cantidad de varillas de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla $_{CC01,1N} = \#6$	Número de varilla de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla aro $_{CC01,1N} = \#4$	Número de varilla para un aro de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación confinado $_{CC01,1N} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación no confinado $_{CC01,1N} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de una columna CC-01 del 1° nivel

CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel

Datos	Referencias
$b_{CC01} = 0.65 \text{ m}$	Ancho de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel
$h_{CC01} = 0.65 \text{ m}$	Peralte de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel

Longitud _{CC01} = 3 m	Longitud total de la columna CC-01 del 2° nivel al 10° nivel
Longitud _{Confinada,CC01} = 0.65 m	Longitud de la zona confinada de columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Longitud _{No Confinada,CC01} = 1.7 m	Longitud de la zona no confinada de la columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Volumen _{CC01} = 1.268 m ³	Volumen de concreto de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Cantidad _{CC01} = 144	Cantidad de columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Volumen _{Total,CC01} = 182.52 m ³	Volumen total de concreto de todas las columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Cantidad varilla _{CC01} = 16	Cantidad de varillas de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Número varilla _{CC01} = #6	Número de varilla de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Número varilla aro _{CC01} = #4	Número de varilla para un aro de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Separación confinado _{CC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona confinada de una columna CC-01 2° nivel al 10° nivel
Separación no confinado _{CC01} = 10 cm	Separación entre aros en la zona no confinada de una columna CC-01 d2° nivel al 10° nivel

VA-01 - Piso mecánico

Datos	Referencias
$b_{VA01,PM} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VA-01
$h_{VA01,PM} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VA-01
Longitud _{VA01,PM} = 5.35 m	Longitud total de la viga VA-01
Longitud _{Confinada,VA01,PM} = 1.1 m	Longitud de la zona confinada de la viga VA-01
Longitud _{No Confinada,VA01,PM} = 3.15 m	Longitud de la zona no confinada de la viga VA-01
Volumen _{VA01,PM} = 0.642 m ³	Volumen de concreto de una viga VA-01
Cantidad _{VA01,PM} = 12	Cantidad de vigas VA-01
Volumen _{Total,VA01,PM} = 7.704 m ³	Volumen total de concreto de todas las vigas VA-01
Cantidad varilla superior _{VA01,PM} = 3	Cantidad de varillas superiores de VA-01
Número varilla superior _{VA01,PM} = #6	Número de varilla superior de VA-01

Cantidad varilla medio $_{VA01,PM} = 2$	Cantidad de varillas intermedias de VA-01
Número varilla medio $_{VA01,PM} = \#4$	Número de varilla intermedia de VA-01
Cantidad varilla inferior $_{VA01,PM} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VA-01
Número varilla inferior $_{VA01,PM} = \#6$	Número de varilla inferior de VA-01
Número varilla aro $_{VA01,PM} = \#3$	Número de varilla para aros de VA-01
Separación confinado $_{VA01,PM} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VA-01
Separación no confinado $_{VA01,PM} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VA-01

VC-01- Piso mecánico

Datos	Referencias
$b_{VC01,PM} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-01
$h_{VC01,PM} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-01
Longitud $_{VC01,PM} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VC-01
Longitud $_{\text{Confinada}, VC01,PM} = 1.1 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VC-01
Longitud $_{\text{No Confinada}, VC01,PM} = 3.15 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-01
Volumen $_{VC01,PM} = 0.642 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una viga VC-01
Cantidad $_{VC01,PM} = 6$	Cantidad de vigas VC-01
Volumen $_{\text{Total}, VC01,PM} = 3.852 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-01
Cantidad varilla superior $_{VC01,PM} = 3$	Cantidad de varillas superiores de VC-01
Número varilla superior $_{VC01,PM} = \#8$	Número de varilla superior de VC-01
Cantidad varilla medio $_{VC01,PM} = 2$	Cantidad de varillas intermedias de VC-01
Número varilla medio $_{VC01,PM} = \#4$	Número de varilla intermedia de VC-01
Cantidad varilla inferior $_{VC01,PM} = 2$	Cantidad de varillas inferiores de VC-01
Número varilla inferior $_{VC01,PM} = \#7$	Número de varilla inferior de VC-01
Número varilla aro $_{VC01,PM} = \#3$	Número de varilla para aros de VC-01
Separación confinado $_{VC01,PM} = 12 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VC-01
Separación no confinado $_{VC01,PM} = 10 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-01

VC-02 - Piso mecánico

Datos	Referencias
$b_{VC02,PM} = 0.6 \text{ m}$	Ancho de la viga VC-02
$h_{VC02,PM} = 0.2 \text{ m}$	Peralte de la viga VC-02
Longitud $_{VC02,PM} = 5.35 \text{ m}$	Longitud total de la viga VC-02
Longitud $_{Confinada,VC02,PM} = 1.1 \text{ m}$	Longitud de la zona confinada de la viga VC-02
Longitud $_{No Confinada,VC02,PM} = 3.15 \text{ m}$	Longitud de la zona no confinada de la viga VC-02
Volumen $_{VC02,PM} = 0.642 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una viga VC-02
Cantidad $_{VC02,PM} = 6$	Cantidad de vigas VC-02
Volumen $_{Total,VC02,PM} = 3.852 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las vigas VC-02
Cantidad varilla superior $_{VC02,PM} = 3$	Cantidad de varillas superiores de VC-02
Número varilla superior $_{VC02,PM} = \#7$	Número de varilla superior de VC-02
Cantidad varilla medio $_{VC02,PM} = 2$	Cantidad de varillas intermedias de VC-02
Número varilla medio $_{VC02,PM} = \#4$	Número de varilla intermedia de VC-02
Cantidad varilla inferior $_{VC02,PM} = 3$	Cantidad de varillas inferiores de VC-02
Número varilla inferior $_{VC02,PM} = \#5$	Número de varilla inferior de VC-02
Número varilla aro $_{VC02,PM} = \#3$	Número de varilla para aros de VC-02
Separación confinado $_{VC02,PM} = 950 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de VC-02
Separación no confinado $_{VC02,PM} = 15 \text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de VC-02

CC-01 - Piso mecánico

Datos	Referencias
$b_{CC01,PM} = 0.65 \text{ m}$	Ancho de la columna CC-01 del 1° nivel
$h_{CC01,PM} = 0.65 \text{ m}$	Peralte de la columna CC-01 del 1° nivel
Longitud $_{CC01,PM} = 0.6 \text{ m}$	Longitud total de la columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{CC01,PM} = 0.254 \text{ m}^3$	Volumen de concreto de una columna CC-01 del 1° nivel
Cantidad $_{CC01,PM} = 16$	Cantidad de columna CC-01 del 1° nivel
Volumen $_{Total,CC01,PM} = 4.056 \text{ m}^3$	Volumen total de concreto de todas las columna CC-01 del 1° nivel

Cantidad varilla $CC01,PM = 16$	Cantidad de varillas de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla $CC01,PM = \#6$	Número de varilla de una columna CC-01 del 1° nivel
Número varilla aro $CC01,PM = \#4$	Número de varilla para un aro de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación confinado $CC01,PM = 10\text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada de una columna CC-01 del 1° nivel
Separación no confinado $CC01,PM = 10\text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada de una columna CC-01 del 1° nivel

Pedestal - Pisco mecánico

Datos	Referencias
$b_{\text{Pedestal,PM}} = 0.9\text{ m}$	Ancho del pedestal
$h_{\text{Pedestal,PM}} = 0.9\text{ m}$	Peralte del pedestal
Longitud $\text{Pedestal,PM} = 1.3\text{ m}$	Longitud total del pedestal
Volumen $\text{Pedestal,PM} = 1.053\text{ m}^3$	Volumen de concreto del pedestal
Cantidad $\text{Pedestal,PM} = 16$	Cantidad del pedestal
Volumen $\text{Total,Pedestal,PM} = 16.848\text{ m}^3$	Volumen total del pedestal
Cantidad varilla $\text{Pedestal,PM} = 16$	Cantidad de varillas del pedestal
Número varilla $\text{Pedestal,PM} = \#6$	Número de varilla del pedestal
Número varilla aro $\text{Pedestal,PM} = \#4$	Número de varilla para un aro del pedestal
Separación confinado $\text{Pedestal,PM} = 10\text{ cm}$	Separación entre aros en la zona confinada del pedestal
Separación no confinado $\text{Pedestal,PM} = 10\text{ cm}$	Separación entre aros en la zona no confinada del pedestal

b. Rendimientos

Los rendimientos considerados para la estimación del peso de las varillas es tomado de [1], por lo que:

Varilla #	Rendimiento (kg/ml)
2	0.249
3	0.56
4	0.994
5	1.552
6	2.235
7	3.042

8	3.973
9	5.06
10	6.404
11	7.091

c. Precios de materiales

Los precios se obtuvieron de proveedores locales de la zona de San José, con respecto al precio del concreto, se considera de ₡ 107 350.00 por m³. Con respecto al costo de los aisladores, se usa de referencia el precio de [2] el cual es de ₡ 1550868.66 por unidad

# Varilla	Grado	Longitud (m)	Precio (₡/kg)	Referencia
3	60	12	3600	[3]
4			6400	[4]
5			9900	[5]
6			14500	[6]
7			19500	[7]
8			25500	[8]
9			32500	[9]
Alambre negro	N/A	N/A	650	[10]

d. Cuantificación

VA-01

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	77.04 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	2214.9 m	4950.3 m	5445.5 kg
Acero longitudinal medio	1476.6 m	1467.74 m	1615 kg
Acero longitudinal inferior	2214.9 m	4950.3 m	5445.5 kg
Acero transversal	8568 m	4798.08 m	5278 kg
Alambre negro			890 kg

VC-01

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	38.52 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	1107.45 m	3368.86 m	3706 kg
Acero longitudinal	738.3 m	733.87 m	808 kg

medio			
Acero longitudinal inferior	738.3 m	2933.27 m	3227 kg
Acero transversal	5376 m	3010.56 m	3312 kg
Alambre negro			553 kg

VC-02

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	38.52 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	1107.45 m	3368.86 m	3706 kg
Acero longitudinal medio	1476.6 m	1718.76 m	1615 kg
Acero longitudinal inferior	1107.45 m	1718.76 m	1891 kg
Acero transversal	2912.59 m	1631.05 m	1795 kg
Alambre negro			451 kg

CC-01 / 1° Nivel

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	23.66 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	1030.4 m	2302.94 m	2534 kg
Acero transversal	2888.96 m	2871.63 m	3159 kg
Alambre negro			285 kg

CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	182.52 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	7948.8 m	17765.57 m	19543 kg
Acero transversal	21738.24 m	21607.81 m	23769 kg
Alambre negro			2166 kg

VA-01- Piso mecánico

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	7.7 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	221.49 m	495.03 m	545 kg

Acero longitudinal medio	147.66 m	146.77 m	1090 kg
Acero longitudinal inferior	221.49 m	495.03	545 kg
Acero transversal	1052.64 m	4798.08 m	1090 kg
Alambre negro			164 kg

VC-01- Piso mecánico

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	3.85 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	110.75 m	336.89 m	371 kg
Acero longitudinal medio	73.83 m	73.39 m	81 kg
Acero longitudinal inferior	73.83 m	293.33 m	323 kg
Acero transversal	1052.64 m	589.48 m	649 kg
Alambre negro			72 kg

VC-02- Piso mecánico

Material	Cantidad inicial	Cantidad según	Cantidad con
		rendimiento	desperdicio ajustado
Concreto	3.85 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal superior	1107.45 m	3368.86 m	3706 kg
Acero longitudinal medio	1476.6 m	1467.74 m	1615 kg
Acero longitudinal inferior	110.75 m	171.88 m	190 kg
Acero transversal	304.92 m	170.75 m	188 kg
Alambre negro			285 kg

CC-01- Piso mecánico

Material	Cantidad inicial	Cantidad según rendimiento	Cantidad con desperdicio ajustado
Concreto	4.06 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	176.64 m	394.79 m	435 kg
Acero transversal	808.32 m	803.47 m	884 kg
Alambre negro			66 kg

Pedestal

Material	Cantidad inicial	Cantidad según	Cantidad con
		rendimiento	desperdicio ajustado
Concreto	16.85 m ³	N/A	N/A
Acero longitudinal	382.72 m	855.38 m	941 kg
Acero transversal	1984 m	1972.1 m	2170 kg
Alambre negro			156 kg

e. Costo

Elemento	Material	Costo (€)
VA-01	Concreto	8270244.000
	Acero longitudinal superior	2944062.265
	Acero longitudinal medio	867114.090
	Acero longitudinal inferior	2944062.265
	Acero transversal	2827500.000
	Alambre negro	551800.000
VC-01	Concreto	4135122.000
	Acero longitudinal superior	1979917.810
	Acero longitudinal medio	433825.500
	Acero longitudinal inferior	1725849.410
	Acero transversal	1774285.710
	Alambre negro	342860.000
VC-02	Concreto	4135122.000
	Acero longitudinal superior	1979917.810
	Acero longitudinal medio	867114.090
	Acero longitudinal inferior	1005418.900
	Acero transversal	961607.140
	Alambre negro	279620.000
CC-01 / 1° Nivel	Concreto	2539901.000
	Acero longitudinal	1369985.090
	Acero transversal	1696107.380
	Alambre negro	176700.000
CC-01 / 2° Nivel al 10° Nivel	Concreto	19593522.000
	Acero longitudinal	10565753.170
	Acero transversal	12761879.190
	Alambre negro	1342920.000
VA-01 - PM	Concreto	8270244.000
	Acero longitudinal superior	294649.515
	Acero longitudinal medio	86979.870
	Acero longitudinal inferior	294649.515

	Acero transversal	347678.570
	Alambre negro	58900.000
VC-01- PM	Concreto	413512.200
	Acero longitudinal superior	198205.480
	Acero longitudinal medio	43489.930
	Acero longitudinal inferior	172745.390
	Acero transversal	347678.570
	Alambre negro	44640.000
VC-02- PM	Concreto	413512.200
	Acero longitudinal superior	1979917.810
	Acero longitudinal medio	867114.090
	Acero longitudinal inferior	101020.410
	Acero transversal	100714.290
	Alambre negro	176700.000
CC-01- PM	Concreto	435411.600
	Acero longitudinal	235178.970
	Acero transversal	474630.870
	Alambre negro	40920.000
Pedestal	Concreto	1808632.800
	Acero longitudinal	508743.480
	Acero transversal	1165100.670
	Alambre negro	96720.000

Por elemento

Elemento	Costo (€)	Porcentaje (%)
VA-01	27757884.1	21.05%
VC-01	11612132.01	8.81%
VC-02	12867778.75	9.76%
CC-01	51232909.28	38.85%
Aislador	24813898.56	18.82%
Pedestal	3579196.946	2.71%
Total	131863799.646	100.00%

Por material

Elemento	Costo (€)	Porcentaje (%)
Acero	53922897.27	40.89%
Concreto	50015223.8	37.93%
Alambre negro	3111780	2.36%
Aislador	24813898.56	18.82%
Total	131863799.63	100.00%

f. Referencias

- [1] Sandoval, M, "Rendimientos de materiales de construcción", Cartago: Instituto tecnológico de Costa Rica, 2018.
- [2] Samanez, S, "Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico", Arequipa, Universidad Católica de Santa María, 2017.
- [3] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #3 3/8\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [4] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #4 1/2\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [5] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #5 5/8\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [6] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #6 3/4\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [7] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #7 7/8\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [8] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #8 1\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [9] ArcelorMittal, "Varilla deformada grado 60 W #9 1-1/8\" x 12 metros", San José: Construplaza, 2025.
- [10] ArcelorMittal, "Alambre negro recocido #16 (1.68 mm)", San José: Construplaza, 2025.

Apéndice G

Emisiones de CO₂ del Edificio Tradicional

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{concreto}} = 0.144 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo del concreto [1]
$\text{Peso unitario}_{\text{concreto}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del concreto
$\text{Volumen}_{\text{concreto}} = 475.82 \text{ m}^3$	Volumen del concreto total
$\text{Peso}_{\text{concreto}} = 1141968 \text{ kg}$	Peso del concreto
$\text{Emisiones}_{\text{concreto}} = 164443.392 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por concreto

Acero

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{acero}} = 1.72 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo de acero de refuerzo [1]
$\text{Peso}_{\text{acero}} = 97261 \text{ kg}$	Peso del acero de refuerzo
$\text{Emisiones}_{\text{acero}} = 167288.92 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por el acero de refuerzo

Alambre negro

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{alambre negro}} = 2.16 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo del alambre negro [1]
$\text{Peso}_{\text{alambre negro}} = 4865 \text{ kg}$	Peso del alambre negro
$\text{Emisiones}_{\text{alambre negro}} = 10508.4 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por el alambre negro

b. Total

Datos	Referencias
$\text{Total}_{\text{emisiones}} = 342240.712 \text{ kg CO}_2$	Emisiones de CO ₂ Totales

Emisiones de CO₂ del Edificio Aislado

a. Materiales

Concreto

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{concreto}} = 0.144 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo del concreto [1]
$\text{Peso}_{\text{unitario}_{\text{concreto}}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del concreto
$\text{Volumen}_{\text{concreto}} = 396.572 \text{ m}^3$	Volumen del concreto total
$\text{Peso}_{\text{concreto}} = 951772.8 \text{ kg}$	Peso del concreto
$\text{Emisiones}_{\text{concreto}} = 137055.283 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por concreto

Acero

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{acero}} = 1.72 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo de acero de refuerzo [1]
$\text{Peso}_{\text{acero}} = 100303 \text{ kg}$	Peso del acero de refuerzo
$\text{Emisiones}_{\text{acero}} = 172521.16 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por el acero de refuerzo

Alambre negro

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{alambre negro}} = 2.16 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo del alambre negro [1]
$\text{Peso}_{\text{alambre negro}} = 5013 \text{ kg}$	Peso del alambre negro
$\text{Emisiones}_{\text{alambre negro}} = 10828.08 \text{ kg CO}_2$	Emisiones generadas por el alambre negro

b. Aislador (unidad)

Plomo

Datos	Referencias
$\text{Factor}_{\text{plomo}} = 1.67 \frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo de plomo [1]
$\text{Peso}_{\text{plomo}} = 74.7 \text{ kg}$	Peso del plomo por un aislador

Emisiones _{plomo} = 124.749 kg CO2	Emisiones generadas por plomo por un aislador
---	---

Caucho

Datos	Referencias
Factor _{caucho} = 2.547 $\frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo de caucho [1]
Peso _{caucho} = 78.1 kg	Peso del caucho por un aislador
Emisiones _{caucho} = 198.921 kg CO2	Emisiones generadas por el caucho por un aislador

Láminas de acero

Datos	Referencias
Factor _{láminas} = 2.38 $\frac{\text{kg CO}_2}{\text{kg}}$	Factor de emisiones de CO ₂ por kilo de láminas de acero [1]
Peso _{láminas} = 392.5 kg	Peso de láminas de acero por un aislador
Emisiones _{láminas} = 934.15 kg CO2	Emisiones generadas por láminas de acero por un aislador

c. Total

Datos	Referencias
Total _{emisiones,materiales} = 320404.523 kg CO2	Emisiones de CO ₂ totales por materiales
Cantidad _{aisladores} = 16	Cantidad de aisladores
Total _{emisiones,aisladores} = 20125.115 kg CO2	Emisiones de CO ₂ totales por los aisladores
Total _{emisiones} = 340529.638 kg CO2	Emisiones de CO ₂ totales por el edificio

c. Referencias

[1]. Circular Ecology. (2024). Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational.

Apéndice H

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

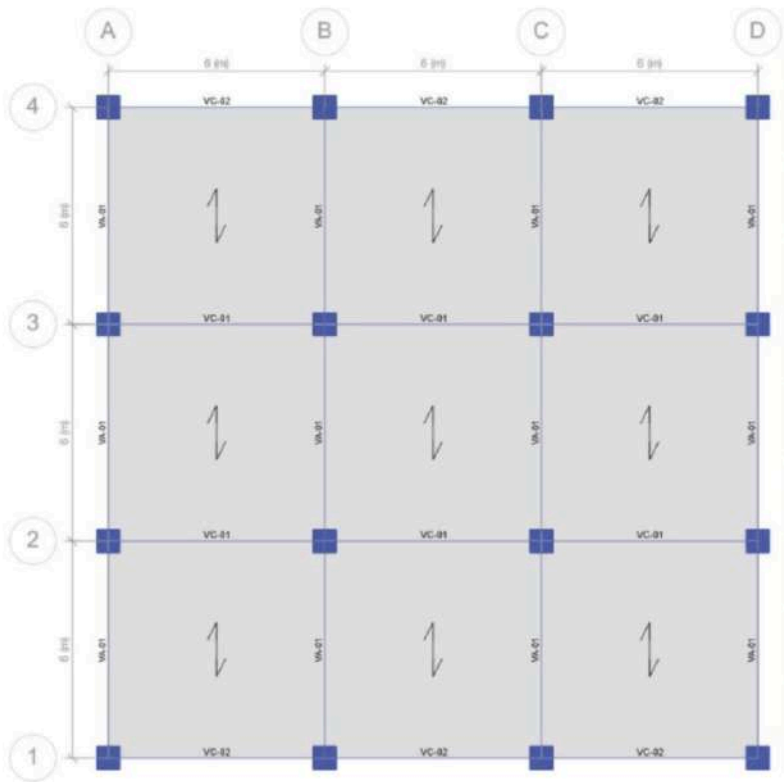
Nombre (opcional)

Mauricio Carranza

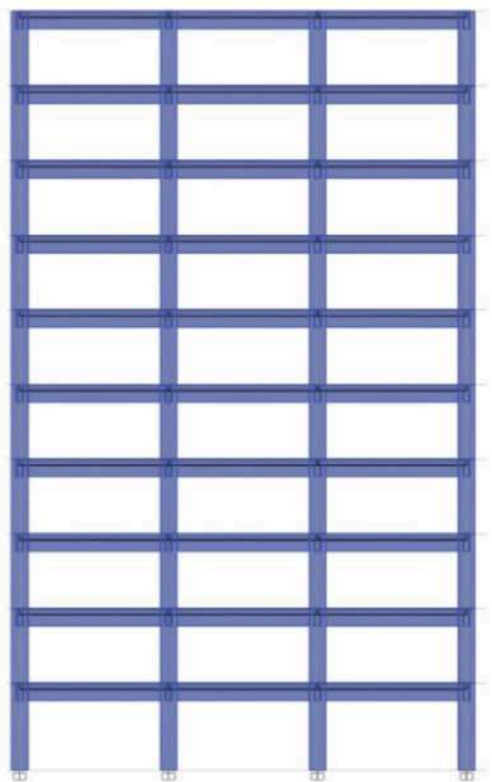
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

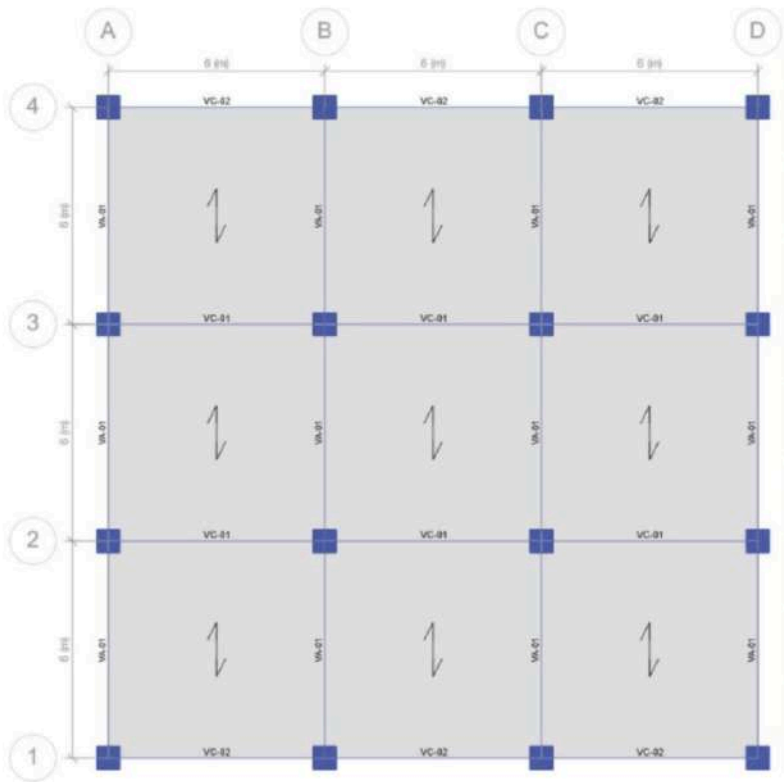
Nombre (opcional)

.....

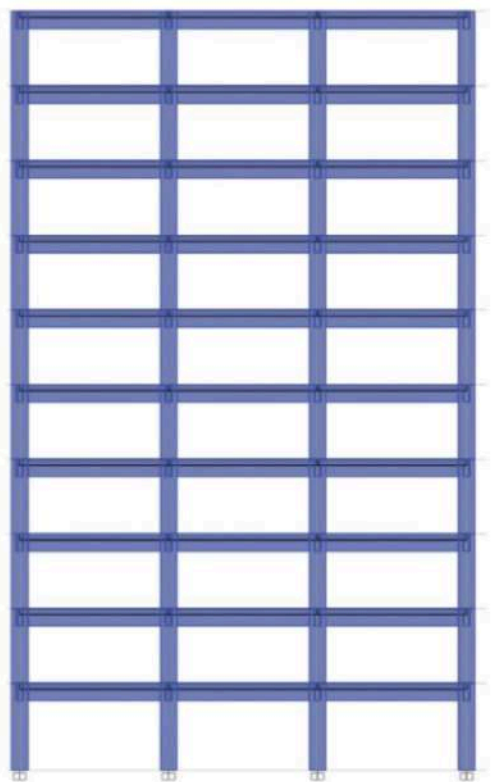
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

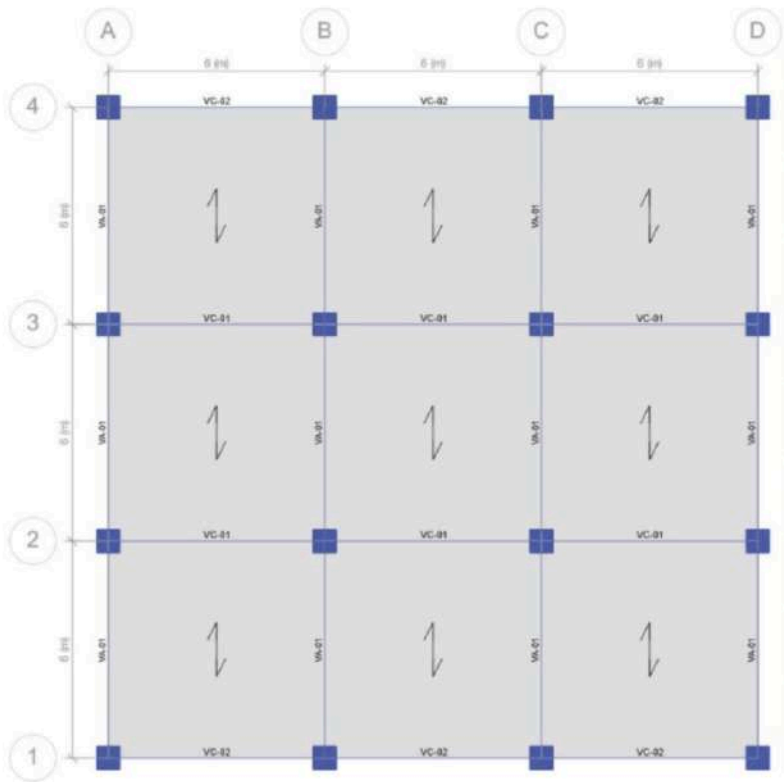
Nombre (opcional)

.....

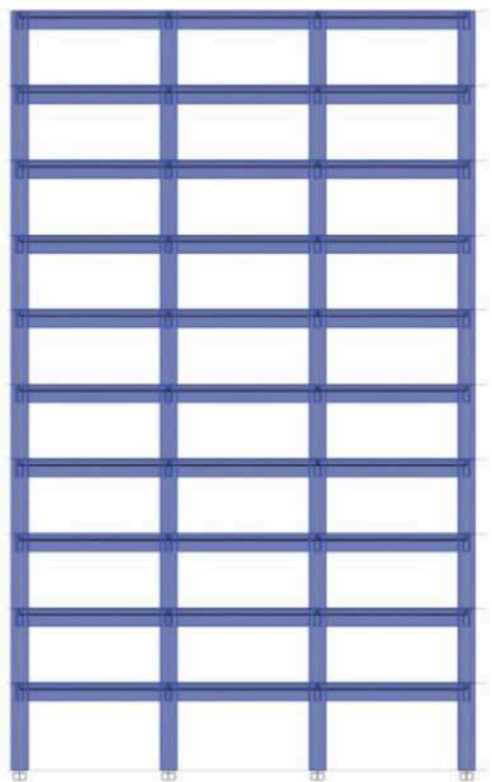
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

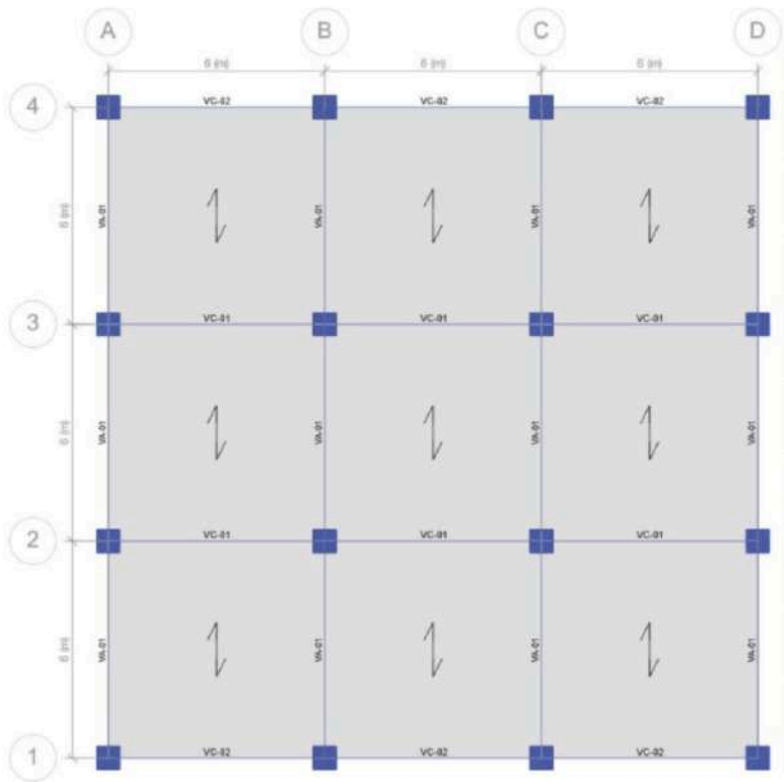
Nombre (opcional)

Diego Hidalgo

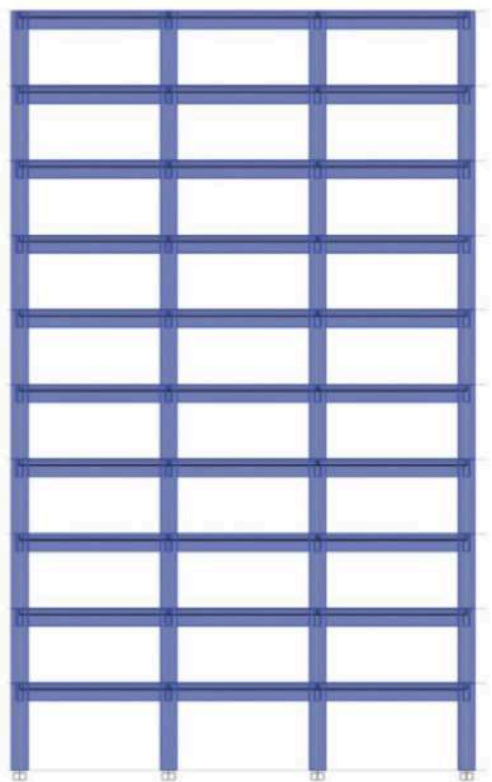
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

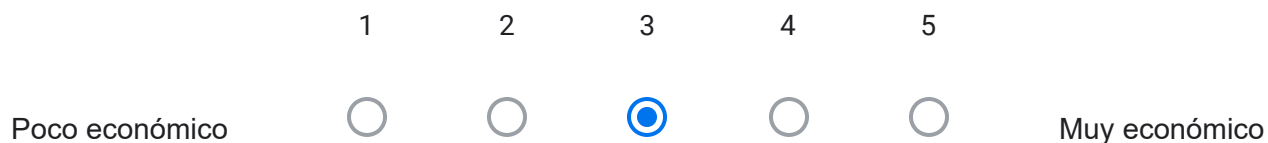
- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *



Puntaje del costo del edificio aislado *



Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

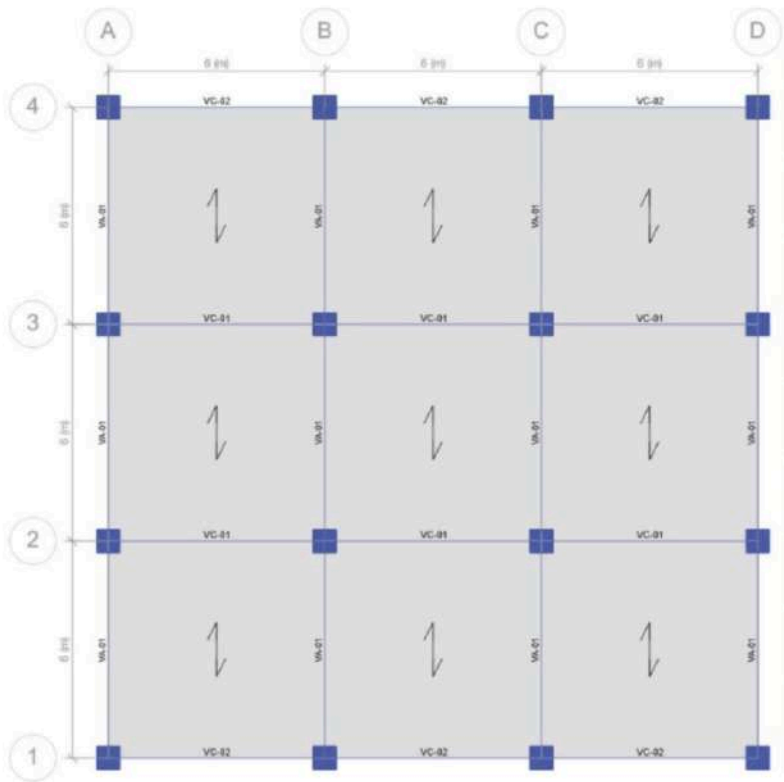
Nombre (opcional)

.....

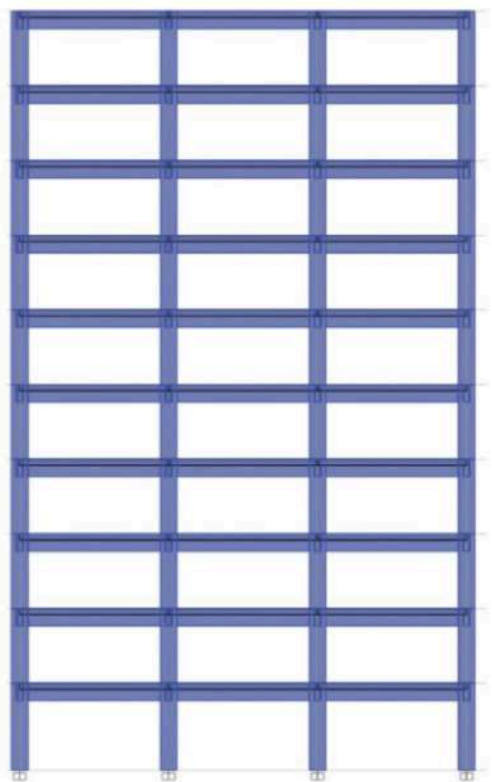
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

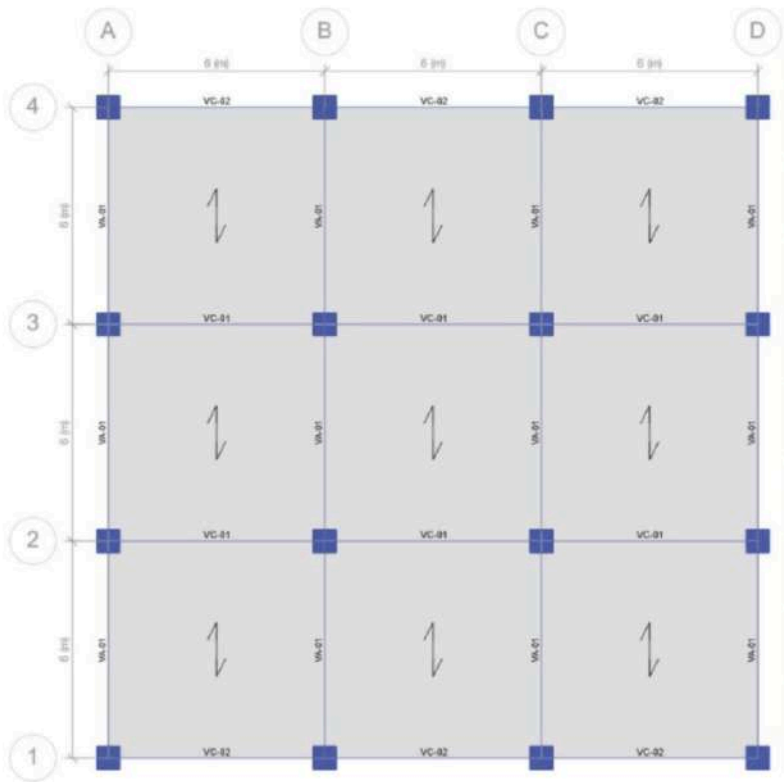
Nombre (opcional)

Ing. Gary Cambronero

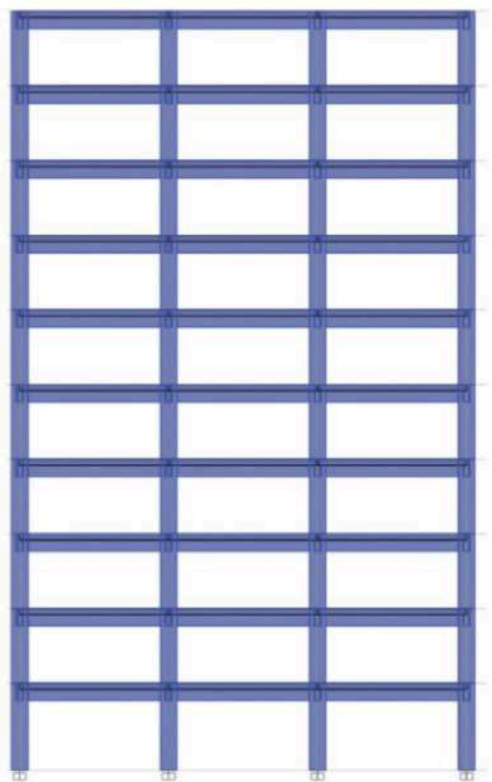
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Parecen resultados objetivos. Parece que el edificio aislado no tiene tantas ventajas sobre el tradicional, la ventaja significativa es que se genera menos daño en sismo severo, pero como la diferencia en costo constructivo y ambiental no es significativa, en Costa Rica creo que van a seguir eligiendo el edificio tradicional (si el costo de materiales es parecido, a los constructores no les va a gustar aprender nuevos sistemas como el aislado, que de hecho es lo que ha estado sucediendo).

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). *Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1)*. Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

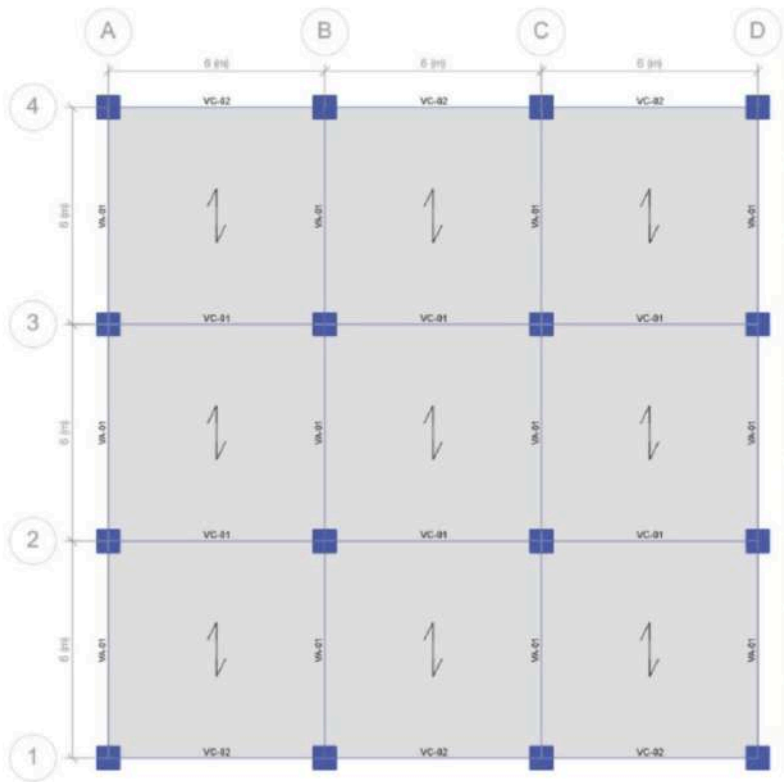
Nombre (opcional)

Jorge

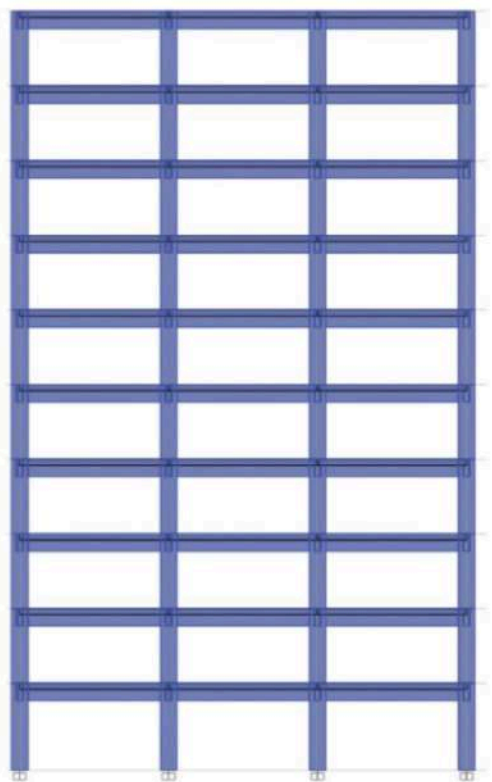
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

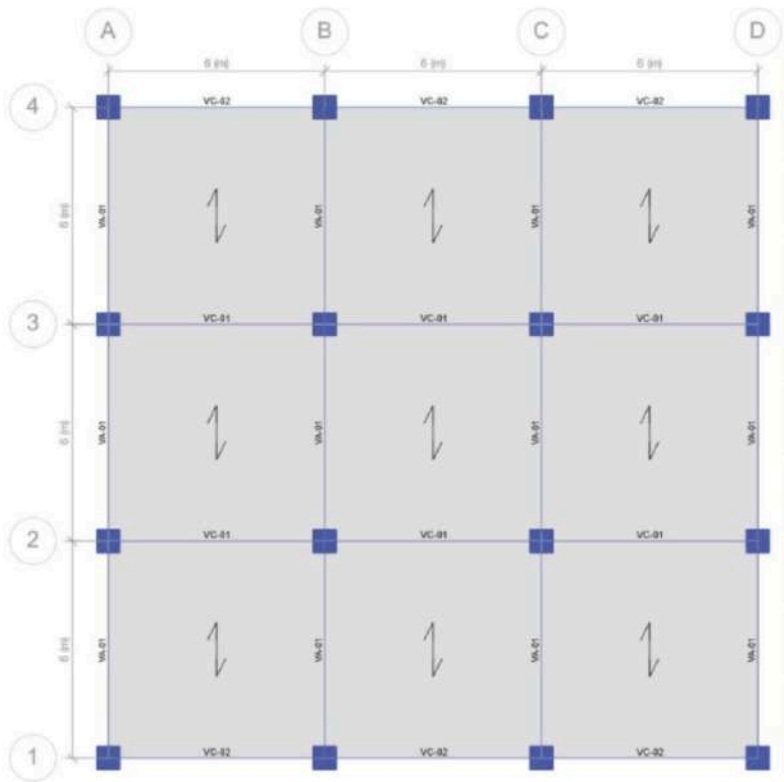
Nombre (opcional)

Kristopher López

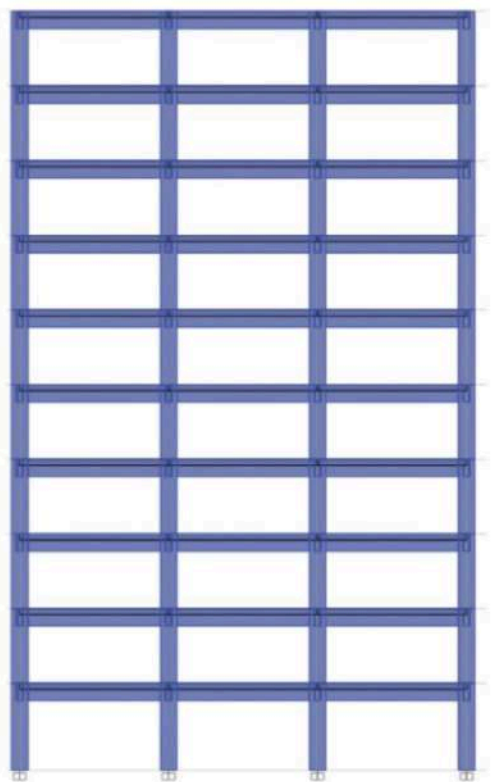
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

El sistema tipo LRB, presenta una ventaja significativa desde el punto de vista de tiempos de oscilación de la estructura y niveles de daño estructural, en su contraparte no es tan competitivo o no se aleja mucho de las edificaciones tradicionales en los demás ítems (costo un poco por encima del tradicional), se debe analizar la inversión a largo plazo y su comportamiento y rendimiento

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms

Entrevista para el uso de aisladores sísmicos

Este estudio tiene como objetivo determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos tipo LRB (Lead Rubber Bearings) en edificaciones de concreto reforzado de 10 niveles en Costa Rica. Se desarrollaron modelos estructurales con y sin dispositivos de aislamiento sísmico para comparar su costo, desempeño, impacto ambiental y nivel de daño. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos, organizados por categorías con el fin de obtener su opinión con base a los resultados del proyecto.

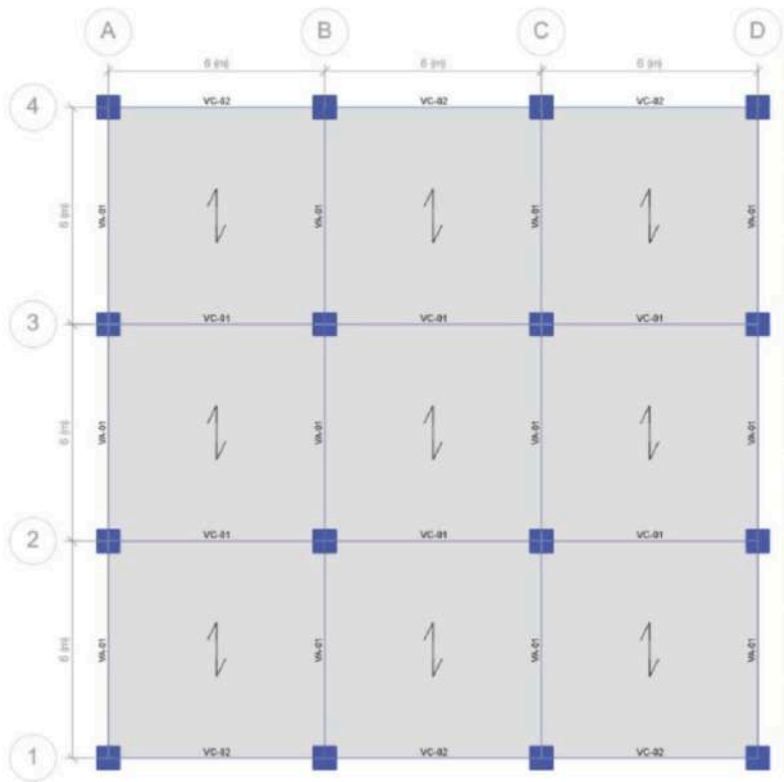
Nombre (opcional)

Aaron

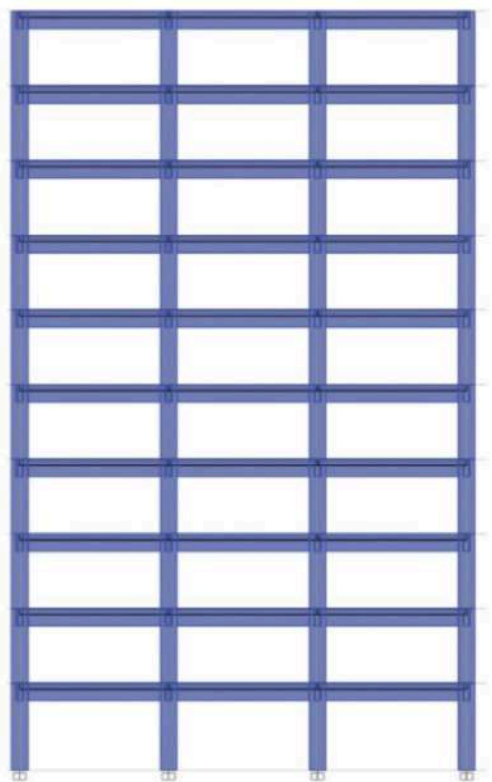
Descripción del edificio

El edificio cuenta con 10 niveles donde su primer nivel es de 3.5 m de altura mientras que el resto de niveles es de 3 m. Las vigas son de 6 m cada una lo que genera una área en planta de 324 m².

En la vista a. se observa la vista en planta mientras que en la vista b. la vista lateral.



a.



b.

Desempeño estructural

Se evaluó el comportamiento estructural de ambos modelos mediante el análisis de desplazamientos, razón de derivas inelásticas y fuerzas sísmicas por nivel bajo un mismo escenario sísmico. Es muy importante mencionar que no se pudo optimizar las columnas en el edificio aislado y que solo se ajustaron el tamaño de las vigas según su comportamiento estructural, es decir, se hicieron más pequeñas y se cambió su refuerzo. Cabe destacar que la razón máxima es de 0.020 estipulada por el Código Sísmico de Costa Rica.

Edificio tradicional:

- Período: **1.3 s**
- Deriva máxima: **0.0124** (nivel 3)
- Desplazamiento máximo: **21.74 mm**
- Cortante basal : **138 606 kgf** en X y **182 113 kgf** en Y

Edificio aislado:

- Período: **3.2 s**
- Deriva máxima: **0.0097** (nivel 1)
- Desplazamiento máximo total (incluyendo base): **38.54 mm**
- Desplazamiento relativo de la superestructura (sin contar la base): **12.17 mm**
- Cortante basal: **47 313 kgf** en X y **55 347 kgf** en Y

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Pobre comportamiento, 5 = Excelente comportamiento.

Puntaje del desempeño estructural del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Excelente comportamiento

Puntaje del desempeño estructural del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Pobre comportamiento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	Excelente comportamiento

Impacto ambiental

Se evaluó el impacto ambiental de los edificios a partir de las emisiones de dióxido de carbono equivalente (CO₂e) asociadas únicamente a la obtención de los materiales utilizados, es decir, concreto, acero y alambre negro, no se toma en cuenta maquinaria para la construcción ni el transporte necesario. Se utilizaron factores de emisiones por kilogramo (kgCO₂e per kg) de Circular Ecology (2024). Los resultados son los siguientes:

Edificio tradicional:

- Emisiones por concreto: 164 443.39 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 199 225.88 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 12 515.04 kg CO₂e
- **Total:** 376 184.31 kg CO₂e

Edificio aislado:

- Emisiones por concreto: 124 505.86 kg CO₂e
- Emisiones por acero: 172 319.92 kg CO₂e
- Emisiones por alambre negro: 10 825.92 kg CO₂e
- Emisiones por aisladores (16 unidades): 20 125.12 kg CO₂e
- **Total:** 327 776.82 kg CO₂e

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación, considerando que los resultados fueron obtenidos aplicando factores de emisión publicados por Circular Ecology (2024): 1 = Mucho impacto ambiental, 5 = Poco impacto ambiental.

Puntaje del impacto ambiental del edificio tradicional *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Puntaje del impacto ambiental del edificio aislado *

Mucho impacto ambiental 1 2 3 4 5 Poco impacto ambiental

Inversión inicial de materiales

Se presentan los costos iniciales de materiales estructurales de vigas y columnas. No se incluye mano de obra (general ni especializada), maquinaria, transporte, acabados, entrepiso ni costos indirectos. Tampoco se considera el nivel adicional requerido para incorporar los aisladores y para su mantenimiento.

Es muy importante mencionar que el precio del aislador es tomado Samarez (2017) el cual presenta características muy similares al diseñado. Los resultados son expresados en colones costarricenses (₡):

Edificio tradicional:

- Acero: ₡62 181 789.56 (56.03%)
- Concreto: ₡45 202 900.00 (40.73%)
- Alambre negro: ₡3 592 280.00 (3.24%)
- **Total:** ₡110 976 969.56

Edificio aislado:

- Acero: ₡53 828 792.37 (59.05%)
- Concreto: ₡34 224 700.00 (37.54%)
- Alambre negro: ₡3 107 440.00 (3.41%)
- Aisladores sísmicos: ₡24 813 898.56 (21.40%)
- **Total:** ₡115 974 830.93

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación: 1 = Poco económico, 5 = Muy económico.

Puntaje del costo del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Puntaje del costo del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Poco económico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy económico

Nivel de daño

El nivel de daño estructural se estimó con base en la razón de derivas inelásticas por nivel. Se aplicaron los rangos definidos por FEMA (2024) para edificios tipo marco de concreto (C1H):

- Leve: $\Delta \leq 0.0025$
- Moderado: $0.0025 < \Delta \leq 0.005$
- Severo: $0.005 < \Delta \leq 0.015$
- Completo: $\Delta > 0.015$

Edificio tradicional: 7 niveles en estado severo (niveles 1 al 7); nivel 8 en estado moderado y niveles 9 y 10 en estado leve.

Edificio aislado: 3 niveles en estado severo (niveles 1 al 3); niveles 4 al 7 en estado moderado y niveles 8 a al 10 en leve.

Ahora, califique tomando en cuenta la escala de evaluación establecida por FEMA (2024): 1 = Muy alto impacto estructural, 5 = Muy bajo impacto estructural.

Puntaje del nivel de daño del edificio tradicional *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Puntaje del nivel de daño del edificio aislado *

	1	2	3	4	5	
Muy alto impacto estructural	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	Muy bajo impacto estructural

Comentarios (opcional)

Referencias.

Circular Ecology. (2024). *Inventory of Carbon & Energy (ICE), version 4.0 – Educational*.

Enlace: <https://circularecology.com/embodied-carbon-footprint-database.html>

Federal Emergency Management Agency. (2024). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 6.1). Federal Emergency Management Agency.

Samanez, S. A. (2017). *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles con 2 sótanos con sistema de aislamiento sísmico* (Tesis de licenciatura). Perú: Universidad Católica de Santa María].

This content is neither created nor endorsed by Google.

Google Forms