

1. FUNDAMENTOS DEL PROYECTO

1.1 El Problema

En la ciudad de El Alto, al igual que en el resto del país, se observa un aumento poblacional apreciable año a año, tal y como lo demuestran los indicadores que sobre esta materia ofrece el INE, de hecho, la ciudad del Alto es la 2da. Ciudad más poblada de nuestro país solo detrás de Santa Cruz. Este aumento poblacional genera la demanda de viviendas, así como otras construcciones de ingeniería, requeridas para satisfacer las necesidades humanas y así garantizar un desarrollo acorde con las expectativas.

Debido a esta demanda el propietario planteo la construcción de un edificio en esta ciudad, el cual cuenta con departamentos, patio de comidas, zona comercial y estacionamiento subterráneo.

Actualmente solo se cuenta con los planos arquitectónicos y estudio de suelos, lo que hace que el proyecto no pueda ser ejecutado, por lo que se hace indispensable la creación de un diseño con un análisis y cálculos estructurales de la edificación pensada.

Es por ello, que el presente Proyecto de Grado presenta una propuesta de diseño estructural sismorresistente de hormigón armado del “Edificio Gabino Limachi”, sabiendo que la ciudad de El Alto es una zona que presenta riesgo sísmico, estudiando su impacto en la estabilidad de la estructura como punto principal. Para ello, se pretende presentar los planos a detalle y los cálculos métricos correspondientes a la obra gruesa, tanto de la superestructura como de la infraestructura asociada.

Un aporte significativo de este trabajo será la comparación de esfuerzos cuando el edificio está sometido a sismo y cuando este no se considere. Otro aporte será el planteamiento de una losa de fundación sobre una capa de suelo cemento para mejorar la capacidad portante del suelo.

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural sismorresistente para el “Edificio Gabino Limachi” de 13 niveles en la ciudad de El Alto.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Calcular la estructura de acuerdo a la “Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2018” con apoyo del programa CYPE CAD 2016.
- Elaborar los planos a detalle del edificio y sus respectivos cómputos métricos de la obra gruesa.
- Realizar la comparación de esfuerzos generados por sismo.
- Realizar el presupuesto de la obra gruesa para el proyecto en cuestión para así poder apreciar como los esfuerzos inducidos por el sismo afecta al costo de la estructura.

1.3 Justificación

La razón para elaborar este proyecto se justificará desde el punto de vista académico, técnico y social.

1.3.1 Académica

La elaboración de este proyecto es indispensable para la graduación de todo universitario, siendo esta la justificación principal que motiva a realizarlo, además que promueve al estudiante a la investigación de conocimientos no impartidos en clase.

1.3.2 Técnica

Debido al Riesgo sísmico existente en el occidente del país y los colapsos registrados en el mundo ocasionados por sismos, se realizará el diseño de las estructuras partiendo de esta premisa y se consideraran factores de influencia en un posible sismo, debido a esto, se prevé el uso de programas de computación especiales para el diseño sismorresistente óptimo del edificio en estudio y de esa manera , garantizar la integridad de dicha estructura durante y después de un sismo para resguardar la vida de las personas que se encuentren ocupando el edificio.

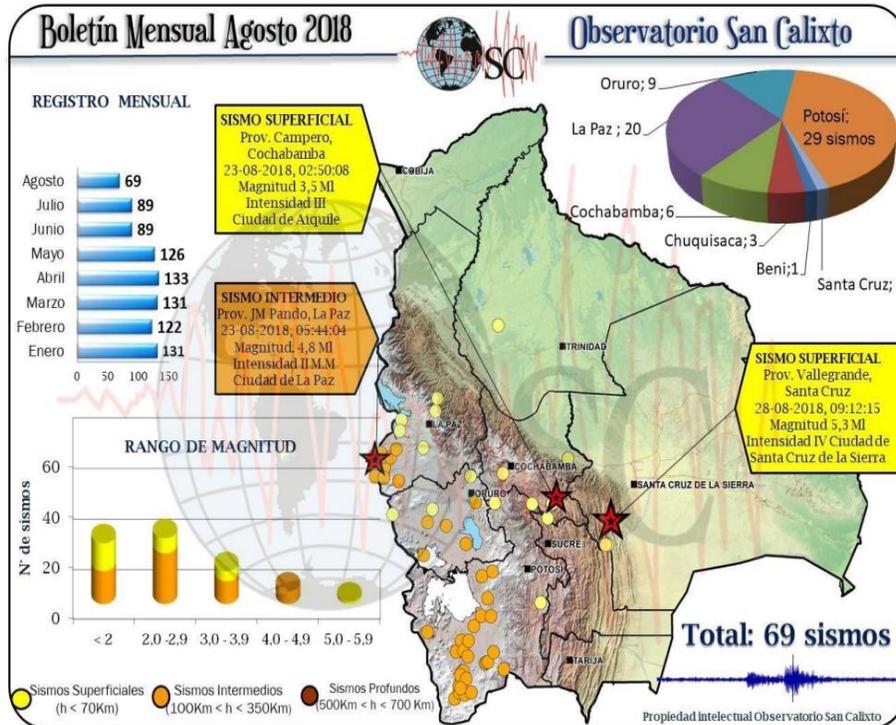


Figura 1 Boletín Mensual de Agosto 2018

Fuente: Observatorio San Calixto

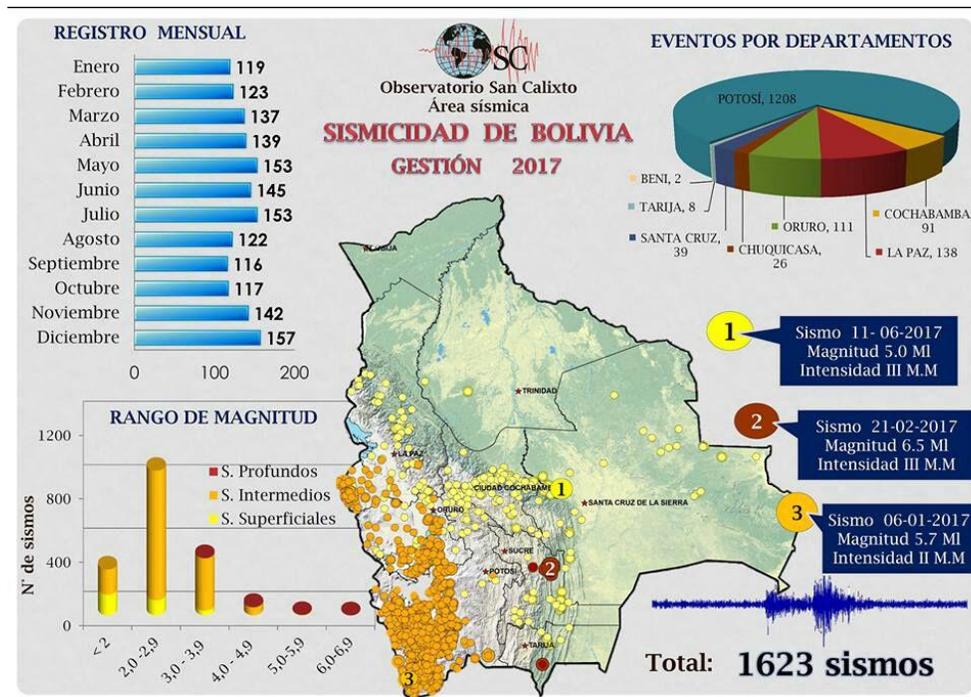


Figura 2 Sismicidad de Bolivia Gestión 2017

Fuente: Observatorio San Calixto

Por todo esto, es necesario el cálculo estructural sismorresistente y de esa manera reducir la vulnerabilidad estructural para poder brindar seguridad a las personas que harán uso de la estructura. La elaboración de este proyecto representará un aporte para estudios futuros de la misma índole en otras edificaciones.

1.3.3 Social

Los beneficios sociales que se obtendrán con la implementación de una edificación son los siguientes:

- Desarrollo económico para la zona beneficiada.
- Aumento de la plusvalía de la zona con una obra estructural.

1.4 Alcance del Proyecto

El producto de este proyecto de grado, constituye un respaldo importante a la viabilidad y factibilidad de la propuesta arquitectónica del “Edificio Gabino Limachi”, ya que hace real el objetivo de ensamblar la propuesta completa que puede ser presentada para su aprobación y posterior construcción.

El presente proyecto contempla el diseño estructural tanto de la superestructura como de la infraestructura, los planos a detalle, los cálculos métricos y el análisis de precios de la obra gruesa.

El principal beneficiario será el propietario del edificio, pero sin dejar de lado los futuros ocupantes del edificio.

2. MARCO TEORICO

El marco teórico tiene como finalidad guiar acerca del objetivo del proyecto, así como exponer sus relaciones con otros trabajos realizados en el mismo tema, además hace referencia a conceptos de las bases teóricas y bases legales.

En el presente marco teórico se mostrarán las definiciones más relevantes y necesarias para la comprensión y desarrollo de este Proyecto de grado.

2.1 Antecedentes

La ciudad de El Alto es considerada como una de las ciudades más grandes de Bolivia. Esta población fue creada el 6 de marzo de 1985, pero fue elevada a ciudad el 26 de septiembre de 1988.

Luego de su creación, el lugar poco a poco se fue llenando de familias que llegaban en busca de un hogar. A mediados de 1900 se puso en funcionamiento el Ferrocarril La Paz-Guaqui y La Paz-Arica, También se dio inicio a los trabajos de la construcción del Aeropuerto Internacional de El Alto. Esto muestra como esta ciudad estaba creciendo a pasos agigantados.

Las proyecciones de población a 2018 muestran que el municipio de El Alto tiene aproximadamente un millón de habitantes.

De la población inmigrante el 83.4 % proviene de la ciudad de La Paz esto quiere decir que la mayoría de los inmigrantes pasan de esta ciudad vecina ya sea por su trabajo o un mejor lugar donde vivir.

Esta ciudad tiene un gran movimiento económico donde las actividades que presentan mayores movimientos son el comercio, transporte y almacén.

Por estos y otros motivos la ciudad de El Alto al mismo tiempo que es la segunda más poblada solo detrás de Santa Cruz y por delante de La Paz, también es una de las ciudades con mayor crecimiento, registrando un aumento poblacional de casi el 30% a comparación del último censo.

Por lo anteriormente expuesto muchas personas optan por usar sus terrenos para la construcción de departamentos ya que estos tienen una gran demanda y así generar un ingreso estable.

En estos momentos en la ciudad de El Alto la tendencia es construir edificios de varios pisos para así sacar un mayor provecho a los terrenos, al mismo tiempo como se trata de una ciudad donde una de sus principales actividades es el comercio tienden a dejar los primeros pisos de sus edificios para este fin.

BOLIVIA: POBLACIÓN EMPADRONADA POR MUNICIPIOS, CENSO 2012
(En habitantes)

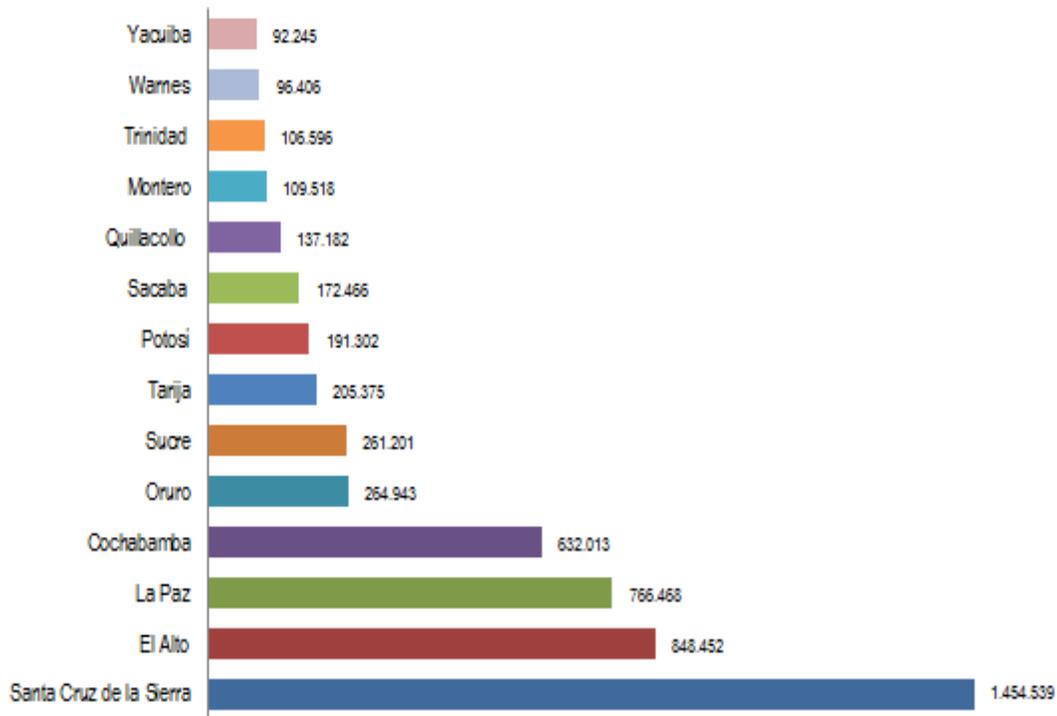


Figura 3 Población empadronada por municipios, CENSO 2012

Fuente: INE (Instituto Nacional de Estadísticas)

2.1.1 Ubicación

El presente proyecto se ubica en la ciudad de El Alto en el departamento de La Paz, en la calle José Arzabe casi llegando a la calle Álvarez Plata en el Urbanización 16 de Julio. Cerca de esta ubicación se encuentra se encuentra la Av. 16 de Julio y a 3 cuadras hay una estación del teleférico en la Plaza La Paz.

Lo que demuestra que el proyecto tiene una excelente ubicación por lo que el alquiler de los locales de la parte inferior tendría buena demanda.



Figura 4 Ubicación del proyecto

Fuente: Google Maps

2.1.2 Suelo

El terreno estudiado tiene una superficie de 750,00 m² donde se pretende edificar el edificio, la ubicación de los pozos de sondeo se ha planificado aleatoriamente de tal manera que permita conocer el tipo de suelo representativo cuya profundidad de investigación está entre 2,00 y 3,80 metros.



Figura 5 Ubicación de los pozos

Fuente: Estudio geológico del terreno (Daniel F. De la Barra)

La zona es catalogada como geológicamente estable debido a que en las inspecciones no se advirtieron fenómenos o anomalías que determinen riesgos naturales que atenten con la estabilidad de suelos.

Por lo valores obtenidos, la capacidad de carga se incrementa en profundidad y para fines de cálculo se recomienda una **fatiga admisible de 1,80 Kg/cm²**, lo cual nos da un amplio valor de seguridad ya que este fue el menor encontrado en los 3 pozos

En la totalidad de los ensayos se encontró suelos GM y GC que son suelos gravosos con contenido de arcilla o limo, los cuales se caracterizan por presentar buenas condiciones constructivas para estructuras de este tipo y de acuerdo a sus propiedades físico mecánicas no son compresibles al efecto de cargas externas.

No se detectaron aguas que definan flujos subterráneos, si bien el contenido porcentual de humedad aumenta en profundidad, este hecho no influye en su estructura interna ni modifica su estabilidad.

2.1.3 Topografía

El relieve topográfico regional está caracterizado por una superficie plana que morfológicamente identifica una terraza formando la planicie del altiplano boliviano con leve inclinación en sentido Sud Occidental.

Localmente el terreno expone una superficie horizontal con leve inclinación en dirección Sud Occidental.

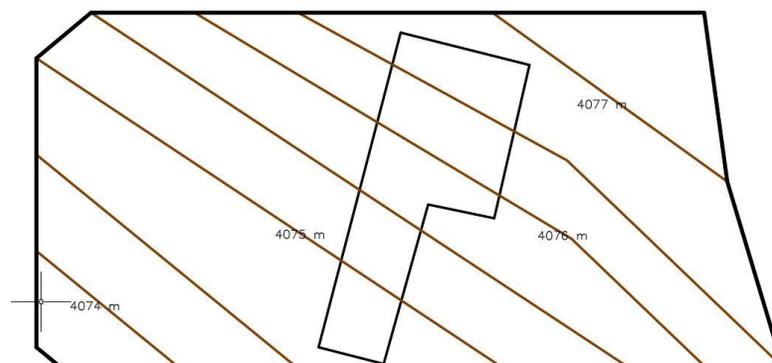


Figura 6 Topografía del terreno

Fuente: Estudio geológico del terreno (Daniel F. De la Barra)

2.2 Características del edificio

Como respuesta a la necesidad de viviendas para los habitantes y emigrantes que llegan a la ciudad, se tiene la idea de realizar un edificio de 13 niveles, de los cuales 10 son para departamentos, con diseño sismorresistente.

Este edificio cuenta con 750 m² de estacionamiento al igual que las dos áreas comerciales y en los pisos de departamentos 515 m². Estos pisos albergaran desde un supermercado hasta un patio de comidas, en la terraza existe un área accesible, un área no accesible, la sala de máquinas del ascensor, el tanque de agua y una cancha de futbol 5.

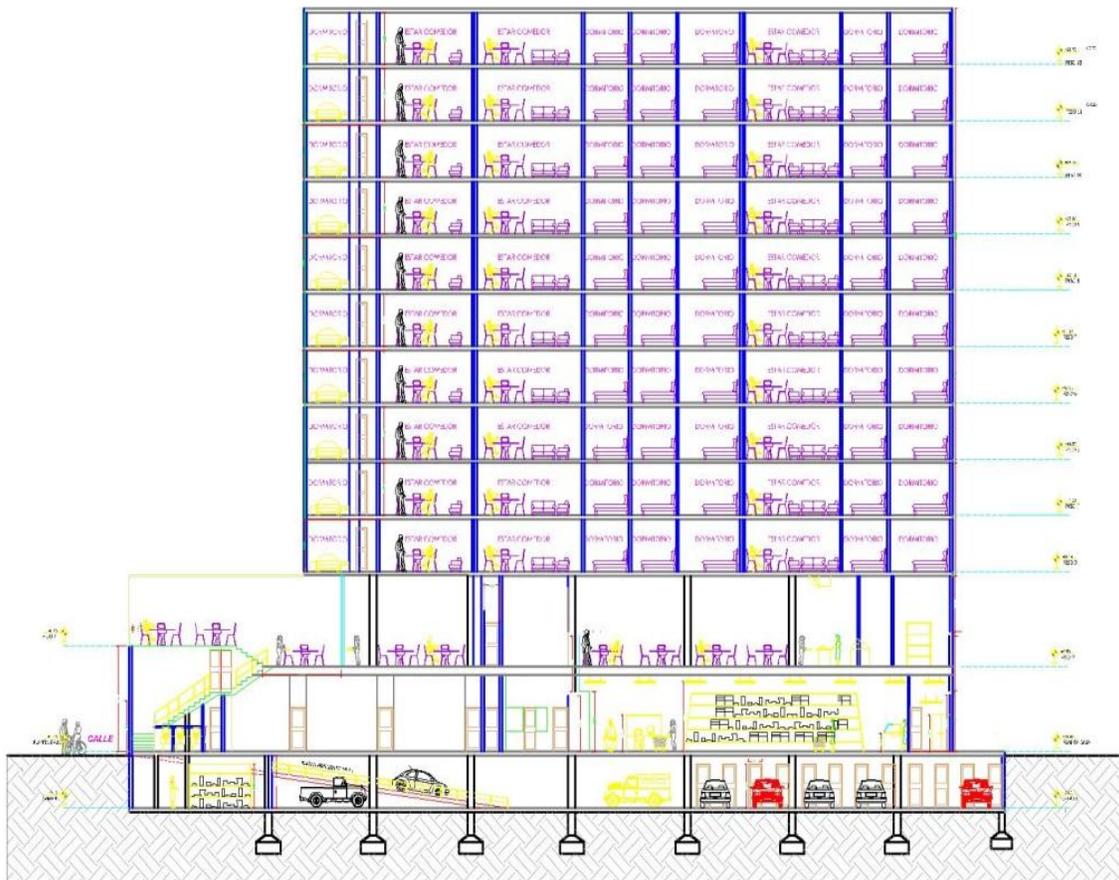


Figura 7 Corte transversal del edificio

Fuente: Planos arquitectónicos del edificio

El edificio tendrá un núcleo de ascensores lo que ayuda a rigidizar la estructura de manera ayudando a resistir los esfuerzos que podría generar un sismo.

Al ser un edificio de tantos pisos con un suelo con una capacidad portante de 1.8 Kg/cm^2 , si se optaría por zapatas estas ocuparían más del 70% de la superficie por lo que es conveniente usar una losa de fundación ya que esta, constructivamente ahorraría muchos encofrados de cada una de las zapatas que tendría el edificio.

Se optó por un sistema de losa reticular en dos direcciones, con casetones de $40 \times 40 \text{ cm}$ y un peralte de 35 cm , ya que losas con un menor peralte tienden a tener una deflexión excesiva al igual que losas con casetones de $50 \times 50 \text{ cm}$ o mayores. Según las experiencias sísmicas en otros lugares, principalmente en México, este sistema debe tener sus respectivos ábacos como asimismo deben estar acompañados por vigas de un peralte mayor al del peralte de la losa para así no caer en el sistema de losas planas que como se vio en México 1985 es el más desfavorable para resistir los esfuerzos generados por sismo.

2.3 Aspectos conceptuales

2.3.1 Sismo

Según (Sauter, 1990), un sismo es un evento físico causado por la liberación repentina de energía debido a una dislocación o desplazamiento en la corteza terrestre; parte de la energía es irradiada en todas direcciones en forma de ondas elásticas u ondas sísmicas. Es percibido en la superficie como una vibración del terreno, y se la denomina temblor cuando no causa daños, y terremotos cuando la sacudida es violenta y el evento es destructivo, causando daños severos o víctimas.

Bazán en su libro “DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS”; dice lo siguiente con un sentido más práctico desde el punto de vista de la ingeniería estructural.

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está dividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de

enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser estas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a la falla.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y de abertura de grietas en el suelo.

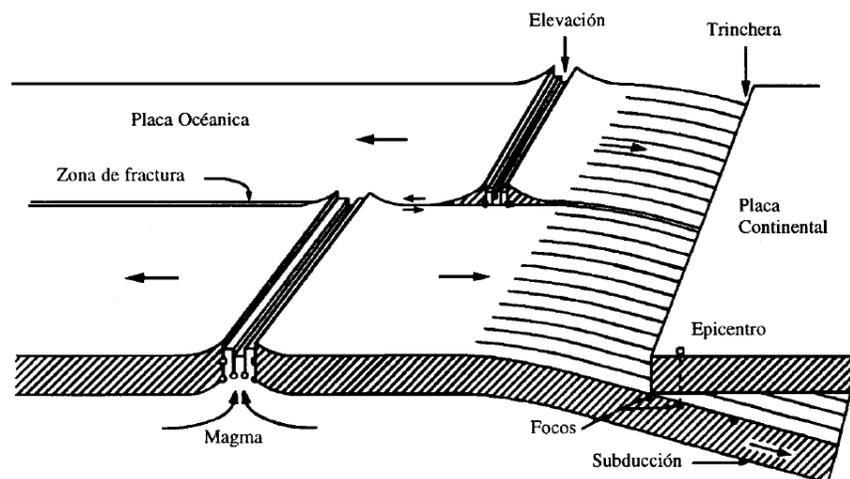


Figura 8 Movimiento de placas y generación de sismos

Fuente: Diseño sísmico de edificios, BAZAN

Los terremotos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, Uno de los más utilizados y con mayor aceptación es el criterio de B. Bolt que indica que los sismos superficiales en la franja son los que van desde 0-70 Km, los intermedios entre 70-300 Km, y los profundos entre 300-700 Km”

Los sismos o terremotos constituyen una importante amenaza de carácter recurrente, que afecta a los centros urbanos, por lo cual al realizar el análisis detallado de los factores que se involucran en una obra civil, la acción de estos debe ser tomada en cuenta.

2.3.1.1 Sismicidad en Bolivia

La sismicidad en Bolivia está relacionada con la actividad de fallas que cruzan el país. El Cinturón de Fuego del Pacífico (o Anillo de Fuego del Pacífico), está situado en las costas del océano Pacífico y se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica en las zonas que abarca.

En estas zonas se incluye a Chile, parte de Bolivia, Perú, Ecuador, Colombia, Panamá, Costa Rica, Nicaragua, El Salvador, Honduras, Guatemala, México y parte de los Estados Unidos.

El lecho del océano Pacífico reposa sobre varias placas tectónicas, las cuales están en permanente fricción y, por ende, acumulan tensión. Cuando esa tensión se libera, origina terremotos en los países del cinturón.

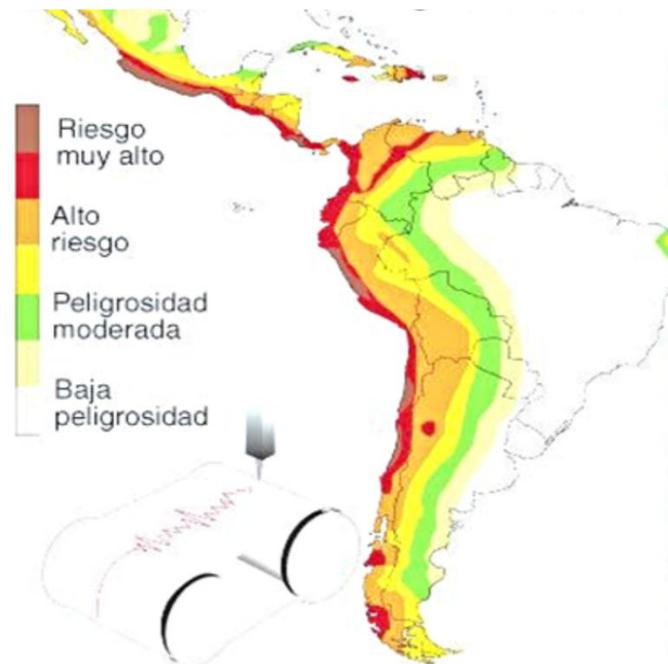


Figura 9 Peligro sísmico en Sudamérica

Fuente: USGS, www.seismo.ethz.ch

En cuanto a la sismicidad histórica en Bolivia se poseen registros que revelan que desde 1650 hasta el 2006 existen varios sismos de intensidad y magnitud importantes que causaron daños a la población boliviana, estos datos son muy importantes puesto que el conocimiento de la sismicidad de una zona es primordial para planificar y construir edificaciones de manera más eficiente, minimizando el riesgo de la población de vivir en una zona con amenaza sísmica.

La vulnerabilidad del país es alta ya que la mayoría de los edificios no están diseñados para soportar los esfuerzos que generan los sismos, esto queda más que demostrado en la historia sísmica del país, cuando dichos sismos han ocasionado mucha destrucción en distintas partes de Bolivia.

En Bolivia se registra una gran cantidad de eventos sísmicos que ocasionaron daños a diferentes regiones del país, incluso capitales.

Como referencia se adjunta una tabla de resumen de la historia sísmica de Bolivia.

Año	Mes	Día	Magnitud Mb	Intensidad (MM)	Observaciones
1650	11	10	6.4	VIII	Destrucción en la capital del Alto Perú (hoy Sucre)
1662	2	23	5.8	VII	Daños en la ciudad de Potosí y pueblos cercanos
1720	9	7	5.2	VI	En la ciudad de Potosí objetos fueron lanzados al suelo
1743	9	2	5.2	VI	Pánico en la ciudad de Potosí
1845	1	14	5.2	VI	Señido en Santa Cruz y daños en casas de adobe
1851	7	5	5.8	VII	Daños en la ciudad de Potosí
1871	2	23	5.2	VI	Daños en Villa San Antonio (hoy Villa Tunari), Cochabamba
1884	11	26	5.2	VI	Destrozos en Tarabuco, Sucre
1887	9	23	6.4	VII	Destrucción en Yacuba
1891	8	15	5.8	VII	Daños en Cosata y sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1899	3	23	6.4	VIII	Cerca de Yacuba muchas casas de adobe fueron destruidas
1909	5	17	6.3	VI	Señido en Tupiza y Tarija
1909	7	23	5.8	VII	En Sipe Sipe, destrucción, muertos y heridos
1923	9	2	6.2	VI	Señido fuerte en Mapur, Cosata
1925	10	25	5.2	VI	En Aiquile daños ligeros en casas de adobe
1929	2	19	5.3	IV	Fuerte en Warnes (Santa Cruz)
1932	12	25	5.3	VI	Señido fuerte en Colquechaca (Potosí), varias replicas
1937	11	3	5.3	VI	Señido fuerte en Cosata
1942	12	25	5.6	VI	En la ciudad de Cochabamba se sintió fuertemente
1943	2	18	5.8	VI	Muy fuerte en la ciudad de Cochabamba (destrucción)
1947	2	24	6.4	VIII	Cosata destruida, sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1948	3	28	6.1	VII	Destrucción en Sucre, muertos y heridos
1949	11	7	5	V	Fue sentido en la ciudad de Florida (Santa Cruz)
1956	8	23	5.8	VI	Fuerte en Cosata, sentido en la ciudad de La Paz
1957	8	26	5.9	VII	En Postersvalle varias casas de adobe destruidas
1958	1	6	5.2	VI	Pasorapa, casas de adobe sufrieron daños
1958	9	1	5.9	VII	Destrozos en Aiquile
1970	3	6	4.5	VI	Dos muertos en Aytara, Potosí
1972	5	12	5	VI	Señido en la ciudad de Cochabamba, ligeros daños
1976	2	22	5.2	VI	Señido en las cercanías de Aiquile y ligeros daños
1976	6	30	4.7	V	Señido en Arque y ligeros daños en casas de adobe
1981	7	23	5	VI	Señido en Ivargazama, daños estructurales
1982	8	23	4.4	V	Señido fuerte en la ciudad de Oruro, ligeros daños
1983	5	19	4.3	V	Causo alarma en Huacacoma y Caripuyo (Potosí)
1984	6	27	4.6	V	Señido en Sabaya (Oruro) ligeros daños en casas de adobe
1985	3	19	5.4	VI	En Monteagudo Imbieron derrumbes.
1986	5	9	5.6	VI	Señido fuerte en Villa Tunari.
1986	6	19	5.4	V	Señido fuerte en Villa Tunari, Chimore y Puerto Villarroel.
1987	8	22	4.8	V	En forestal (Santa Cruz) ligeros daños
1991	12	21	5	V	En Bermejo casas de adobes agrietadas
1994	6	9	8	VI	Sismo profundo, sentido en todo Bolivia
1995	11	6	5.2	V	En Compujo (Oruro) daños en casas de adobe
1998	5	22	6.6	VIII	Destrozos y muertos en Aiquile, Mizque y Totora
2001	6	23	6.9	V	Señido fuerte en La Paz, con ligeros daños materiales
2001	7	4	6.2	IV	Señido en casi todo Bolivia, no se reportaron daños materiales
2001	7	24	5.5	V	Señido y con leves daños en Pisgas y Coipasa
2002	2	23	4.5	V	Señido en Jorochito, Santa Cruz
2002	10	24	6.1	V	Señido y con daños en Alto Milluni, Zongo
2004	1	21	3.6	III	Señido en Zongo
2004	3	17	4.9	III	Señido en Sucre
2004	3	22	5.8	III	Señido en Tarija
2004	7	17	4.5	III	Señido en Sucre
2004	8	3	4	V	Daños en Rivera Provincia G. Villarroel

Tabla 1 Resumen historia sísmica de Bolivia

Fuente: Observatorio de San Calixto. Diciembre, 2004

2.3.1.2 Zonificación Sísmica en Bolivia.

Tal y como se aprecia en el siguiente mapa (**Figura 10**) de zonificación sísmica, y de acuerdo a lo establecido en la Guía (GBDS-2018) Bolivia está dividida en zonas que caracterizan su sismicidad, es decir, a cada uno le corresponde un coeficiente de aceleración horizontal (A_0).

En la (**Figura 11**) Podemos ver valores de la Norma (NBDS-2006) para el departamento de La Paz.

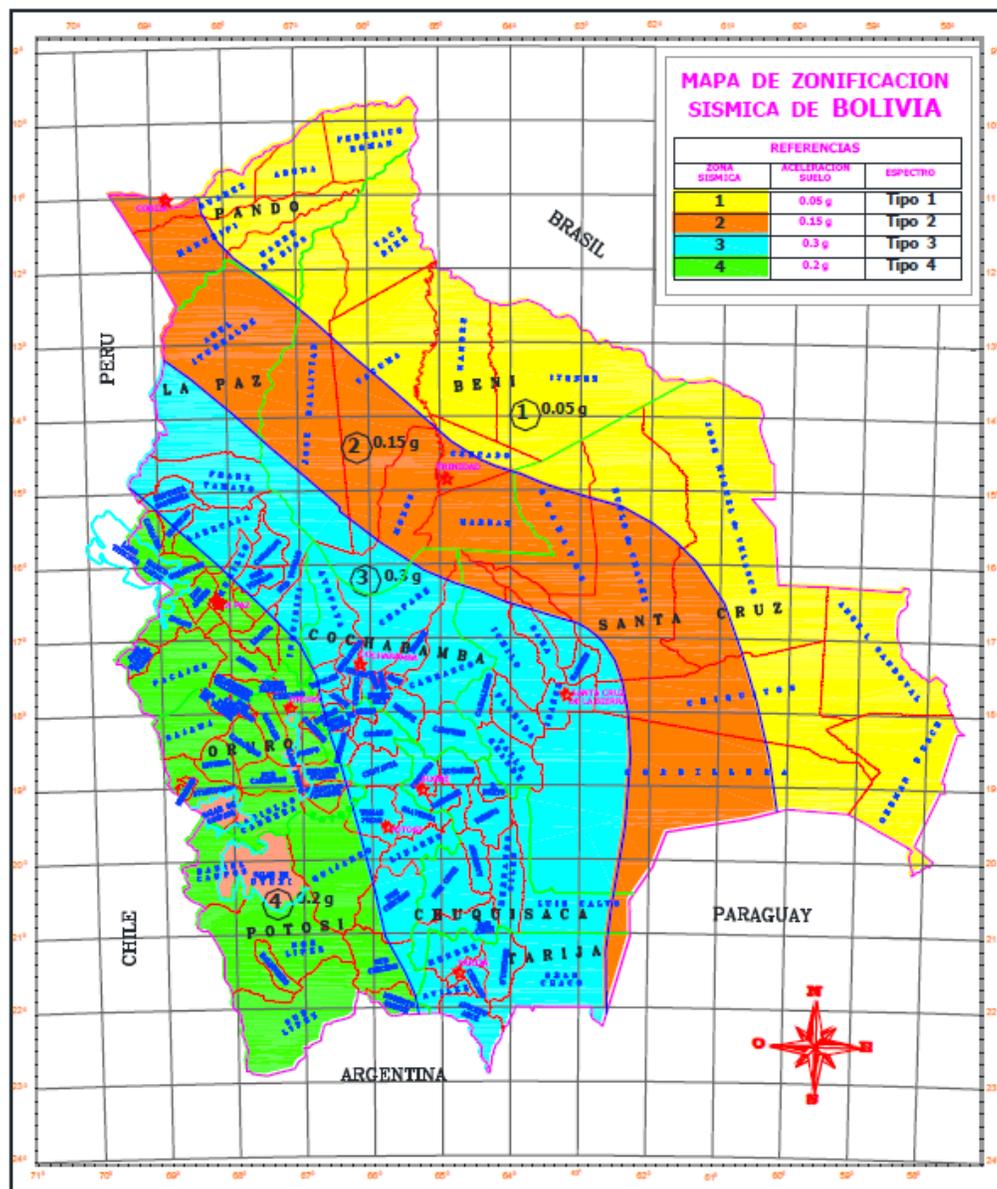


Figura 10 Aceleraciones sísmicas en Departamentos

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2018

ACELERACIONES SISMICAS EN La Paz

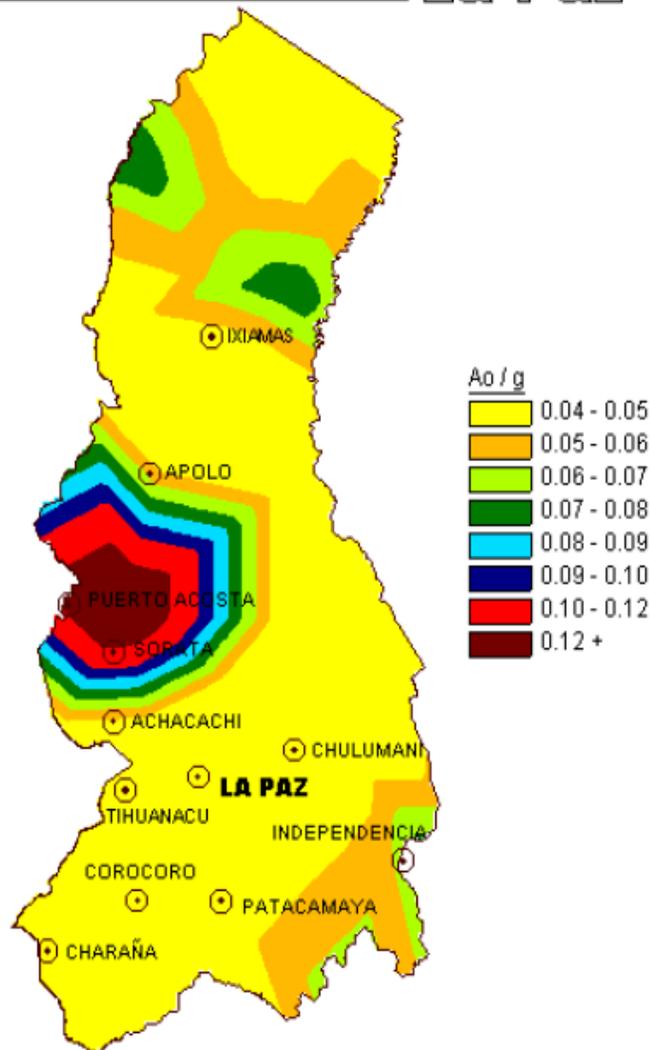


Figura 11 Aceleraciones sísmicas en La Paz

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

- Al Oeste, la norma chilena sísmica NCh433 en la frontera con Bolivia en los departamentos de Oruro y Potosí, tiene una aceleración de diseño de 0.20g; en esa misma frontera nuestra zonificación corresponde a la zona 4 que es también de 0.20g.

- Al Oeste, la norma peruana de diseño sismo resistente E030, en su frontera con el departamento de La Paz tiene una aceleración de diseño de 0.30g, en esa misma frontera nuestra zonificación corresponde a la zona 3 que tiene una aceleración de diseño de 0.30g. Se aprecia que existe consistencia con las normas de los países vecinos en cuanto a aceleraciones.

2.3.1.3 Formas Espectrales Tipificadas en Bolivia

De acuerdo a la Guía (GBDS-2018), se consideran 4 formas espectrales tipificadas (1 al 4) las cuales tienen su pequeña variación cuando se cambia de tipo de suelo.

En el caso de este diseño se selecciona el espectro de la zona sísmica 4, el cual es indicado en esta guía como el apropiado para las ciudades de La Paz y Oruro.

ESPECTRO ZONA SÍSMICA 4

Espectro Zona 4 - Suelo S3 [$3 > \sigma(\text{adm}) \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$]

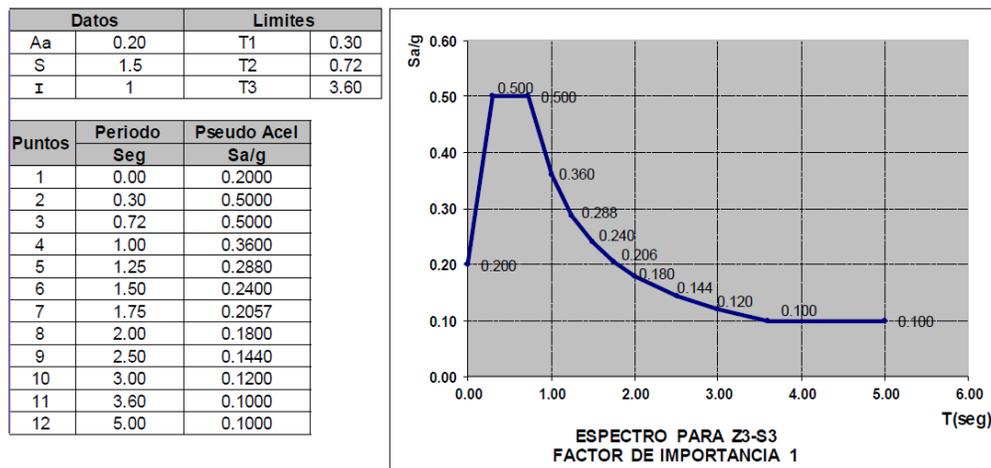


Tabla 2 ESPECTRO ZONA 4 S3

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2018

2.3.1.4 Diseño Estructural Sismorresistente

Según establece Grandí, R. (2006), En un diseño sísmico los elementos estructurales deben trabajar en el rango elástico para soportar los sismos comunes y corrientes que se espera que se presenten durante la vida útil de la estructura, fijada en 50 años.

Los elementos estructurales deben trabajar en el rango inelástico para sismos mayores a los indicados en el anterior párrafo. Una vez que han incursionado en dicho rango se espera que se presenten deformaciones fuertes que pueden o no ser motivo de posteriores reparaciones o

incluso refuerzos, situación que deberá ser evaluada por el Ingeniero Estructural, pero se espera que la estructura pueda seguir funcionando.

En caso de presentarse un sismo severo, el que corresponda a la máxima aceleración esperada o incluso mayor, la estructura incursionará en el rango inelástico y deberá ser capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la gran energía, que produce el movimiento sísmico sin llegar al colapso, es posible que la estructura quede inservible, pero habrá cumplido su mayor objetivo que es preservar la vida humana.

Para que la estructura tenga un buen comportamiento estructural deben seguirse ciertas indicaciones para que los elementos estructurales principales sean dúctiles y así evitar una fractura frágil que podría en riesgo a los habitantes de la estructura.

2.3.2 Criterios para el Diseño Estructural Sismo-resistente

Según esta filosofía y para que las estructuras adquieran una resistencia adicional a la que proporciona un adecuado análisis estructural se deben seguir los siguientes lineamientos:

- A. La estructura debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confieran resistencia y rigidez a las cargas sísmicas a cualquier dirección lateral, además formando mecanismos aptos para la resistencia a la torsión. Esto se logra proporcionando sistemas estructurales de similar rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales.
- B. Se debe realizar una adecuada selección y uso de los materiales estructurales disponibles.
- C. La configuración de la estructura debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde cada piso hasta la cimentación. Por lo que se recomienda evitar eliminar columnas o muros portantes intermedios, con mayor eliminación de columnas o muros portantes de la planta baja.
- D. Se debe evitar la amplificación local de las vibraciones en cada piso de la estructura, las concentraciones de esfuerzos y la posibilidad de movimientos torsionales que puedan originarse por una distribución irregular de rigideces o masas, por ello se debe buscar que la estructura sea:
 - Sencilla
 - Regular
 - Simétrica

- Continua
 - Resistente
 - Altamente hiperestática
 - Dúctil
- E. En la configuración estructural se debe evitar que se generen cambios bruscos de rigidez y/o resistencia en planta y/o en elevación procurando obtener una distribución uniforme y continua de resistencia, rigidez y ductilidad.
- F. El sistema estructural debe ser continuo y de un alto grado de hiperestaticidad que permita la redistribución de esfuerzos y el flujo plástico cuando se alcance la fluencia en los elementos más solicitados, para así poder disipar una gran cantidad de energía sísmica. Se recomienda que la estructura presente una elevada redundancia estructural, esto se logra conectando entre sí a los subsistemas estructurales mediante elementos de elevada ductilidad.
- G. Se debe utilizar relaciones entre las rigideces lineales de columnas y vigas que permitan la disipación de energía preferentemente en las vigas, reduciendo así las posibilidades de fallas en columnas.
- H. La configuración y comportamiento del sistema de piso deberá ser lo más cercano posible al comportamiento de un diafragma rígido en planta.
- I. La estructura deberá tener la suficiente ductilidad para soportar los esfuerzos generados por un sismo severo.
- J. La resistencia y rigidez de la estructura deberá ser compatible con el sistema de cimentación y el tipo de suelo.
- K. La rigidez y resistencia de la cimentación y su conexión con el resto de la estructura debe ser lo suficientemente alta para que permita un adecuado comportamiento de su cimentación y flujo uniforme de la acción sísmica. Esta cimentación deberá estar bien arriostrada entre sí.
- L. Se debe diseñar un sistema estructural acorde al sitio de fundación, a su nivel de amenaza sísmica, al nivel de importancia de la estructura y al mejor tipo de estructuración posible que provea un adecuado comportamiento sísmico.

Existen otras recomendaciones que si bien no son fáciles de aplicar en la medida de lo posible se deben seguir.

	CORRECTO	INCORRECTO
(A)		
(B)		
(C)		
(D)		
(E)		
(F)		
(G)		

Figura 12 Reglas para la configuración sísmica de edificios

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

	CORRECTO	INCORRECTO
(H)		
(I)		
(J)		
(K)		
(L)		
(M)		

Figura 13 Reglas para la configuración sísmica de edificios (Continuación)

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

2.3.2.1 Mecanismos de Falla de una Estructura

Un mecanismo de falla se presenta una vez los elementos estructurales sobrepasan su capacidad portante debido a la sollicitación dada. Estos mecanismos pueden ser de dos tipos: Dúctil o frágil y se describen a continuación.

- **Mecanismo de Falla Dúctil:** Es aquella falla que se presenta cuando las sollicitaciones que están actuando sobre la estructura agotan la capacidad resistente la cual está diseñada, teniendo como característica grandes deformaciones en los elementos, lo cual da una amplia advertencia de falla y mantiene la capacidad de transmisión de carga, impidiendo un desplome total.
- **Mecanismo de Falla Frágil:** Una falla frágil se genera de forma repentina, ya que los elementos estructurales presentan un agotamiento instantáneo al ver sobrepasada su capacidad resistente, sin antes haber permitido deformaciones que puedan disipar energía, haciéndole un gran daño a la estructura debido a que dicha energía se libera de forma instantánea, es absorbida de igual manera por otro elemento estructural, el cual es muy poco probable que este diseñado para soportar esta carga de impacto, lo que puede generar el colapso de toda la estructura pudiendo ocasionar grandes daños e incluso la pérdida de vidas humanas.

Este mecanismo de falla ocurre mayormente por la falta de conocimientos del comportamiento de los materiales que conforman los elementos estructurales. Dentro de las fallas frágiles en hormigón armado las más comunes son:

- Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal, permitiendo que el concreto se triture antes de que ceda el acero, el cual proporciona la ductilidad al elemento.
- Pandeo local del acero longitudinal, cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras, se produce pandeo en el acero longitudinal con un desprendimiento del concreto.
- Poca capacidad de corte, Cuando un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes elevadas y no posee el suficiente refuerzo transversal para soportar dichas cargas, el concreto resistirá las cargas hasta que llegue su fractura.
- Columna corta, se origina por la poca longitud efectiva de una columna debido a confinamientos por medio de paredes de mampostería o muros de concreto

armado, lo cual aumenta la rigidez, originando una concentración de fuerzas cortantes en dicha columna y si no se prevé se podría llegar a una falla frágil.

2.3.3 Diseño por Capacidad

Debido a la dificultad de predecir con exactitud los movimientos del terreno, resulta imposible evaluar el comportamiento completo de un pórtico de concreto armado, lo que si resulta viable es impartir a la estructura características que aseguren el mejor comportamiento en términos de ductilidad, disipación de energía y control de daños.

Esto se traduce en la secuencia deseable de las fallas, es decir una jerarquía en el modo de falla de la estructura. Para establecer una secuencia en el mecanismo de falla de una cadena compleja es necesario conocer las propiedades mecánicas de cada elemento que forma parte de la estructura, conocimiento que no debe basarse en suposiciones seguras o capacidades nominales, sino en las resistencias más probables de dichos componentes estructurales que estarán sujetas a deformaciones muy grandes.

El método para logra esta jerarquía de falla en una estructura de concreto armado es el denominado diseño por capacidad, en el cual se escogen mecanismos disipadores de energía y se detallan adecuadamente, mientras que se dan otros elementos estructurales con suficiente capacidad de resistencia de reserva para asegurar que se mantengan los mecanismos elegidos de disipación de energía casi a su resistencia total durante todas las deformaciones que se puedan ocurrir.

2.3.3.1 Método de análisis estructural sísmico dinámico modal espectral espacial

(Tridimensional)

Este método es uno de los más utilizados puesto que es relativamente sencillo y considera varias cosas.

Tal y como su nombre lo indica este método considera el comportamiento dinámico de las acciones en la estructura, viendo los modos como la estructura responde a estos basados en un espectro de respuesta el cual es una respuesta absoluta, expresado en términos de aceleración, velocidad o desplazamientos para distintos periodos de movimientos y considerando la estructura en el espacio.

2.3.3.2 Análisis Modal

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, la cortante basal y el cortante de piso.

El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de la estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática.

Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales pueden contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

2.3.3.3 Procedimiento del Análisis Modal

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en seleccionar un espectro de respuesta sísmica apropiado, aplicando una técnica de análisis dinámico para un modelo matemático de la estructura, combinando la respuesta de un número suficiente de modos para asegurar de que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

El espectro de diseño utilizado es el obtenido de acuerdo a las características de la estructura, el suelo en el lugar donde se funda la estructura y la zona sísmica. Las ordenadas de aceleración del espectro de diseño deben multiplicarse por la aceleración de la gravedad. El espectro de diseño debe suavizarse para eliminar reducciones de respuesta para periodos específicos, debe tener como mínimo 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, además, el espectro debe desarrollarse para una relación de amortiguamiento de 5%, a menos que se demuestre que un valor diferente sea consistente con el comportamiento estructural anticipado a la intensidad de vibración establecida para el sitio.

2.3.3.4 Análisis Espectral

Es un análisis dinámico elástico de una estructura que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las respuestas modales máximas se calculan utilizando las ordenadas de la curva de espectro de respuesta apropiada que corresponda a los periodos modales.

Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural total aproximada.

2.3.3.5 Número de Modos y Combinación de Modos

Debe satisfacerse el requisito de incluir todos los modos importantes, demostrando que, en los modos considerados, por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura este incluida en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural, tales como: el Análisis de Eigen de vectores o el Análisis de los Vectores de Ritz.

Las fuerzas máximas del elemento, desplazamientos, fuerzas cortantes por piso y reacciones de base para cada modo, deben combinarse mediante métodos reconocidos, tales como: El método CQC, Combinación Cuadrática Completa, método descrito por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo (1981). El método GMC, Combinación Modal General, método descrito por Gupta, S. (1990). El método SRSS, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. El método de La suma de valores absolutos ABS, entre otros.

Cuando se utilicen modelos tridimensionales para el análisis, los efectos de interacción modal deben considerarse cuando se combinen las máximas modales.

2.3.3.6 Efectos de Dirección

Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular y viceversa. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos de las dos direcciones ortogonales pueden combinarse basándose en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, (SRSS para sus siglas en ingles).

Cuando se utilice el método SRSS en la combinación de los efectos direccionales, a cada término calculado se le debe asignar el signo del resultado más conservador.

2.3.3.7 Clasificación de suelos de cimentación

Para tomar en cuenta cómo afecta el suelo en la respuesta sísmica de la estructura, los suelos de fundación se clasifican en base a su mínima capacidad portante admisible determinable por un ensayo SPT. Se clasifican de la siguiente manera.

Roca o Suelos Rígidos

Cuando su capacidad es mayor a 5 Kg/cm^2 , compuestos de rocas firmes, rocas o arenas densas y compactadas y suelos cohesivos muy duros.

Suelos Firmes

Capacidad portante entre 3 y 5 Kg/cm^2 , suelos compuestos por gravas y arenas densas y compactadas, e incluso suelos cohesivos duros.

Suelos Intermedios

Capacidad portante entre 1.5 y 3 Kg/cm^2 , suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas, también suelos cohesivos firmes.

Suelos Blandos

Su capacidad portante esta entre 0.5 y 1.5 Kg/cm^2 , Suelos poco compactados y suelos cohesivos semiduros y blandos.

La guía también da los valores correspondientes a cada tipo de suelo de la velocidad de onda cortante, el cual es un parámetro que nos ayuda a caracterizar de mejor manera, esto se debe a que este dato nos da una mejor idea como se comportara el terreno en el caso de que ocurra un sismo. Pero para determinarlo se requieren de estudios que en el medio boliviano se realizan con muy poca frecuencia por lo que este valor quedaría entre comillas apartado para proyectos con factores de importancia mayor a uno.

La normativa colombiana en el punto A.2.4.5.1 presenta un procedimiento bastante completo para definir los tipos de suelo, donde se comienza caracterizando el suelo como si fuere el más desfavorable y cumpliendo ciertos parámetros vamos asumiendo que se tiene suelos con mejores

propiedades, hasta donde ya no podemos cumplir alguno de los parámetros del suelo por lo tanto queda definido el tipo de suelo hasta donde se pudo cumplir los parámetros especificados.

Es importante resaltar que las exigencias de los estudios geotécnicos en Colombia son mucho mayores, pero es a lo que se tendría que aspirar a llegar con el paso del tiempo.

2.3.3.8 Ductilidad y Factor de Comportamiento Sísmico

Se considera que un sismo fuerte se puede presentar muy pocas veces durante la vida útil de una estructura (50 años) o no presentarse. Lo que sí se puede presentar muchas veces son los sismos moderados.

Es por esto que resulta impráctico y antieconómico diseñar las estructuras para que resistan sismos severos manteniéndose en el campo elástico, cuando es poco probable que se presente más de una vez y lo más probable es que no se presente nunca. Entonces debido a esto se permite que ante un sismo severo la estructura incurra en el rango inelástico y logre disipar la energía sísmica por histéresis.

Este comportamiento inelástico de la estructura y sus componentes permite reducir las fuerzas elásticas sísmicas mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder prácticamente su resistencia (Ductilidad) aunque se presenten grandes deformaciones y posible daño en elementos estructurales y no estructurales.

Esto significa que se permite reducir las acciones sísmicas dividiéndolas entre un factor de comportamiento (FC). Este factor no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructura misma, a la calidad del diseño estructural, a la calidad de materiales, a la calidad de construcción, a la distribución de elementos no estructurales (que pueden mejorar o perjudicar el comportamiento sísmico de la estructura), a la distribución de ambientes y funciones (distribución de cargas), al adecuado estado de conservación y mantenimiento de la estructura y a reservas extra de resistencia sísmica que los métodos convencionales no consideran.

Resumiendo lo estipulado en la guía sobre este factor, una estructura que respeta y sigue las recomendaciones para una edificación sismorresistente tendrá un valor de $FC=4$ mientras que cuando por alguna razón se viole las recomendaciones el valor bajará de $FC=1$.

Las estructuras cuyo factor es igual a 1 se diseñarán elásticamente para soportar la máxima acción sísmica, mientras que las que tienen por factor 4 se diseñaran una parte elásticamente y otra plásticamente para soportar un sismo severo, la parte elástica servirá para soportar los sismos moderados y cuando exista un sismo severo la estructura se deformara y disipara energía.

Es interesante mencionar que las estructuras cuyo factor es 1 si bien parecen ser más seguras no lo son pues al estar diseñadas en el campo elástico se deja de lado la ductilidad lo que derivaría en una falla frágil, mientras que las estructuras que tienen por factor 4 se deforman más rápido, pero esta misma deformación es la que en ocasiones podría generar un colapso que comprometería más la situación.

En otras normativas este factor de comportamiento se ve afectado por 3 variables principalmente:

-Ductilidad

- Sobrerresistencia

-Redundancia estructural

Ya que cada uno de estos valores necesitan de un estudio extenso la normativa toma la simplificación de colocar un valor de 4 si cumplimos sus parámetros y 1 si no es posible cumplir.

Lo que genera que sea muy fácil sobre o sub dimensionar la estructura.

2.3.3.9 Análisis Sísmico

El análisis sísmico se realizará en 3 dimensiones. El modelo físico matemático de este método está representado por la siguiente ecuación:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = -M * A_s \quad (1)$$

Dónde:

M.- Matriz de masa.

K.- Matriz de rigidez.

C.- Matriz de amortiguamiento

As.- Vector de aceleraciones espectrales máximas.

x y sus derivadas. - Vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración de los nudos de las estructuras.

X y Y son direcciones horizontales mientras que Z es vertical formando un sistema cartesiano.

Debido a que se realizara un análisis elástico lineal modal espectral, la ecuación se resuelve independientemente para cada modo natural de vibrar de la estructura. Asociando a cada modo un valor de aceleración espectral. Los resultados de la resolución de la ecuación dinámica para cada modo de vibrar se combinan entre si según el método “CQC”. El análisis estructural sísmico combinándose sus efectos mediante el método “SRSS”. Este proceso será realizado por el programa de análisis.

2.3.3.10 Matriz de Masa

Toda la masa de la edificación se concentrará en los nudos de la estructura, se tomará en cuenta las siguientes masas:

- La totalidad de las masas generadas por el peso propio de los elementos estructurales.
- La totalidad de las masas generadas por las cargas muertas.
- La mitad de las masas generadas por las cargas vivas.

Se utiliza solo la mitad de las masas generadas por cargas vivas con el criterio de que se supone que ante un evento sísmico no se encuentra la carga viva en su totalidad.

El programa se encarga de considerar todo esto, pero es importante que el usuario conozca cómo funciona el programa.

2.3.3.11 Matriz de Rigidez

De la misma manera el programa se encargará de generar la matriz de rigidez, para esto solo se debe introducir correctamente los elementos estructurales.

La matriz de rigidez depende de un buen modelo tridimensional, para esto se podría recomendar:

- Se debe introducir secciones nominales sin considerar ninguna variación en la rigidez.

- Para considerar la excentricidad en columnas y muros portantes, estos se deben analizar en su posición real. Las vigas y losas se deben trabajar en su eje centroidal.
- Las losas de piso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, se pueden considerar diafragmas rígidos.
- El modelo debe presentar prácticamente las mismas propiedades, características, formas, apoyos, cargas, etc.
- Se debe considerar los efectos P-Delta, la acción sísmica genera fuertes movimientos laterales, por lo que es imprescindible tomar en cuenta los efectos P-Delta, que tienden a amplificar los momentos flectores y cortantes sobre todo en columnas.
- Se debe considerar adecuadamente la interacción suelo estructura.

2.3.3.12 Matriz de Amortiguamiento

Se considera que la matriz de amortiguamiento se forma solamente en base al porcentaje de amortiguamiento respecto al crítico, porcentaje que se define según el tipo de material, para hormigón armado $\xi = 5\%$.

Esta forma de tomar en cuenta de amortiguamiento es muy simple, pero a la vez razonable y efectiva.

El porcentaje de amortiguamiento engloba en un solo valor de amortiguamiento real producido tanto por elementos estructurales y no estructurales.

2.3.3.13 Modos y Periodos Naturales de Vibrar

Se debe obtener un número de modos naturales de vibrar suficientes para lograr un adecuado análisis sísmico, es recomendable usar la cantidad de modos la cual sumando las masas asociadas a cada uno se llegue a un mínimo de 90% de la masa total de la estructura en las direcciones X y Y.

No se requiere conocer modos en Z, ya que se considera que los sismos se presentaran lejos de la estructura, por lo que el movimiento sísmico será fundamentalmente horizontal.

Se recomienda utilizar el método de “RITZ” que genera modos de vibrar en las direcciones horizontales X y Y.

Cada modo generará:

- Desplazamientos de todos los nudos de la estructura.
- Fuerzas internas.
- Reacciones.

Ya que cada modo proviene de una acción sísmica representada por el espectro de aceleraciones máximas, no es posible sumarlos algebraicamente, ya que las aceleraciones espectrales para cada modo de vibrar no se han producido en el mismo instante y corresponden a sismos diferentes.

Por lo tanto, los valores máximos se obtendrán mediante un análisis estadístico, el método más utilizado y difundido es el “SRSS” que se podría traducir como la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados.

2.3.3.14 Propiedades elásticas (Guía GBDS-2018)

Para estructuras de hormigón armado se recomienda utilizar los siguientes valores que representan las propiedades elásticas del material:

Módulo de elasticidad: $E=3100 \sqrt{f_{ck}}$ (Mpa) Considera deformaciones a largo plazo.

Módulo de corte: $G = 0.4 E$

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.20$

Este módulo de elasticidad permite considerar de una manera sencilla el agrietamiento de los elementos de hormigón y las deformaciones a largo plazo.

2.3.3.15 Torsión Accidental

El centro de masa de cada piso, debido a la variación de diferentes factores, no es fijo. Como la acción sísmica se supone concentrada en el centro de masa, al ser dicho centro variable, se genera momentos torsores en cada piso. Dichos momentos afectan sobre todo a columnas y muros portantes.

Una forma aproximada de considerar esta variabilidad de la masa de las cargas, se debe definir un momento torsor sísmico estático en cada piso.

Este se aplicará en el centro de masa de cada piso y se definirá de la siguiente manera:

$$\mathbf{M}_{tor} = \mathbf{F}_{sis} \times \mathbf{e}_{sis} \quad (2)$$

Dónde:

esis = excentricidad sísmica máxima, se obtiene con la siguiente ecuación:

esis = lado mayor X 0.05

Fsis = fuerza sísmica total en el piso, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_{SIS} = \frac{S \times I}{FC} (M_t \times S_a) \quad (3)$$

Dónde:

Mt = total de la masa de las cargas muertas y la parte correspondiente de la carga viva del piso, sometida al sismo

Sa = aceleración espectral para el primer modo de vibrar de la estructura

S = coeficiente de suelo

I = factor de importancia

FC = factor de comportamiento

Este momento torsor sísmico debe ser aplicado en cada piso y debe ser añadido al estado de carga por sismo.

2.3.4 Reglas Para Obtener Una Estructura Dúctil (GBDS-2018)

- **Materiales.** - Para este tipo de estructura es recomendable utilizar hormigones con resistencia mayor a 21 MPa.
El acero de refuerzo debe ser de dureza natural, con resistencias entre 400 y 500 MPa.
- **Vigas.** - Se debe evitar secciones de vigas muy delgadas, muy altas, muy esbeltas y evitar vigas “Planas”, para evitar problemas de pandeo lateral y deflexiones excesivas y lograr que la sección posea dimensiones suficientes para desarrollar toda su capacidad resistente en el rango inelástico.

Requisitos geométricos

- ℓ_n mayor o igual a $4d$
- b mayor o igual a 25 cm
- h mayor o igual a 30 cm
- b mayor o igual a $0.3h$
- ℓ_n/b menor o igual a 30
- h mayor o igual $\ell/10 - 10$ (ℓ en cm)

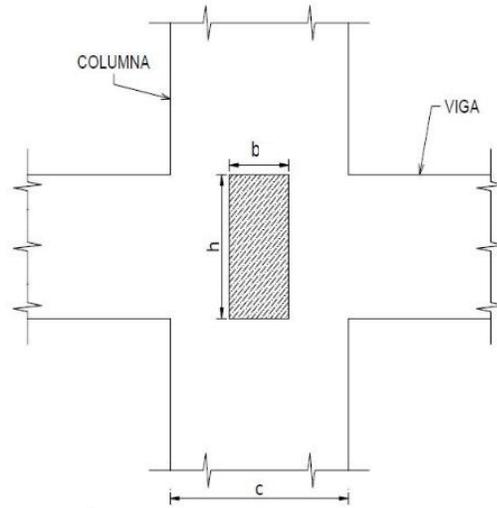


Figura 14 Nomenclatura Vigas y Columnas

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

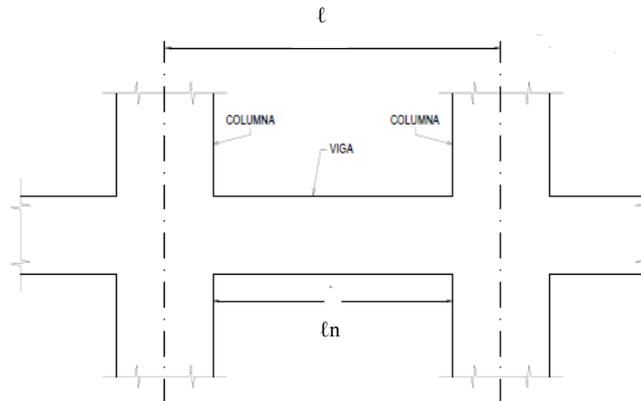


Figura 15 Nomenclatura Vigas y Columnas (Continuación)

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Refuerzo longitudinal. - Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior.

- Armadura mínima a flexión (tracción)

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}bh \quad (4)$$

- Cuantía mínima

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_{yk}}bh \quad (5)$$

- Armadura máxima

$$A_{s,max} \leq 0.025bh \quad (6)$$

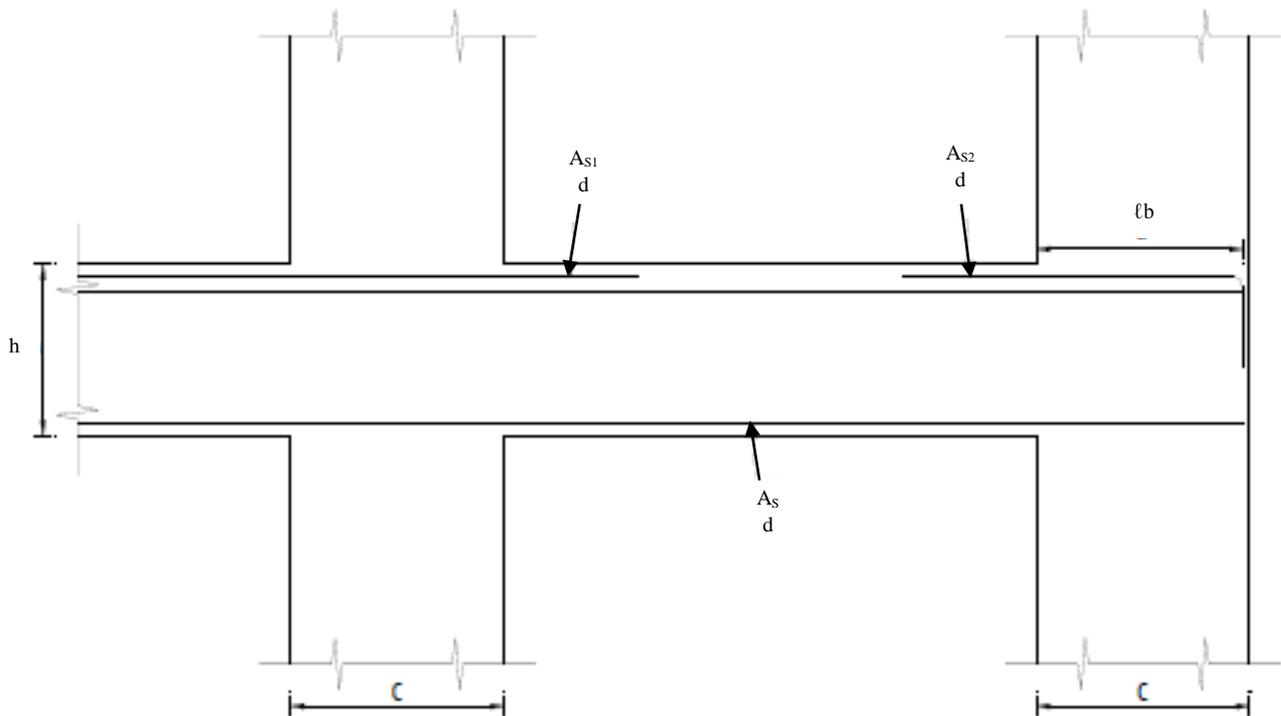


Figura 16 Nomenclatura de Áreas de Acero y Diámetros de Barras

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Disposición de refuerzos y empalmes. - La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la viga, debe ser por lo menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento en la cara de cualquiera de los nudos.

Empalmes. - Solo se permiten cuando se confinan con estribos cerrados o espirales en la longitud de traslape. El espaciamiento “s” de los estribos debe ser menor que $d/4$ y que 10 cm.

No se puede utilizar traslapes:

- Dentro de los nudos
- En una distancia de dos veces la altura de la viga, distancia medida desde la cara del nudo
- En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

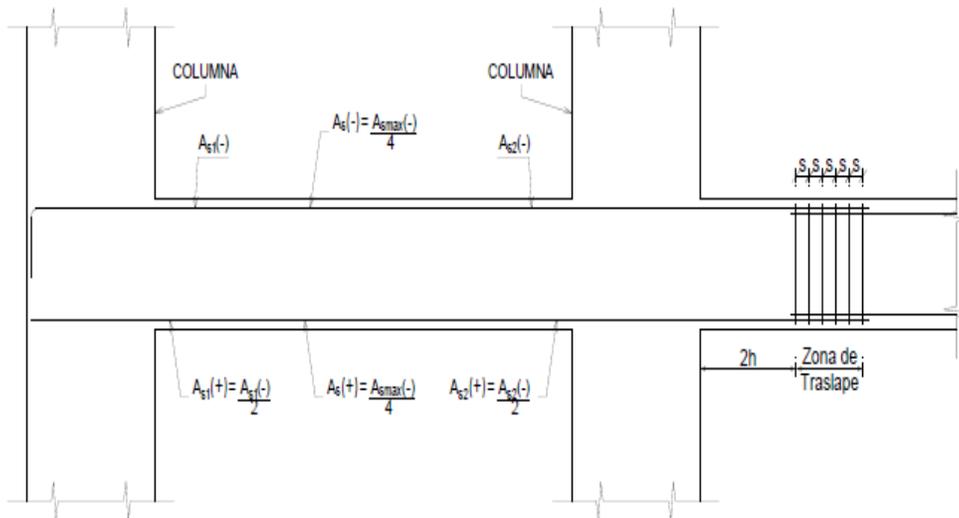


Figura 17 Disposición de acero longitudinal y empalmes

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Dimensiones de columnas según el acero de refuerzo de la viga. -

- 12mm C mayor o igual a 25cm.
- 16mm C mayor o igual a 35cm.
- 20mm C mayor o igual 45 cm.
- 25mm C mayor o igual 55cm.

Diámetro de estribos. - Cuando el diámetro de la barra sea mayor a 20 se recomienda que el estribo sea de un diámetro mayor o igual a 8mm

Requisitos para Longitud Confinada de Estribos. - En ambos extremos de la viga deben disponerse estribos cerrados en la longitud confinada:

- Longitud confinada $\geq 2h$
- Longitud confinada $\geq \ell/4$

El primer estribo debe colocarse a 5 cm de la cara de la columna.

Además, deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

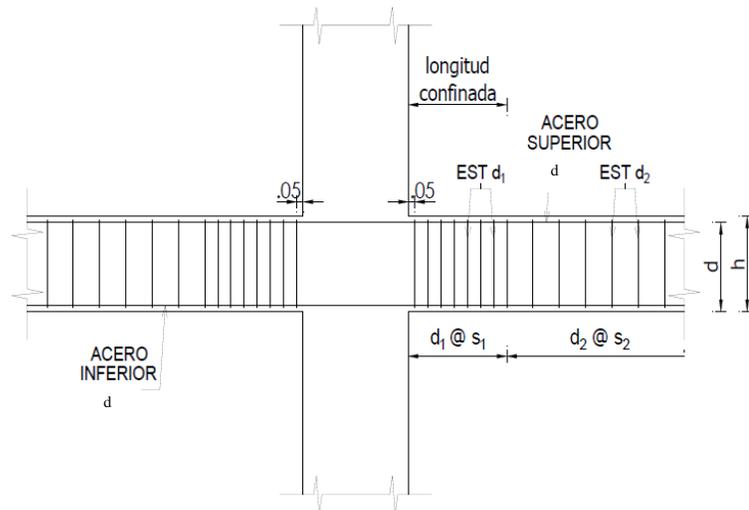


Figura 18 Nomenclatura de Refuerzos Transversales

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Separación de estribos

- S_1 menor o igual a $0.25d$
- S_1 menor o igual a 6ϕ de la barra a flexión de menor diámetro
- S_1 menor o igual a 15 cm
- S_2 menor o igual a $0.50 d$
- S_2 menor o igual a 20 cm

Anclaje de Barras Longitudinales de Vigas en Columnas de Borde

La longitud de anclaje debe ser:

$$l_b \geq \frac{f_{yk} \phi_{menor}}{5.4 \sqrt{f_{ck}}} \quad (7)$$

$$l_b \geq 8 \phi_{menor}$$

$$l_b \geq 15 \text{ cm}$$

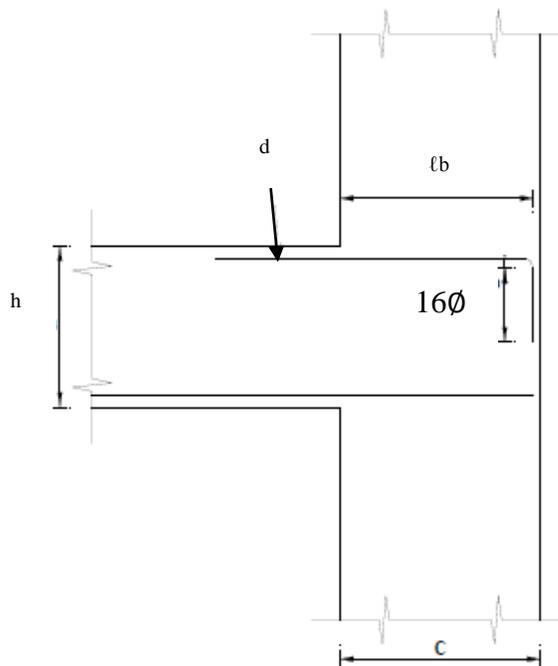


Figura 19 Longitud de anclaje

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

- **Columnas.** - Requisitos geométricos
 - C_1 mayor o igual a 30 cm
 - C_2 mayor o igual a 30 cm

- C_2 / C_1 mayor o igual a 0.4
- L / C_2 menor o igual 15

Requisitos para el refuerzo longitudinal

- Diámetro mínimo \emptyset mayor o igual a 12 mm
- Acero longitudinal mínimo A_s mayor o igual a $0.01 A_c$
- Acero longitudinal máximo A_s menor o igual a $0.06 A_c$
- Columnas circulares deben tener por lo menos 6 barras

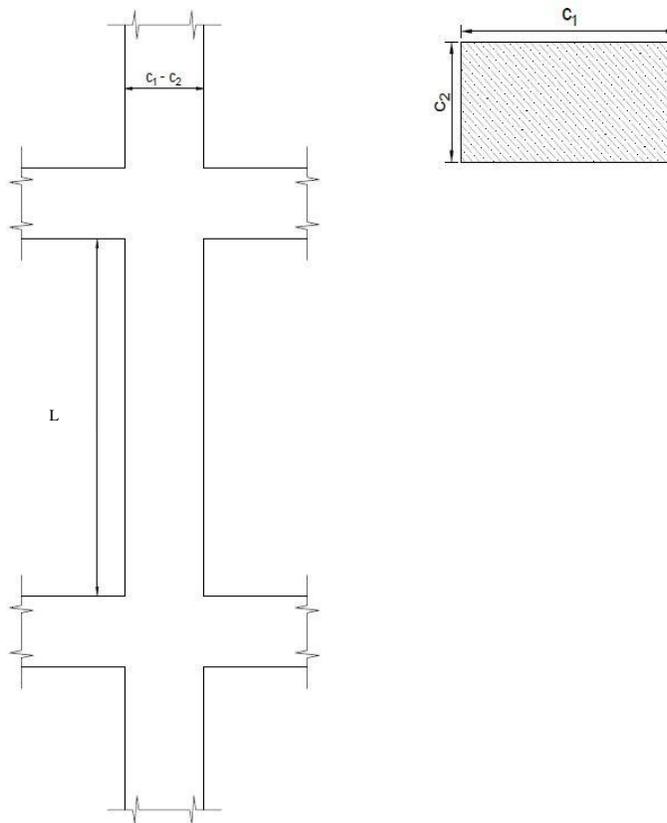


Figura 20 Nomenclatura Columnas

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Diámetro de Estribos

- Para diámetros comprendidos entre 12 mm y 16 mm debe ser mayor o igual a 6 mm
- Para diámetros mayores se debe usar 8 mm o mas

Separación de estribos

En la longitud confinada

- s_o menor o igual a $C_1 / 4$
- s_o menor o igual a $C_2 / 4$
- s_o menor o igual a $6 \varnothing$ de la barra con menor diámetro
- s_o menor o igual a 15 cm

En el tramo

- s menor o igual a $6 \varnothing$ de la barra de menor diámetro
- s menor o igual a 15 cm

Longitud de confinamiento

- l_o mayor o igual a $L / 6$
- l_o mayor o igual a C_1
- l_o mayor o igual a C_2
- l_o mayor o igual a 45 cm

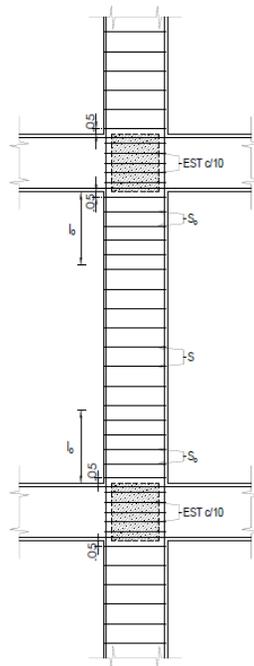


Figura 21 Disposición de Estribos

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Separación de barras y combinación de estribos y ganchos

- Las barras deben estar separadas como máximo 15 cm
- Los estribos y ganchos deben de estar separados entre sí un máximo de 35 cm

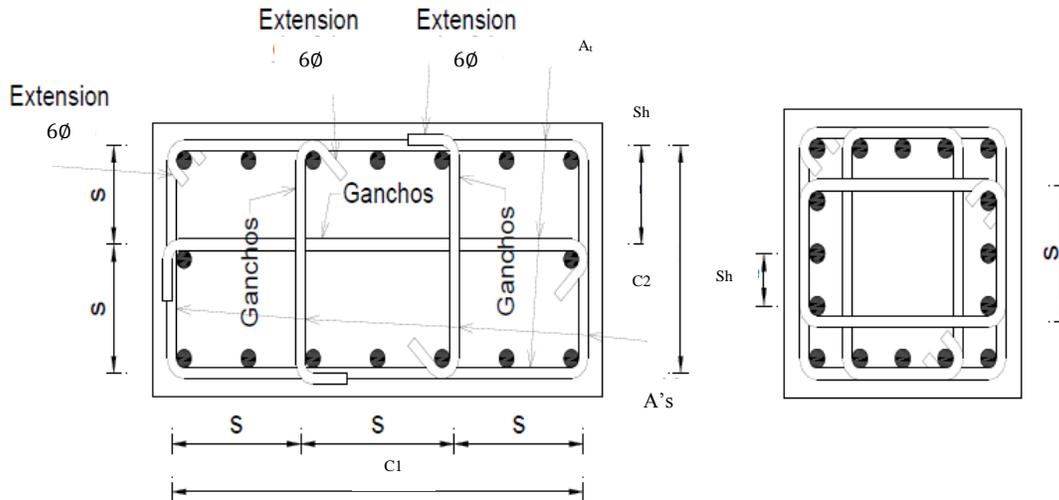


Figura 22 Requisitos para separación de barras, estribos y ganchos

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Cantidad Total de Refuerzo Transversal ¹

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

Tabla 3 Cantidad de Refuerzo Transversal

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Donde

- A_{sh} = Área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos, colocado dentro del espaciamiento “s” y perpendicular a la dimensión “ b_c ”

¹ Nomenclatura ACI puesto que en la CBH 87 no existen todos los términos.

- b_c = Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área “ A_{sh} ”
- p_s = Relación entre el volumen del refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral, medido hasta el diámetro exterior de la espiral.
- A_g = Área bruta de la sección de hormigón.
- A_{ch} = Área de la sección transversal de un elemento estructural medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.
- $K_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$
- $K_n = \frac{n_1}{n_1 - 2}$
- n_1 es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos.
- Las expresiones (a), (b) y (c) de la tabla 3 deben cumplirse en las dos direcciones de la sección del núcleo rectangular de la columna, para cada dirección b_c es la dimensión del núcleo perpendicular a las ramas del estribo cerrado de confinamiento que conforma A_{sh} como se muestra en la **figura 22**.

Nudo de columnas y vigas

La zona de unión entre las columnas y las vigas, el nudo, debe ser reforzado con estribos y ganchos separados a cada 10 cm como máximo. El diámetro de los estribos y ganchos debe ser del mismo que tiene la columna más reforzada que concurre al nudo. Ver **figura 21**

- **Muros de cortante (*)¹**

Requisitos geométricos

- b_w mayor o igual a $l_n / 20$
- b_w mayor o igual a $l_w / 20$
- b_w mayor o igual a 20 cm
- b_w mayor o igual a $h_w / 17$

h_w = Altura libre del muro

¹ Nomenclatura ACI puesto que en la CBH 87 no existen todos los términos.

Cuantías mínimas

- ρ_i mayor o igual a 0.00025 cuantía de acero vertical, distribuido en el alma.
- ρ_t mayor o igual a 0.0025 cuantía de acero horizontal, distribuido en el alma.

Diámetro de barras

- d_{bv} mínimo 10 mm.
- d_{bh} mínimo 8 mm.

Separación de barras

- s_v menor o igual a 15 cm.
- s_h menor o igual a 15 cm.

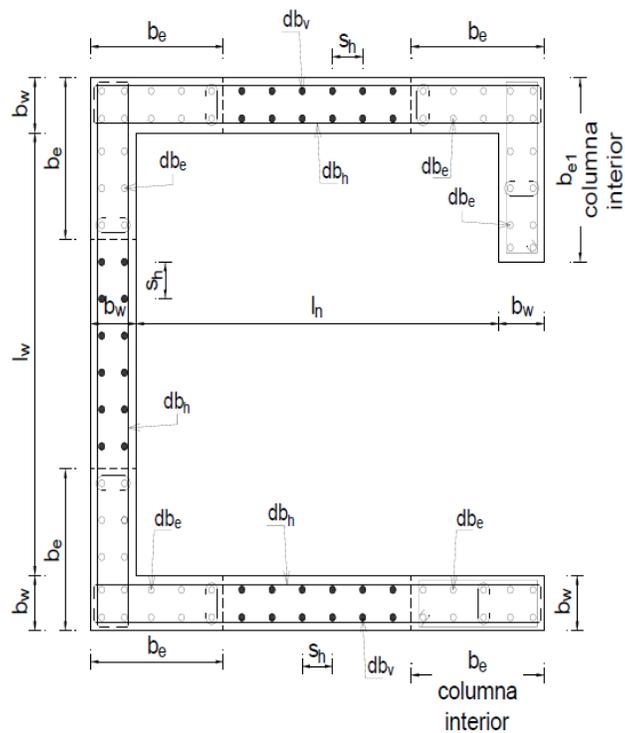


Figura 23 Muros de cortante, nomenclatura

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018

Refuerzo en los bordes¹

Debido a la gran concentración de esfuerzos axiales y cortantes en las esquinas y en los extremos (bordes libres) de los muros de cortante, se deben reforzar de dos maneras:

- Refuerzo en esquina. - Significa disponer un rigidizador consistente en un muro corto (columna interior), perpendicular al muro principal, en uno o en ambos bordes.

- Refuerzo interior. - Significa reforzar la esquina y el borde libre mediante una “columna interior” embebida en el muro.

- d_{be} Los diámetros d_{be} de los aceros de este refuerzo interior deben corresponder al análisis estructural, pero por lo menos deben ser de un diámetro inmediatamente mayor que el que se calcule para el alma del muro. Los estribos y ganchos adicionales dependen del análisis estructural, pero por lo menos deben ser del mismo diámetro que los aceros horizontales del alma del muro.

- b_e El ancho del refuerzo interior b_e debe ser:

$$b_e \geq 0.20 l_n$$

$$b_e \geq 0.20 l_w$$

- b_e El ancho del refuerzo interior b_{e1} debe ser

$$b_{e1} \geq 0.15 l_w$$

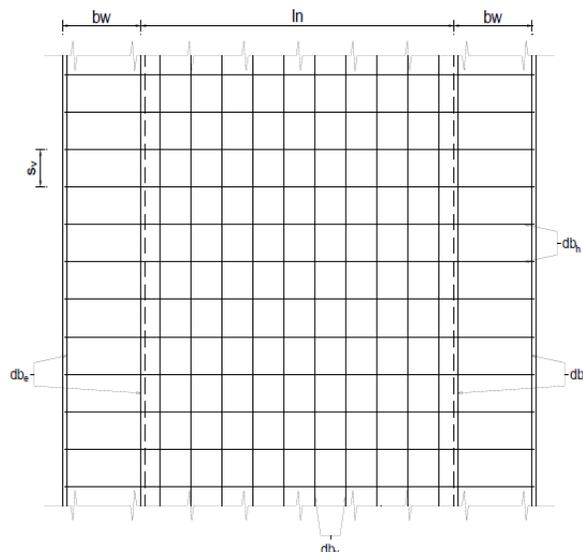


Figura 24 Muros de cortante, vista en sección nomenclatura

¹ Nomenclatura ACI puesto que en la CBH 87 no existen todos los términos.

2.3.5 Forjados Reticulares

Según (Regalado. 1991) el forjado reticular pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales.

La estructura así formada, admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las direcciones de armado, y forma con los soportes un conjunto estructural espacial, capaz de soportar las acciones verticales muy adecuadamente y las horizontales razonablemente bien.

En los forjados reticulares alrededor de los pilares, se prescinde de los bloques aligerantes y la placa pasa a ser maciza. Esta zona maciza a través de la cual la placa apoya sobre los pilares, recibe el nombre de ábaco. El ábaco suele estar embebido normalmente en el espesor de la placa.

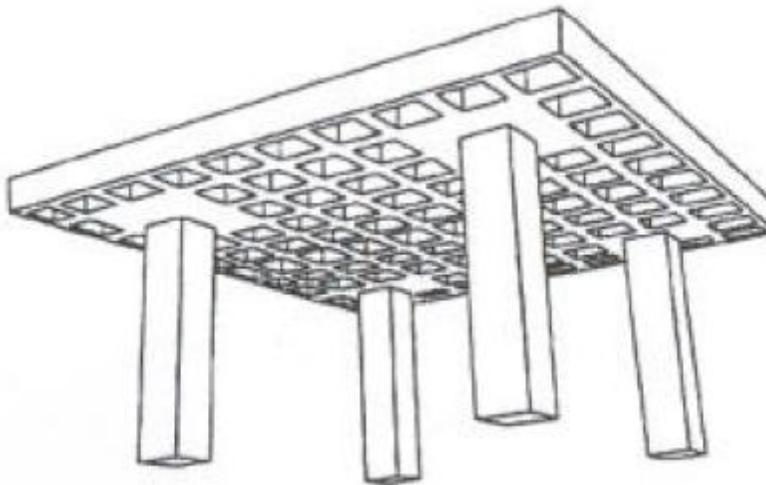


Figura 25 Forjado Reticular

Fuente: Forjados Reticulares, Vicens Villalba

En los inicios de los forjados-losas y posteriormente en los forjados reticulares, era normal el ensanchar la cabeza del pilar en su unión al ábaco, para alejar el riesgo más grave que puede presentarse en este tipo de estructura: El punzonamiento.

El ensanche del pilar recibe el nombre de capitel y su empleo, ha quedado reducido al campo de las construcciones de tipo industrial y los locales comerciales singulares.

El capitel como tal carece de sentido cuando el ábaco se encuentra acusado bajo la placa y debido además a las dificultades que presenta su ejecución, especialmente su encofrado, actualmente su uso es muy restringido, incluso para las construcciones de los tipos mencionados.

Finalmente, dentro de la descripción básica del forjado reticular, es necesario destacar por ser elementos de vital importancia dentro del mismo, Los zunchos perimetrales y los zunchos que bordean los huecos interiores que normalmente existen en las placas.

En los comienzos de los forjados losas, los zunchos de borde eran auténticas vigas descolgadas de gran rigidez relativa; actualmente suelen ir embebidos en el espesor de la placa con una base de 25 a 30 cm y solo se acusan bajo la misma, cuando es preciso salvar localmente vanos de gran luz cuyas deformaciones pueden dañar tabiquerías, o como nuestro caso donde es mejor que exista vigas descolgadas puesto que estas ayudan a una mejor respuesta de la estructura ante sismos.

2.3.6 Losas de Fundación

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Por lo tanto, el suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura sin fallar a corte y con asentamientos admisibles.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales y fundaciones profundas las últimas mucho más

resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia, son utilizadas para estructuras grandes como son los puentes y edificios altos.

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad.

Entendiendo por poca profundidad aquella que puede ser alcanzada con la excavación corriente de bajo costo y poca dificultad, sea por medios mecánicos o manuales (0.5 m. a 4 m).

Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

En resumen, para un diseño satisfactorio, las fundaciones superficiales deben tener algunas características principales como ser:

- La fundación tiene que ser segura contra una falla por corte del suelo que la soporta.
- La fundación no debe presentar desplazamientos excesivos, es decir asentamientos excesivos. (El término “excesivo” es relativo, porque el grado de asentamiento disponible para una estructura depende de varias consideraciones).
- Deberá tener la geometría de hormigón y refuerzo de acero apropiado para transmitir los esfuerzos provenientes de las columnas hacia el suelo, sin involucrar falla estructural de la fundación.

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas. Las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si no hay una distribución uniforme de las cargas de las columnas o bien el suelo es tal que pueden producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas deben reforzarse para evitar deformaciones excesivas.



Figura 26 Losa de Fundación

Fuente: <http://www.colombia.generadordeprecios.info>

Desventajas: Cabe mencionar que entre más grande sea la losa más costosos resultan los procedimientos constructivos, en estos casos pudiera ser preferente una cimentación a base de pilas o pilotes. El costo de construcción no es la única desventaja de este tipo de cimientos, al estar en contacto con el suelo una gran área de la losa, es necesario protegerla contra la acción de la humedad, la acción de los álcalis y la lixiviación entre otros fenómenos indeseables para el buen funcionamiento de la cimentación.



Figura 27 Losa de Fundación

Fuente: <http://civiltotal.blogspot.com>

2.3.7 Vigas y Columnas en Estructuras Sismo-resistentes

Cuando la cuantía del refuerzo en tensión es elevada, la ductilidad se reduce y se requiere de acero de compresión para ayudar al concreto a resistir la resultante de compresión y para que el refuerzo a tensión pueda alcanzar la fluencia antes del aplastamiento del concreto.

Cuando los esfuerzos cortantes son elevados y producen agrietamiento diagonal significativo, se presenta deterioro de rigidez y también de resistencia, lo que limita la capacidad de deformación inelástica. La capacidad de deformación de las vigas queda limitada por el aplastamiento del concreto y el sucesivo pandeo del refuerzo de compresión. Si este último se encuentra restringido por estribos poco espaciados, que evitan el pandeo y proporcionan confinamiento al núcleo del concreto, se incrementa sustancialmente la ductilidad y se hace más estable el comportamiento ante cargas alternadas.

En columnas la ductilidad se reduce sustancialmente a medida que se aumenta la carga axial. Cuando esta es superior a la carga axial balanceada, prácticamente no hay ductilidad. La ductilidad se puede aumentar significativamente proporcionando confinamiento al núcleo de concreto.

Es por esto que se tiende a mejorar las condiciones de confinamiento como también a aumentar las secciones de las columnas empleando mayores factores de seguridad en columnas que en vigas.

En resumen, se busca evitar toda falla frágil que puedan tener estos elementos a fin de evitar un colapso que pueda cobrar vidas humanas.

3. INGENIERÍA DEL PROYETO

3.1 Descripción y Datos del Suelo de Fundación

Las características del suelo de fundación fueron obtenidas del estudio de suelos realizados específicamente para este proyecto el año 2016, donde se especifica que se hicieron 3 perforaciones del tipo S.P.T. de las cuales se sacaron 2 muestras para cada uno a diferentes alturas para su posterior evaluación de las propiedades geomecánicas de las mismas a través de ensayos de laboratorio. De los sondeos realizados el pozo numero 2 presento menor resistencia a la penetración. Dicho estudio de suelos se encuentra en el ANEXO A1

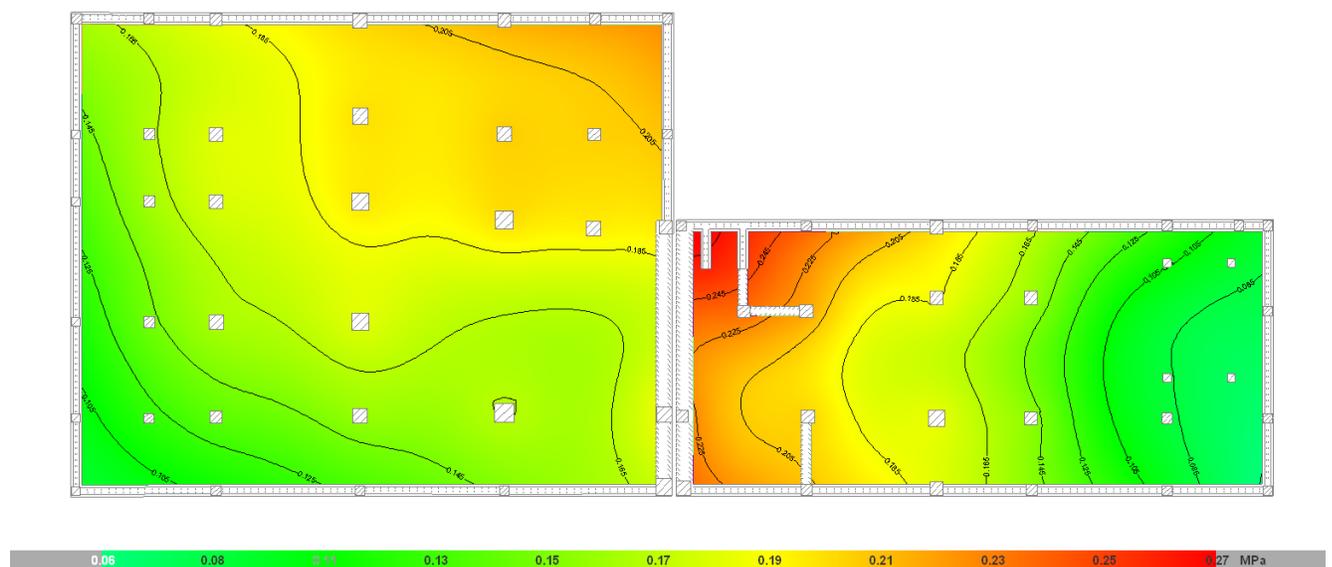


Figura 28 Esfuerzos generados en el suelo de fundación por cargas gravitacionales

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la **Figura 28** los esfuerzos generados en el suelo de fundación por las cargas gravitacionales sobrepasan los esfuerzos admisibles de 0.176 MPa que entregó el estudio de suelos, Pero, como es sabido, la capacidad portante del suelo es función del área de la fundación, Se conversó con el ingeniero que realizó el estudio geotécnico, este considero que se tendrían zapatas y que el edificio seria de 8 niveles. Al aumentar la cantidad de niveles se incrementan las cargas que se transfieren de la cimentación al suelo, por lo que el área de las zapatas aumentó volviéndose más factible realizar una losa de cimentación.

Con las áreas de la losa se calculó las nuevas capacidades portantes (**Ver Anexo A6**) cumpliendo con un gran margen la capacidad portante requerida luego del cálculo.

3.2 Usos por Planta

Cada planta de la estructura a diseñar presenta diferentes zonas con usos particulares **Tabla 4** como se muestra a continuación.

N	Uso	S/C de Uso por m ²
1	Garajes para automóviles solamente	2,50 KN
2	Entradas vehiculares	4,00 KN
3	Cuarto de Máquinas y calderas	7,50 KN
4	Deposito Liviano	6,00 KN
5	Escaleras en zonas residenciales y hoteles	3,00 KN
6	Baños	3,00 KN
7	Comercio Planta Baja	5,00 KN
8	Oficinas	2,50 KN
9	Comedores y restaurantes	5,00 KN
10	Departamentos	2,50 KN
11	Carga de granizo en azotea	2,00 KN
12	Azoteas privadas	3,00 KN
13	Carga de la losa del ascensor	18,00 KN
14	Cancha de pasto sintético	5,00 KN
15	Carga generada por el tanque de agua	36,00 KN

Tabla 4 Cargas utilizadas en el proyecto

Fuente: Elaboración propia

3.2.1 Estacionamiento

Para el estacionamiento se utilizó una carga de 2.5 KN/m² para toda la zona de estacionamientos suponiendo que la entrada para vehículos de más de 9 pasajeros estará restringida, existen un cuarto de máquinas para los transformadores que tendrá una carga de 7.5 KN/m², un habiente de

almacenamiento con una carga de 6 KN/m^2 y la rampa con 4 KN/m^2 , todas estas cargas tomadas de la NB 1225002-2 (Norma Boliviana que se encuentra en etapa de evaluación).

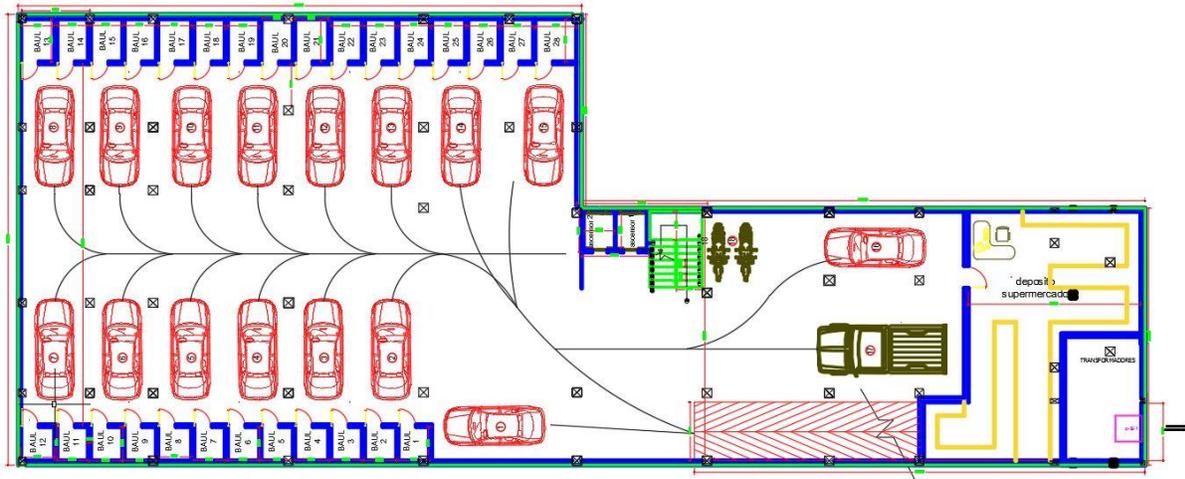


Figura 29 Plano de Estacionamiento

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.2 Planta baja

Casi toda la planta baja tiene la misma carga de 5 KN/m^2 destinada a zonas comerciales, Existen baños que tendrá una carga de 3 KN/m^2 y una sala de vigilancia con una carga de 2.5 KN/m^2 .

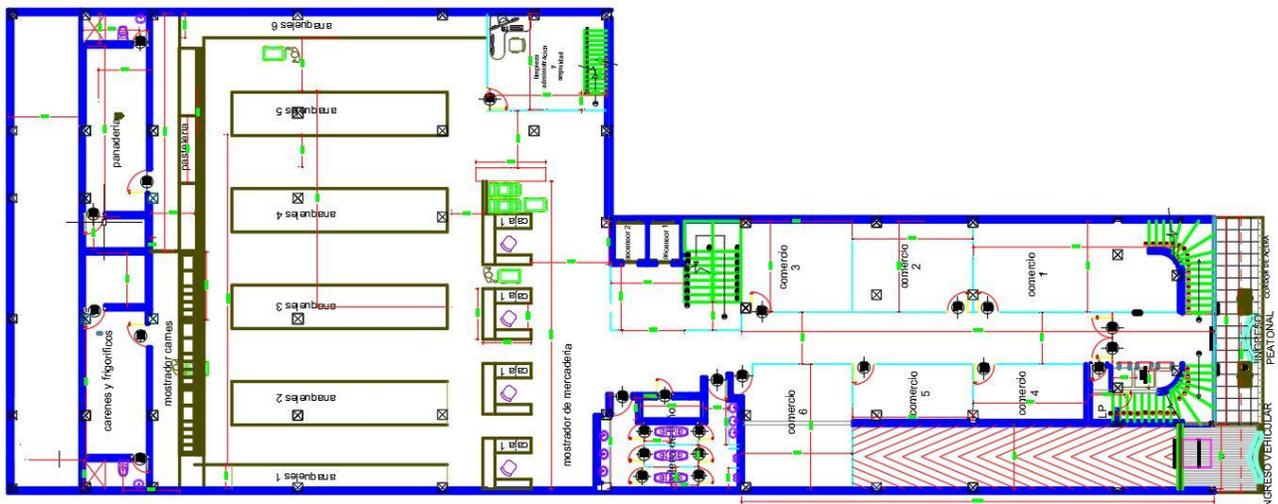


Figura 30 Plano de planta baja

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.3 Primer piso

El primer piso se trata de una heladería de un área muy pequeña la cual tendrá una carga de 5 KN/m² la cual está destinada a restaurantes según la NB-1225002-2 (Norma Boliviana que se encuentra en etapa de evaluación)



Figura 31 Plano de primer piso

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.4 Segundo Piso

El segundo piso se trata de un patio de comidas donde la carga será de 5 KN/m², existiendo un baño con una carga de 3 KN/m² las cuales están en la NB-1225002-2 (Norma Boliviana que se encuentra en etapa de evaluación)

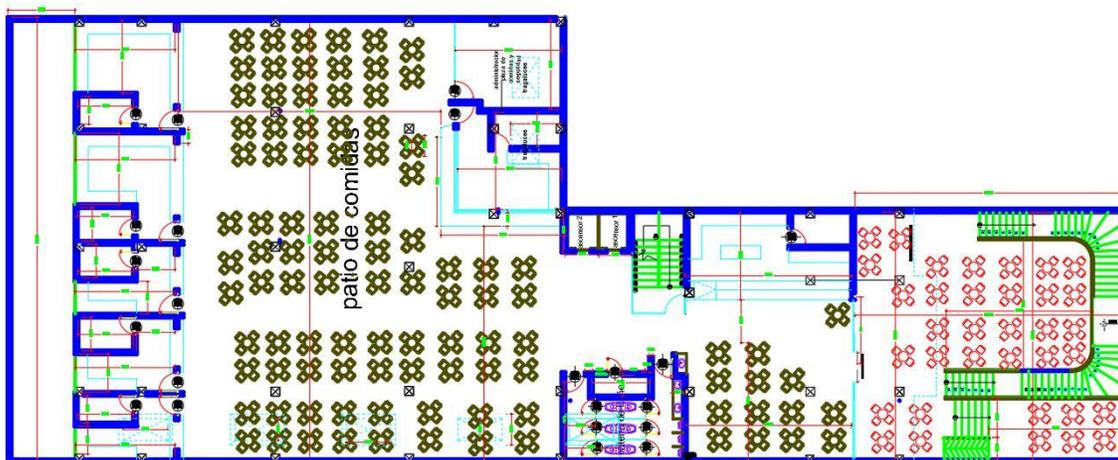


Figura 32 Plano de segundo piso

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.5 Plantas de los departamentos

En las plantas de los departamentos, que consisten los pisos 3,4,5,6,7,8,9,10,11 y 12, Se consideró una carga de 2.5 KN/m^2 que es un valor mayor al de la NB 1225002-2 puesto que muchas veces los dueños de los departamentos terminan usando los ambientes para otros fines generando cargas mayores a las consideradas para un departamento en dicha norma. También en los pasillos se considera una carga mayor de 3 KN/m^2 puesto que en caso de una emergencia las personas tienden a aglomerar en estas zonas, Finalmente para este piso se tiene una sobre carga por tabiquería de 2 KN/m^2 .



Figura 33 Plano departamentos pisos 3, 4, 5, 6, 7,8, 9 ,10 ,11 y 12

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.6 Terraza

La terraza tiene una zona accesible que según la NB-1225002-2 tiene una carga de 3 KN/m^2 y otra inaccesible donde se considerara una carga viva generada por granizo de 2 KN/m^2 , también tiene en la parte frontal una cancha de pasto sintético para la cual se considera una carga de 5 KN/m^2 y finalmente se tiene en la parte central el cuarto de mantenimiento del ascensor con una carga sobre la losa de 18 KN/ y el tanque de agua, el cual genera una carga de 36 KN/m^2 .

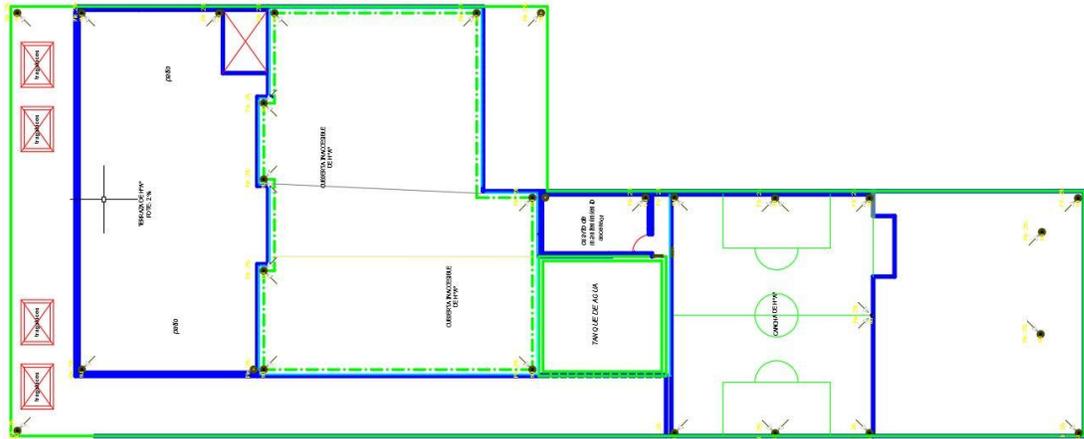


Figura 34 Plano terraza

Fuente: Planos Arquitectónicos

3.2.7 Sobre Carga Tanque Elevado

Sobre Carga Tanque Elevado

Demanda de agua Potable

Datos:

- Habitantes por departamento= 6
- Departamentos por planta= 5
- Nº de plantas= 10
- Dotación por habitante diaria= 200
- Dotación por m² comercios= 5
- Dotación por m² patio de comidas= 10
- Área comercios= 111,62 m²
- Área patio de comidas= 911,32 m²

Calculo del Volumen del tanque elevado

$$Pob = Hab \times dep * Dep \times pla * N^{\circ} \text{ de plantas}$$

$$Pob = 300 \text{ Hab}$$

$$Vol = Pob * Dot \text{ diaria}$$

Vol= 60.000,00 l

VolA= Volumen de comercios

$$VolA = Area\ Comercios \times Dot\ comercios$$

VolA= 558,10l

VolB= Volumen patio de comidas y supermercado

$$VolB = Area\ patio\ de\ comidas \times Dot\ patio\ de\ comidas$$

VolB= 9.113,20 l

$$Vol\ T = Vol + VolA + VolB$$

Vol T= 69.671,30 l

$$Vol\ Tan = \frac{1}{3} \times Vol\ T$$

VolTan= 23.223,77 l

Nota: Usaremos un tanque de polietileno de capacidad de 25000 l

Carga generada por el tanque

Datos:

Densidad del agua= 1,00 Kg/l
Altura del tanque= 3,90 m
Diámetro del tanque= 3,00 m
Peso del tanque= 400,00 Kg
Peso de las escaleras del
tanque= 100,00 Kg

Tanque Rotoplas 25000 litros

Tanque
Rotoplas
25,000 litros

Medidas

Equipamiento



Diámetro:

3.00 Metros

Altura:

3.90 Metros

Peso:

400 Kg

Contamos con Tanques Rotoplas:

Reforzado Estándar

Reforzado 20%

Reforzado 40%

Colores:

Negro

Neutro

MEDIDAS APROXIMADAS, YA QUE EL POLIETILENO PUEDE LLEGAR A TENER UNA VARIABILIDAD DEL 3%

$$\text{Peso del agua} = \text{Densidad del agua} \times \text{Vol tan}$$

$$\text{Peso del agua} = 25.000,00 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso Total del Tanque} = \text{Agua} + \text{Tanque} + \text{Escalera}$$

$$\text{Peso Total del Tanque} = 25.500,00 \text{ Kg}$$

$$\text{Área del Tanque} = 7,07 \text{ m}^2$$

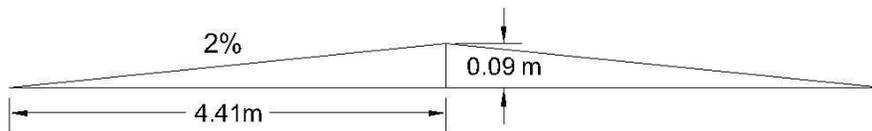
$$\text{Carga generada por el tanque} = 3.607,51 \text{ Kg/m}^2$$

3.2.8 Cargas Muertas

Calculo Cargas muertas

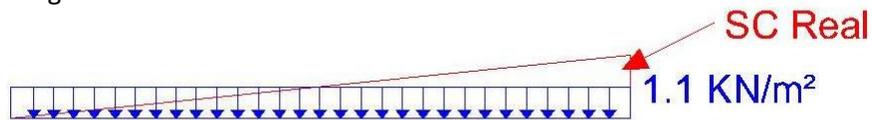
Terraza

Carpeta de nivelación



$$Desnivel = 4,41 \text{ m} * 0,02 = 0,09 \text{ m}$$

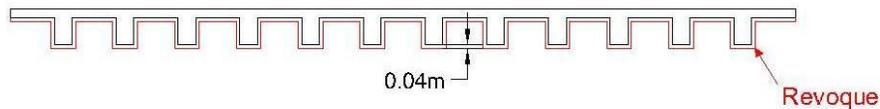
Idealización de carga



$$S_{CN} = \rho_{H^2} \times \frac{Desnivel}{2}$$

$$S_{CN} = 108 \text{ Kg/m}^2 \approx 1,1 \text{ KN/m}^2$$

Revoque inferior



$$S_{RI} = \rho_{RI} * e =$$

$$e = 0,04 \text{ m}$$

$$S_{RI} =$$

$$\rho_{RI} = 1250 \text{ Kg/m}^3$$

$$50 \text{ Kg/m}^2 \approx 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Tabiquería

$$S_{C_{T\alpha}} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

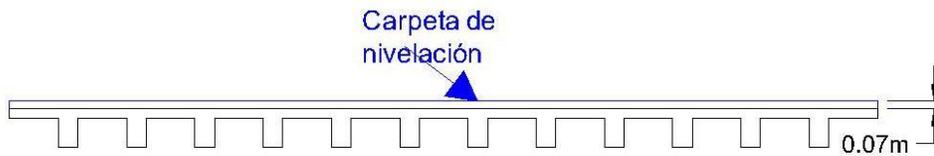
Piso

$$S_{C_{P_i}} = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$



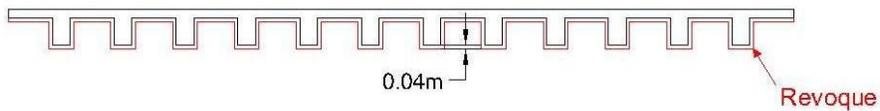
Carpeta de nivelación



$$S_{C_{CN}} = \rho_{H^2} \times \text{Desnivel}$$

$$S_{C_{CN}} = 168 \text{ Kg/m}^2 \approx 1,7 \text{ KN/m}^2$$

Revoque inferior



$$e = 0,04 \text{ m}$$

$$S_{C_{RI}} = \rho_{RI} * e =$$

$$S_{C_{RI}} =$$

$$P_{RI} = 1250 \text{ Kg/m}^3$$

$$50 \text{ Kg/m}^2 \approx 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Piso

$$S_{C_{P_i}} = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

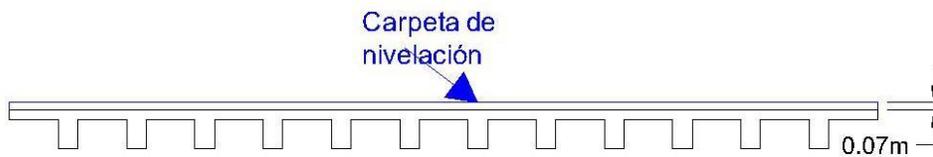
Tabiquería

$$S_{C_{Ta}} = 2,0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total} = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

Zonas comerciales

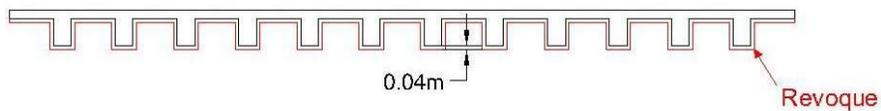
Carpeta de nivelación



$$S_{C_{CN}} = \rho_{H_2} \times \text{Desnivel}$$

$$S_{C_{CN}} = 168 \text{ Kg/m}^2 \approx 1,7 \text{ KN/m}^2$$

Revoque inferior



$$S_{C_{RI}} = \rho_{RI} * e =$$

$$e = 0,04 \text{ m}$$

$$S_{C_{RI}} =$$

$$\rho_{RI} = 1250 \text{ Kg/m}^3$$

$$50 \text{ Kg/m}^2 \approx 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Piso

$$S_{C_{Pi}} = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

Tabiquería

$$S_{c_{T\alpha}} = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total} = 3,6 \text{ KN/m}^2$$

3.3 Acciones Gravitacionales y de viento

3.3.1 Cargas Gravitacionales

- **Cargas Permanentes:** La misma es calculada automáticamente por el programa CYPE CAD 2016 y considera los pesos propios provenientes de todos los elementos estructurales.
- **Carga Muerta:** Considera la acción de las cargas que no son estructurales, pero permanecen inalteradas en el tiempo como ser los revestimientos (Pisos y techos) también el peso de la tabiquería, etc.
- **Sobrecargas de Usos:** Se consideraron las cargas de la norma en estudio NB 1225002-2.

3.3.2 Cargas de viento

Para las cargas de viento se consideró la Norma E.020 del vecino país del Perú por su proximidad con el lugar del proyecto.

Los valores de los coeficientes de cargas serán 1 en todos sus valores (+X, -X, +Y, -Y), puesto que el edificio se encuentra aislado ya que se trata de un edificio de una altura considerable y las construcciones vecinas son edificaciones de una planta por lo que no ofrecen ninguna protección para nuestro edificio.

Para los anchos de banda se introdujo los valores respectivos para cada piso ya que nuestro edificio no presenta un área contante en toda su altura.

Finalmente se considerará una velocidad de diseño de 110 Km/h puesto que es el valor que se recomienda para el departamento de La Paz.

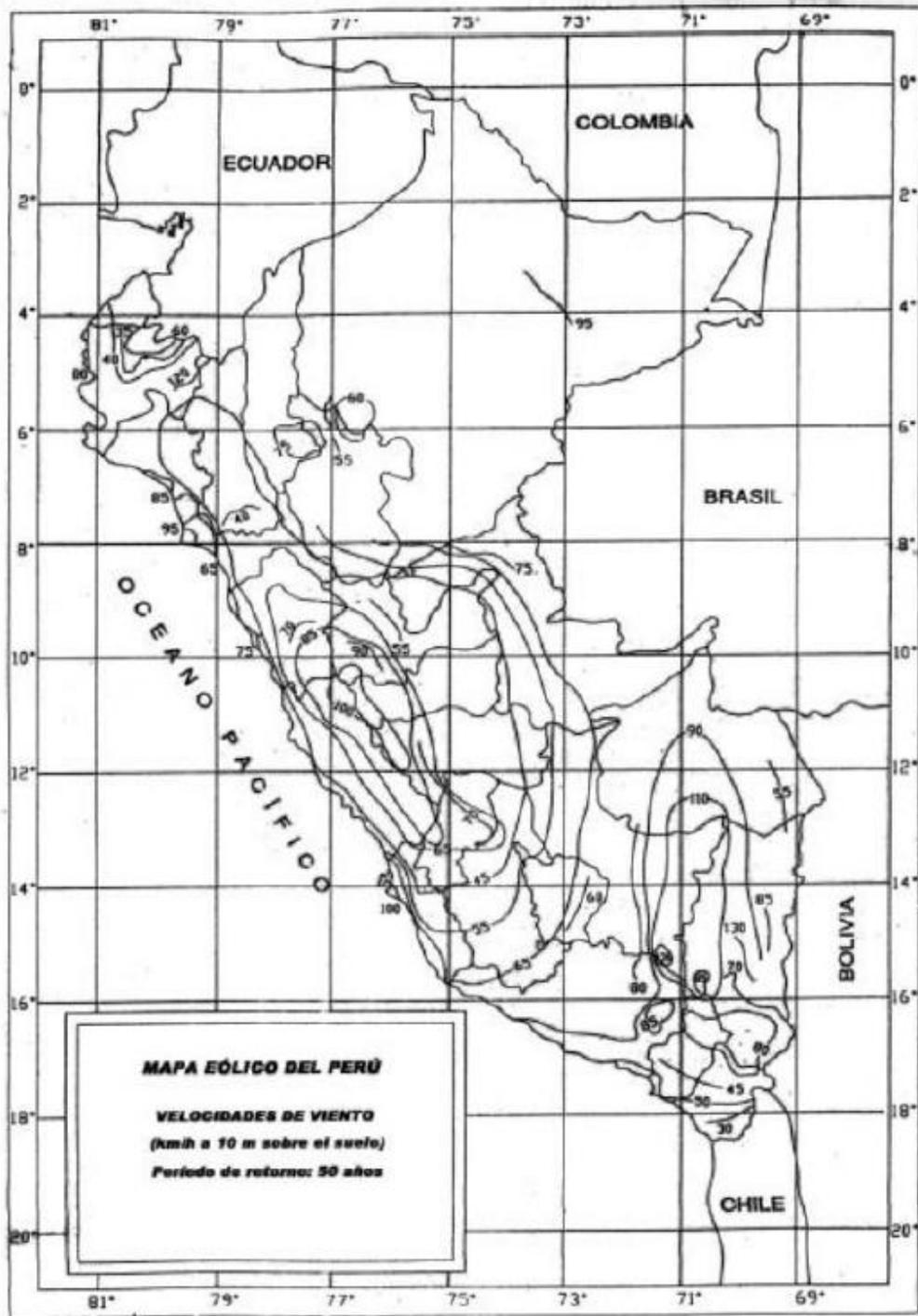


Figura 35 Mapa Eólico del Perú

Fuente: Norma E.020

Edificio N 1			
N	Descripción	Ancho Y (m)	Ancho X (m)
1	Losa tanque	4	4
2	Terraza	17	22
3	Piso N 12	17	22
4	Piso N 11	17	22
5	Piso N 10	17	22
6	Piso N 9	17	22
7	Piso N 8	17	22
8	Piso N 7	17	22
9	Piso N 6	17	22
10	Piso N 5	17	22
11	Piso N 4	17	22
12	Piso N 3	17	22
13	Piso N 2	20	22
14	Planta Baja	20	25
Edificio N 2			
N	Descripción	Ancho Y (m)	Ancho X (m)
1	Terraza	11.5	16.75
2	Piso N 12	11.5	16.75
3	Piso N 11	11.5	16.75
4	Piso N 10	11.5	16.75
5	Piso N 9	11.5	16.75
6	Piso N 8	11.5	16.75
7	Piso N 7	11.5	16.75
8	Piso N 6	11.5	16.75
9	Piso N 5	11.5	16.75
10	Piso N 4	11.5	16.75
11	Piso N 3	11.5	16.75
12	Piso N 2b	3.5	8.5
13	Piso N 2	11.5	24.85
14	Piso N 1	3.5	10.3
15	Planta Baja	11.5	24.85

Tabla 5 Anchos de Banda

Fuente: Elaboración Propia

3.4 Acciones Sísmicas

Para el cálculo de las acciones sísmicas se usará la Guía GBDS-2018 la cual nos da un espectro de diseño para la ubicación del proyecto. Al mismo tiempo nuestra estructura tiene las siguientes características:

Como se muestra en la **Tabla N2** el espectro que recomienda la GBDS-2018 es el número 4.

- **Factores de Masa**

Se definieron los correspondientes factores de masa de acuerdo a la GBDS-2018, y se expresaron de la siguiente manera:

Peso Propio (PP)= 1,00

Cargas Muertas (CM)= 1,00

Cargas Variables (CV)=0.5 ¹

- **Coefficiente de amortiguamiento= 5%**
- **Numero de niveles= 13 niveles**
- **Altura de la edificación= 36.4 m.**

3.4.1 Acciones Debidas a la Componente Sísmica Vertical

Según lo dispone la GBDS-2018 para realizar un análisis sísmico que tome en cuenta la posibilidad de que se presenten aceleraciones sísmicas verticales, se recomienda utilizar para la dirección “Z” el 10 % del espectro de diseño

En resumen, el proceso es el siguiente:

-Análisis sísmico al 100% en la dirección “X”

- Análisis sísmico al 100% en la dirección “Y”

- Análisis sísmico al 10% en la dirección “Z”

Combinando los resultados, por ejemplo, para una fuerza interna:

¹ En el caso del tanque elevado y la carga del ascensor este valor debe tomarse como uno, dado que en el momento del sismo, a diferencia de las otras cargas variables, estas muy probablemente tengan su valor máximo.

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2}$$

Dónde:

F= Cualquier fuerza interna (Axial, cortante, flexión o torsión).

F_x= Fuerza interna obtenida con sismo en “X”

F_y= Fuerza interna obtenida con sismo en “Y”

F_z= Fuerza interna obtenida con sismo en “Z”

De esta manera se obtendrá desplazamientos, fuerzas internas y reacciones en toda la estructura.

3.5 Hipótesis de Carga

A continuación, se presentan las hipótesis de carga usadas para el análisis y diseño de cada uno de los elementos de la estructura que conforma el sistema estructural.

Para cada estado límite, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indica y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha en la hipótesis III, que solo se utilizarán en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea se compatible.

Hipótesis I: $\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q$

Hipótesis II: $0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W$

Hipótesis III: $0.8 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

G = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas de carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas de carácter variable, durante las acciones sísmicas.

W = Valor característico de la carga de viento.

W_{eq} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomara $W_{eq}=0$.

F_{eq} =Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones “Q” de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará, en las expresiones anteriores, el valor característico de “Q” para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña y 0,8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, para los estados límites últimos, recomendándose no bajar de $\gamma_f= 1,25$.

3.6 Modelado, Análisis y Diseño Estructural

3.6.1 Cargas Gravitacionales

Este edificio presenta una configuración de planta en la cual se encuentra el núcleo de ascensor en un vértice interno, También posee una forma en L Con un largo de 50.00 m y su lado mayor del ancho 20.00 y el menor 11.40 m, En la parte frontal su elevación es menor puesto que solo llega hasta los pisos comerciales, quedando en el medio de la estructura los departamentos los cuales se encuentra rodeados en la parte trasera por tragaluces, por lo que se trata de una estructura asimétrica.

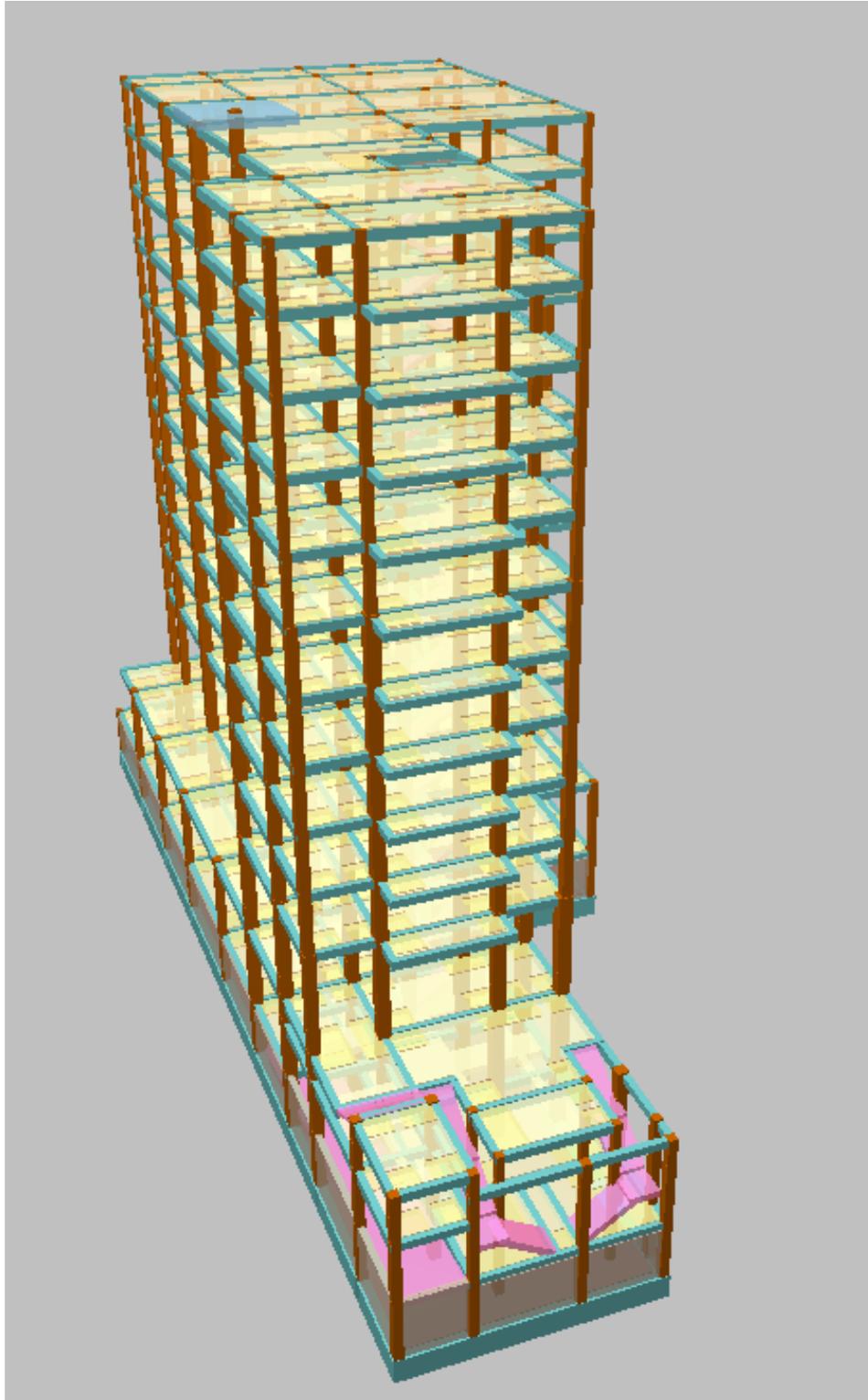


Figura 36 Vista 3D Frente

Fuente: Elaboración propia

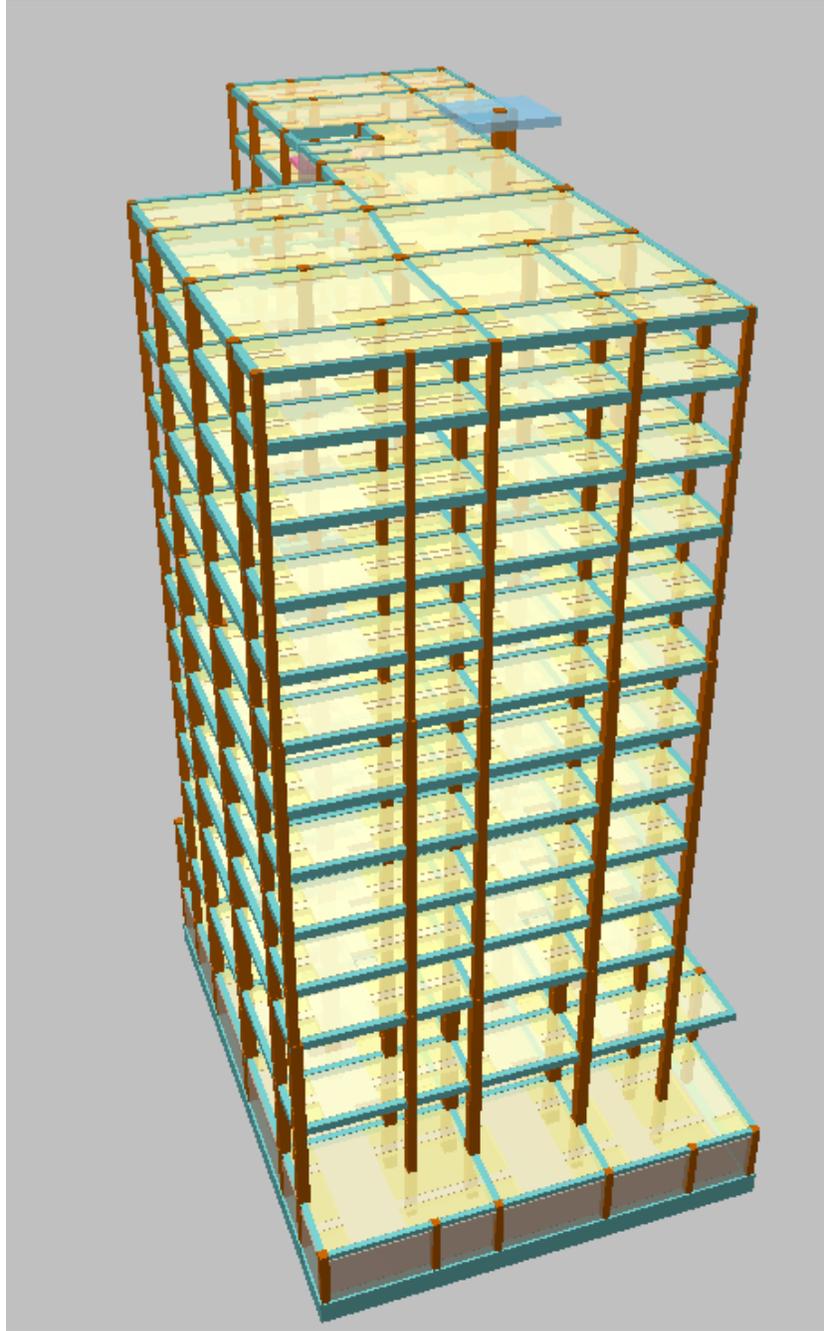


Figura 37 Vista 3D Parte Trasera

Fuente: Elaboración propia

3.6.1.1 Pórticos y plantas secciones definitivas

A continuación, presentaremos una serie de imágenes en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, solamente considerando las cargas gravitacionales, es decir peso propio, sobre cargas de uso y Cargas muertas.

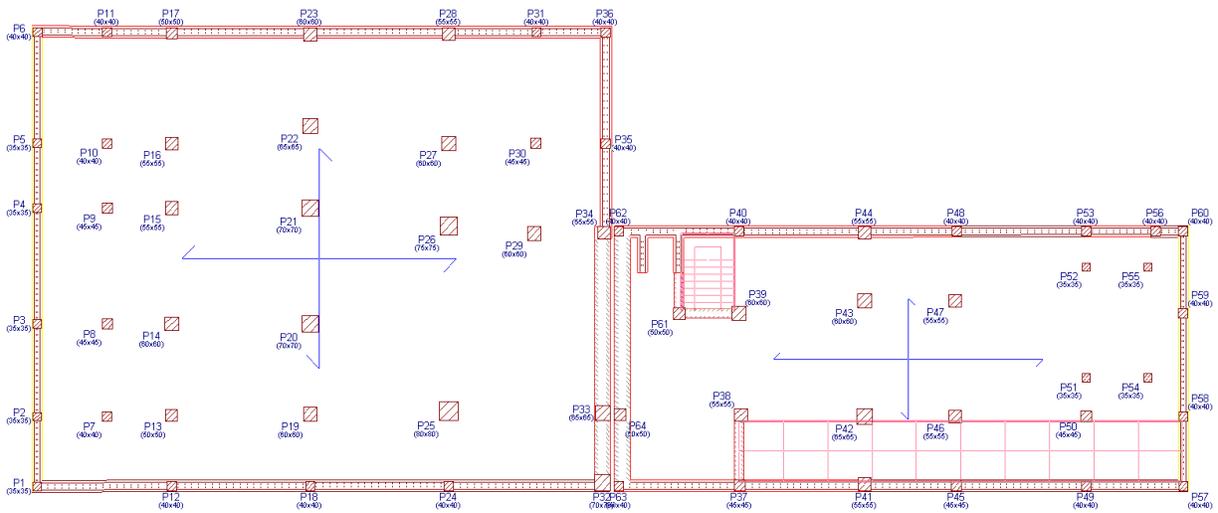


Figura 38 Vista Secciones finales de columnas (CG)

Fuente: Elaboración propia

3.6.1.2 Columnas

Para predimensionar las columnas se utilizará las fórmulas del código americano:

-Para columnas centrales:

$$A_{columna} \geq \frac{N_k}{0.45 \cdot f_c'} \quad (8)$$

-Para columnas perimetrales

$$A_{columna} \geq \frac{N_k}{0.35 \cdot f_c'} \quad (9)$$

Una vez que encontramos el área necesaria se opta por realizar columnas cuadradas para que no exista un cambio en la rigidez del edificio.

El valor de N_k fue sacado del programa CYPE CAD calculando el edificio como si todas las columnas serian de 40 x 40 para luego colocar el valor real una vez encontrada el área necesaria.

3.6.1.3 Vigas

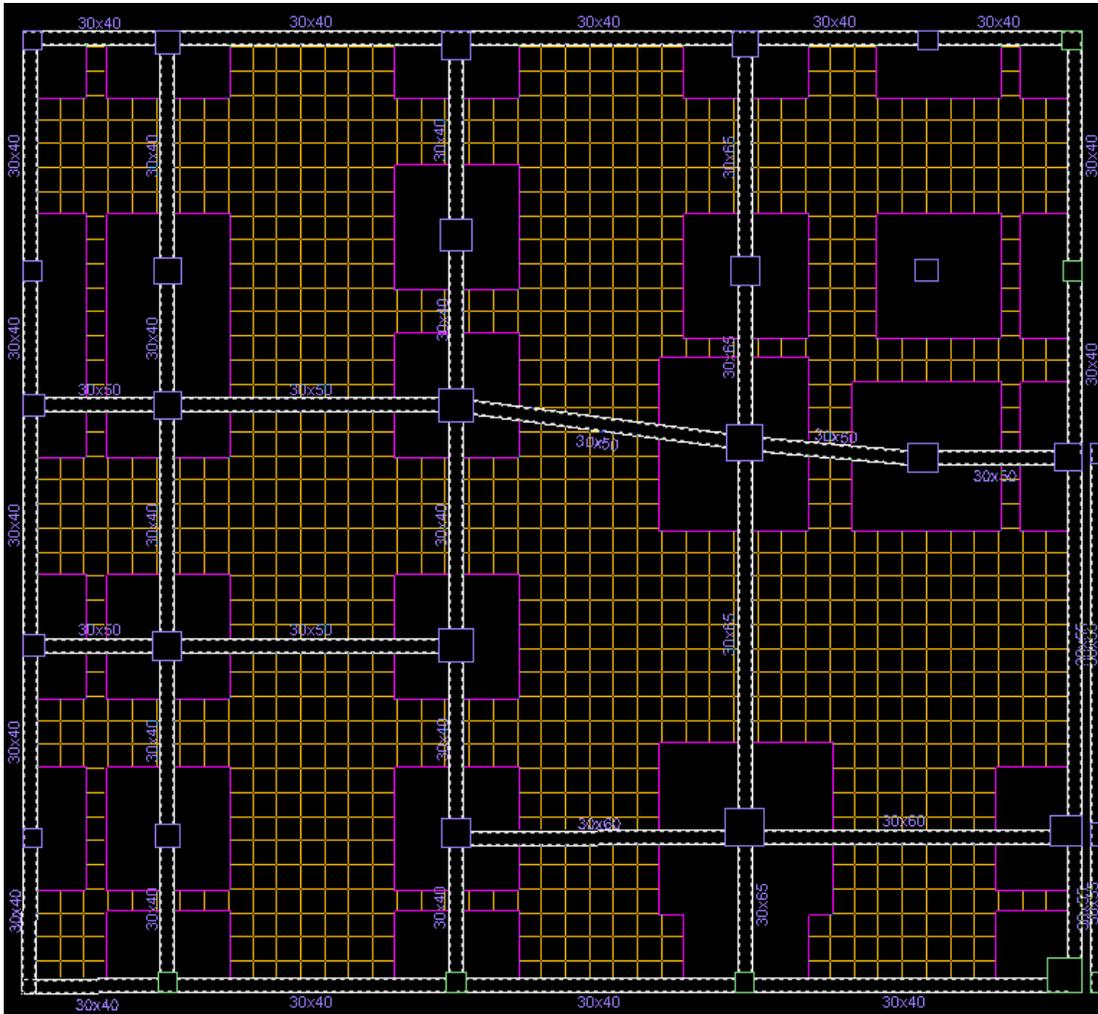


Figura 39 Vista Secciones finales de vigas edificio N 1(CG)

Fuente: Elaboración propia

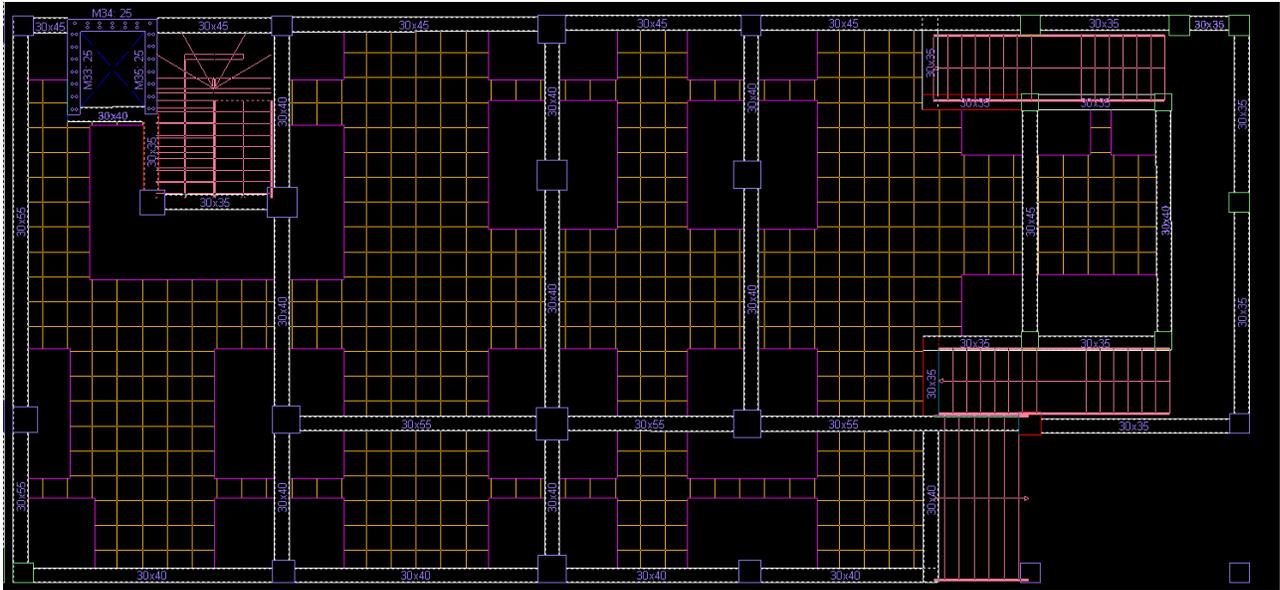
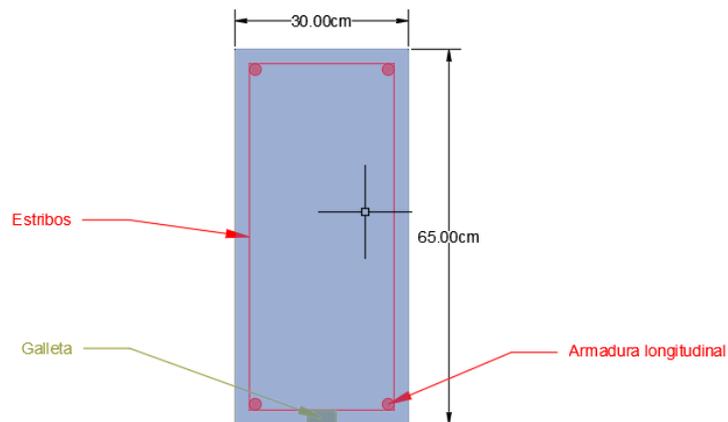


Figura 40 Vista Secciones finales de vigas Edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionamiento de las vigas se utilizó la relación $l/10$ y posteriormente se procedió a comprobar si dichas secciones cumplían con los esfuerzos a los que estarían solicitadas dichas vigas y a optimizar dichas secciones.

Momento ultimo viga 30x65



Diámetro	φ10	φ12	φ16	φ20	φ25
Cantidad				2	3

Datos:

$$B = 30,00 \text{ cm}$$

$$h = 65,00 \text{ cm}$$

$$r_m = 5,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 21,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = F_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$A = A_s = 21,01 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$F_s = \frac{y_k}{1.15} * \frac{A_s}{10000}$$

$$F_s = 0,913 \text{ MN} \approx 910,00 \text{ KN}$$

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 f_{cd} * b * y$$

$$N_c = 0.85 \frac{21}{1.5} * 0.3 * y$$

$$y = 0,2559 \text{ m} \approx 25,59 \text{ cm}$$

$$M_d = N_c * Z$$

$$Z = h - r_m - \frac{y}{2}$$

$$Z = 0,47 \text{ m}$$

$$M_d = 429,58 \text{ KN*m}$$

Datos:

Momento (-)
requerido en la
viga= -433,91 KN*m

Momento (+)
requerido en la
viga= 135,46 KN*m

$\phi = 2,5$

N= 3

Smin= 3,375

S= 3 cm

Como podemos apreciar en los cálculos la viga de mayor sollicitación tiene una sección de 30x65 Cm, se ubica en la zona central del piso N 12 y debe tener para su momento negativo 3 $\phi 25$ y 2 $\phi 20$ s/3 Cm mientras que para el momento positivo se cumple con 2 $\phi 20$.

3.6.1.4 Placas

Al tener luces grandes se optó por realizar losas nervadas ya que con losas macizas el peso propio se incrementa demasiado, resultando más económico utilizar este tipo de losa.

Una vez seleccionada el tipo de losa se procedió al pre-dimensionamiento de estas teniendo en cuenta varios criterios en la placa con mayores requerimientos como se muestra a continuación:

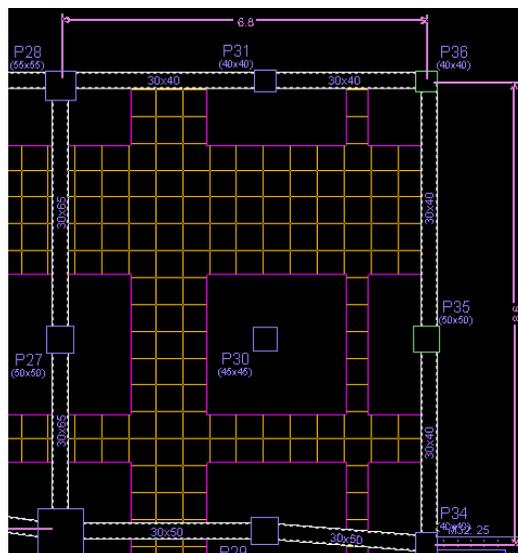


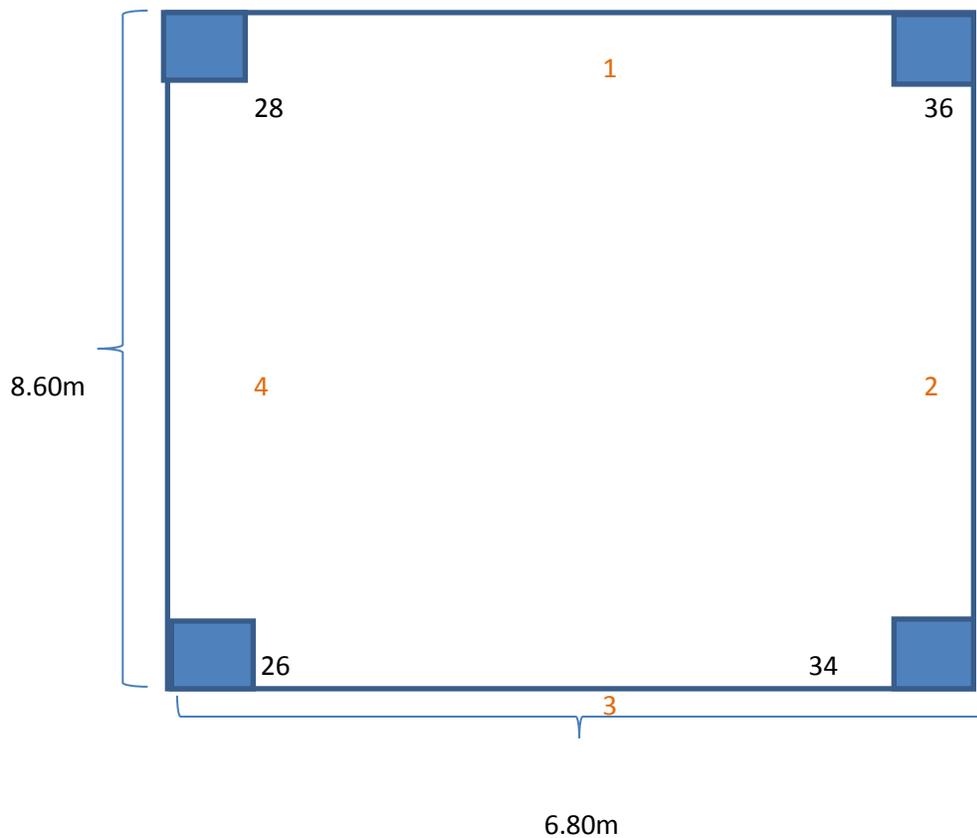
Figura 41 Losa más desfavorable

Fuente: Elaboración propia

Tras probar con varias de las losas se concluyó que la losa de la **Figura 41** es la que presenta mayores dimensiones y quedó seleccionada como base para la pre-dimensión.

ESPESOR LOSA ALIGERADA

Opción N1



Condiciones de borde:

Lado	Longitud	Condición	Factor
Lado 1	6.8	Libre	1.25
Lado 2	8.6	Libre	1.25
Lado 3	6.8	Continuo	1
Lado 4	8.6	Continuo	1

$$h_{Alig} \geq \frac{\frac{\sum(lados * Factor)}{200} + 2.5}{0.58}$$

$$h_{Alig} > 34.18 \text{ cm}$$

Según el profesor Florentino Regalado

$$\frac{L}{20} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{24}$$

Dónde:

$$L = \frac{\sum lados}{4}$$

$$L = 7.70 \text{ m}$$

$$38.50 \text{ cm} > h_{LR} > 32.08 \text{ cm}$$

Según el profesor Jimenez Montoya

$$h_{LR} \leq \frac{L}{25}$$

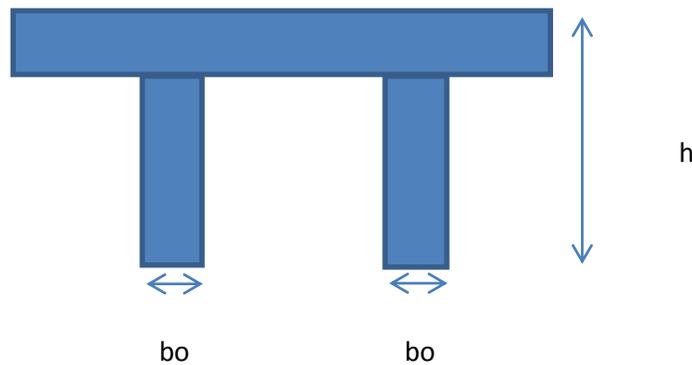
$$h_{LR} > 30.80 \text{ cm}$$

Tomando los 3 criterios seleccionamos

$$h = 35.00 \text{ cm}$$

Ancho de nervio

Según la ACI



$$bo \geq \frac{h}{3.5} \geq$$

10

Por lo tanto, elegimos

$b_o = 10 \text{ cm}$

3.6.1.5 Cuantía inferior

Armadura base

Según la normativa CBH 87 la cuantía mínima para este tipo de elemento es de 3‰ el área del nervio.



$$A_{min} = 3‰ \times b \times h$$

Dónde:

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

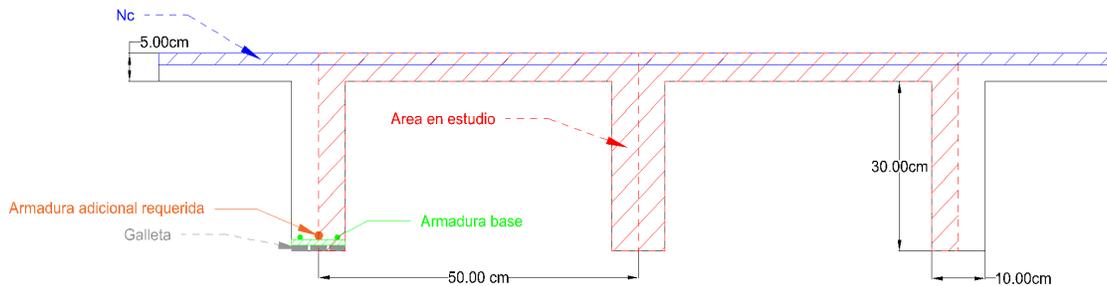
$$A_{min} = \frac{3}{1000} \times 10 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Posteriormente se prosiguió a colocarle una armadura base a dicha losa, donde si bien se cumplía con dos fierros de $\phi 8$ para la normativa CBH 87 se optó por utilizar 2 ϕ de 10 puesto que esta disposición es más conveniente para el tipo de solicitaciones a las que estarán sometidas las losas.

Luego de definir la armadura base se prosiguió a calcular cuánto resistía esta.

Cálculo de momento resistido por armadura base de losa reticular



$$r_M = 3,50 \text{ cm}$$

La armadura mínima considerada para los nervios será de 2 barras de 10

Diámetro	φ8	φ10	φ12	φ16	φ20
Cantidad		2			

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = F_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$A = A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$F_s = \frac{y_k}{1.15} * \frac{A_s}{10000}$$

$$F_s = 0,137 \text{ MN} \approx$$

$$135,00 \text{ KN}$$

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 f_{cd} * b * y$$

$$Z_{nc} = 0,83 \frac{21}{1,5} * 1 * y$$

$$Md = Nc * Z$$

$$Y = 0,0115 \text{ m} \approx 1,15 \text{ cm}$$

$$Z = 0,31 \text{ m}$$

$$Md = 41,75 \text{ KN*m/m}$$

Luego de definido el valor máximo el cual puede resistir la losa con ayuda de la armadura base se procede a buscar las zonas donde el momento sea mayor a dicho momento, para proseguir aumentando armadura para poder resistir la sollicitud.

El criterio utilizado para seleccionar la longitud de las armaduras es elegir submúltiplos de la longitud total de la barra comercial de 12 m, es decir 2, 3, 4,4.5, 6, 8, 10 y 12 m puesto que esto es mucho más práctico en obra.

A continuación, se mostrarán los esfuerzos de dimensionamiento de la cuantía inferior de los distintos forjados del departamento para comprobar las zonas donde es necesario aumentar armadura a la base.

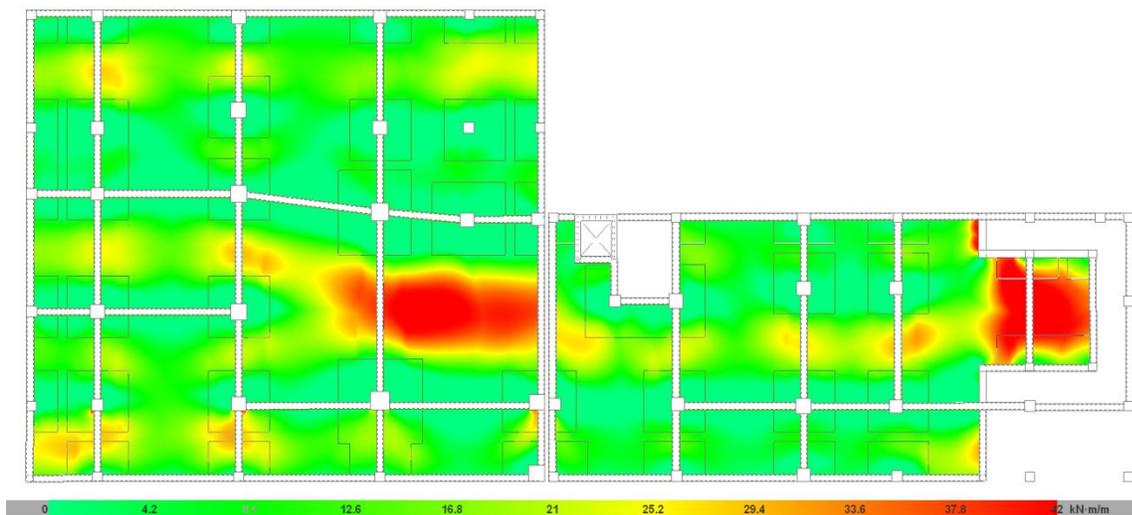


Figura 42 Esfuerzo de dimensionamiento de cuantía inferior solo cargas gravitacionales zona comercial segundo piso

Fuente: Elaboración propia

Como podemos apreciar con la ayuda de la armadura base se resuelve la mayoría de las solicitudes quedando pequeñas zonas donde se requiere un aumento de armadura, en estas zonas de rojo se procederá a mostrar el valor máximo del momento para poder calcular la armadura necesaria.

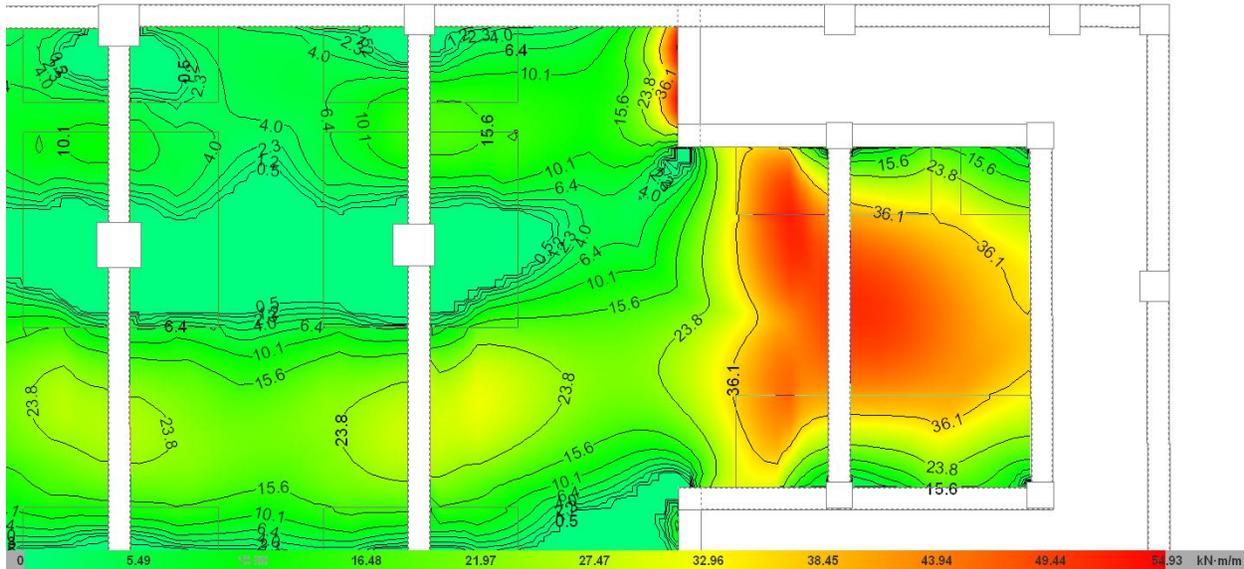
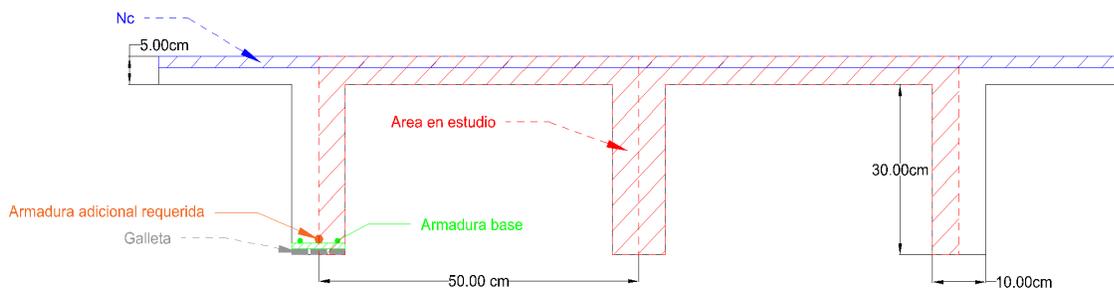


Figura 43 Momento máximo alrededor del Eje Y para la cuantía inferior solo CG segundo piso

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de momento máximo cuantía inferior losa reticular de 35 cm



La armadura mínima considerada para los nervios será de 2 barras de 10

Díámetro	φ8	φ10	φ12	φ16	φ20
Cantidad	1	2			

$$A_s = 4,15 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = F_y d = 500 \text{ MPa}$$

$$A = A_s = 4,15 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$F_s = \frac{y_k}{1.15} * \frac{A_s}{10000}$$

$$F_s = 0,180 \text{ MN} \quad 180,00 \text{ KN}$$

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 f_{cd} * b * y$$

$$N_c = 0.85 \frac{21}{1.5} * 1 * y$$

$$y = 0,0152 \text{ m} \quad \approx \quad 1,52 \text{ cm}$$

$$M_d = N_c * Z$$

$$Z = h - r_m - \frac{y}{2}$$

$$Z = 0,31 \text{ m}$$

$$M_d = 55,34 \text{ KN*m/m}$$

Como podemos apreciar en el cálculo adicionando una barra de 8 ϕ , el esfuerzo resistido ahora es mayor al solicitado en todas las secciones donde antes se sobrepasaba el valor máximo resistido por la armadura base, por lo que se procede a aumentar dicha armadura en las secciones donde es requerida.

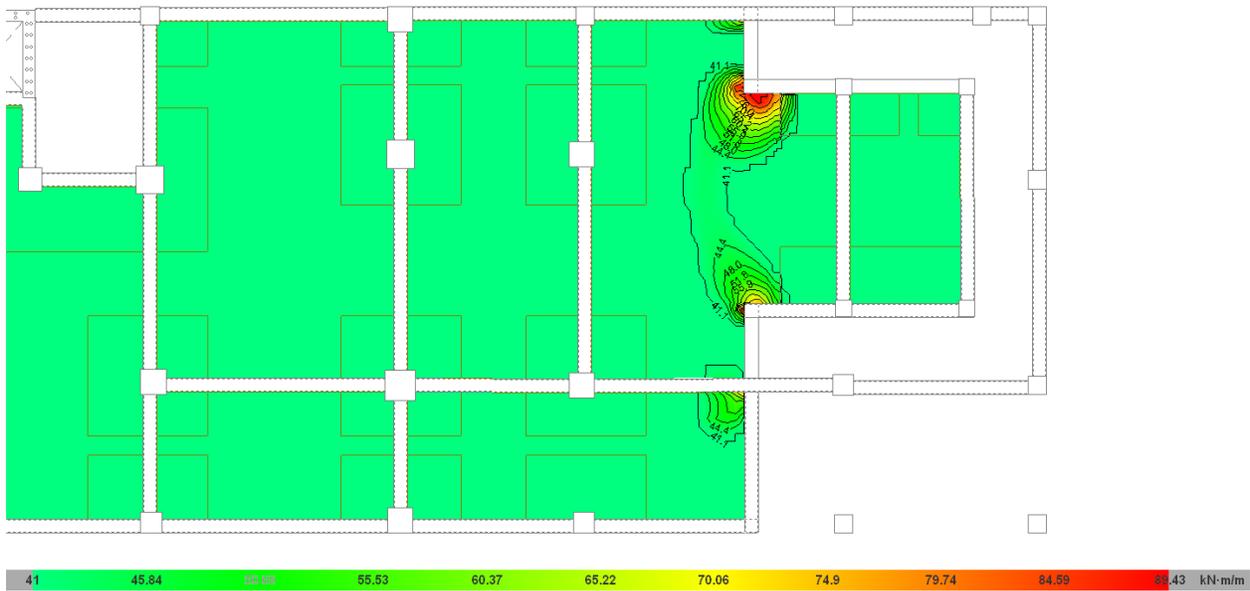
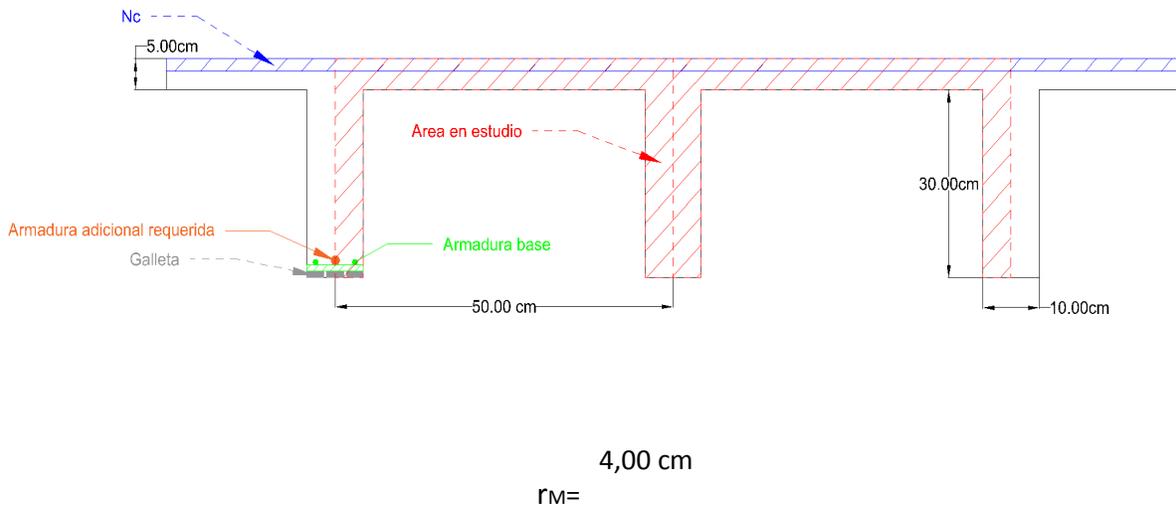


Figura 44 Momento máximo alrededor del Eje X para la cuantía inferior solo CG segundo piso

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a los momentos en el eje X para la cuantía inferior existe solo una zona en la que sobrepasan los valores que se generan en el eje Y, esto se da en el segundo piso en la zona de las escaleras de la parte frontal.

Cálculo de momento máximo cuantía inferior losa reticular de 35 cm



La armadura mínima considerada para los nervios será de 2 barras de 10

Diámetro	φ8	φ10	φ12	φ16	φ20
Cantidad		2	2		

$$A_s = 7,67 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = F_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$A = A_s = 7,67 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$F_s = \frac{y_k}{1.15} * \frac{A_s}{10000}$$

$$F_s = 0,333 \text{ MN} \quad 330,00 \text{ KN}$$

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 f_{cd} * b * y$$

$$N_c = 0.85 \frac{21}{1.5} * 1 * y$$

$$y = 0,0280 \text{ m} \approx 2,80 \text{ cm}$$

$$M_d = N_c * Z$$

$$Z = h - r_m - \frac{y}{2}$$

$$Z = 0,30 \text{ m}$$

$$M_d = 97,68 \text{ KN*m/m}$$

Para esta zona de las escaleras es necesario aumentar la armadura bastante por el momento generado por las cargas de dichas escaleras. Se optó por colocar 2 de 10 φ y 2 de 12 φ para poder resistir las solicitudes mismas que serán introducidos en paquetes ya que no se cumpliría la separación mínima.

3.6.1.6 Cuantía superior

A continuación, se mostrarán las zonas donde se generan momentos negativos y es necesario colocar armadura en la parte superior del nervio.

Las zonas marcadas por los isovalores son las que presentan un momento negativo, posteriormente luego de reconocer las zonas donde se requiere armado se procederá a calcular el área de acero necesaria para poder resistir las sollicitudes máximas, al igual que con el resto de los armados se busca tener armados más prácticos.

Con la ayuda de la herramienta de CYPE CAD valores promediados en una banda podremos tener los momentos de diseño para una banda de 1 m que son los que se utilizan para el cálculo de elementos tipo losa.

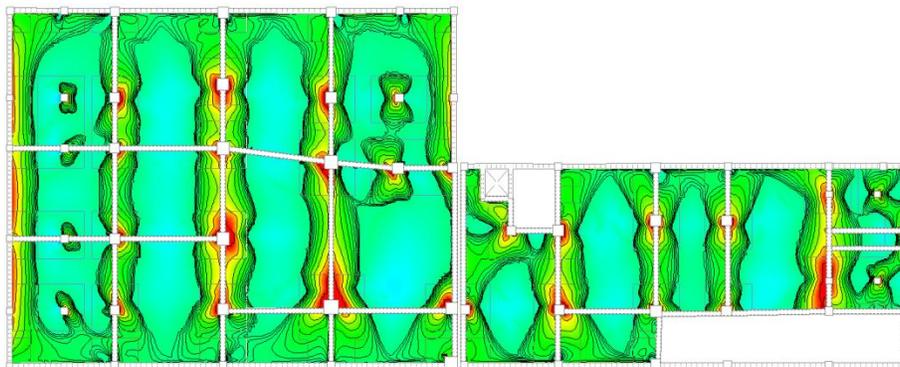


Figura 45 Esfuerzos de dimensionamiento de cuantía superior solo cargas gravitacionales planta baja Eje X

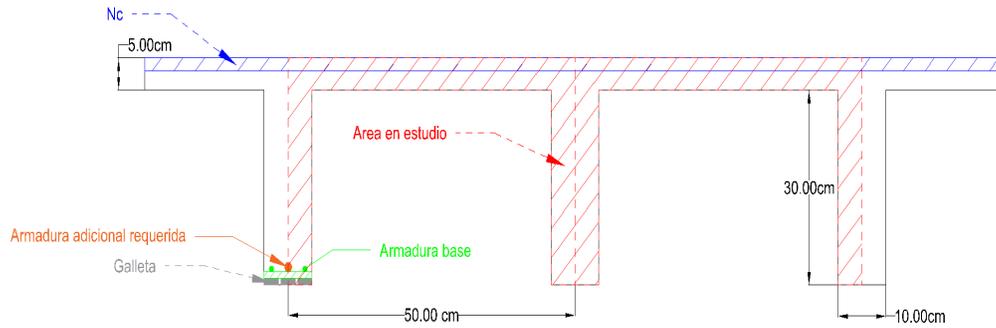
Fuente: Elaboración propia



Figura 46 Valor promediado por un metro de ancho momento negativo solo cargas gravitacionales planta baja Eje X

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de momento máximo cuantía superior losa reticular de 35 cm



$$r_M = 5.00 \text{ cm}$$

Diámetro	φ8	φ10	φ12	φ16	φ20
Cantidad				2	

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = F_y d = 500 \text{ MPa}$$

$$A = A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto

$$F_s = \frac{y_k}{1.15} * \frac{A_s}{10000}$$

$$F_s = 0.350 \text{ MN} \quad 345.00 \text{ KN}$$

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 f_{cd} * b * y$$

$$N_c = 0.85 \frac{21}{1.5} * 1 * y$$

$$Y = 0.0294 \text{ m} \approx 2.94 \text{ cm}$$

$$Md = Nc * Z$$

$$Z = h - rm - \frac{y}{2}$$

$$Z = 0.29 \text{ m}$$

$$Md = 98.43 \text{ KN*m/m}$$

Si bien nuestro momento de diseño es de 103 KN*m/m siendo este mayor al de momento que resiste dos barras de ϕ 16, debemos considerar que existe un mallazo en la parte superior de ϕ 6 s/20 cm, el cual si bien no se considera en el cálculo en la realidad dicha armadura si significa una ayuda al momento de resistir los esfuerzos del momento negativo, siendo en realidad el momento resistido por nuestra armadura mayor al momento solicitado.

3.6.2 Análisis dinámico

Norma utilizada: GBDS-2018

Método de cálculo: Análisis modal espectral

3.6.2.1 Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a: Aceleración

a: 1.00 g

Sistema estructural

μ : Ductilidad

μ : 4.00

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Hasta alcanzar un porcentaje exigido de masa desplazada (90 %)

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.50

Fracción de sobrecarga de nieve o granizo

: 0.50

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden
Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Criterios de ductilidad GBDS-2018

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

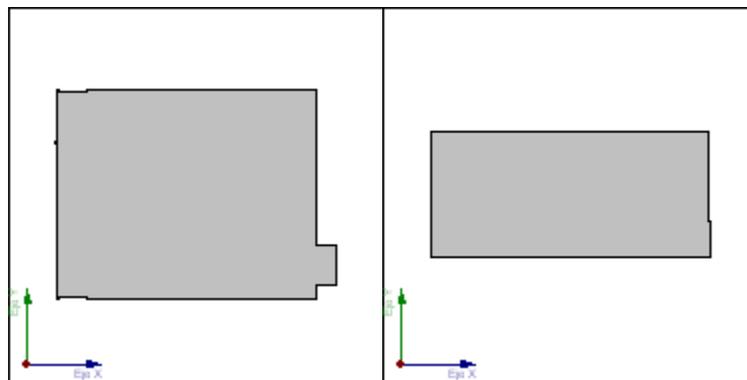
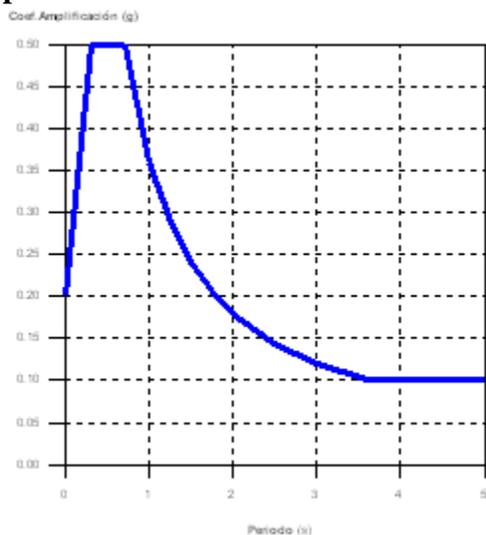


Figura 47 Proyección en planta del Edificio N 1 y 2

Fuente: Elaboración propia

3.6.2.2 Espectro de cálculo

Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = a \cdot \alpha(T)$$

Donde $\alpha(T)$ es el espectro normalizado de respuesta elástica modificado en función del amortiguamiento.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.500 g.

Análisis modal espectral

Parámetros necesarios para la definición del espectro

a: Aceleración

a: 1.00 g

Espectro ($\alpha(T)$): GBDS-2018 Z4-S3

Tabla con las abscisas y ordenadas del espectro definido:

T	$\alpha(T)$
0.000	0.200
0.300	0.500
0.720	0.500
1.000	0.360
1.250	0.288
1.500	0.240
1.750	0.206
2.000	0.180
2.500	0.144
3.000	0.120
3.600	0.100
5.000	0.100

3.6.2.3 Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por medio del coeficiente μ según:

$$S_d = \frac{a \cdot \alpha(T)}{\mu}$$

μ : Ductilidad

μ : 4.00

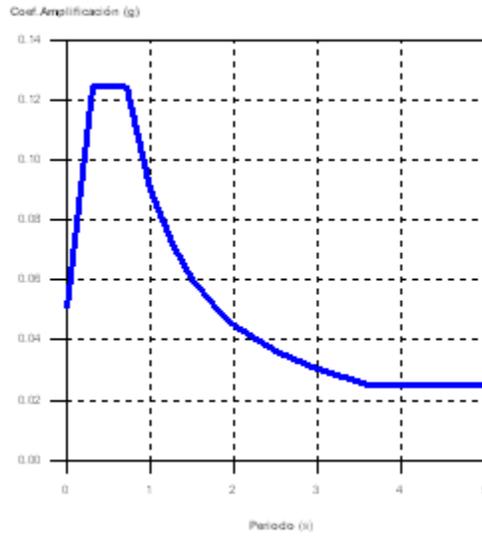


Figura 48 Espectro de diseño sísmico reducido por el valor del coeficiente de ductilidad

Fuente: Elaboración propia

3.6.2.4 Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.397	0.6876	0.2055	0.6964	33.56 %	4.56 %	R = 4 A = 0.637 m/s ² D = 31.4986 mm	R = 4 A = 0.637 m/s ² D = 31.4986 mm
Modo 2	1.351	0.3059	0.948	0.0878	3.53 %	51.65 %	R = 4 A = 0.659 m/s ² D = 30.4576 mm	R = 4 A = 0.659 m/s ² D = 30.4576 mm
Modo 3	1.148	0.0049	0.0041	1	0.05 %	0.06 %	R = 4 A = 0.778 m/s ² D = 25.9868 mm	R = 4 A = 0.778 m/s ² D = 25.9868 mm
Modo 4	0.400	0.1672	0.0526	0.9845	1.68 %	0.25 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.96791 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.96791 mm
Modo 5	0.387	0.1248	0.0451	0.9912	0.38 %	0.08 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.65217 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.65217 mm
Modo 6	0.367	0.003	0.188	0.9822	0 %	2.63 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.17805 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 4.17805 mm

Modo 7	0.354	0.0028	0.0274	0.9996	0 %	0.12 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 3.89498 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 3.89498 mm
Modo 8	0.234	0.0607	0.0946	0.9937	0.08 %	0.3 %	R = 4 A = 1.063 m/s ² D = 1.46865 mm	R = 4 A = 1.063 m/s ² D = 1.46865 mm
Modo 9	0.225	0.2916	0.0751	0.9536	1.29 %	0.13 %	R = 4 A = 1.043 m/s ² D = 1.33946 mm	R = 4 A = 1.043 m/s ² D = 1.33946 mm
Modo 10	0.199	0.2921	0.1017	0.951	1 %	0.18 %	R = 4 A = 0.979 m/s ² D = 0.9858 mm	R = 4 A = 0.979 m/s ² D = 0.9858 mm
Modo 11	0.190	0.1161	0.3497	0.9296	0.18 %	2.48 %	R = 4 A = 0.957 m/s ² D = 0.87843 mm	R = 4 A = 0.957 m/s ² D = 0.87843 mm
Modo 12	0.181	0.0547	0.0575	0.9968	0.14 %	0.24 %	R = 4 A = 0.935 m/s ² D = 0.77795 mm	R = 4 A = 0.935 m/s ² D = 0.77795 mm
Modo 13	0.137	0.3953	0.0498	0.9172	1.88 %	0.05 %	R = 4 A = 0.827 m/s ² D = 0.39556 mm	R = 4 A = 0.827 m/s ² D = 0.39556 mm
Modo 14	0.131	0.1296	0.222	0.9664	0.32 %	1.44 %	R = 4 A = 0.812 m/s ² D = 0.35476 mm	R = 4 A = 0.812 m/s ² D = 0.35476 mm
Modo 15	0.129	0.0499	0.1061	0.9931	0.18 %	1.23 %	R = 4 A = 0.808 m/s ² D = 0.34201 mm	R = 4 A = 0.808 m/s ² D = 0.34201 mm
Modo 16	0.112	0.5316	0.1383	0.8356	22.91 %	2.36 %	R = 4 A = 0.765 m/s ² D = 0.24344 mm	R = 4 A = 0.765 m/s ² D = 0.24344 mm
Modo 17	0.109	0.0016	0.1823	0.9832	0 %	8.51 %	R = 4 A = 0.758 m/s ² D = 0.22941 mm	R = 4 A = 0.758 m/s ² D = 0.22941 mm
Modo 18	0.102	0.0687	0.1804	0.9812	0.13 %	1.41 %	R = 4 A = 0.742 m/s ² D = 0.19677 mm	R = 4 A = 0.742 m/s ² D = 0.19677 mm
Modo 19	0.092	0.4954	0.114	0.8611	26.75 %	2.16 %	R = 4 A = 0.715 m/s ² D = 0.15232 mm	R = 4 A = 0.715 m/s ² D = 0.15232 mm
Modo 20	0.084	0.1165	0.1406	0.9832	0.84 %	1.86 %	R = 4 A = 0.697 m/s ² D = 0.12585 mm	R = 4 A = 0.697 m/s ² D = 0.12585 mm
Modo 21	0.081	0.6794	0.2191	0.7003	3.27 %	0.52 %	R = 4	R = 4

							A = 0.689 m/s ² D = 0.11473 mm	A = 0.689 m/s ² D = 0.11473 mm
Modo 22	0.080	0.0354	0.2755	0.9607	0.05 %	4.43 %	R = 4 A = 0.686 m/s ² D = 0.1104 mm	R = 4 A = 0.686 m/s ² D = 0.1104 mm
Modo 23	0.073	0.0407	0.1126	0.9928	0.95 %	11.12 %	R = 4 A = 0.669 m/s ² D = 0.08956 mm	R = 4 A = 0.669 m/s ² D = 0.08956 mm
Total					99.17 %	97.77 %		

Tabla 6 Coeficientes de participación Edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.513	0.0137	0.2354	0.9718	0.08 %	61.91 %	R = 4 A = 0.584 m/s ² D = 33.8675 mm	R = 4 A = 0.584 m/s ² D = 33.8675 mm
Modo 2	1.189	0.1655	0.0134	0.9861	24.8 %	0.44 %	R = 4 A = 0.749 m/s ² D = 26.8429 mm	R = 4 A = 0.749 m/s ² D = 26.8429 mm
Modo 3	0.824	0.0377	0.0068	0.9993	0.65 %	0.06 %	R = 4 A = 1.099 m/s ² D = 18.8907 mm	R = 4 A = 1.099 m/s ² D = 18.8907 mm
Modo 4	0.338	0.5405	0.7096	0.4521	0.84 %	3.92 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 3.53872 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 3.53872 mm
Modo 5	0.304	0.0677	0.0773	0.9947	1.13 %	3.96 %	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 2.87585 mm	R = 4 A = 1.226 m/s ² D = 2.87585 mm
Modo 6	0.236	0.1154	0.0054	0.9933	0.64 %	0 %	R = 4 A = 1.069 m/s ² D = 1.50828 mm	R = 4 A = 1.069 m/s ² D = 1.50828 mm
Modo 7	0.185	0.0972	0.0833	0.9918	1.75 %	3.45 %	R = 4 A = 0.945 m/s ² D = 0.82099 mm	R = 4 A = 0.945 m/s ² D = 0.82099 mm
Modo 8	0.158	0.5547	0.4	0.7296	4.31 %	6.03 %	R = 4 A = 0.878 m/s ² D = 0.55597 mm	R = 4 A = 0.878 m/s ² D = 0.55597 mm
Modo 9	0.139	0.129	0.019	0.9915	4.79 %	0.28 %	R = 4 A = 0.832 m/s ² D = 0.40922 mm	R = 4 A = 0.832 m/s ² D = 0.40922 mm

Modo 10	0.120	0.4407	0.011	0.8976	26.74 %	0.05 %	R = 4 A = 0.785 m/s ² D = 0.28606 mm	R = 4 A = 0.785 m/s ² D = 0.28606 mm
Modo 11	0.110	0.012	0.1098	0.9939	0.01 %	1.48 %	R = 4 A = 0.761 m/s ² D = 0.23459 mm	R = 4 A = 0.761 m/s ² D = 0.23459 mm
Modo 12	0.108	0.2538	0.0532	0.9658	22.57 %	2.67 %	R = 4 A = 0.755 m/s ² D = 0.22279 mm	R = 4 A = 0.755 m/s ² D = 0.22279 mm
Modo 13	0.093	0.8497	0.0056	0.5272	8.81 %	0 %	R = 4 A = 0.719 m/s ² D = 0.1579 mm	R = 4 A = 0.719 m/s ² D = 0.1579 mm
Modo 14	0.079	0.0769	0.0561	0.9955	0.37 %	0.52 %	R = 4 A = 0.685 m/s ² D = 0.10914 mm	R = 4 A = 0.685 m/s ² D = 0.10914 mm
Modo 15	0.076	0.0508	0.1201	0.9915	0.57 %	8.51 %	R = 4 A = 0.678 m/s ² D = 0.10023 mm	R = 4 A = 0.678 m/s ² D = 0.10023 mm
Total					98.06 %	93.28 %		

Tabla 7 Coeficientes de participación Edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

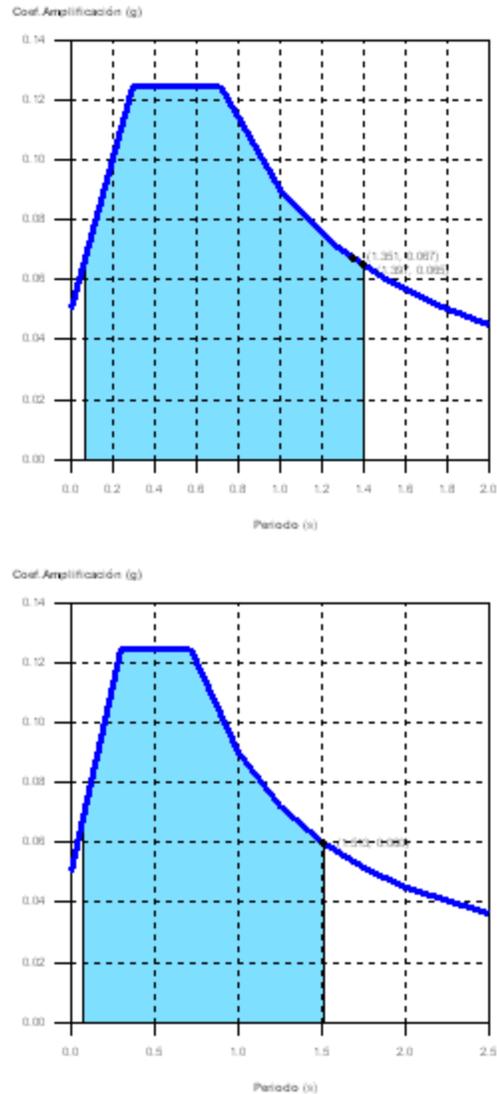


Figura 49 Representación de los periodos modales del Edificio N 1 y 2

Fuente: Elaboración propia

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis de Sismo Edificio N 1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.397	0.065
Modo 2	1.351	0.067

Hipótesis de Sismo Edificio N 2		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.513	0.060

Tabla 8 Hipótesis de sismo Edificio N 1 y 2

Fuente: Elaboración propia

3.6.2.5 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	ex (m)	ey (m)
Losa tanque	(24.81, 3.24)	(24.65, 3.38)	0.17	-0.13
Terraza	(13.15, 11.18)	(16.49, 9.08)	-3.33	2.11
Piso N 12	(13.29, 11.17)	(15.17, 9.96)	-1.88	1.21
Piso N 11	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 10	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 9	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 8	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 7	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 6	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 5	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 4	(13.29, 11.16)	(15.16, 9.89)	-1.87	1.28
Piso N 3	(13.31, 11.15)	(15.16, 9.87)	-1.85	1.28
Piso N 2b	(-, -)	(-, -)	0.00	0.00
Piso N 2	(13.95, 9.98)	(15.52, 9.35)	-1.57	0.63
Piso N 1	(-, -)	(-, -)	0.00	0.00
Planta Baja	(12.61, 9.97)	(11.44, 9.34)	1.17	0.63

Tabla 9 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades por cada planta del Edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	ex (m)	ey (m)
Losa tanque	(-, -)	(-, -)	0.00	0.00
Terraza	(32.97, 6.23)	(31.82, 6.83)	1.16	-0.61
Piso N 12	(33.42, 6.08)	(31.69, 6.83)	1.74	-0.75
Piso N 11	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 10	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 9	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 8	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 7	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 6	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 5	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 4	(33.40, 6.10)	(31.44, 6.83)	1.96	-0.73
Piso N 3	(33.34, 6.14)	(31.27, 6.91)	2.07	-0.77
Piso N 2b	(42.85, 3.00)	(47.67, 3.01)	-4.83	-0.01
Piso N 2	(36.08, 6.08)	(43.41, 3.36)	-7.32	2.72
Piso N 1	(42.97, 2.68)	(43.59, 2.38)	-0.63	0.29
Planta Baja	(38.81, 5.81)	(41.24, 5.73)	-2.43	0.08

Tabla 10 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades por cada planta del Edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

ex: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

ey: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta

Esta representación se encontrará en el ANEXO N 5

3.6.2.6 Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Hipótesis sísmica: Sismo Eje X Edificio N 1

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
Losa tanque	264.221	264.221	178.305	178.305
Terraza	633.905	656.285	322.592	327.980
Piso N 12	979.110	457.087	524.311	251.952
Piso N 11	1296.398	599.153	717.284	297.177
Piso N 10	1695.213	539.054	924.835	263.886
Piso N 9	1998.365	417.912	1106.351	247.655
Piso N 8	2271.794	547.473	1285.806	268.051
Piso N 7	2555.326	489.995	1451.359	215.337
Piso N 6	2788.232	418.461	1590.737	222.192
Piso N 5	2990.570	475.485	1717.596	216.323
Piso N 4	3184.925	443.364	1822.055	188.965
Piso N 3	3344.304	449.027	1906.240	222.015
Piso N 2b	3344.304	0.000	1906.240	0.000
Piso N 2	3462.351	834.977	1965.475	328.802
Piso N 1	3462.351	0.000	1965.475	0.000
Planta Baja	5881.283	4660.564	2441.658	1385.259

Tabla 11 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta del Edificio N 1 en el Eje X

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis sísmica: Sismo Eje Y Edificio N 1

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
Losa tanque	145.080	145.080	178.112	178.112
Terraza	304.443	331.438	544.344	528.928
Piso N 12	492.983	249.141	940.017	463.223
Piso N 11	696.592	291.223	1322.014	481.741
Piso N 10	904.159	246.586	1689.388	446.751
Piso N 9	1076.521	235.048	2016.392	416.801
Piso N 8	1243.432	253.459	2313.697	408.669
Piso N 7	1399.103	225.655	2588.842	408.919
Piso N 6	1536.575	214.547	2841.725	376.422
Piso N 5	1653.141	197.771	3060.903	348.225
Piso N 4	1753.905	212.421	3255.923	364.701
Piso N 3	1841.177	198.359	3424.166	348.273

Piso N 2b	1841.177	0.000	3424.166	0.000
Piso N 2	1896.170	358.874	3536.326	537.541
Piso N 1	1896.170	0.000	3536.326	0.000
Planta Baja	2442.064	1398.187	4039.243	1600.238

Tabla 12 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta del Edificio N 1 en el Eje Y

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis sísmica: Sismo Eje X Edificio N 2

Planta	Q _X (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _Y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
Losa tanque	0.000	0.000	0.000	0.000
Terraza	301.576	301.576	265.719	265.719
Piso N 12	584.357	294.113	411.495	152.555
Piso N 11	809.609	259.652	390.757	120.229
Piso N 10	1009.332	264.582	326.018	218.231
Piso N 9	1201.192	279.169	342.768	230.829
Piso N 8	1398.331	266.569	393.566	175.922
Piso N 7	1575.298	239.309	388.442	173.461
Piso N 6	1721.306	204.250	367.626	188.941
Piso N 5	1840.037	230.513	365.546	190.374
Piso N 4	1938.476	232.030	340.359	181.183
Piso N 3	2028.664	277.032	367.150	236.886
Piso N 2b	2031.726	78.222	335.280	82.902
Piso N 2	2116.876	423.966	448.593	344.846
Piso N 1	2129.920	54.764	473.331	57.202
Planta Baja	5155.092	4525.289	822.078	601.642

Tabla 13 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta del Edificio N 2 en el Eje X

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis sísmica: Sismo Eje Y Edificio N 2

Planta	Q _X (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _Y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
Losa tanque	0.000	0.000	0.000	0.000
Terraza	145.468	145.468	220.748	220.748
Piso N 12	263.124	120.111	443.364	225.233
Piso N 11	316.913	82.074	635.749	201.881

Piso N 10	330.840	91.857	798.563	181.774
Piso N 9	322.044	104.733	938.344	172.477
Piso N 8	308.438	105.556	1063.831	172.351
Piso N 7	280.996	118.276	1178.287	168.425
Piso N 6	257.184	121.088	1282.067	164.311
Piso N 5	250.769	129.867	1376.612	159.893
Piso N 4	277.248	141.975	1463.195	156.425
Piso N 3	349.607	153.278	1540.547	160.331
Piso N 2b	360.059	19.897	1549.654	43.509
Piso N 2	426.280	107.960	1624.496	208.350
Piso N 1	434.775	14.185	1632.900	28.972
Planta Baja	822.089	655.427	1779.351	401.620

Tabla 14 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta del Edificio N 2 en el Eje Y

Fuente: Elaboración propia

Cortantes sísmicos máximos por planta

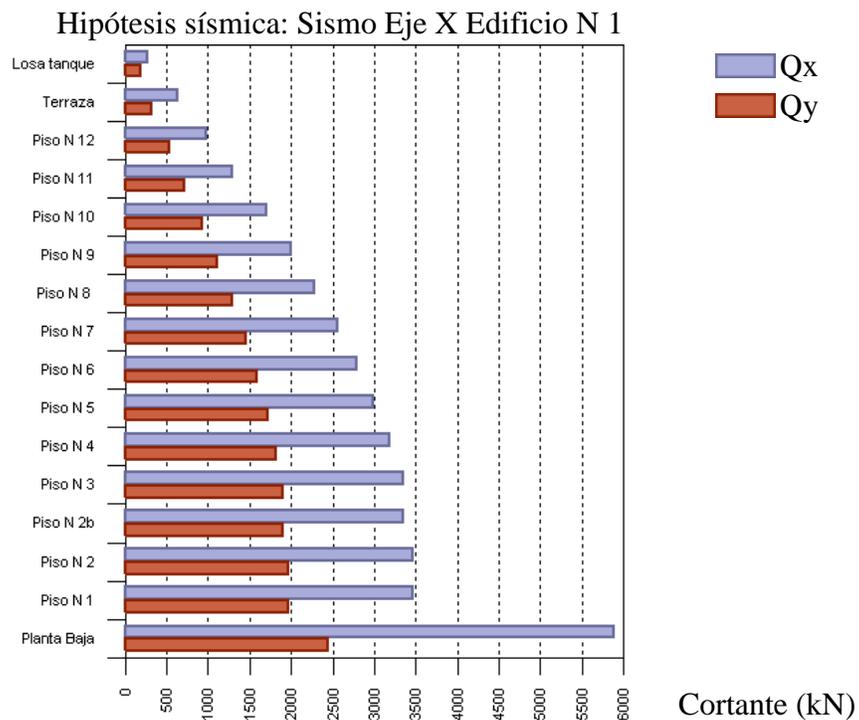


Figura 50 Cortantes sísmicos máximos por planta Edificio N 1 en el Eje X

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis sísmica: Sismo Eje Y Edificio N 1

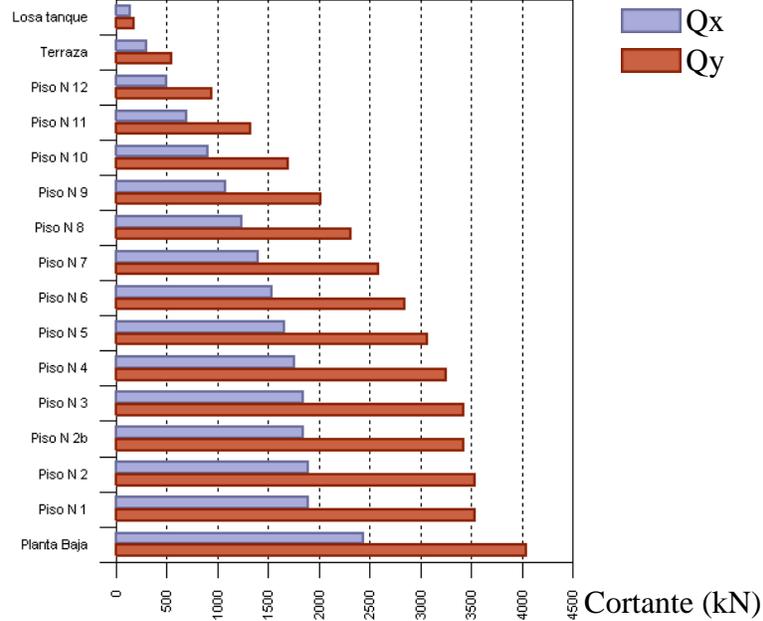


Figura 51 Cortantes sísmicos máximos por planta Edificio N 1 en el Eje Y

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis sísmica: Sismo Eje X Edificio N 2

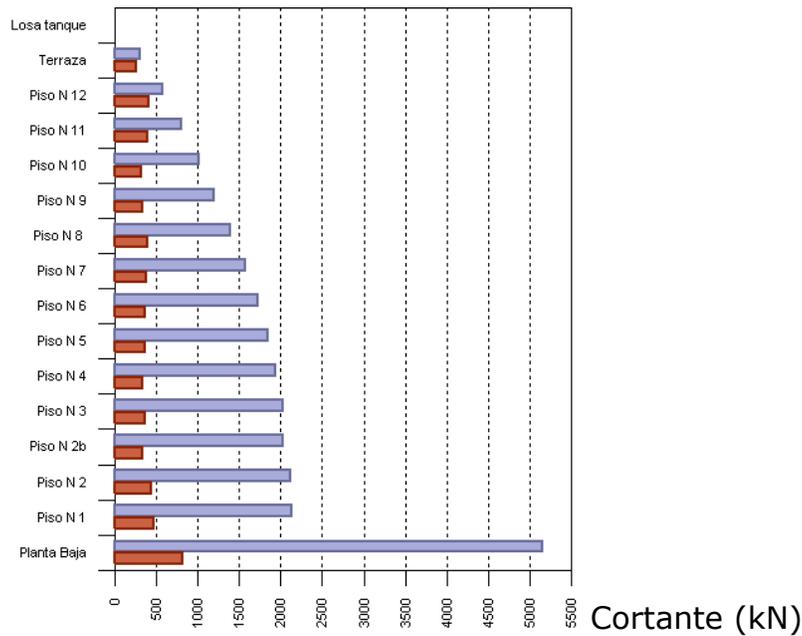


Figura 52 Cortantes sísmicos máximos por planta Edificio N 2 en el Eje X

Fuente: Elaboración propia

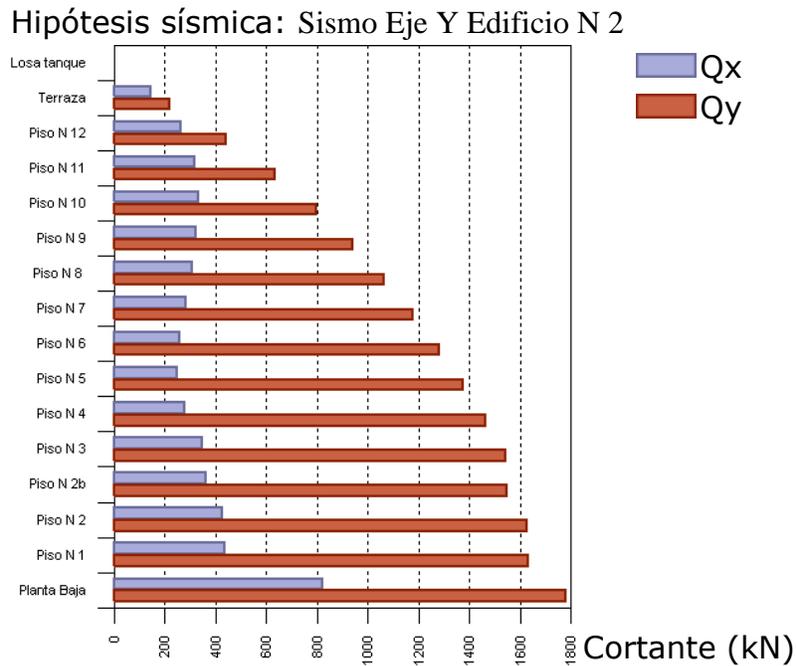


Figura 53 Cortantes sísmicos máximos por planta Edificio N 2 en el Eje Y

Fuente: Elaboración propia

Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica Edificio N 1	% Q _X		% Q _Y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X	22.87	77.13	19.78	80.22
Sismo Y	26.92	73.08	13.03	86.97

Hipótesis sísmica Edificio N 2	% Q _X		% Q _Y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X	9.15	90.85	37.36	62.64
Sismo Y	22.72	77.28	38.26	61.74

Tabla 15 Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques Edificio N 1 y 2

Fuente: Elaboración propia

3.6.3 Verificación con análisis estático

Ya que la configuración de nuestro edificio no es el óptimo para un diseño sísmico ya que este presenta una forma de “L” pudiéndose generar rotaciones y momentos torsores los cuales pueden ser contraproducentes generando esfuerzos mayores que a su vez repercuten en secciones mayores que pueden ser evitadas separando el edificio en su zona media quedando 2 estructuras simétricas las cuales como hablamos anteriormente tienen un mejor comportamiento sísmico.

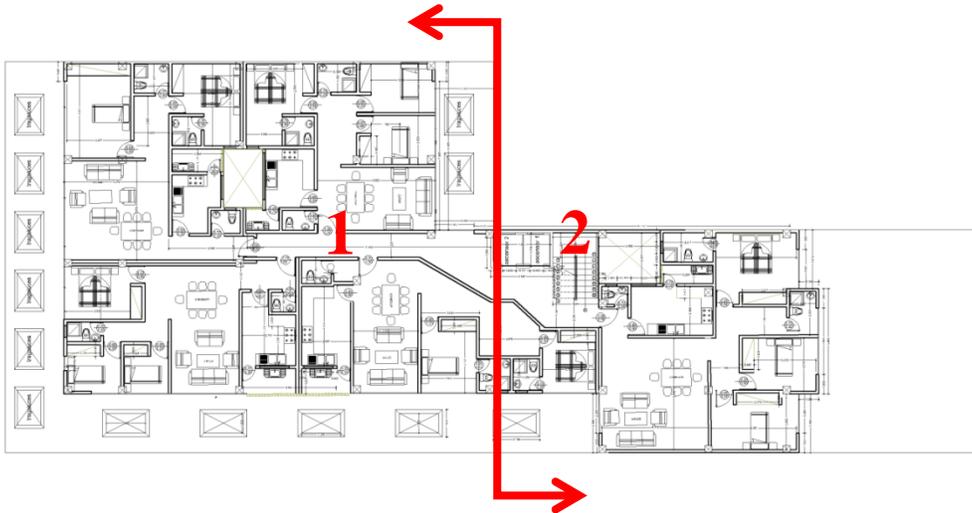


Figura 54 Separación de estructuras

Fuente: Elaboración propia

3.6.3.1 Junta sísmica

Para tener un predimensionamiento de la junta sísmica se utilizará las fórmulas de la Norma Técnica E.030 Diseño sismo resistente y luego de obtener los resultados se proseguirá a verificar si el valor adoptado era el correcto.

$$h = 39200.00 \text{ cm}$$

$$S = 0.007h$$

$$S = 27.44 \text{ cm}$$

$$S \text{ es el mayor de } \begin{cases} S1 = 3 + 0.004(h - 500) = 16.68 \text{ cm} \\ S2 = 3.00 \text{ cm} \\ S3 = \left(\frac{2}{3}\right) * S = 18.29 \text{ cm} \end{cases} \quad (10)$$

Por lo tanto, la junta sísmica será de 20 cm considerando que ambos edificios se desplazan en el mismo sentido y que por diferentes periodos de vibración puede a llegar a necesitar un poco más distancia a la calculada.

3.6.3.2 Cortante Basal Estático

Puesto que análisis dinámico modal espectral se trata de un análisis complejo el cual lo realizaremos con la ayuda del programa CYPE CAD, para darnos un parámetro para comparar con los resultados y verificar que el programa este realizando de manera adecuada el cálculo dinámico, se realizara el análisis estático y se tomara la experiencia de ingenieros especialistas los cuales indican que el cortante dinámico tiende a ser un 80% del cortante estático.

Al ser un análisis mucho más exacto el análisis dinámico tiende a dar valores diferentes a los del estático puesto que su misma filosofía de cálculo es totalmente diferente.

A continuación, realizamos el análisis estático para ambas estructuras en el tiempo T=0.

CORTANTE BASAL ESTATICO EDIFICIO 2

$$V_x = \frac{Aa \times I \times C \times S}{R} \times P \quad (11)$$

Dónde:

Aa= 0.2 g (Valor sacado de la GBDS-2018 para el departamento de La Paz)

I= 1 (Valor del factor de la categoría de la edificación normal sacado de la GBDS-2018)

S=1.5(Valor del factor por tipo de suelo intermedio sacado de la GBDS-2018)

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T_{xy}} \leq 2.5 = \begin{matrix} Cx1.05 \\ Cy0.83 \end{matrix}$$

Tp=0.5 seg valor para suelos intermedios

Tx=1.186

Ty=1.509

Valores sacados del programa CYPE CAD

R= 4 Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas para sistemas aporricados

P=Peso de la estructura mostrado en la siguiente tabla:

N	Descripción	PP (KN)	PM (KN)	CV (KN)	Coef CV	P Total (KN)
1	Total	24,790.40	9,472.89	9,460.01		38,993.30
2	Planta Baja	4,703.32	848.27	3,153.29	0.50	7,128.24
3	Primer Piso	359.17	131.07	211.40	0.50	595.94
4	Segundo Piso	2,497.42	837.32	1,162.95	0.50	3,916.22
5	Segundo Piso B	290.08	123.70	171.80	0.50	499.67
6	1 er Piso de departamentos	1,673.08	714.43	393.00	0.50	2,584.00
7	2 do Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
8	3 er Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
9	4 to Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
10	5 to Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
11	6 to Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
12	7 mo Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
13	8 vo Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
14	9 no Piso de departamentos	1,558.83	714.43	393.00	0.50	2,469.75
15	10 vo Piso de departamentos	1,546.58	714.43	393.00	0.50	2,457.50
16	Terraza	1,250.14	388.28	830.57	0.50	2,053.70

Tabla 16 Tabla de pesos en la estructura edificio 2

Fuente: Elaboración propia

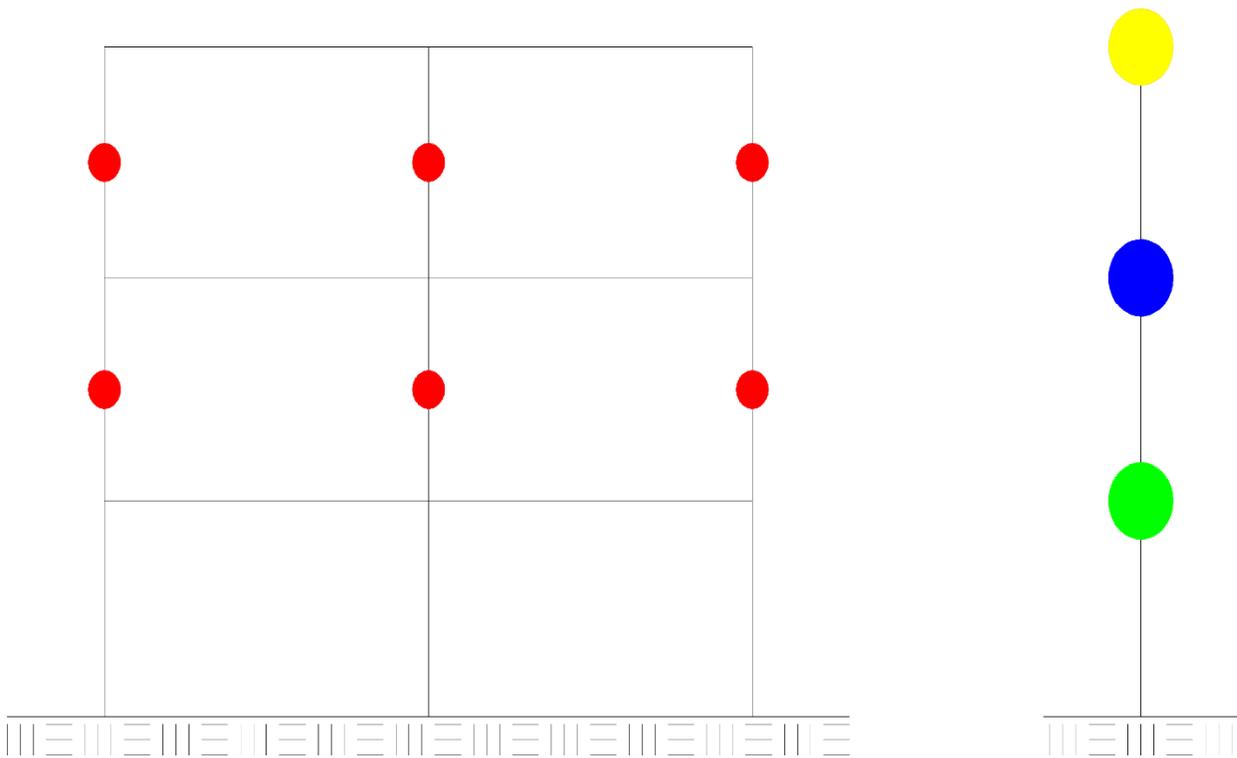


Figura 55 Distribución pesos para análisis estático

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el cortante Basal será:

$$V_{xx} = 3,074.53 \text{ KN}$$

$$V_{xy} = 2,416.14 \text{ KN}$$

Las fuerzas que se generan en cada piso es la siguiente:

$$F_i = \frac{p_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n p_j \times h_j} \times (V - F_a) \quad (12)$$

CORTANTE EN EL EJE X							
N	Descripción	P Total (KN)	h (m)	F _s (KN)	Acumulativo (KN)	C _{pe} (Dinamico) (KN)	Relación
1	Planta Baja	7,128.24	2.80	83.36	3,074.53	5,155.09	168%
2	Primer Piso	595.94	5.70	14.19	2,991.17	2,129.92	71%
3	Segundo Piso	3,916.22	6.95	113.68	2,976.98	2,116.88	71%
4	Segundo Piso B	499.67	8.00	16.70	2,863.30	2,031.73	71%
5	1 er Piso de departamentos	2,584.00	11.70	126.27	2,846.61	2,028.66	71%
6	2 do Piso de departamentos	2,469.75	14.50	149.57	2,720.33	1,938.48	71%
7	3 er Piso de departamentos	2,469.75	17.30	178.46	2,570.76	1,840.04	72%
8	4 to Piso de departamentos	2,469.75	20.10	207.34	2,392.30	1,721.31	72%
9	5 to Piso de departamentos	2,469.75	22.90	236.22	2,184.96	1,575.30	72%
10	6 to Piso de departamentos	2,469.75	25.70	265.11	1,948.73	1,398.33	72%
11	7 mo Piso de departamentos	2,469.75	28.50	293.99	1,683.63	1,201.19	71%
12	8 vo Piso de departamentos	2,469.75	31.30	322.87	1,389.63	1,009.33	73%
13	9 no Piso de departamentos	2,469.75	34.10	351.76	1,066.76	809.61	76%
14	10 vo Piso de departamentos	2,457.50	36.90	378.75	715.00	584.36	82%
15	Terraza	2,053.70	39.20	336.25	336.25	301.58	90%

Tabla 17 Tabla de cortantes en X por análisis estático y calculados por el programa CYPE CAD edificio 2

Fuente: Elaboración propia

En el último piso tiende a concentrarse mayor carga y para esto se tiende a dar en el último piso, cuando el edificio es de una altura considerable, un valor de:

$$F_s = 0.07 \times T \times V \quad (13)$$

Pero como en esta estructura contempla un cuarto de máquinas del ascensor y una cancha de futbol la carga lateral que se genera por el cálculo normal es mayor al devuelto por esta fórmula.

CORTANTE EN EL EJE Y							
N	Descripción	P Total (KN)	h (m)	Fs (KN)	Acumulativo (KN)	Cype (Dinamico) (KN)	Relación
1	Planta Baja	7,128.24	2.80	65.51	2,416.14	1,779.35	74%
2	Primer Piso	595.94	5.70	11.15	2,350.63	1,632.90	69%
3	Segundo Piso	3,916.22	6.95	89.34	2,339.48	1,624.50	69%
4	Segundo Piso B	499.67	8.00	13.12	2,250.14	1,549.65	69%
5	1 er Piso de departamentos	2,584.00	11.70	99.23	2,237.02	1,540.55	69%
6	2 do Piso de departamentos	2,469.75	14.50	117.54	2,137.79	1,463.20	68%
7	3 er Piso de departamentos	2,469.75	17.30	140.24	2,020.24	1,376.61	68%
8	4 to Piso de departamentos	2,469.75	20.10	162.94	1,880.00	1,282.07	68%
9	5 to Piso de departamentos	2,469.75	22.90	185.64	1,717.06	1,178.29	69%
10	6 to Piso de departamentos	2,469.75	25.70	208.34	1,531.42	1,063.83	69%
11	7 mo Piso de departamentos	2,469.75	28.50	231.03	1,323.09	938.34	71%
12	8 vo Piso de departamentos	2,469.75	31.30	253.73	1,092.05	798.56	73%
13	9 no Piso de departamentos	2,469.75	34.10	276.43	838.32	635.75	76%
14	10 vo Piso de departamentos	2,457.50	36.90	297.65	561.89	443.36	79%
15	Terraza	2,053.70	39.20	264.24	264.24	220.75	84%

Tabla 18 Tabla de cortantes en Y por análisis estático y calculados por el programa CYPE CAD edificio 2

Fuente: Elaboración propia

CORTANTE BASAL ESTATICO EDIFICIO 1

$$V_x = \frac{A_a \times I \times C \times S}{R} \times P$$

Dónde:

A_a= 0.2 g (Valor sacado de la GBDS-2018 para el departamento de La Paz)

I= 1 (Valor del factor de la categoría de la edificación normal sacado de la GBDS-2018)

S=1.5(Valor del factor por tipo de suelo intermedio sacado de la GBDS-2018)

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T_{xy}} \leq 2.5 = \begin{matrix} C_x 0.89 \\ C_y 0.93 \end{matrix}$$

T_p=0.5 seg valor para suelos intermedios

T_x=1.339

T_y=1.351

Valores sacados del programa CYPE CAD

R= 4 Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas para sistemas apertados

P=Peso de la estructura mostrado en la siguiente tabla:

N	Descripción	PP (KN)	PM (KN)	CV (KN)	Coef CV	P Total (KN)
1	Total	46,090.92	19,661.14	16,993.10		74,536.25
2	Planta Baja	5,844.58	1,241.45	4,743.10	0.50	9,457.58
3	Segundo Piso	3,939.29	1,584.40	2,061.93	0.50	6,554.65
4	1 er Piso de departamentos	8,214.67	1,595.23	877.23	0.50	10,248.52
5	2 do Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
6	3 er Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
7	4 to Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
8	5 to Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
9	6 to Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
10	7 mo Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
11	8 vo Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
12	9 no Piso de departamentos	2,838.22	1,595.23	877.23	0.50	4,872.07
13	10 vo Piso de departamentos	2,799.67	1,595.23	877.23	0.50	4,833.52
14	Terraza	2,422.92	866.98	840.49	0.50	3,710.14
15	Losa Tanque	164.00	15.98	575.28	1.00	755.26

Tabla 19 Tabla de pesos en la estructura edificio 1

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto el cortante Basal será:

$$V_{xx} = 5,001.99 \text{ KN}$$

$$V_{xy} = 5,172.30 \text{ KN}$$

Las fuerzas que se generan en cada piso es la siguiente:

$$F_i = \frac{p_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n p_j \times h_j} \times (V - F_a)$$

CORTANTE EN EL EJE X							
N	Descripción	P Total (KN)	h (m)	F _s (KN)	Acumulativo (KN)	Cype (Dinamico) (KN)	Relación
1	Planta Baja	9,457.58	2.80	88.68	5,001.99	5,878.41	118%
2	Segundo Piso	6,554.65	6.95	152.56	4,913.30	3,432.21	70%
3	1 er Piso de departamentos	10,248.52	11.70	401.56	4,760.74	3,314.76	70%
4	2 do Piso de departamentos	4,872.07	14.50	236.59	4,359.18	3,156.61	72%
5	3 er Piso de departamentos	4,872.07	17.30	282.27	4,122.59	2,964.04	72%
6	4 to Piso de departamentos	4,872.07	20.10	327.96	3,840.32	2,760.75	72%
7	5 to Piso de departamentos	4,872.07	22.90	373.64	3,512.37	2,533.68	72%
8	6 to Piso de departamentos	4,872.07	25.70	419.33	3,138.73	2,252.92	72%
9	7 mo Piso de departamentos	4,872.07	28.50	465.01	2,719.40	1,977.51	73%
10	8 vo Piso de departamentos	4,872.07	31.30	510.70	2,254.39	1,681.67	75%
11	9 no Piso de departamentos	4,872.07	34.10	556.38	1,743.69	1,286.52	74%
12	10 vo Piso de departamentos	4,833.52	36.90	597.30	1,187.31	972.55	82%
13	Terraza	3,710.14	39.20	487.06	590.00	633.39	107%
14	Losa Tanque	755.26	40.70	102.94	102.94	262.31	255%

Tabla 20 Tabla de cortantes en X por análisis estático y calculados por el programa CYPE CAD edificio 1

Fuente: Elaboración propia

En el último piso tiende a concentrarse mayor carga y para esto se tiende a dar en el último piso, cuando el edificio es de una altura considerable, un valor de:

$$F_s = 0.07 \times T \times V$$

Pero como en esta estructura contempla un tanque elevado el cual supondremos que en caso de sismo está totalmente lleno, por lo que su coeficiente será 1 lo que hace que el valor que se genera por el cálculo normal es mayor al devuelto por esta fórmula.

CORTANTE EN EL EJE Y							
N	Descripción	P Total (KN)	h (m)	Fs (KN)	Acumulativo (KN)	Cype (Dinamico) (KN)	Relación
1	Planta Baja	9,457.58	2.80	91.70	5,172.30	4,019.86	78%
2	Segundo Piso	6,554.65	6.95	157.75	5,080.59	3,512.81	69%
3	1 er Piso de departamentos	10,248.52	11.70	415.23	4,922.84	3,401.30	69%
4	2 do Piso de departamentos	4,872.07	14.50	244.64	4,507.60	3,233.57	72%
5	3 er Piso de departamentos	4,872.07	17.30	291.88	4,262.96	3,039.49	71%
6	4 to Piso de departamentos	4,872.07	20.10	339.12	3,971.08	2,821.29	71%
7	5 to Piso de departamentos	4,872.07	22.90	386.36	3,631.96	2,569.90	71%
8	6 to Piso de departamentos	4,872.07	25.70	433.60	3,245.60	2,296.81	71%
9	7 mo Piso de departamentos	4,872.07	28.50	480.85	2,811.99	2,001.11	71%
10	8 vo Piso de departamentos	4,872.07	31.30	528.09	2,331.15	1,676.56	72%
11	9 no Piso de departamentos	4,872.07	34.10	575.33	1,803.06	1,313.14	73%
12	10 vo Piso de departamentos	4,833.52	36.90	617.64	1,227.73	933.68	76%
13	Terraza	3,710.14	39.20	503.64	610.09	540.75	89%
14	Losa Tanque	755.26	40.70	106.45	106.45	178.70	168%

Tabla 21 Tabla de cortantes en Y por análisis estático y calculados por el programa CYPE CAD edificio 1

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente con la ayuda del programa CYPE CAD realizaremos las comprobaciones necesarias de los esfuerzos de dimensionamiento.

Cabe resaltar que tanto en el edificio 1 como en el 2 se rigidizó la estructura dándole mayor rigidez a los elementos exteriores (Vigas y Columnas), a comparación de la estructura que solo soportaba cargas gravitacionales, para poder reducir los esfuerzos generados por la acción sísmica. Y así poder evitar grandes deformaciones.

Edificio N 2

Como se puede apreciar en las **tablas 17 y 18** el valor del cortante basal estático mantiene una relación aproximada del 70 % en todos los pisos hasta llegar al estacionamiento, donde el valor de cortante dinámico se dispara en mayor cantidad en el eje X con un valor de cortante dinámico un 68% mayor que le valor obtenido por el análisis estático, esto debido principalmente a la

rigidez que aporta los muros del sótano donde el cortante es absorbido por dichos muros y por la configuración de dichos muros estos aportan una mayor rigidez en este eje.

Edificio N 1

De la misma manera en las tablas **20 y 21** se puede identificar el mismo fenómeno, pero con menor diferencia entre el valor del cortante estático y el cortante dinámico, al tener menor tamaño el cortante absorbido por los muros se ve reducido, pero de la misma manera en el Eje X el valor del cortante dinámico es un 18 % mayor al estático.

Por lo tanto se concluyó que se usará los valores obtenidos por el análisis dinámico, ya que este simula de mejor manera el comportamiento que posteriormente tendrá la estructura, puesto que en la realidad los muros de sótano y el núcleo de ascensor absorberán en gran medida el cortante generado por las acciones sísmicas, y cuando se realiza un análisis estático el cortante queda distribuido de una manera uniforme ya que este está relacionado con el peso de cada piso dejando muchas variables de lado.

3.6.3.3 Fuerzas Internas Columnas

A continuación, presentamos los resultados entregados por el programa CYPE CAD de fuerzas en la planta baja de la edificación. Primeramente, colocaremos las fuerzas internas generadas por las cargas gravitacionales y luego las cargas generadas por la acción del viento.

Finalmente obtendremos cuanto aumentan la carga normal y los momentos en X & Y en porcentaje.

N	Gravitacionales			Viento			Incremento %		
	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
1	172.00 KN	5.80 KN*m	2.80 KN*m	172.10 KN	5.80 KN*m	2.80 KN*m	0.06	0.00	0.00
2	35.70 KN	11.30 KN*m	3.30 KN*m	41.90 KN	11.40 KN*m	3.40 KN*m	17.37	0.88	3.03
3	44.80 KN	27.10 KN*m	1.20 KN*m	44.80 KN	27.10 KN*m	6.60 KN*m	0.00	0.00	450.00
4	55.40 KN	26.20 KN*m	2.10 KN*m	55.60 KN	26.30 KN*m	6.20 KN*m	0.36	0.38	195.24
5	82.60 KN	14.10 KN*m	3.70 KN*m	88.40 KN	14.30 KN*m	5.80 KN*m	7.02	1.42	56.76
6	85.90 KN	12.80 KN*m	12.60 KN*m	92.70 KN	12.80 KN*m	12.70 KN*m	7.92	0.00	0.79
7	1,489.10 KN	32.70 KN*m	30.80 KN*m	1,520.80 KN	32.80 KN*m	32.70 KN*m	2.13	0.31	6.17
8	2,595.40 KN	97.80 KN*m	7.70 KN*m	2,636.90 KN	97.90 KN*m	19.90 KN*m	1.60	0.10	158.44
9	2,490.10 KN	97.50 KN*m	16.00 KN*m	2,522.40 KN	97.60 KN*m	61.00 KN*m	1.30	0.10	281.25
10	2,017.30 KN	39.60 KN*m	19.10 KN*m	2,018.40 KN	39.60 KN*m	35.50 KN*m	0.05	0.00	85.86
11	1,305.40 KN	8.90 KN*m	16.80 KN*m	1,365.00 KN	40.20 KN*m	42.40 KN*m	4.57	351.69	152.38
12	277.60 KN	5.30 KN*m	39.50 KN*m	283.60 KN	23.50 KN*m	50.60 KN*m	2.16	343.40	28.10
13	3,108.00 KN	22.40 KN*m	105.20 KN*m	3,107.80 KN	74.30 KN*m	105.20 KN*m	-0.01	231.70	0.00
14	4,983.30 KN	86.30 KN*m	28.00 KN*m	4,983.00 KN	190.40 KN*m	151.70 KN*m	-0.01	120.63	441.79
15	4,280.20 KN	80.60 KN*m	61.20 KN*m	4,280.10 KN	164.90 KN*m	141.50 KN*m	0.00	104.59	131.21
16	4,359.90 KN	37.30 KN*m	90.70 KN*m	4,360.10 KN	117.70 KN*m	109.20 KN*m	0.00	215.55	20.40
17	3,079.30 KN	26.50 KN*m	62.10 KN*m	3,079.20 KN	93.30 KN*m	115.00 KN*m	0.00	252.08	85.19
18	279.40 KN	1.20 KN*m	39.60 KN*m	290.80 KN	20.20 KN*m	51.30 KN*m	4.08	1583.33	29.55
19	4,639.60 KN	26.50 KN*m	164.60 KN*m	4,639.70 KN	113.40 KN*m	193.20 KN*m	0.00	327.92	17.38
20	7,311.90 KN	134.20 KN*m	50.80 KN*m	7,310.80 KN	144.90 KN*m	226.80 KN*m	-0.02	7.97	346.46
21	7,328.10 KN	85.00 KN*m	93.80 KN*m	7,327.50 KN	174.00 KN*m	228.70 KN*m	-0.01	104.71	143.82
22	6,053.70 KN	42.80 KN*m	170.50 KN*m	6,053.60 KN	120.20 KN*m	192.90 KN*m	0.00	180.84	13.14
23	4,254.70 KN	12.60 KN*m	87.80 KN*m	4,255.00 KN	119.70 KN*m	180.70 KN*m	0.01	850.00	105.81
24	285.40 KN	7.00 KN*m	31.80 KN*m	343.30 KN	27.10 KN*m	59.30 KN*m	20.29	287.14	86.48
25	8,917.00 KN	211.20 KN*m	281.40 KN*m	8,914.70 KN	321.80 KN*m	555.70 KN*m	-0.03	52.37	97.48
26	8,288.90 KN	219.60 KN*m	194.80 KN*m	8,285.60 KN	287.10 KN*m	419.10 KN*m	-0.04	30.74	115.14
27	5,339.60 KN	79.90 KN*m	130.80 KN*m	5,338.50 KN	116.70 KN*m	152.20 KN*m	-0.02	46.06	16.36
28	3,759.70 KN	44.30 KN*m	90.00 KN*m	3,798.90 KN	98.50 KN*m	169.40 KN*m	1.04	122.35	88.22
29	5,124.30 KN	160.50 KN*m	90.30 KN*m	5,116.10 KN	194.00 KN*m	166.70 KN*m	-0.16	20.87	84.61
30	2,612.80 KN	40.70 KN*m	26.40 KN*m	2,611.50 KN	55.90 KN*m	44.20 KN*m	-0.05	37.35	67.42
31	1,547.90 KN	26.60 KN*m	23.90 KN*m	1,563.40 KN	37.30 KN*m	41.20 KN*m	1.00	40.23	72.38
32	-606.50 KN	100.90 KN*m	80.60 KN*m	-602.60 KN	181.30 KN*m	272.20 KN*m	-0.64	79.68	237.72
33	5,258.90 KN	226.90 KN*m	143.80 KN*m	5,247.70 KN	265.30 KN*m	277.50 KN*m	-0.21	16.92	92.98
34	3,146.60 KN	85.40 KN*m	67.30 KN*m	3,181.10 KN	129.20 KN*m	138.00 KN*m	1.10	51.29	105.05
35	210.30 KN	14.00 KN*m	17.40 KN*m	209.90 KN	34.90 KN*m	27.10 KN*m	-0.19	149.29	55.75
36	90.90 KN	6.60 KN*m	15.00 KN*m	96.70 KN	30.90 KN*m	28.70 KN*m	6.38	368.18	91.33

Tabla 22 Fuerzas internas por cargas gravitacionales y viento edificio 1

Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que las secciones calculadas para las fuerzas internas generadas por las cargas gravitacionales también cumplen para las fuerzas internas generadas por la acción del viento. Por lo que no podemos observar grandes cambios en la fuerza normal de cada pilar. Mientras que en los momentos si podemos observar un aumento pero que en comparación a las fuerzas inducidas por el sismo son insignificantes.

A continuación, mostraremos las fuerzas generadas por la acción sísmica y el incremento en % en comparación a las fuerzas mostradas anteriormente generadas por las cargas gravitacionales y el viento.

N	Sismo			Incremento %			Incremento % Viento - Sismo		
	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
1	228.10 KN	6.90 KN*m	7.80 KN*m	32.62	18.97	178.57	32.54	18.97	178.57
2	99.40 KN	20.30 KN*m	12.70 KN*m	178.43	79.65	284.85	137.23	78.07	273.53
3	236.40 KN	47.50 KN*m	22.80 KN*m	427.68	75.28	1800.00	427.68	75.28	245.45
4	202.20 KN	52.90 KN*m	21.50 KN*m	264.98	101.91	923.81	263.67	101.14	246.77
5	138.50 KN	27.00 KN*m	9.80 KN*m	67.68	91.49	164.86	56.67	88.81	68.97
6	108.40 KN	14.40 KN*m	14.50 KN*m	26.19	12.50	15.08	16.94	12.50	14.17
7	2,257.70 KN	72.30 KN*m	103.30 KN*m	51.62	121.10	235.39	48.45	120.43	215.90
8	3,626.80 KN	221.70 KN*m	182.80 KN*m	39.74	126.69	2274.03	37.54	126.46	818.59
9	3,441.20 KN	235.20 KN*m	193.00 KN*m	38.20	141.23	1106.25	36.43	140.98	216.39
10	2,218.30 KN	87.70 KN*m	92.80 KN*m	9.96	121.46	385.86	9.90	121.46	161.41
11	1,995.50 KN	103.40 KN*m	88.80 KN*m	52.87	1061.80	428.57	46.19	157.21	109.43
12	336.20 KN	67.00 KN*m	95.90 KN*m	21.11	1164.15	142.78	18.55	185.11	89.53
13	3,243.00 KN	155.30 KN*m	249.80 KN*m	4.34	593.30	137.45	4.35	109.02	137.45
14	4,863.40 KN	414.00 KN*m	339.90 KN*m	-2.41	379.72	1113.93	-2.40	117.44	124.06
15	4,524.70 KN	433.10 KN*m	377.40 KN*m	5.71	437.34	516.67	5.71	162.64	166.71
16	4,738.90 KN	300.60 KN*m	333.90 KN*m	8.69	705.90	268.14	8.69	155.40	205.77
17	3,067.30 KN	234.80 KN*m	207.00 KN*m	-0.39	786.04	233.33	-0.39	151.66	80.00
18	345.30 KN	68.10 KN*m	96.00 KN*m	23.59	5575.00	142.42	18.74	237.13	87.13
19	4,729.30 KN	333.40 KN*m	402.70 KN*m	1.93	1158.11	144.65	1.93	194.00	108.44
20	7,246.70 KN	427.90 KN*m	503.80 KN*m	-0.89	218.85	891.73	-0.88	195.31	122.13
21	7,074.20 KN	527.10 KN*m	520.40 KN*m	-3.46	520.12	454.80	-3.46	202.93	127.55
22	6,517.40 KN	419.20 KN*m	462.20 KN*m	7.66	879.44	171.09	7.66	248.75	139.61
23	4,250.80 KN	351.20 KN*m	331.70 KN*m	-0.09	2687.30	277.79	-0.10	193.40	83.56
24	515.70 KN	79.40 KN*m	113.60 KN*m	80.69	1034.29	257.23	50.22	192.99	91.57
25	9,777.00 KN	1,403.60 KN*m	1,419.80 KN*m	9.64	564.58	404.55	9.67	336.17	155.50
26	9,138.10 KN	1,038.70 KN*m	1,016.10 KN*m	10.25	373.00	421.61	10.29	261.79	142.45
27	5,246.90 KN	289.70 KN*m	365.80 KN*m	-1.74	262.58	179.66	-1.72	148.24	140.34
28	4,634.40 KN	370.40 KN*m	360.10 KN*m	23.27	736.12	300.11	21.99	276.04	112.57
29	4,760.60 KN	413.40 KN*m	251.70 KN*m	-7.10	157.57	178.74	-6.95	113.09	50.99
30	3,046.70 KN	165.60 KN*m	114.70 KN*m	16.61	306.88	334.47	16.66	196.24	159.50
31	1,980.50 KN	113.40 KN*m	65.20 KN*m	27.95	326.32	172.80	26.68	204.02	58.25
32	-601.30 KN	505.90 KN*m	544.60 KN*m	-0.86	401.39	575.68	-0.22	179.04	100.07
33	5,405.50 KN	590.80 KN*m	571.10 KN*m	2.79	160.38	297.15	3.01	122.69	105.80
34	4,341.00 KN	363.00 KN*m	328.10 KN*m	37.96	325.06	387.52	36.46	180.96	137.75
35	294.10 KN	86.90 KN*m	63.20 KN*m	39.85	520.71	263.22	40.11	149.00	133.21
36	139.20 KN	90.90 KN*m	58.00 KN*m	53.14	1277.27	286.67	43.95	194.17	102.09

Tabla 23 Fuerzas internas por sismo edificio 1

Fuente: Elaboración propia

Como podemos apreciar en la **Tabla 23** las fuerzas internas generadas por la acción del sismo son mucho mayores a las generadas por el viento y como en la normativa recomiendo no considerar estas acciones de manera conjunta, las fuerzas generadas por el sismo serán las que rijan nuestro diseño.

Cabe resaltar que parte del aumento de la fuerza normal en las columnas son debido a que se rigidizo la estructura aumentando las secciones de las columnas y vigas externas del edificio. Y tampoco se hará un cambio de sección en las columnas puesto que si se realiza este cambio de sección tendríamos que aumentar el canto de la losa reticular ya que esta falla a punzonamiento.

De la misma manera se procede a mostrar los resultados del edificio 2.

N	Gravitacionales			Viento			Incremento %		
	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
37	1,698.30 KN	27.50 KN*m	47.40 KN*m	1,945.80 KN	29.40 KN*m	68.30 KN*m	14.57	6.91	44.09
38	5,160.20 KN	66.80 KN*m	38.20 KN*m	5,143.60 KN	81.60 KN*m	122.10 KN*m	-0.32	22.16	219.63
39	5,193.20 KN	45.90 KN*m	126.90 KN*m	5,185.10 KN	95.90 KN*m	174.20 KN*m	-0.16	108.93	37.27
40	1,207.80 KN	12.80 KN*m	43.30 KN*m	1,296.70 KN	33.70 KN*m	43.00 KN*m	7.36	163.28	-0.69
41	2,802.90 KN	27.10 KN*m	43.10 KN*m	3,084.20 KN	101.10 KN*m	125.30 KN*m	10.04	273.06	190.72
42	5,369.70 KN	98.70 KN*m	91.60 KN*m	5,363.10 KN	145.90 KN*m	207.10 KN*m	-0.12	47.82	126.09
43	5,015.50 KN	71.80 KN*m	60.20 KN*m	5,010.10 KN	82.60 KN*m	147.50 KN*m	-0.11	15.04	145.02
44	2,760.60 KN	16.10 KN*m	51.50 KN*m	2,957.30 KN	63.90 KN*m	93.70 KN*m	7.13	296.89	81.94
45	1,720.90 KN	37.80 KN*m	35.90 KN*m	1,866.10 KN	86.50 KN*m	35.80 KN*m	8.44	128.84	-0.28
46	4,253.40 KN	91.30 KN*m	69.00 KN*m	4,255.70 KN	102.90 KN*m	129.60 KN*m	0.05	12.71	87.83
47	4,291.90 KN	80.60 KN*m	55.80 KN*m	4,294.70 KN	87.30 KN*m	124.40 KN*m	0.07	8.31	122.94
48	1,304.70 KN	21.60 KN*m	17.90 KN*m	1,480.20 KN	32.10 KN*m	42.30 KN*m	13.45	48.61	136.31
49	297.00 KN	39.10 KN*m	45.60 KN*m	312.50 KN	78.80 KN*m	45.60 KN*m	5.22	101.53	0.00
50	740.50 KN	32.90 KN*m	54.80 KN*m	740.90 KN	60.60 KN*m	79.70 KN*m	0.05	84.19	45.44
51	994.00 KN	17.70 KN*m	19.10 KN*m	994.40 KN	24.00 KN*m	36.40 KN*m	0.04	35.59	90.58
52	934.30 KN	11.80 KN*m	24.70 KN*m	935.00 KN	20.20 KN*m	28.20 KN*m	0.07	71.19	14.17
53	142.60 KN	14.30 KN*m	55.10 KN*m	159.60 KN	28.20 KN*m	55.20 KN*m	11.92	97.20	0.18
54	299.20 KN	21.60 KN*m	11.40 KN*m	299.40 KN	21.40 KN*m	25.70 KN*m	0.07	-0.93	125.44
55	312.40 KN	10.90 KN*m	9.30 KN*m	312.80 KN	12.90 KN*m	22.30 KN*m	0.13	18.35	139.78
56	61.90 KN	6.80 KN*m	26.40 KN*m	83.40 KN	16.20 KN*m	27.00 KN*m	34.73	138.24	2.27
57	250.80 KN	22.30 KN*m	11.10 KN*m	242.00 KN	55.20 KN*m	44.70 KN*m	-3.51	147.53	302.70
58	198.90 KN	38.20 KN*m	21.00 KN*m	219.90 KN	38.00 KN*m	45.30 KN*m	10.56	-0.52	115.71
59	138.60 KN	38.10 KN*m	8.20 KN*m	138.80 KN	39.30 KN*m	26.80 KN*m	0.14	3.15	226.83
60	-105.40 KN	6.60 KN*m	3.50 KN*m	-105.40 KN	13.90 KN*m	23.60 KN*m	0.00	110.61	574.29
61	3,299.80 KN	25.30 KN*m	122.70 KN*m	3,285.60 KN	42.20 KN*m	143.20 KN*m	-0.43	66.80	16.71
62	517.00 KN	5.20 KN*m	44.40 KN*m	927.10 KN	22.40 KN*m	44.80 KN*m	79.32	330.77	0.90
63	111.50 KN	3.90 KN*m	28.40 KN*m	153.00 KN	32.00 KN*m	69.90 KN*m	37.22	720.51	146.13
64	2,999.60 KN	85.20 KN*m	39.50 KN*m	2,935.90 KN	92.60 KN*m	122.70 KN*m	-2.12	8.69	210.63

Tabla 24 Fuerzas internas por cargas gravitacionales y viento edificio 2

Fuente: Elaboración propia

N	Sismo			Incremento %			Incremento % Viento - Sismo		
	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
37	2,733.00 KN	126.50 KN*m	117.60 KN*m	60.93	360.00	148.10	40.46	330.27	72.18
38	5,390.50 KN	179.20 KN*m	226.50 KN*m	4.46	168.26	492.93	4.80	119.61	85.50
39	5,075.40 KN	187.20 KN*m	184.70 KN*m	-2.27	307.84	45.55	-2.12	95.20	6.03
40	1,917.80 KN	134.90 KN*m	98.80 KN*m	58.78	953.91	128.18	47.90	300.30	129.77
41	3,375.90 KN	217.10 KN*m	152.10 KN*m	20.44	701.11	252.90	9.46	114.74	21.39
42	5,159.00 KN	245.90 KN*m	216.90 KN*m	-3.92	149.14	136.79	-3.81	68.54	4.73
43	4,905.50 KN	167.40 KN*m	173.70 KN*m	-2.19	133.15	188.54	-2.09	102.66	17.76
44	3,225.40 KN	199.70 KN*m	144.00 KN*m	16.84	1140.37	179.61	9.07	212.52	53.68
45	2,352.80 KN	217.40 KN*m	64.20 KN*m	36.72	475.13	78.83	26.08	151.33	79.33
46	4,480.80 KN	252.40 KN*m	208.10 KN*m	5.35	176.45	201.59	5.29	145.29	60.57
47	4,398.60 KN	199.20 KN*m	172.70 KN*m	2.49	147.15	209.50	2.42	128.18	38.83
48	2,360.80 KN	122.80 KN*m	85.40 KN*m	80.95	468.52	377.09	59.49	282.55	101.89
49	598.40 KN	313.50 KN*m	87.00 KN*m	101.48	701.79	90.79	91.49	297.84	90.79
50	882.30 KN	177.60 KN*m	123.60 KN*m	19.15	439.82	125.55	19.08	193.07	55.08
51	1,059.10 KN	59.50 KN*m	61.20 KN*m	6.55	236.16	220.42	6.51	147.92	68.13
52	1,003.80 KN	51.00 KN*m	46.10 KN*m	7.44	332.20	86.64	7.36	152.48	63.48
53	437.20 KN	112.90 KN*m	112.70 KN*m	206.59	689.51	104.54	173.93	300.35	104.17
54	295.30 KN	45.50 KN*m	43.50 KN*m	-1.30	110.65	281.58	-1.37	112.62	69.26
55	304.30 KN	37.70 KN*m	36.10 KN*m	-2.59	245.87	288.17	-2.72	192.25	61.88
56	238.90 KN	94.50 KN*m	59.80 KN*m	285.95	1289.71	126.52	186.45	483.33	121.48
57	631.10 KN	257.50 KN*m	97.50 KN*m	151.63	1054.71	778.38	160.79	366.49	118.12
58	304.80 KN	138.60 KN*m	117.00 KN*m	53.24	262.83	457.14	38.61	264.74	158.28
59	378.80 KN	71.50 KN*m	85.70 KN*m	173.30	87.66	945.12	172.91	81.93	219.78
60	-137.40 KN	88.50 KN*m	69.90 KN*m	30.36	1240.91	1897.14	30.36	536.69	196.19
61	3,526.80 KN	81.90 KN*m	151.20 KN*m	6.88	223.72	23.23	7.34	94.08	5.59
62	2,587.10 KN	119.70 KN*m	106.50 KN*m	400.41	2201.92	139.86	179.05	434.38	137.72
63	381.90 KN	140.00 KN*m	181.30 KN*m	242.51	3489.74	538.38	149.61	337.50	159.37
64	3,171.40 KN	133.20 KN*m	181.40 KN*m	5.73	56.34	359.24	8.02	43.84	47.84

Tabla 25 Fuerzas internas por sismo edificio 2

Fuente: Elaboración propia

Al observar las **tablas 23 y 25** las fuerzas internas generadas por el sismo son mucho mayores a las fuerzas generadas por el viento, por lo que estas últimas serán descartadas ya que en la GBDS-2018 no se debe considerar que existirán ambos eventos al mismo tiempo, por lo que se elige el que genere mayores esfuerzos en la estructura.

También se nota un aumento en las fuerzas normales de las columnas cuando se compara al sismo con el viento y con las cargas gravitacionales, esto se debe a la componente del sismo en el eje Z (10%) y a que debido a este componente en el eje Z si se realiza los cambios de sección como se hizo para las cargas gravitacionales y viento, al considerar el sismo la losa reticular fallaría por punzonamiento. Por lo que las secciones se mantendrán constantes para el diseño sísmico.

Finalmente, donde se presenta un mayor cambio, aparte de los cortante, es en los momentos donde obtenemos valores mucho mayores puesto que las fuerzas laterales causan este efecto en los elementos verticales.

3.6.3.4 Secciones de Columnas

A continuación, mostraremos las secciones finales de las columnas de ambas estructuras cuando se encuentran sometidas a cargas gravitacionales, cuando se considera viento y cuando se toma la acción sísmica.

N	C1 y C2 CG (m)	C1 y C2 Viento (m)	C1 y C2 Sismo (m)	Incremento de area %
1	0.35	0.35	0.40	30.61
2	0.35	0.35	0.40	30.61
3	0.35	0.35	0.40	30.61
4	0.35	0.35	0.40	30.61
5	0.35	0.35	0.40	30.61
6	0.40	0.40	0.40	0.00
7	0.40	0.40	0.40	0.00
8	0.45	0.45	0.50	23.46
9	0.45	0.45	0.50	23.46
10	0.40	0.40	0.40	0.00
11	0.40	0.40	0.40	0.00
12	0.40	0.40	0.40	0.00
13	0.50	0.50	0.50	0.00
14	0.60	0.60	0.60	0.00
15	0.55	0.55	0.60	19.01
16	0.55	0.55	0.60	19.01
17	0.50	0.50	0.50	0.00
18	0.40	0.40	0.40	0.00
19	0.60	0.60	0.60	0.00
20	0.70	0.70	0.70	0.00
21	0.70	0.70	0.70	0.00
22	0.65	0.65	0.70	15.98
23	0.60	0.60	0.60	0.00
24	0.40	0.40	0.40	0.00
25	0.80	0.80	0.95	41.02
26	0.75	0.75	0.85	28.44
27	0.60	0.60	0.60	0.00
28	0.55	0.55	0.60	19.01
29	0.60	0.60	0.60	0.00
30	0.45	0.45	0.50	23.46
31	0.40	0.40	0.40	0.00
32	0.70	0.70	0.70	0.00
33	0.65	0.65	0.70	15.98
34	0.55	0.55	0.60	19.01
35	0.40	0.40	0.40	0.00
36	0.40	0.40	0.40	0.00

Tabla 26 Secciones finales de las columnas del edificio 1

Fuente: Elaboración propia

Como podemos apreciar la columna más solicitada es también la columna que más aumenta sus dimensiones cuando entra en acción el sismo, mientras que con el viento las secciones se mantienen del mismo tamaño.

N	C1 y C2 CG (m)	C1 y C2 Viento (m)	C1 y C2 Sismo (m)	Incremento de area %
37	0.45	0.45	0.50	23.46
38	0.55	0.55	0.60	19.01
39	0.60	0.60	0.60	0.00
40	0.40	0.40	0.50	56.25
41	0.55	0.55	0.60	19.01
42	0.65	0.65	0.65	0.00
43	0.60	0.60	0.60	0.00
44	0.55	0.55	0.60	19.01
45	0.45	0.45	0.50	23.46
46	0.55	0.55	0.60	19.01
47	0.55	0.55	0.60	19.01
48	0.40	0.40	0.50	56.25
49	0.40	0.40	0.50	56.25
50	0.45	0.45	0.50	23.46
51	0.35	0.35	0.40	30.61
52	0.35	0.35	0.40	30.61
53	0.40	0.40	0.50	56.25
54	0.35	0.35	0.40	30.61
55	0.35	0.35	0.40	30.61
56	0.40	0.40	0.50	56.25
57	0.40	0.40	0.50	56.25
58	0.40	0.40	0.50	56.25
59	0.40	0.40	0.50	56.25
60	0.40	0.40	0.50	56.25
61	0.50	0.50	0.50	0.00
62	0.40	0.40	0.50	56.25
63	0.40	0.40	0.50	56.25
64	0.50	0.50	0.50	0.00

Tabla 27 Secciones finales de las columnas del edificio 2

Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el edificio 1 la estructura para las fuerzas de viento no presenta un cambio de sección en sus columnas mientras que para la acción sísmica si se presentan cambios significativos mayores a los presentados en la primera estructura.

Hablando aumento de las secciones, muy pocas veces se debió al aumento de las fuerzas internas, estas fueron en mayor medida por evitar que se sobrepase el valor máximo de la

distorsión en pilares como también por el tema constructivo de uniformizar secciones buscando tener la menor cantidad de secciones para así poder ahorrar en los encofrados.

Observando las **tablas 26 y 27** se aprecia que el edificio N 2 presenta un mayor aumento en sus secciones. Esto se debe a lo anteriormente mencionado, ya que este edificio presentaba mayores distorsiones en sus pilares siendo necesario estos aumentos de sección para rigidizar aún más la estructura. Y así evitar que se sobrepase el valor máximo dado por la GBDS-2018.

3.6.3.5 Momentos en losas

Ahora se mostrará los momentos generados por los distintos tipos de cargas en las losas nervadas en los distintos pisos que presentan las estructuras.

Descripción	Cargas gravitacionales		Viento		Sismo	
	M X cuantía inferior	M Y cuantía inferior	M X cuantía inferior	M Y cuantía inferior	M X cuantía inferior	M Y cuantía inferior
Planta Baja	69.73KN*m	103.35KN*m	77.73KN*m	124.08KN*m	132.63KN*m	171.43KN*m
Piso N 1	20.78KN*m	21.30KN*m	49.24KN*m	60.98KN*m	119.85KN*m	138.98KN*m
Piso N 2	189.20KN*m	115.64KN*m	161.85KN*m	153.39KN*m	288.68KN*m	299.09KN*m
Piso N 2b	31.27KN*m	30.11KN*m	29.81KN*m	26.22KN*m	30.71KN*m	39.68KN*m
Piso N 3	45.79KN*m	37.38KN*m	106.05KN*m	75.24KN*m	241.93KN*m	204.24KN*m
Piso N 4	57.22KN*m	44.88KN*m	108.29KN*m	83.27KN*m	199.91KN*m	170.81KN*m
Piso N 5	58.03KN*m	48.43KN*m	104.11KN*m	82.33KN*m	176.24KN*m	146.49KN*m
Piso N 6	60.07KN*m	52.87KN*m	101.97KN*m	82.03KN*m	160.30KN*m	143.98KN*m
Piso N 7	61.51KN*m	56.40KN*m	110.71KN*m	94.89KN*m	144.10KN*m	138.72KN*m
Piso N 8	62.81KN*m	59.49KN*m	98.82KN*m	89.43KN*m	126.94KN*m	131.52KN*m
Piso N 9	63.93KN*m	62.12KN*m	99.23KN*m	93.20KN*m	108.93KN*m	123.23KN*m
Piso N 10	64.99KN*m	64.57KN*m	94.88KN*m	91.17KN*m	89.34KN*m	114.96KN*m
Piso N 11	65.78KN*m	66.08KN*m	93.37KN*m	89.39KN*m	75.65KN*m	107.28KN*m
Piso N 12	67.24KN*m	71.09KN*m	95.16KN*m	89.78KN*m	72.19KN*m	106.29KN*m
Terraza	31.35KN*m	32.26KN*m	37.11KN*m	44.79KN*m	33.99KN*m	37.68KN*m
Losa de Tanque	3.42KN*m	2.30KN*m	2.02KN*m	3.37KN*m	2.73KN*m	1.84KN*m

Tabla 28 Momentos positivos máximos generados por piso

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Viento		Sismo	
	MX cuantía inferior %	MY cuantía inferior %	MX cuantía inferior %	MY cuantía inferior %
Planta Baja	11.47	20.06	90.21	65.87
Piso N 1	136.96	186.29	476.76	552.49
Piso N 2	-14.46	32.64	52.58	158.64
Piso N 2b	-4.67	-12.92	-1.79	31.78
Piso N 3	131.60	101.28	428.35	446.39
Piso N 4	89.25	85.54	249.37	280.59
Piso N 5	79.41	70.00	203.70	202.48
Piso N 6	69.75	55.15	166.86	172.33
Piso N 7	79.99	68.24	134.27	145.96
Piso N 8	57.33	50.33	102.10	121.08
Piso N 9	55.22	50.03	70.39	98.37
Piso N 10	45.99	41.20	37.47	78.04
Piso N 11	41.94	35.28	15.00	62.35
Piso N 12	41.52	26.29	7.36	49.51
Terraza	18.37	38.84	8.42	16.80
Losa de Tanque	-40.94	46.52	-20.18	-20.00

Tabla 29 Incremento momentos positivos máximos generados por piso

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Cargas gravitacionales		Viento		Sismo	
	MX cuantía Superior	MY cuantía Superior	MX cuantía Superior	MY cuantía Superior	MX cuantía Superior	MY cuantía Superior
Planta Baja	173.89KN*m	199.86KN*m	206.93KN*m	248.48KN*m	204.30KN*m	344.49KN*m
Piso N 1	82.45KN*m	58.30KN*m	135.07KN*m	146.56KN*m	184.87KN*m	118.83KN*m
Piso N 2	213.03KN*m	195.61KN*m	254.32KN*m	243.33KN*m	349.13KN*m	384.77KN*m
Piso N 2b	94.73KN*m	81.31KN*m	37.47KN*m	16.84KN*m	81.00KN*m	85.98KN*m
Piso N 3	214.88KN*m	214.96KN*m	301.26KN*m	247.44KN*m	386.29KN*m	430.43KN*m
Piso N 4	217.46KN*m	216.51KN*m	285.42KN*m	233.00KN*m	333.20KN*m	382.25KN*m
Piso N 5	216.17KN*m	217.09KN*m	280.79KN*m	230.42KN*m	323.50KN*m	368.75KN*m
Piso N 6	215.15KN*m	217.94KN*m	276.34KN*m	224.07KN*m	311.47KN*m	356.49KN*m
Piso N 7	213.76KN*m	218.72KN*m	279.65KN*m	233.08KN*m	299.95KN*m	344.25KN*m
Piso N 8	212.23KN*m	219.55KN*m	256.23KN*m	243.86KN*m	286.91KN*m	330.55KN*m
Piso N 9	210.68KN*m	220.32KN*m	252.22KN*m	239.65KN*m	272.91KN*m	315.42KN*m
Piso N 10	208.39KN*m	221.37KN*m	242.45KN*m	233.43KN*m	257.31KN*m	298.63KN*m
Piso N 11	208.27KN*m	221.19KN*m	241.71KN*m	230.48KN*m	243.29KN*m	280.87KN*m
Piso N 12	198.74KN*m	225.53KN*m	230.29KN*m	234.93KN*m	220.54KN*m	272.67KN*m
Terraza	192.30KN*m	162.61KN*m	216.60KN*m	170.59KN*m	211.17KN*m	187.22KN*m
Losa de Tanque	473.27KN*m	556.56KN*m	506.44KN*m	530.46KN*m	378.62KN*m	445.25KN*m

Tabla 30 Momentos negativos máximos generados por piso

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Viento		Sismo	
	MX cuantía Superior %	MY cuantía Superior %	MX cuantía Superior %	MY cuantía Superior %
Planta Baja	19.00	24.33	17.49	72.37
Piso N 1	63.82	151.39	124.22	103.83
Piso N 2	19.38	24.40	63.89	96.70
Piso N 2b	-60.45	-79.29	-14.49	5.74
Piso N 3	40.20	15.11	79.77	100.24
Piso N 4	31.25	7.62	53.22	76.55
Piso N 5	29.89	6.14	49.65	69.86
Piso N 6	28.44	2.81	44.77	63.57
Piso N 7	30.82	6.57	40.32	57.39
Piso N 8	20.73	11.07	35.19	50.56
Piso N 9	19.72	8.77	29.54	43.16
Piso N 10	16.34	5.45	23.48	34.90
Piso N 11	16.06	4.20	16.81	26.98
Piso N 12	15.88	4.17	10.97	20.90
Terraza	12.64	4.91	9.81	15.13
Losa de Tanque	7.01	-4.69	-20.00	-20.00

Tabla 31 Incremento momentos negativos máximos generados por piso

Fuente: Elaboración propia

Los momentos en las losas se observa un comportamiento similar tanto para los momentos positivos (**Tabla 28 y 29**) como para los momentos negativos (**Tabla 30 y 31**), donde el incremento inducido por las fuerzas sísmicas de ambos momentos se va reduciendo a medida que se sube los pisos, siendo el piso donde se presenta un mayor aumento la planta del piso N 1 el cual es el piso más bajo apoyado sobre columnas y no sobre muros. Así mismo para ambos momentos se presenta en el último piso una reducción de los momentos del 20 % en la losa del tanque elevado por lo que debemos diseñar dicha losa para cargas gravitacionales.

Para intentar explicar esta reducción del momento se realiza el análisis de un partico plano con cargas genéricas para demostrar que sucede el mismo fenómeno de reducción del incremento de los momentos cuando se aplican cargas laterales. Simulando las cargas laterales generadas por las acciones sísmicas.

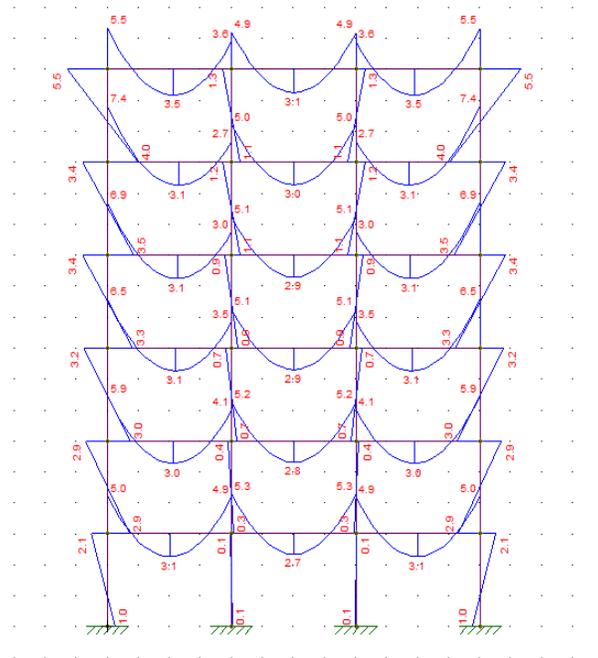


Figura 56 Momentos generados por cargas gravitacionales genéricas en pórtico plano

Fuente: Elaboración propia

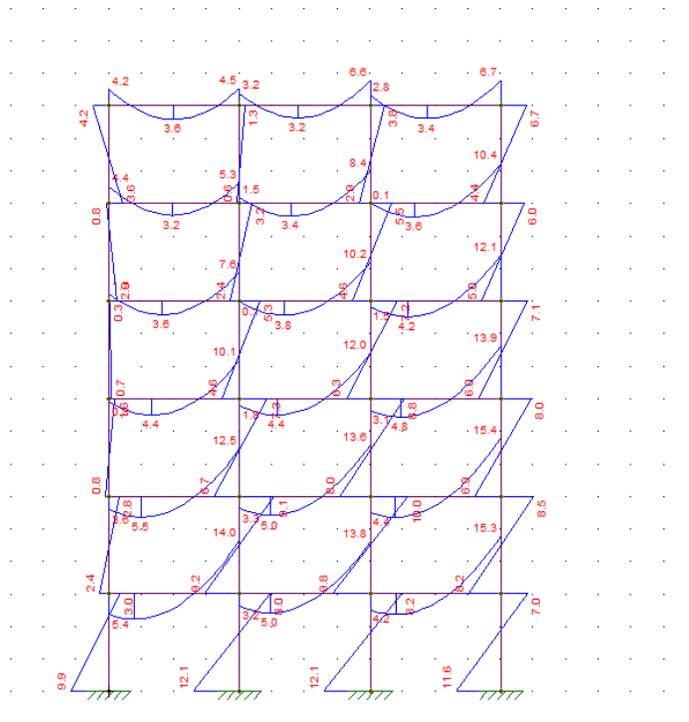


Figura 57 Momentos generados por cargas gravitacionales y cargas laterales genéricas en pórtico plano

Fuente: Elaboración propia

Como se demostró en la **Figura 57** al aplicar cargas laterales a un pórtico plano se genera un incremento en los momentos de cada piso en comparación a los momentos generados en la **Figura 56** el cual solo contempla cargas verticales, mismo que al igual que en los resultados de nuestras estructuras va decreciendo conforme se sube de pisos.

3.6.3.6 Fuerzas Internas en Vigas

Se proseguirá a colocar la viga más solicitada en cada uno de los pisos de la estructura.

Edificio N 1

Descripción	Cargas gravitacionales			Sismo		
	Momento positivo	Momento Negativo	Cortante	Momento positivo	Momento Negativo	Cortante
Planta Baja	165.84KN*m	378.61KN*m	313.19KN	291.25KN*m	444.35KN*m	326.15KN
Piso N 2	162.79KN*m	383.86KN*m	310.18KN	566.70KN*m	735.65KN*m	478.89KN
Piso N 3	151.21KN*m	387.71KN*m	310.01KN	493.53KN*m	787.03KN*m	478.13KN
Piso N 4	149.12KN*m	400.69KN*m	315.70KN	394.34KN*m	687.31KN*m	430.20KN
Piso N 5	150.24KN*m	402.50KN*m	316.77KN	325.96KN*m	666.95KN*m	420.18KN
Piso N 6	150.49KN*m	405.66KN*m	318.27KN	286.06KN*m	646.07KN*m	410.05KN
Piso N 7	150.89KN*m	407.93KN*m	319.37KN	246.27KN*m	625.69KN*m	400.14KN
Piso N 8	151.17KN*m	410.05KN*m	320.38KN	206.28KN*m	606.53KN*m	388.88KN
Piso N 9	151.47KN*m	411.67KN*m	321.15KN	164.11KN*m	576.40KN*m	376.19KN
Piso N 10	151.54KN*m	413.75KN*m	322.09KN	137.99KN*m	548.15KN*m	362.43KN
Piso N 11	152.34KN*m	412.17KN*m	321.44KN	134.36KN*m	514.42KN*m	346.18KN
Piso N 12	149.89KN*m	423.67KN*m	326.31KN	130.20KN*m	502.22KN*m	339.70KN
Terraza	134.61KN*m	269.98KN*m	230.53KN	112.86KN*m	312.75KN*m	230.63KN

Tabla 32 Fuerzas internas de la viga más solicitada del edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Sismo		
	Momento positivo %	Momento negativo %	Cortante %
Planta Baja	75.62	17.36	4.14
Piso N 2	248.12	91.65	54.39
Piso N 3	226.39	102.99	54.23
Piso N 4	164.44	71.53	36.27
Piso N 5	116.96	65.70	32.65
Piso N 6	90.09	59.26	28.84
Piso N 7	63.21	53.38	25.29
Piso N 8	36.46	47.92	21.38
Piso N 9	8.34	40.02	17.14
Piso N 10	-8.94	32.48	12.52
Piso N 11	-11.80	24.81	7.70
Piso N 12	-13.14	18.54	4.10
Terraza	-16.16	15.84	0.04

Tabla 33 Incremento de las fuerzas internas de la viga más solicitada del edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

Edificio N 2

Descripción	Cargas gravitacionales			Sismo		
	Momento positivo	Momento Negativo	Cortante	Momento positivo	Momento Negativo	Cortante
Planta Baja	93.80KN*m	158.74KN*m	269.82KN	163.21KN*m	168.78KN*m	311.77KN
Piso N 1	30.89KN*m	98.57KN*m	124.18KN	129.88KN*m	191.44KN*m	206.11KN
Piso N 2	73.33KN*m	139.53KN*m	165.83KN	143.57KN*m	220.86KN*m	246.17KN
Piso N 2b	132.37KN*m	361.62KN*m	184.41KN	121.15KN*m	292.34KN*m	155.10KN
Piso N 3	42.17KN*m	104.25KN*m	135.35KN	188.69KN*m	250.71KN*m	395.15KN
Piso N 4	41.65KN*m	120.71KN*m	143.46KN	169.57KN*m	229.25KN*m	299.00KN
Piso N 5	43.07KN*m	118.44KN*m	146.82KN	154.55KN*m	221.05KN*m	271.19KN
Piso N 6	43.78KN*m	120.44KN*m	150.35KN	148.16KN*m	214.85KN*m	254.38KN
Piso N 7	48.22KN*m	121.17KN*m	153.22KN	139.02KN*m	206.41KN*m	244.84KN
Piso N 8	54.73KN*m	122.13KN*m	155.60KN	131.74KN*m	189.09KN*m	219.87KN
Piso N 9	59.63KN*m	122.89KN*m	157.54KN	145.51KN*m	189.09KN*m	246.72KN
Piso N 10	63.09KN*m	124.32KN*m	159.16KN	105.23KN*m	182.54KN*m	238.23KN
Piso N 11	64.52KN*m	123.87KN*m	160.41KN	96.28KN*m	173.97KN*m	229.21KN
Piso N 12	70.65KN*m	133.01KN*m	162.97KN	93.26KN*m	179.87KN*m	225.43KN
Terraza	60.00KN*m	89.65KN*m	129.79KN	54.04KN*m	123.56KN*m	142.55KN

Tabla 34 Fuerzas internas de la viga más solicitada del edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Sismo		
	Momento positivo %	Momento negativo %	Cortante %
Planta Baja	74.00	6.32	15.55
Piso N 1	320.46	94.22	65.98
Piso N 2	95.79	58.29	48.45
Piso N 2b	-8.48	-19.16	-15.89
Piso N 3	347.45	140.49	191.95
Piso N 4	307.13	89.92	108.42
Piso N 5	258.83	86.63	84.71
Piso N 6	238.42	78.39	69.19
Piso N 7	188.30	70.35	59.80
Piso N 8	140.71	54.83	41.30
Piso N 9	144.02	53.87	56.61
Piso N 10	66.79	46.83	49.68
Piso N 11	49.23	40.45	42.89
Piso N 12	32.00	35.23	38.33
Terraza	-9.93	37.82	9.83

Tabla 35 Incremento de las fuerzas internas de la viga más solicitada del edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera que para los momentos en losas las fuerzas internas presentan el mismo fenómeno donde a medida que se sube de nivel se disminuye el incremento que se presenta cuando se considera las acciones sísmicas.

Cabe resaltar que para el armado de las vigas en los últimos pisos obedeciendo a este comportamiento se terminó colocando la aérea mínima para obtener el armado dúctil al que hace referencia la GBDS-2018 el cual mostramos a continuación.

AREA DE ARMADURA LONGITUDINAL EN VIGAS

$$bw = 30.00 \text{ cm}$$

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 3.50 \text{ cm}$$

$$A_{S,min} = \frac{0.25 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b * d = 10.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,min} = \frac{1.4}{f_{yk}} b * d = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.025b * d = 34.88 \text{ cm}^2$$

N	SECCIÓN	Asmin(Ductil)	Asmin	Asmax
1	30x50	10.11	3.91	34.88
2	30x40	8.15	3.15	28.13
3	30x75	15.76	6.09	54.38
4	30x65	13.59	5.25	46.88
5	40x110	31.16	11.76	105.00
6	30x60	12.50	4.83	43.13
7	70x110	54.52	21.07	188.13
8	30x55	11.41	4.41	39.38
9	30x70	14.67	5.67	50.63

Tabla 36 Áreas de armadura longitudinal en vigas (Ductilidad)

Fuente: Elaboración propia

Queda claro que el armado dúctil es más del doble de la armadura mínima, de la misma manera se debe verificar no sobrepasar el área máxima, controlando ambas armaduras se asegura evitar una falla frágil que es precisamente lo que se busca evitar en un diseño sísmico.

También cabe mencionar que se aumentó el canto de las vigas perimetrales de ambas estructuras para rigidizar estas y poder cumplir lo estipulado en la GBDS-2018 en cuanto a las distorsiones de pilares como también reducir el desplazamiento final de la estructura para no sobrepasar el valor de la junta sísmica.

3.6.3.7 Distorsiones de Pilares

Un detalle importante en el dimensionamiento de los elementos fue que, una vez introducidas las acciones sísmicas, si bien los elementos podían resistir las diferentes fuerzas internas, se llegaba a sobrepasar el valor máximo de distorsiones en los pilares, es por esto que se optó por aumentar el canto de las vigas en el perímetro de ambas estructuras para así aumentar la rigidez de las estructuras y poder cumplir esta limitación en la distorsión que nos da la GBDS-2018.

Con el mismo objetivo se procedió a uniformizar el tamaño de las columnas para aumentar la rigidez y al mismo tiempo ahorrar en el encofrado.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Losa tanq	1/1750	1/5250	1 / 193	1 / 236
Terraza	1/7667	1/7667	1 / 354	1 / 357
Piso N 12	1/7000	1/7000	1 / 312	1 / 315
Piso N 11	1/7000	1/7000	1 / 278	1 / 280
Piso N 10	1/7000	1/7000	1 / 244	1 / 253
Piso N 9	1/7000	1/7000	1 / 221	1 / 230
Piso N 8	1/7000	1/7000	1 / 205	1 / 214
Piso N 7	1/7000	1/7000	1 / 191	1 / 202
Piso N 6	1/7000	1/7000	1 / 180	1 / 191
Piso N 5	1/7000	1/7000	1 / 170	1 / 180
Piso N 4	1/7000	1/7000	1 / 154	1 / 164
Piso N 3	1/6650	1/5625	1 / 108	1 / 112
Piso N 2b	1/6500	1/6125	1 / 161	1 / 174
Piso N 2	1/3167	1/1750	1 / 111	1 / 116
Piso N 1	1/5125	1/4393	1 / 159	1 / 153
Planta Baj	1/6063	1/4850	1 / 837	1 / 467
<i>Notas:</i>				
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.				

Tabla 37 Distorsiones de pilares en el edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Terraza	1/2813	----	1 / 289	1 / 217
Piso N 12	1/2800	1/9334	1 / 280	1 / 214
Piso N 11	1/2800	1/9334	1 / 255	1 / 208
Piso N 10	1/2800	1/9334	1 / 230	1 / 200
Piso N 9	1/2800	1/9334	1 / 208	1 / 192
Piso N 8	1/2800	1/9334	1 / 191	1 / 187
Piso N 7	1/2800	1/9334	1 / 179	1 / 181
Piso N 6	1/2800	1/9334	1 / 169	1 / 175
Piso N 5	1/2800	1/9334	1 / 161	1 / 171
Piso N 4	1/2800	1/9334	1 / 152	1 / 167
Piso N 3	1/2465	1/6900	1 / 109	1 / 122
Piso N 2b	1/1072	1/3750	1 / 179	1 / 171
Piso N 2	1/1465	1/2050	1 / 157	1 / 136
Piso N 1	1/2625	1/4500	1 / 183	1 / 180
Planta Baj	1/2334	1/5100	1 / 622	1 / 224
<i>Notas:</i>				
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.				

Tabla 38 Distorsiones de pilares en el edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

El valor máximo permitido por la norma es de 0.010 lo que es igual a 1/100 h podemos apreciar que existen valores muy próximos al valor máximo pero gracias a este aumento de rigidez los valores dados son aceptables.

En la **tabla 37 y 38** se nota el aumento de las secciones tanto de las columnas como de las vigas perimetrales para cumplir con el valor máximo de distorsiones en pilares establecido en la GBDS-2018

3.6.3.8 Desplazamiento de Pilares

Se procedió a comprobar el máximo desplazamiento de los pilares y en el edificio N 1 en la columna N 33 encontramos el desplazamiento máximo con un valor de 194.31 mm en el eje X y 187.97 mm en el eje Y. Mientras que para el edificio N 2 encontramos un desplazamiento en la columna N 37 de 195.52 mm en el Eje X y 205.29 mm en el Eje Y por lo que el valor asumido para la junta sísmica sería el correcto.

Observando el **punto 3.6.3.8** se concluye que el valor asumido para la junta sísmica es el correcto ya que ambas estructuras tienen periodos de vibración mayores a 1, y ya que ambas estructuras tenderían a vibrar en la misma dirección inicial, a menos que exista un evento sísmico de gran duración las estructuras no presentarían riesgo de colisión.

En el **Anexo A7** se puede observar las juntas elegidas para poder cubrir esta distancia con las exigencias que generan los sismos.

3.6.4 Volúmenes Totales de Obra

Para poder apreciar de mejor manera como afecta las acciones sísmicas las cantidades de materiales procederemos a mostrar el volumen de los elementos estructurales como también la cantidad de acero que se usara en cada uno de ellos, puesto que en muchos casos los elementos mantienen su tamaño, pero al tener mayores solicitaciones existe una mayor cuantía de acero en dichos elementos.

Solo se realizará el computo de los elementos estructurales (Obra gruesa) ya que se considera que no existe gran variación entre la obra fina de un diseño convencional a uno sismorresistente.

N	DESCRIPCIÓN	CARGAS GRAVITACIONALES		SISMO		Incremento %
		Unidad	Cantidad	Unidad	Cantidad	
1	HORMIGON PARA MUROS FCK=210 KG/CM2	M3	67.74	M3	71.00	4.81
2	ACERO ESTRUCTURAL PARA MUROS FY=500 KG/CM2	KG	4,605.88	KG	10,678.40	131.84
3	HORMIGON PARA LOSA DE FUNDACIÓN FCK=210 KG/CM2	M3	554.48	M3	554.48	0.00
4	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE FUNDACIÓN FY=500 KG/CM2	KG	30,995.43	KG	41,142.42	32.74
5	HORMIGON PARA COLUMNAS FCK=210 KG/CM2	M3	220.31	M3	284.60	29.18
6	ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS FY=500 KG/CM2	KG	26,164.03	KG	66,512.62	154.21
7	HORMIGON PARA VIGAS FCK=210 KG/CM2	M3	277.74	M3	335.85	20.92
8	ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS FY=500 KG/CM2	KG	18,555.76	KG	57,021.90	207.30
9	HORMIGON PARA LOSA NERVADA FCK=210 KG/CM2	M3	896.35	M3	894.61	-0.19
10	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA NERVADA FY=500 KG/CM2	KG	47,030.47	KG	60,358.80	28.34
11	HORMIGON PARA LOSA DE TANQUE FCK=210 KG/CM2	M3	6.39	M3	6.39	0.00
12	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE TANQUE FY=500 KG/CM2	KG	538.19	KG	538.19	0.00

Tabla 39 Cantidades finales Edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

N	DESCRIPCIÓN	CARGAS GRAVITACIONALES		SISMO		Incremento %
		Unidad	Cantidad	Unidad	Cantidad	
1	HORMIGON PARA MUROS FCK=210 KG/CM2	M3	51.39	M3	52.34	1.85
2	ACERO ESTRUCTURAL PARA MUROS FY=500 KG/CM2	KG	3,780.99	KG	8,152.13	115.61
3	HORMIGON PARA LOSA DE FUNDACIÓN FCK=210 KG/CM2	M3	239.79	M3	259.26	8.12
4	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE FUNDACIÓN FY=500 KG/CM2	KG	16,562.72	KG	21,777.84	31.49
5	HORMIGON PARA COLUMNAS FCK=210 KG/CM2	M3	117.63	M3	171.01	45.38
6	ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS FY=500 KG/CM2	KG	12,767.67	KG	36,084.29	182.62
7	HORMIGON PARA VIGAS FCK=210 KG/CM2	M3	144.98	M3	196.74	35.70
8	ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS FY=500 KG/CM2	KG	9,561.14	KG	31,470.22	229.15
9	HORMIGON PARA LOSA NERVADA FCK=210 KG/CM2	M3	431.45	M3	419.99	-2.66
10	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA NERVADA FY=500 KG/CM2	KG	23,061.26	KG	28,484.45	23.52
11	HORMIGON PARA MURO NUCLEO DE ASCENSOR FCK=210 KG/CM2	M3	55.86	M3	59.67	6.82
12	ACERO ESTRUCTURAL PARA MURO NUCLEO DE ASCENSOR FY=500 KG/CM2	KG	1,734.01	KG	4,994.67	188.04

Tabla 40 Cantidades finales Edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

Como se apreció en las tablas **39** y **40** donde las estructuras se encuentran más afectadas al realizar un diseño sísmico es en la cantidad de acero. Llegándose a Triplicar los valores del acero en el núcleo de ascensor, columnas y vigas, que serían los elementos más afectados por el presente diseño sísmico.

En cuanto a los volúmenes de los diferentes elementos estructurales donde se presenta un mayor aumento es en el volumen de las columnas y de las vigas sin ser estos muy significativos.

También se puede apreciar que la estructura N 2 presenta mayores incrementos en sus volúmenes y esto se debe a la forma más irregular de la estructura, donde se contempla un núcleo de ascensor en la esquina que genera un cambio en el centro de rigideces generando esfuerzos mayores en los elementos estructurales.

3.6.5 Precio de la obra gruesa

Para comparar el efecto económico que induce un diseño sismorresistente se compara el precio final de ambos diseños.

El análisis de precios unitarios estará en el **Anexo N 2**.

N	DESCRIPCIÓN	PU (Bs)	PT CG (Bs)	PT Sismo (Bs)	Incremento PT %
1	HORMIGON PARA MUROS FCK=210 KG/CM2	1,089.04	73,771.57	77,321.84	4.81
2	ACERO ESTRUCTURAL PARA MUROS FY=500 KG/CM2	11.47	52,829.42	122,481.25	131.84
3	HORMIGON PARA LOSA DE FUNDACIÓN FCK=210 KG/CM2	1,113.22	617,258.23	617,258.23	0.00
4	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE FUNDACIÓN FY=500 KG/CM2	11.46	355,207.65	471,492.09	32.74
5	HORMIGON PARA COLUMNAS FCK=210 KG/CM2	1,451.52	319,788.73	413,101.14	29.18
6	ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS FY=500 KG/CM2	11.33	296,438.44	753,588.00	154.21
7	HORMIGON PARA VIGAS FCK=210 KG/CM2	1,469.51	408,141.71	493,534.93	20.92
8	ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS FY=500 KG/CM2	11.47	212,834.51	654,041.19	207.30
9	HORMIGON PARA LOSA NERVADA FCK=210 KG/CM2	2,171.17	1,946,119.28	1,942,344.12	-0.19
10	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA NERVADA FY=500 KG/CM2	11.47	539,439.51	692,315.45	28.34
11	HORMIGON PARA LOSA DE TANQUE FCK=210 KG/CM2	1,395.74	8,915.99	8,915.99	0.00
12	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE TANQUE FY=500 KG/CM2	11.58	6,232.23	6,232.23	0.00
			4,836,977.27	6,252,626.45	29.27

Tabla 41 Precios del edificio N 1

Fuente: Elaboración propia

N	DESCRIPCIÓN	PU (Bs)	PT CG (Bs)	PT Sismo (Bs)	Incremento PT %
1	HORMIGON PARA MUROS FCK=210 KG/CM2	1,089.04	55,965.77	57,000.35	1.85
2	ACERO ESTRUCTURAL PARA MUROS FY=500 KG/CM2	11.47	43,367.91	93,504.93	115.61
3	HORMIGON PARA LOSA DE FUNDACIÓN FCK=210 KG/CM2	1,113.22	266,939.02	288,613.42	8.12
4	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA DE FUNDACIÓN FY=500 KG/CM2	11.46	189,808.71	249,574.05	31.49
5	HORMIGON PARA COLUMNAS FCK=210 KG/CM2	1,451.52	170,745.20	248,221.53	45.38
6	ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS FY=500 KG/CM2	11.33	144,657.74	408,835.04	182.62
7	HORMIGON PARA VIGAS FCK=210 KG/CM2	1,469.51	213,049.56	289,111.40	35.70
8	ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS FY=500 KG/CM2	11.47	109,666.23	360,963.42	229.15
9	HORMIGON PARA LOSA NERVADA FCK=210 KG/CM2	2,171.17	936,761.72	911,879.96	-2.66
10	ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSA NERVADA FY=500 KG/CM2	11.47	264,512.64	326,716.60	23.52
11	HORMIGON PARA MURO NUCLEO DE ASCENSOR FCK=210 KG/CM2	1,532.36	85,597.63	91,435.92	6.82
12	ACERO ESTRUCTURAL PARA MURO NUCLEO DE ASCENSOR FY=500 KG/CM2	11.56	20,045.13	57,738.41	188.04
			2,501,117.26	3,383,595.02	35.28

Tabla 42 Precios del edificio N 2

Fuente: Elaboración propia

PRECIO TOTAL CG (Bs)	PRECIO TOTAL Sismo (Bs)	Incremento PRECIO TOTAL %
7,338,094.53	9,636,221.47	31.32

Tabla 43 Precios de la obra gruesa del edificio “Gabino Limachi”

Fuente: Elaboración propia

Al aumentar la cuantía de los elementos se incrementa directamente los precios y también indirectamente puesto que, al tener una mayor cantidad de acero que doblar y cortar se incrementa el tiempo empleado por los trabajadores, lo cual termina incrementando aún más el coste de los diferentes elementos estructurales.

Afectando de manera significativa al coste final del proyecto siendo los elementos más afectados las vigas, columnas y el núcleo de la estructura.

Es interesante observar que la losa del tanque elevado no presenta un cambio en el costo a pesar de encontrarse en la parte superior de la estructura. Esto se debe a la gran carga que significa el tanque.

Se aprecia que la estructura N 2 aumenta más de un 35 % su costo debido, como se mencionó anteriormente, a no poderse respetar en su totalidad los consejos que presenta la GBDS-2018 para reducir las fuerzas generadas por las acciones sísmicas. Mientras que para la estructura N 1 que es una estructura más regular que no presenta mayores cambios en su rigidez el incremento es de casi un 30 %.

Finalmente, el aumento en el costo final de la obra gruesa de 31,32 % lo que resulta en un monto significativo.

3.6.6 Análisis de precios unitarios

Para el análisis de precios unitarios se utilizó rendimientos reales de otros proyectos y se los adecuo a las características técnicas del proyecto y de cada uno los ítems.

Dicho análisis se encuentra en el **ANEXO N 2**

3.6.7 Cronograma de ejecución

De la misma manera que para el análisis de precios unitarios se utilizó rendimientos reales de otros proyectos, como podemos apreciar en el **ANEXO 3**.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el proceso de análisis sísmico, cálculo y detallado estructural de la edificación en estudio, se determina que la estructura cumple con todas las verificaciones de la GBDS-2018. Por lo que el presente proyecto podría ser aprobado para su construcción sin mayores complicaciones.

Se aprecia que el diseño sísmico de una estructura representa un aumento significativo en el costo, siendo este variable dependiendo de que la estructura presente una correcta configuración sísmica, es decir a medida que la estructura sea más regular y no presente cambios que puedan afectar tanto su centro de rigidez como su centro de gravedad el costo se incrementara en menor medida. Por lo que se podría estimar que el aumento en el costo de una edificación sismorresistente podría oscilar entre un 25 % para estructuras regulares hasta un 40 a 50 % para estructuras que no presentan una adecuada configuración sísmica.

También se concluye que el programa CYPE CAD es un programa que facilita mucho el cálculo estructural, pero debido a algunas limitaciones que presenta el programa no sería el idóneo para realizar un diseño sismorresistente, aunque representa una gran ayuda a la hora de realizar el armado dúctil puesto que este se encuentra en sus opciones entregando un armado al cual con unos pequeños cambios queda listo para su presentación.

En cuanto a los refuerzos se evidencio que este, mayormente, está definido por las condiciones de armado dúctil que presenta la GBDS-2018 siendo en pocos casos los esfuerzos los que definan el armado de los elementos.

Finalmente, la GBDS-2018 si bien representa un gran avance para nuestro país, comparando con las normativas de países vecinos, aún falta mucha investigación en este campo. Donde falta mucha información y no se da una explicación detallada de por qué se asumen ciertos valores tal y como es el caso del factor de ductilidad que en otras normas es un valor que requiere de todo un estudio. De la misma manera la clasificación del tipo de suelo donde debido a la realidad del país y los estudios que se tienden a realizar para la construcción de edificaciones se ve bastante simplificado.

RECOMENDACIONES

Para mejorar el análisis y entendimiento del comportamiento estructural, y realizar de mejor manera este tipo de diseño sismorresistente, se recomienda comparar los resultados con los de un software más especializado como ser SAP 2000. Puesto que muchas veces en CYPE CAD es un poco más complicado obtener ciertos esfuerzos ya que cuando se considera sismo el comportamiento de la estructura varía, y algunas simplificaciones que hace dicho programa no serían las correctas para este tipo de diseño.

Con respecto a la propuesta arquitectónica inicial existen algunas variaciones que deben ser aprobadas por el dueño de la edificación, por lo cual se recomienda realizar una revisión con el dueño explicando los factores que guiaron a realizar dichos cambios para así poder ponerse de acuerdo en el diseño arquitectónico final. Y realizar los cambios al presente diseño en caso de ser requeridos.

El uso de programas de cálculo estructural es muy importante hoy en día, en lo que respecta al campo de la ingeniería civil y a la ingeniería en general. El buen uso de estos programas facilita la elaboración de proyectos estructurales de manera más cómoda y sencilla, permitiendo comparar resultados arrojados en campo mediante ensayos estructurales y cálculos hechos a mano para una posible verificación, así como también la elaboración de planos de detalles y cómputos que con un buen conocimiento de las normas estructurales se pueden obtener muy fácilmente. Estos programas han sido un gran aporte en el mundo de la ingeniería lo que hace necesario y muy importante que los estudiantes de estas carreras aprendan a usarlos durante sus estudios de pregrado, para que una vez graduados puedan desenvolverse mucho mejor en el campo laboral. Se recomienda introducir en el pensum de estudios de ingeniería civil de todas las universidades materias donde se dicten programas como Etabs, Cypacad, SAP 2000 y Safe que ayuden a entender mucho mejor el complejo estudio de la ingeniería civil a nivel mundial.

Se podría complementar este estudio realizando un diseño sin los criterios de armado dúctil y colocando un factor de comportamiento $FC=1$, para comprobar si la estructura no baja su costo ya que en la mayoría de los casos los criterios de armado dúctil fueron los que definieron el armado de los elementos como mencionamos anteriormente.

