

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**MEJORAMIENTO Y RECUPERACIÓN CON EL ANÁLISIS Y
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLAZA MAYOR DEL
CENTRO URBANO DE CHURCAMPÁ – HUANCÁVELICA**

PRESENTADO POR:

Bach. Frank Jonattam Carrasco Turin

Línea de Investigación Institucional:

Nuevas Tecnologías y Procesos

Línea de Investigación de la Escuela Profesional:

Nuevas Tecnologías y Procesos

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERU

2021

CONTRATAPA

Dr. SEVERO SIMEÓN CALDERÓN SAMANIEGO
ASESOR

DEDICATORIA

“El presente trabajo de investigación lo dedico principalmente a nuestro divino creador, quien me ha otorgado la vida, salud y sabiduría para el logro de mis metas trazadas en esta investigación”.

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

Dr. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
PRESIDENTE

JURADO

JURADO

JURADO

Mg. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA
SECRETARIO GENERAL

ÍNDICE

CONTRATAPA.....	II
DEDICATORIA.....	IV
ÍNDICE.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
RESUMEN.....	XIV
ABSTRACT.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVI
CAPITULO I.....	19
EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
1.1. Planteamiento del problema.....	19
1.2. Formulación y sistematización del problema.....	20
1.2.1. Problema general.....	20
1.2.2. Problemas específicos.....	20
1.3. Justificación.....	20
1.3.1. Práctica.....	20
1.3.2. Teórica.....	21
1.3.3. Metodológica.....	21
1.4. Delimitaciones.....	21
1.4.1. Espacial.....	21
1.4.2. Temporal.....	23
1.4.3. Económica.....	23
1.5. Limitaciones.....	23
1.6. Objetivos.....	24
1.6.1. Objetivo general.....	24
1.6.2. Objetivos específicos.....	24
CAPITULO II.....	25
MARCO TEÓRICO.....	25
2.1. Antecedentes.....	25
2.1.1. Internacionales.....	25
2.1.2. Nacionales.....	28

2.1.3. Locales	29
2.2. Marco conceptual	30
2.2.1. Teorías de la investigación	30
2.2.1.1 Diseño estructural.....	30
2.2.1.2 Concreto armado.....	30
2.2.1.3 Acciones sobre las estructuras.....	32
2.2.1.4 Respuestas de las estructuras	35
2.2.1.5 Estados límites	40
2.2.1.6 Criterios de estructuración.....	43
2.2.1.7 Predimensionamiento de elementos estructurales	47
2.2.1.8 Análisis sísmico	49
2.2.1.9 Análisis estático.....	50
2.2.1.10 Análisis modal.....	50
2.2.1.11 Diseño de cimentación.....	51
2.3. Marco Normativo	52
2.4. Definición de términos	53
2.5. Hipótesis.....	56
2.5.1. Hipótesis general.....	56
2.5.2. Hipótesis específicos.....	56
2.6. Variables.....	56
2.6.1. Definición conceptual de la variable	56
2.6.2. Definición operacional de la variable	57
CAPÍTULO III	58
METODOLOGÍA	58
3.1. Método de investigación	58
3.2. Tipo de Investigación.....	58
3.3. Nivel de investigación	58
3.4. Diseño de investigación.....	58
3.5. Población y muestra	59
3.5.1. Población.....	59
3.5.2. Muestra	59
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	59
3.7. Procesamiento de la información.....	59

3.8. Técnicas y análisis de datos	60
CAPÍTULO IV	61
RESULTADOS	61
4.1. Presentación de resultados específicos	61
CAPÍTULO V	122
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	122
5.1. Discusión de resultados específicos	122
CONCLUSIONES	123
RECOMENDACIONES	124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
ANEXOS	127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Espesores típicos y luces máximas.....	48
Tabla 2 – Vigas pre dimensionadas.....	48
Tabla 3 – Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad.	49
Tabla 4 – Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación.....	49
Tabla 4 – Variables de investigación.....	57
Tabla 6 – Cargas mínimas repartidas	65
Tabla 7 – Peso propio losa aligerada.....	66
Tabla 8 – Factor de uso.	67
Tabla 9 – Factor de reducción sísmica.	68
Tabla 10 – Límites de desplazamiento.....	69
Tabla 11 – Peso de la edificación.	69
Tabla 12 – Resumen de los parámetros sísmicos.	70
Tabla 13 – Modos de Vibración salón de usos múltiples.	106
Tabla 14 – Control de derivas.	109
Tabla 15 – Espectro de diseño dirección X.....	110
Tabla 16 – Espectro de diseño dirección Y.....	111
Tabla 17 – Control de derivas.	112
Tabla 18 – Modos de Vibración sala de exposiciones.	114
Tabla 19 – Control de derivas.	117
Tabla 20 – Espectro de diseño dirección X.....	118
Tabla 21 – Espectro de diseño dirección Y.....	119
Tabla 22 – Control de derivas.	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ubicación departamental de la zona de investigación.	22
Figura 2- Ubicación provincial de la zona de investigación.	22
Figura 3- Ubicación distrital de la zona de investigación.	23
Figura 4- Representación de Momentos Flectores, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Axiales en el interior de un elemento estructural tipo viga.	36
Figura 5- Deformaciones angulares y lineales típicas en elemento tipo viga. ...	37
Figura 6- Fisuras estructurales principales.	38
Figura 7- Daño estructural en una losa de piso debido a una falla por fuerza cortante.	39
Figura 8- Daño de una columna durante el terremoto de San Francisco de 1971 (E.E.U.U.).....	39
Figura 9- Daño en una viga debido a un mal traslape del acero longitudinal superior.	40
Figura 10- Diferencia diafragma Rígido y Flexible.	45
Figura 11- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú. ...	47
Figura 12- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú. ...	52
Figura 13- Propuesta arquitectónica planta 01 salón de usos múltiples.	71
Figura 14- Planta Básica de Propuesta arquitectónica salón de usos múltiples.	72
Figura 15- SAP2000, secciones de las vigas salón de usos múltiples.	73
Figura 16- Sección de columnas salón de usos múltiples.....	74
Figura 17- Estructuración final, modelo 3D salón de usos múltiples.	74
Figura 18- Cargas asignadas a la losa aligerada salón de usos múltiples.	75
Figura 19- Cargas Asignadas a la losa maciza salón de usos múltiples.	76
Figura 20- Propuesta arquitectónica planta 01 sala de exposiciones.	77
Figura 21- Planta Básica de Propuesta arquitectónica sala de exposiciones. .	78
Figura 22- SAP2000, secciones de las vigas sala de exposiciones.	79
Figura 23- Sección de columnas sala de exposiciones.....	79
Figura 24- Estructuración final, modelo 3D sala de exposiciones.	80
Figura 25- Cargas asignadas a la losa aligerada sala de exposiciones.	81
Figura 26- Cargas Asignadas a la losa maciza sala de exposiciones.	82

Figura 27- SAFE, Dimensiones de losa de cimentación salón de usos múltiples.	82
Figura 28- SAFE, Verificación por punzonamiento de zapatas salón de usos múltiples.	83
Figura 29- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.	83
Figura 30- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.	84
Figura 31- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.	84
Figura 32- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.	85
Figura 33- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.	85
Figura 34- Cálculo de Refuerzo en losa de cimentación - acero longitudinal salón de usos múltiples.	86
Figura 35- Cálculo de Refuerzo en losa de cimentación - acero transversal salón de usos múltiples.	86
Figura 36- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) salón de usos múltiples.	87
Figura 37- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) salón de usos múltiples.	88
Figura 38- Momentos para el acero vertical M22 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.	88
Figura 39 - Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.	89
Figura 40 – Acero vertical salón de usos múltiples.	90
Figura 41 – Acero horizontal salón de usos múltiples.	90
Figura 42 – Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.	91
Figura 43 – Momentos para el acero horizontal M22 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.	92
Figura 44 – Esquema de acero calculado salón de usos múltiples.	93

Figura 45- SAFE, Dimensiones de losa de cimentación sala de exposición. ...	94
Figura 46- SAFE, Verificación por punzonamiento de zapatas sala de exposición.	94
Figura 47- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición. ...	95
Figura 48- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición. ...	95
Figura 49- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición. ...	96
Figura 50- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición. ...	96
Figura 51- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición. ...	97
Figura 52- Cálculo de refuerzo en losa de cimentación - acero longitudinal sala de exposición.	97
Figura 53- Cálculo de refuerzo en losa de cimentación - acero transversal sala de exposición.	98
Figura 54- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) sala de exposiciones.....	99
Figura 55- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) sala de exposiciones.....	99
Figura 56- Momentos para el acero vertical M22 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.	100
Figura 57 - Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.	100
Figura 58 – Acero vertical sala de exposición.....	101
Figura 59 – Acero horizontal sala de exposición.....	102
Figura 60 – Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.	103
Figura 61 – Momentos para el acero horizontal M22 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.	103
Figura 62 – Esquema de acero calculado sala de exposición.	104
Figura 63 – SAP2000, Modelo 3D salón de usos múltiples.	105
Figura 64 – Modo de vibración traslacional en X salón de usos múltiples.	107
Figura 65 – Modo de vibración traslacional en Y salón de usos múltiples.	107
Figura 66 – Modo de vibración rotacional en Z salón de usos múltiples.	108
Figura 67 – Mapa de peligro sísmico.	108
Figura 68 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la.....	110

Figura 69 – Espectro de Diseño Dirección X salón de usos múltiples.	111
Figura 70 – Espectro de Diseño Dirección Y salón de usos múltiples.	112
Figura 71 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y. salón de usos múltiples.	113
Figura 72 – ETABS, Modelo 3d sala de exposiciones.	113
Figura 73 – Modo de vibración traslacional en X sala de exposiciones.	115
Figura 74 – Modo de vibración traslacional en Y sala de exposiciones.	115
Figura 75 – Modo de vibración rotacional en Z sala de exposiciones.	116
Figura 76 – Mapa de peligro sísmico.	116
Figura 77 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la	118
Figura 78 – Espectro de Diseño Dirección X sala de exposiciones.	119
Figura 79 – Espectro de Diseño Dirección Y sala de exposiciones.	120
Figura 80 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y. sala de exposiciones.	121

RESUMEN

La investigación tuvo como problema general: ¿ De qué manera se puede dar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?, el objetivo general fue: Realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica, y la hipótesis general fue Si es factible realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

El método de investigación fue el científico, el tipo de investigación fue aplicado, el nivel de investigación fue descriptivo y el diseño de investigación fue no experimental. La población correspondió a las infraestructuras existente en la provincia de Churcampa, con una muestra poblacional de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

La conclusión general fue: El análisis y diseño del sistema estructural de la plaza principal del centro de Churcampa, desarrollado de acuerdo a las especificaciones establecidas por la normativa peruana vigente (E-020, E-030, E-050 y E-060), dotando de infraestructura adecuada, seguro y práctico, aplicando el análisis y la teoría del diseño estructural para obtener buenas estructuras, con dimensiones adecuadas.

Palabras claves: Análisis y diseño estructural.

ABSTRACT

The research had as a general problem: In what way can the improvement and recovery be given with the analysis and structural design of the main square of the urban center of Churcampa - Huancavelica? The general objective was: To carry out the improvement and recovery with the analysis and structural design of the main square of the urban center of Churcampa - Huancavelica, and the general hypothesis was If it is feasible to carry out the improvement and recovery with the analysis and structural design of the main square of the urban center of Churcampa - Huancavelica.

The research method was scientific, the type of research was applied, the research level was descriptive, and the research design was non-experimental. The population corresponded to the existing infrastructures in the province of Churcampa, with a population sample of the structures that make up the main square of the urban center of Churcampa - Huancavelica.

The general conclusion was: The analysis and design of the structural system of the main square of the urban center of Churcampa, was developed in compliance with the standards established in the current Peruvian standards (E-020, E-030, E-050 and E-060) , offering an adequate, safe and functional infrastructure, for which the theories of analysis and structural design were applied, obtaining a good structure, with adequate dimensions

Keywords: Structural analysis and design.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación es de plena aplicación a la normativa de grados y títulos profesionales de la Universidad de los Andes del Perú, el estudio titulado “mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa – Huancavelica”. Investigación que tienen como propósito: Realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa – Huancavelica.

El diseño sísmico está destinado a prevenir el colapso de las estructuras durante los terremotos severos que ocurren durante su vida útil para que no causen daños significativos durante los terremotos moderados. Sin embargo, el comportamiento estructural observado en sismos de diferentes características alrededor del mundo no cumple con los objetivos del diseño sísmico.

Entre los eventos sísmicos recientes en todo el mundo: Pisco, Perú (2007); Terremoto de L'Aquila - Italia (2009); Haití y Chile (2010); Nueva Zelanda y Japón (2011); Azerbaiyán Oriental (2012); China (2014) ; Nepal (2015); Ecuador e Italia (2016) destacan el desempeño sísmico deficiente de las estructuras modernas, la pérdida de confiabilidad del diseño y una necesidad menor a la esperada.

Nuestra Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030 se basa en una norma de protección ante una amenaza sísmica de un solo nivel, un sismo severo (Casimiro, 2012), que es un peligro necesario para realizar estudios de desempeño sísmico de estructuras ante sismos de diferentes magnitudes, con el objetivo principal de pasar el control de daños Estructurales para reducir su vulnerabilidad.

La filosofía del diseño por desempeño se establece en este contexto como la alternativa más viable a los enfoques de diseño sísmico que crean estructuras que satisfacen las necesidades de la sociedad moderna. El progreso realizado hasta ahora ha ayudado a sugerir requisitos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugiere que la próxima generación de código dependerá de ello.

En los Estados Unidos, esta filosofía se implementa en los códigos VISION 2000 (1995), ATC-40 (1996) y FEMA-273-274 (1997). En conjunto, estos códigos identifican cuatro niveles de desempeño (totalmente activo, poblado de inmediato, seguro para la vida, comienza a descomponerse) con sus niveles sísmicos (frecuente, episódico, raro y muy raro).

Para aplicaciones prácticas de ingeniería, los niveles de rendimiento deben expresarse como indicadores cuantitativos de la relación entre el grado potencial de una respuesta estructural y la capacidad del sistema correspondiente para evitar que ocurra cada patrón de falla. Se han propuesto modelos y criterios que utilizan índices de daños acumulativos, que dependen tanto de la amplitud máxima como de la energía dispersada por el retardo o el número de ciclos de tensión, para describir la eficiencia o el grado de distorsión. Integridad visual - en relación con la rotura.

Con el tiempo se percibió que el proceso de diseño sísmico seguido hasta la fecha no sería capaz de satisfacer las necesidades de la comunidad, ya que no podrían estimar de manera confiable el comportamiento de la estructura. Esto ha llevado a la adopción de un diseño basado en el desempeño, donde el principal desafío es tratar de determinar los niveles de desempeño requeridos para diferentes niveles de forzamiento sísmico y cómo implementar estos niveles en un trabajo sísmico realista. A través de códigos de diseño.

Con el fin de comprender mejor el tema de investigación, la tesis se divide en capítulos, cada capítulo explica de manera directa y específica la relación con el objeto de investigación.

En el capítulo I, se describe el planteamiento del problema, formulación y sistematización del problema, la justificación, las delimitaciones, limitaciones y los objetivos de la investigación.

En el capítulo II, se describe la zona del proyecto se redacta los antecedentes (internacionales y nacionales), el marco conceptual, la definición de términos, el planteamiento de las hipótesis y la identificación de variables de la investigación.

En el capítulo III, se redacta la metodología aplicada, describiéndose el método, tipo, nivel, diseño, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, procesamiento de la información y técnicas de análisis de datos de la investigación.

En el capítulo IV, se plasma los resultados obtenidos sobre el análisis y diseño estructural.

En el capítulo V, se da la discusión de los resultados obtenidos sobre el análisis y diseño estructural, y poder formular las respectivas conclusiones y recomendaciones a la investigación desarrollada, y finalmente redactar las referencias bibliográficas utilizadas en el desarrollo de la investigación.

En la parte final de la investigación, se anexan la documentación que sustenta el desarrollo de la investigación.

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del problema

En Nuestro país, la carencia de infraestructuras tanto en calidad como en cantidad, la poca presencia de soluciones constructivas resistentes y económicas han generado un serio problema, que impiden un adecuado desarrollo urbano en nuestras ciudades por lo que urge desarrollar construcciones con un verdadero y adecuado Análisis y Diseño Estructural que tenga en cuenta la Interacción Sísmica Suelo – Estructura, los criterios de la Norma E030 (Diseño Sismorresistente); además de un Diseño Estructural regido por la E060 (Concreto Armado) y la E070 (Albañilería).

La provincia de Churcampa durante la última década, fue copado específicamente por el sector informal (autoconstrucción), tiene como consecuencias la construcción de infraestructuras de baja calidad, pero de costos económicos y sociales elevados. Existe, una alta escasez de ofertas constructivas que garanticen buena calidad y a las cuales puedan acceder todos los sectores de la provincia de Churcampa, razón por la cual debe de analizarse y diseñarse sistemas constructivos que garanticen menores costos, tiempos de ejecución y adecuada calidad de infraestructuras.

En el presente estudio se propone el mejoramiento y recuperación mediante el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del Centro Urbano de Churcampa, puesto que la población requiere de espacios públicos con construcciones modernas y con infraestructura adecuada para satisfacer sus necesidades organizacionales y considerando que toda estructura debe cumplir con lo establecido en las normas sismorresistentes y estructurales vigentes, además de tomar en cuenta que nuestro país es un escenario de múltiples peligros debido a su compleja conformación geológica y geodinámica muy activa que dan lugar al incremento de la frecuencia e intensidad de los eventos sísmicos potencialmente

destructivos que a su vez van a tener notable influencia sobre las estructuras de concreto, considerando que el concreto es uno de los materiales más utilizados en las construcciones en nuestro medio.

1.2. Formulación y sistematización del problema

Ante esta disposición se plantea la siguiente interrogante como problema general:

1.2.1. Problema general

¿De qué manera se puede dar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?

1.2.2. Problemas específicos

a) ¿De qué manera se realizará la estructuración, predimensionamiento y metrados de carga de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?

b) ¿De qué manera se propondrá la cimentación de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?

c) ¿De qué manera se realizará el procedimiento de análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?

1.3. Justificación

1.3.1. Práctica

El proyecto consiste en el mejoramiento y restauración de los espacios públicos de la plaza principal de la provincia de Churcampa en Huancavelica, cuya arquitectura satisfaga las expectativas de los usuarios, brindándoles instalaciones modernas, cómodas, eficientes, ordenadas y atractivas, con un enfoque

particular en aprovechar las ventajas que ofrece el contexto, así como cuidar y brindar un servicio de calidad.

1.3.2. Teórica

Este estudio se realizó con el objetivo de contribuir al conocimiento existente sobre el diseño sísmico según normas peruanas y dar solución a un problema de infraestructura.

Comprender y profundizar en los subcriterios en el diseño sísmico de edificios aumenta la vulnerabilidad sísmica.

El objetivo de esta tesis es proporcionar conocimientos a quienes se especializan en la construcción de estructuras capaces de responder bien a cargas gravitatorias y sísmicas.

1.3.3. Metodológica

Es importante elegir una metodología más rigurosa y estricta en el proceso de desarrollo del análisis y diseño del edificio; Es más, si está destinado a los servicios de bienestar de la población, ya que esto depende del diseño y la integridad de la estructura y los ocupantes, por lo que es importante elegir cuidadosamente un personaje para encontrar un mayor valor real, sin sacrificar el respeto a la ley peruana. Desarrollar normas y reglamentos.

1.4. Delimitaciones

1.4.1. Espacial

La investigación se realizó en la zona urbana de la provincia de Churcampa, departamento de Huancavelica.

Figura 1- Ubicación departamental de la zona de investigación.



Fuente: <https://www.deperu.com/calendario>

Figura 2- Ubicación provincial de la zona de investigación.



Fuente: <https://www.deperu.com/calendario>

Figura 3- Ubicación distrital de la zona de investigación.



Fuente: <https://www.deperu.com/calendario>

1.4.2. Temporal

El trabajo de investigación se llevó a cabo en 4 meses, del mes de junio del 2021 hasta el mes de setiembre del Año 2021.

1.4.3. Económica

Los costes económicos incurridos en la elaboración de este trabajo de investigación no constituyen un defecto económico. El investigador de esta tesis corre con los gastos mencionados en su totalidad.

1.5. Limitaciones

Básicamente la limitación de la investigación se centró en la no accesibilidad a la información del expediente técnico “mejoramiento y recuperación de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa, del distrito de Churcampa - provincia de Churcampa – del departamento de Huancavelica”.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

1.6.2. Objetivos específicos

a) Realizar la adecuada estructuración, predimensionamiento y metrados de carga de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

b) Determinar la cimentación adecuada de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

c) Realizar un adecuado análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Internacionales

Pillajo (2009), Escuela Politécnica Nacional del Ecuador, desarrollo la Tesis “Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador”; “donde se plantea diseñar una estructura de acero A-588, para la construcción de edificios para apartamentos en la región litoral del Ecuador, la tesis describe 6 capítulos donde el 1ro describe los componentes que forman la estructura así como las cargas que actuaran en la misma, el 2do da un visión de las necesidades que presentan las constructoras, así como, los parámetros funcionales que se deben cumplir, en el 3er capítulo se modela mediante el programa ETABS 9.5 y se verifica que no haya errores en el diseño de los miembros estructurales realizado por el programa y manualmente y se diseñan los elementos más críticos, en la 4ta parte se describe todo lo referente a la soldadura y se diseñan las conexiones presentes en la estructura, en el 5to capítulo se describen los procesos de soldadura más comunes en el Ecuador y finalmente en la 6ta parte se dan las definiciones para realizar el análisis de precios unitarios, cronograma valorizado, etc. Para ver si el proyecto es viable o no.”

Díaz, Mejía y Ortiz(2007), Universidad de el Salvador (2007), desarrollo la tesis “Diseño de Elementos Estructurales Típicos para un Edificio de Estructuras de Acero utilizando las Especificaciones AISC 2005”, “donde se presentan los principales tipos de acero que existen en el Salvador, las formas en que estos se encuentran, así como los diferentes métodos de análisis y diseño de estructuras metálicas en las que destacan el ASD y LRFD presentando las principales diferencias, ventajas y desventajas cuando se diseña

con uno u otro método, además presenta los procedimientos de diseño de los elementos más comunes en un edificio de acero estructural tales como: Vigas, Columnas, conexiones resistentes a momento, placas base, etc utilizando las especificaciones AISC 2005, por ultimo incluye el análisis de la estructura empleando el programa ETABS para su modelo tridimensional con su respectivo análisis y diseño estructural para compararlo por el método manual de diseño.”

Mayorca (2014), Pontificia Universidad del Ecuador, desarrollo la Tesis “Medición de la Productividad en la Mano de Obra en el Sector de la Construcción en el Distrito Metropolitano de Quito”, “Una empresa constructora al igual que cualquier empresa dentro de una industria está en la capacidad de ser competitiva a nivel nacional e internacional debido a las grandes utilidades que esta puede llegar a percibir por los proyectos realizados siempre y cuando se manejen conceptos de calidad y sepan distribuir las ganancias en el crecimiento de dicha empresa. Al hablar de calidad estamos manejando una gran cantidad de conceptos inherentes a los procesos y resultados que generan un valor al producto final entre estos esta la productividad en la mano de obra que es él se analiza en la presente tesis. Para esto es necesario conocer el tiempo que la mano de obra se toma en la ejecución de un componente así llamado “rubro” que conforma un proyecto de construcción. De igual manera los procesos que se llevan a cabo son importantes y a la final son factores que optimizándolos generan más rentabilidad a la empresa por una unidad de tiempo lo que se ve reflejado en una mayor utilidad. iv Una vez determinado estos tiempos se plantea una línea base que puede ser utilizada para generar futuras optimizaciones en procesos y en tiempos para cualquier tipo de proyecto de construcción que una empresa pueda emprender.”

Peña, Bravo e Hidalgo (2015), Pontificia Universidad Católica de Chile. Desarrollo del artículo de investigación “Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 – Aplicación a Marcos de Momento”, presentado en el XI CONGRESO CHILENO DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA. “En este artículo se realizó la comparación de las disposiciones de la normativa chilena y la norteamericana en el análisis y diseño sísmico de un pórtico industrial de acero estructural, llegando a la conclusión de que la norma estadounidense busca mayor ductilidad en el diseño, mientras que la norma chilena busca una estructura más rígida, algo que a simple vista se podría traducir en un diseño chileno más apegado al lado de la seguridad, pero que origina mayores aceleraciones de entrepiso, algo que en estructuras industriales representa mayor peligro debido a la naturaleza delicada de los contenidos almacenados.”

En conclusión, la norma estadounidense brinda mayor seguridad en el caso industrial (Peña, y otros, 2015).

Lanza, Puentes y Villalobos (2003), Universidad de Carabobo. Desarrollo del artículo de investigación “Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países”, publicado en diciembre del 2003. “Este artículo compara la norma venezolana con las normas chilena, mexicana, estadounidense y japonesa, encontrando que la norma chilena es la más exigente en cuanto al análisis sísmico, ya que pide un análisis dinámico; que las normas chilena y estadounidense buscan aprovechar mejor la ductilidad de las estructuras respecto a las otras normas; y que la norma japonesa busca garantizar un diseño más seguro aumentando notablemente la cortante basal de diseño respecto a las otras normas.” (Lanza, y otros, 2003).

2.1.2. Nacionales

Chuquin (2007), Pontificia Universidad Católica, desarrollo la tesis “Diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete Niveles”, en la cual se plantea el proyecto estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Magdalena, esta tesis consta de 4 partes el 1er capítulo describe la configuración y análisis, el 2do capítulo consta de diseño, el 3ro muestra la cimentación, cisterna, escalera y cuarto, y en la 4ta parte se presenta las conclusiones y recomendaciones.

Martínez (2004), Pontificia Universidad Católica del Perú. Desarrollo de tesis “Comparación de Normas Sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis”. En esta tesis de maestría se compararon las normas AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y la norma sísmica de puentes de Japón. En base a este estudio comparativo, se realizó una propuesta de norma sísmica que toma los puntos fuertes de cada una de las normas estudiadas. Si bien no es una comparación a nivel de edificaciones, si es una base de inspiración para el desarrollo del presente tema de tesis (Acero Martínez, 2004).

Andrade (2004), Pontificia Universidad Católica del Perú. Desarrollo de tesis “Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente”. Esta tesis de grado compara el control de derivas planteado en las normas sísmicas de Perú, Chile, Colombia, México, Turquía y Estados Unidos, encontrando que la norma peruana es la más exigente para edificios de periodos cortos, que la colombiana es más exigente para edificios de periodos intermedios, y que la norma chilena es la más exigente para edificios de periodos altos. Siendo la norma norteamericana la menos exigente de todas (Andrade Insúa, 2004).

2.1.3. Locales

Kathleen (2017), Universidad Continental, desarrollo la tesis “diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo”, será ubicada en el distrito de El Tambo y está conformada por ocho pisos y un sótano. El sótano y el primer piso están destinados a servir de tiendas con sus respectivos depósitos. En el segundo piso se encuentran los servicios de esparcimiento: restaurante, servicio de internet, comedor y sala de espera. Desde el tercer al octavo piso se encuentran las habitaciones del hotel. La edificación cuenta con un tanque cisterna de concreto armado que estará ubicado en el nivel del sótano y un tanque elevado prefabricado que se ubicará encima de la losa caja del ascensor-escalera de la azotea. El suelo de cimentación, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por grava arenosa GM con capacidad portante de 1.8 kg/cm².

Morales (2017), Universidad Continental, desarrolló la tesis “diseño estructural de un edificio de 3 niveles con estructuras metálicas para usos múltiples en la universidad continental sede Huancayo”, se desarrolló el diseño estructural de un edificio de estructura metálica (acero estructural) de 3 niveles para usos múltiples, utilizando el sistema estructural de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)” en ambas direcciones principales de la estructura. El edificio se encuentra ubicado dentro de la Universidad Continental en la ciudad de Huancayo, perteneciente a un suelo intermedio de capacidad portante de 1.80 kg/cm² a la altura de la profundidad de desplante. Además, el edificio pertenece a una edificación esencial según la norma E.030 – 2016 de diseño sismorresistente.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Teorías de la investigación

2.2.1.1 Diseño estructural

“El diseño estructural es el proceso mediante el cual el proyectista, o ingeniero estructural, determina las formas, dimensiones y características que ha de tener una estructura con el objetivo de que sea capaz de soportar las solicitaciones a las que será sometida durante su periodo de funcionamiento.” (Meli, 2007).

Con el fin de poder realizar este proceso, es importante conocer los conceptos fundamentales que dominan el diseño estructural, conceptos tales como las propiedades principales del material del que estará compuesta la estructura (en esta tesis, el concreto armado), el sistema estructural sobre el cual funciona la estructura, las acciones que actúan sobre ella, las respuestas que presenta la estructura ante dichas acciones, tener claro el concepto de estados límites, las filosofías de diseño estructural y las normativas vigentes que dan los parámetros mínimos al momento de diseñar y construir.

Es importante mencionar que cada uno de estos conceptos varía según el país para el que se hace el diseño y las normas que lo rigen, sin embargo, la teoría que los domina es una misma.

2.2.1.2 Concreto armado

En este caso, la edificación a analizar está conformado por concreto armado debido a que es una tecnología altamente utilizada en el medio, de fácil producción, adquisición y comprensión en el ámbito de la construcción.

Las principales ventajas del concreto armado son:

- ✓ Es de fácil adquisición ya que sus componentes (agua, cemento, agregados) son fáciles de hallar en cualquier locación geográfica.
- ✓ No requiere de mucha técnica para su fabricación, más que un adecuado control en dosificaciones (a cargo de ingenieros o maquinas dosificadoras automatizadas). No necesita de mano de obra altamente calificada.
- ✓ Debido a su naturaleza inicial fluida, puede acomodarse a cualquier forma estructural con mucha facilidad, adaptándose a los requerimientos arquitectónicos.
Requiere menos mantenimiento que las estructuras de acero o madera.
- ✓ Es un material con alta resistencia al fuego, logrando soportarlo por un periodo de entre 1 a 3 horas sin necesidad de ningún sistema especial de protección (Wight, y otros, 2012), característica que el acero estructural y la madera carecen.

(Ottazi Pasino, 2011)

Aunque como todo material, también presenta desventajas que se deben tener en cuenta, siendo las principales las siguientes:

- ✓ El concreto posee una baja resistencia a los esfuerzos de tracción, razón por la cual se hace necesario la incorporación de acero de refuerzo en las zonas más susceptibles a sufrir este tipo de esfuerzos.

- ✓ Es inevitable la aparición de fisuras en los elementos de hormigón armado, por lo que es necesario incorporar acero para controlar las fisuras.
- ✓ El hormigón se debe verter con encofrado porque inicialmente se encuentra en estado móvil. Esto consume tiempo y mano de obra, y genera costos adicionales.
- ✓ La naturaleza del hormigón hace que adquiera resistencia con el tiempo, por lo que es necesario esperar a que el hormigón sea lo suficientemente fuerte antes de retirar el encofrado y continuar con la construcción. Estos tiempos de espera se pueden reducir mediante el uso de complementos especiales, pero esto también tiene un costo adicional.

(Ottazi Pasino, 2011)

2.2.1.3 Acciones sobre las estructuras

También llamadas sollicitaciones o cargas, son las fuerzas, esfuerzos y deformaciones que debe ser capaz de soportar una estructura durante su periodo de vida. Estas acciones pueden ser causadas por agentes propios de la estructura (como el peso propio) y por agentes externos a ella (como el peso de las personas).

a.- Cargas muertas: Son todas las cargas inherentes o adheridas a la estructura. Entre ellas se puede encontrar al peso propio de los elementos estructurales; al peso de los acabados arquitectónicos, tales como pisos, enchapados, tarrajeos, etc.; al peso de los aparatos sanitarios. Estas cargas siempre están presentes en la estructura.

Las normas de construcción en cada país brindan al ingeniero estructural las magnitudes de las cargas muertas con las que se deben trabajar, aspecto que se verá con mayor profundidad en el metrado de cargas.

b.- Cargas vivas: Las cargas vivas son cargas que no siempre estarán presentes en la estructura, tales como el peso de las personas que ocupan el edificio, el peso de vehículos o el peso de aparatos o muebles que pueden removerse. Todas las cargas que no son muertas, son consideradas como vivas (McCormac, 2002), cargas tales como las ambientales (lluvia, viento, inundaciones, sismo, nieve, etc). Sin embargo, estas cargas ambientales tienen un tratamiento distinto a las cargas vivas de uso, puesto que su incidencia depende grandemente de la ubicación geográfica y de las condiciones de trabajo de la estructura.

c.- Cargas sísmicas: En países como Estados Unidos, Chile y Perú, la actividad sísmica es un factor muy importante a tener en cuenta al momento de concebir las estructuras. Los eventos sísmicos producen aceleraciones en el terreno, haciendo que las estructuras reaccionen ante estos movimientos inducidos. Dependiendo del tipo de suelo y del sistema estructural, cada una reacciona de manera diferente ante las demandas sísmicas. Debido a esto, los países con actividad sísmica desarrollan normas estrictas que regulan el análisis y el diseño de las estructuras ante los efectos sísmicos con el fin de garantizar su correcto funcionamiento.

d.- Otras cargas: Dependiendo del país, de la ubicación geográfica y de las condiciones de trabajo de la

estructura, es importante considerar otras cargas ambientales que tendrán mayor impacto en las estructuras que los sismos:

Empujes de líquidos, tierra y materiales a granel: Las estructuras como tanques y cisternas (que empujan fluidos y tierra) o cisternas (que empujan materiales a granel, como semillas de plantas) deben soportar este tipo de carga.

Hundimientos diferenciales: Esto sucede cuando la base de la estructura experimenta diferentes asentamientos en diferentes áreas. Estas averías diferenciales generan fuerzas dentro de la estructura, fuerzas que deben ser tenidas en cuenta si la avería supera las establecidas por las normas.

Cargas de nieve, lluvia, granizo y hielo: En regiones con temperaturas extremadamente bajas (como la Sierra de Cerro de Pasco o la Sierra de Huaraz), lo importante es el efecto de estas cargas sobre los techos de las estructuras.

Cambios volumétricos: epa que todo tipo de materiales, cuando hay un aumento o disminución de la temperatura del ambiente, tienden a aumentar o disminuir de volumen. Estos cambios de volumen producen tensiones dentro de la estructura que, si son importantes, también deben tenerse en cuenta.

Cargas de viento: En estructuras de hormigón de baja altura, debido a su gran rigidez y peso, el viento no suele tener mayor efecto. Sin embargo, en estructuras de acero altas y normales, el viento se vuelve importante debido al peso ligero y la alta flexibilidad de estas estructuras. Al

igual que el análisis y diseño de carga sísmica, el análisis y diseño de carga de viento requiere atención y análisis especiales.

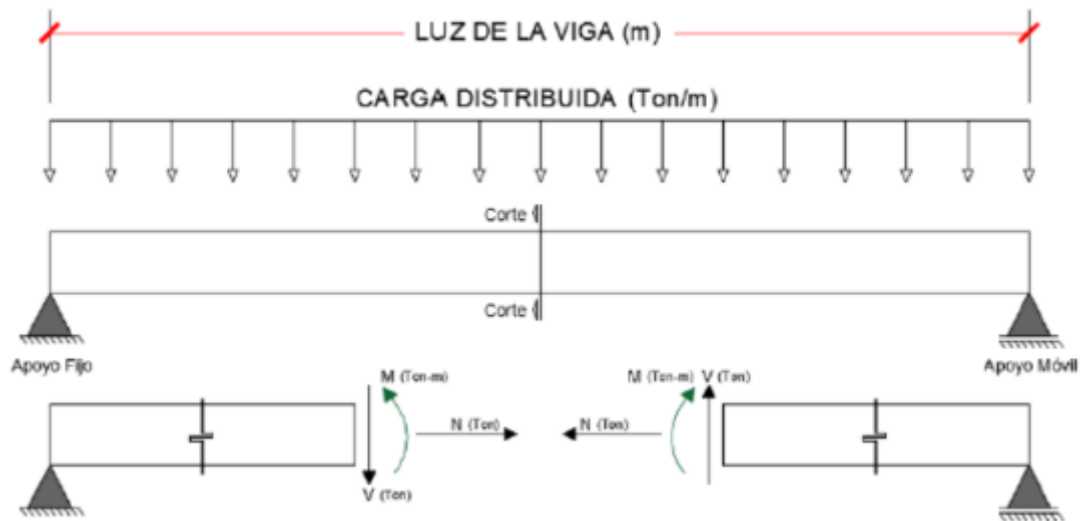
Acciones durante el proceso constructivo: Es común pensar en analizar y concebir las estructuras para las cargas que tendrá que soportar durante su tiempo de vida (Meli, 2007), sin embargo, también es importante considerar las cargas a las que será sujeta la estructura durante el proceso de construcción, mientras esta aún no desarrolla el 100% de su resistencia de diseño (en el caso de estructuras de concreto armado), ni adquiere la hiperestaticidad de la estructura completa. El tener en cuenta estos factores se ha vuelto importante en los últimos años.

2.2.1.4 Respuestas de las estructuras

Cuando las acciones mencionadas se presentan sobre una estructura, hacen que esta tenga una respuesta, pudiendo medirse a través de los siguientes parámetros físicos (Meli, 2007):

a.- Fuerzas internas: Cuando sobre una estructura actúan fuerzas externas (las cargas), dentro de ella se presentan fuerzas internas que resultan en momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales.

Figura 4- Representación de Momentos Flectores, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Axiales en el interior de un elemento estructural tipo viga.



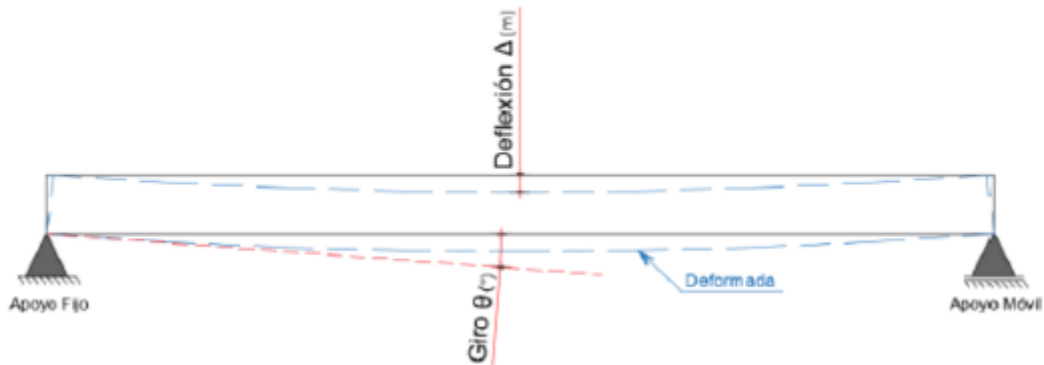
Fuente: Elaboración propia.

El papel del ingeniero estructural es proporcionar estructuras de capacidad suficiente para que puedan resistir las interacciones internas.

b.- Deformaciones: Siempre que un elemento estructural es cargado, presenta deformaciones angulares (giros) y deformaciones lineales (desplazamientos o deflexiones).

Las deformaciones angulares son las rotaciones que sufren los elementos estructurales a lo largo de sus ejes, mientras que las deformaciones lineales son los desplazamientos verticales u horizontales. Por ejemplo, para la viga mostrada en la figura anterior, las deformaciones que esta presentaría son las siguientes:

Figura 5- Deformaciones angulares y lineales típicas en elemento tipo viga.

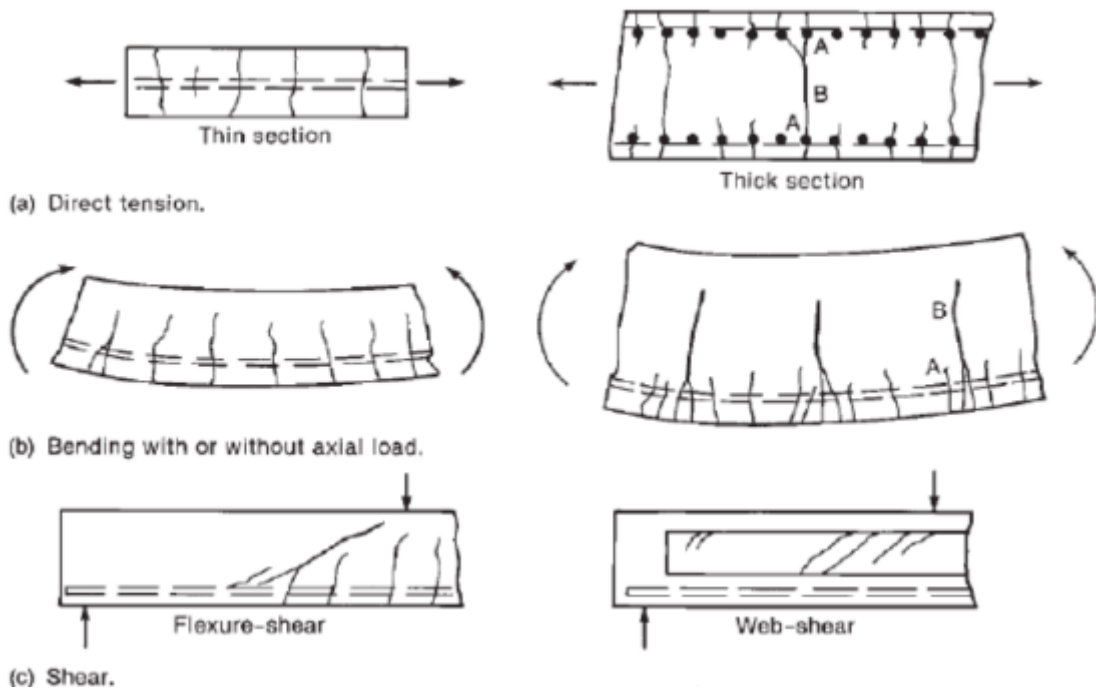


Fuente: Elaboración propia.

Es inevitable que en una estructura no se presenten estas deformaciones. Por más pequeñas que sean, siempre están. Es la labor del ingeniero estructural garantizar que estas deformaciones no sean perceptibles a simple vista, que no generen problemas con el funcionamiento de la estructura, y que no afecte a los elementos no estructurales dentro de la estructura (una deflexión excesiva puede ocasionar agrietamientos en tabiques o quiebre de vidrios ubicados sobre una viga).

c.- Agrietamientos: Los esfuerzos internos provocados en el interior de los miembros de las estructuras tienden a formar grietas o fisuras en las zonas más vulnerables. Por ejemplo, la siguiente figura muestra agrietamientos causados por fuerzas axiales de tensión en elementos delgados y gruesos (a), por momentos flectores en una viga (b), y por fuerzas cortantes en una viga (c).

Figura 6- Fisuras estructurales principales.



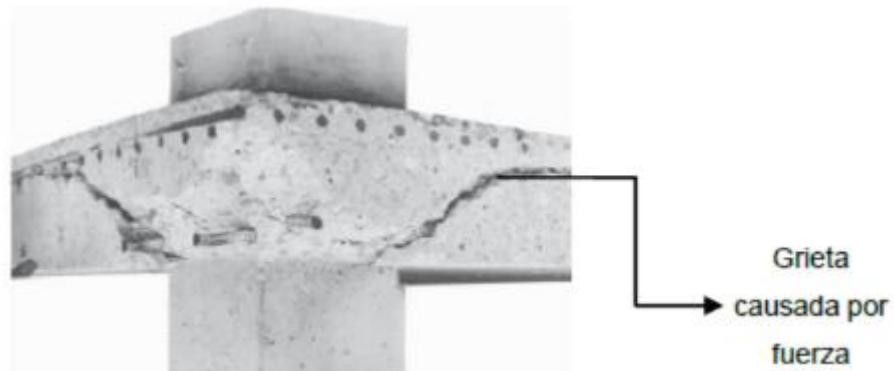
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

Estas fisuras, en concreto armado, se dan debido a los esfuerzos de tracción ya que el concreto armado tiene poca capacidad de resistir este tipo de esfuerzos. Para evitar y controlar estas fisuras es que se utiliza el refuerzo de acero para que este pueda resistir las tracciones y disminuir lo más posible las deformaciones unitarias en el interior de los elementos. Es inevitable que estas fisuras no se presenten, sin embargo, es función del ingeniero estructural reducirlas al máximo posible o a un máximo permisible.

d.- Daño: El daño en una estructura se da cuando esta es incapaz de absorber los esfuerzos internos que se le presentan. Es importante mencionar que el daño en una estructura no significa el colapso de la misma, ya que la estructura podría aún mantenerse en pie a pesar de estar dañada. El daño permite avisarle al público que algo anda mal en la estructura por lo que, si fuera necesario, se

podría evacuar el edificio antes de que este colapse. En las siguientes figuras se pueden observar ejemplos de elementos estructurales dañados debido a altas solicitaciones.

Figura 7- Daño estructural en una losa de piso debido a una falla por fuerza cortante.



Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

Figura 8- Daño de una columna durante el terremoto de San Francisco de 1971 (E.E.U.U.).



Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

Figura 9- Daño en una viga debido a un mal traslape del acero longitudinal superior.



Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

Los ingenieros estructurales deben diseñar estructuras para evitar daños durante su vida útil y garantizar que las fallas se controlen durante eventos excepcionales para que las personas puedan ser evacuadas si es necesario.

2.2.1.5 Estados límites

Cuando empezaron a concebirse y diseñarse estructuras de manera formal e ingenieril, surgieron interrogantes como:

- ✓ ¿Cuál es la vida útil que debe tener la estructura?
- ✓ ¿Cuáles son los valores máximos, mínimos y promedios de las acciones externas que debe soportar la estructura?
- ✓ ¿Cuáles son las fuerzas o esfuerzos internos que se generan en la estructura por las acciones externas?
- ✓ ¿Cuál debe ser el grado de seguridad razonable del que se debe dotar a la estructura?
- ✓ ¿Cuál es el costo económico aceptable?
- ✓ ¿La solución propuesta es estéticamente aceptable?

(Ottazi Pasino, 2011)

Para crear un estándar estructural que responda a estas preguntas, se define el concepto de casos específicos. Se dice que una estructura llega a un límite cuando ya no puede realizar ninguna de las funciones para las que fue diseñada. Según James White y James MacGregor (Wight, et al., 2012), los casos específicos de estructuras de hormigón armado se pueden dividir en tres grupos básicos: el caso límite final, la limitación del caso de uso y los casos límite especiales.

a.- Estados límites últimos: Son casos en los que se produce un derrumbe parcial o total de la estructura, lo que puede ocasionar pérdidas económicas y pérdida de vidas humanas. Por ello, tendrán una probabilidad muy baja de que ocurran (Wight, et al., 2012). Los casos límite finales son:

Pérdida de equilibrio: “Se da cuando no pueden desarrollarse las reacciones necesarias para mantener el equilibrio de una estructura. Un ejemplo claro podría darse en el deslizamiento o en el volteo de un muro de contención.” (Ottazi Pasino, 2011).

Rotura: “Se da cuando alguno de los elementos estructurales falla o se rompe, llevando al colapso total o parcial de la estructura. En este estado límite se basa la mayoría del diseño en concreto armado.” (Wight, y otros, 2012).

Colapso progresivo: “Se da cuando un elemento es cargado con una carga mayor a la que puede soportar, provocando su falla. Al fallar este elemento, la sobrecarga es transmitida a los elementos cercanos, provocando también su falla sucesiva hasta que la estructura total colapse. Este tipo de colapso puede

prevenirse o atenuarse mediante detalles adecuados del refuerzo que permitan amarrar a los elementos estructurales entre sí, proveyendo trayectorias alternativas a las sobrecargas en caso de que un elemento falle.” (Ottazi Pasino, 2011).

Formación de un mecanismo plástico: “Se da cuando se han formado las suficientes rótulas plásticas para que la estructura pueda transformarse en un mecanismo, convirtiéndola en una estructura inestable.” (Wight, y otros, 2012).

Inestabilidad: “En concreto armado, la inestabilidad está dada por el pandeo de las columnas (Wight, y otros, 2012). En estructuras de acero, también se considera el volcamiento de vigas.”

Fatiga: “Se presenta cuando hay constantes ciclos de carga y descarga de los elementos estructurales, provocando su repentina falla.” (Wight, y otros, 2012)

b.- Estados límites de servicio: Estos estados límite se dan cuando se interrumpe el funcionamiento normal de las estructuras sin necesidad de colapso. (Wight, y otros, 2012). Los principales estados límites de servicio son:

Deflexiones excesivas: “Durante el periodo normal de funcionamiento de una estructura, las deformaciones excesivas podrían causar el mal funcionamiento de maquinarias, el quiebre de tabiques, de vidrios y ventanas y podrían ser visualmente perceptibles e inaceptables arquitectónicamente.” (Wight, y otros, 2012).

Excesivo agrietamiento: El agrietamiento excesivo podría traducirse en corrosión del acero de refuerzo y el posterior deterioro del concreto (Ottazi Pasino, 2011). También un agrietamiento excesivo podría traducirse en filtraciones indeseables en estructuras que almacenen líquidos, tales como reservorios, piscinas o cisternas de agua.

Vibraciones indeseables: La vibración constante de un piso podría causar miedos e inseguridades en las personas que circulen en él, aunque este no es mayor problema en estructuras de concreto armado. (Wight, y otros, 2012).

Estados límites especiales: Estos estados límites se dan en condiciones excepcionales, tales como:

- ✓ Daño o colapso provocado por un sismo extremo.
- ✓ Daño provocado por incendios, explosiones o choques de vehículos contra la estructura.
- ✓ Daño provocado por corrosión o deterioro de la estructura, etc.

(Wight, y otros, 2012)

2.2.1.6 Criterios de estructuración

Los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente, son:

a.- Simplicidad y simetría: La simetría de la estructura en las dos direcciones es muy importante; puesto que si no tratamos de tener por lo menos una simetría mínima en la estructura sufrirá sollicitaciones de torsión y esto puede provocar vulnerabilidad mayor ante un sismo (Blanco, 2010).

b.- Resistencia y ductilidad: Las estructuras deben tener resistencia sísmica en sus dos direcciones, estas direcciones deben ser lo más ortogonales posibles, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como de cada uno de los elementos que la componen. La probabilidad que ocurra un sismo, hace posible dotar a la estructura de valores menores a los solicitados por sismo, dándole una ductilidad necesaria que le hará incursionar en la etapa inelástica, pero sin ocasionar fallas considerables (Blanco, 2010).

c.- Hiperestaticidad y monolitismo: Las estructuras hiperestáticas tienen una mayor capacidad resistente, puesto que se tienden a producirse mayores rótulas plásticas, que ayudan a disipar de mejor manera la energía sísmica, obteniendo mayor seguridad ante estos eventos.

d.- Uniformidad y continuidad de la estructura: La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentración de esfuerzos (Blanco, 2010).

e.- Conceptos importantes para la estructuración: Los principales conceptos que son necesarios para considerar que una estructura es sismorresistente, son:

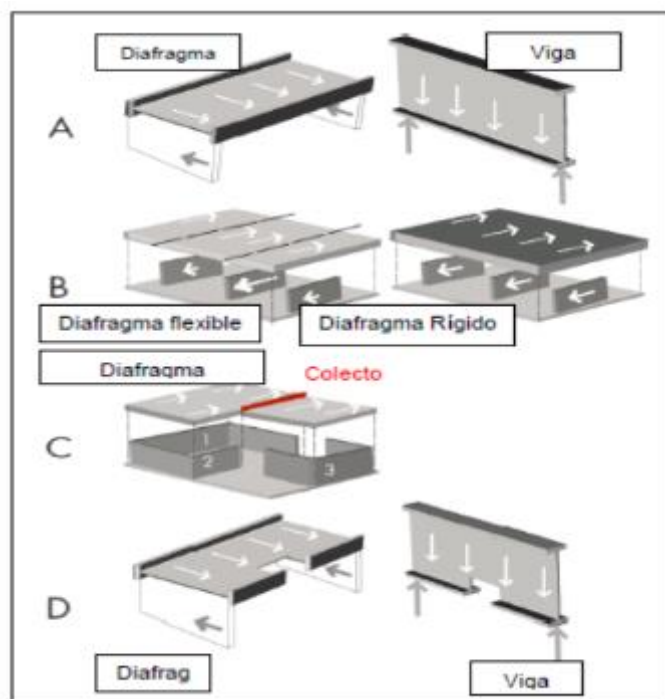
Diferencia entre diafragma rígido y flexible: El término "diafragma" se usa para identificar miembros de resistencia horizontal que transfieren fuerzas laterales entre elementos de resistencia vertical (muros de cortante o pórticos). Los diafragmas generalmente son los elementos de piso y techo del edificio; a veces, sin embargo, los sistemas de arriostramiento horizontales

independientes del techo o la estructura del piso sirven como diafragmas. El diafragma es un elemento importante en todo el sistema de resistencia sísmica (FEMA 454, 2006).

Un diafragma que forma parte de un sistema resistente puede actuar de manera flexible o rígida, dependiendo en parte de su tamaño (el área entre los elementos de resistencia que lo rodea o sus rigideces) y también en su material.

Con diafragmas flexibles hechos de madera o cubiertas de acero sin concreto, las paredes toman cargas de acuerdo a las áreas tributarias (si la masa está distribuida uniformemente). Con diafragmas rígidos (generalmente losas de concreto), las paredes comparten las cargas en proporción a su rigidez.

Figura 10- Diferencia diafragma Rígido y Flexible.



Fuente: (FEMA454, 2006).

Los colectores, también denominados puntales de arrastre o ataduras, son elementos de armazón de diafragma que "recogen" o "arrastran" las fuerzas de corte del diafragma de las áreas lateralmente no soportadas a los elementos de resistencia vertical.

Los pisos y techos deben ser atravesados por escaleras, elevadores y conductos, tragaluces y atrios. El tamaño y la ubicación de estas penetraciones son fundamentales para la efectividad del diafragma. La razón de esto no es difícil de ver cuando el diafragma se visualiza como una viga. Por ejemplo, se puede ver que las aberturas cortadas en la brida de tensión de una viga debilitarán seriamente su capacidad de carga. En una situación de carga vertical, una penetración a través de una brida de la viga ocurriría en una región de tracción o de compresión. En un sistema de carga lateral, el orificio estaría en una región de tensión y compresión, ya que la carga alterna rápidamente en dirección.

En la mayoría de edificaciones se usan configuraciones que utilicen dos sistemas de resistencia laterales en cada sentido, para lo cual la norma identifica el sistema lateral predominante en función a la carga lateral que soporta, esto se contempla en la norma E.030 de diseño sismorresistente:

Pórticos: Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros

estructurales, sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

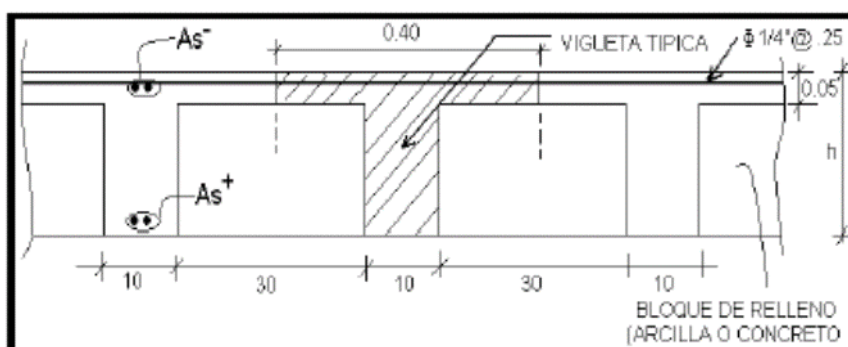
Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Para analizar el sistema de resistencia lateral de una estructura se analiza en cada dirección, es así, que este análisis se hace al final del análisis sísmico.

2.2.1.7 Predimensionamiento de elementos estructurales

a.- Predimensionamiento de losa aligerada unidireccional: En el Perú, las losas aligeradas se hacen con viguetas de 10 cm. de ancho, separadas una distancia libre de 30 cm., debido a que los ladrillos se fabrican con este ancho; en otros países es usual considerar ladrillos de 40cm. de ancho, lo que permite un mayor espaciamiento entre viguetas, (Blanco, 2010).

Figura 11- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.



Fuente: (OTTAZZI, 2011)

“La siguiente tabla resume los espesores más utilizados en nuestro medio, así como el peso propio aproximado, teniendo en consideración que se pueden usar para sobrecargas de hasta 300 kg/m² y en ausencia de cargas concentradas provenientes, por ejemplo, de tabiques pesados no estructurales.” (Blanco, 2010).

Tabla 1 – Espesores típicos y luces máximas.

h (m)	Peso propio (aproximado)	Luces máximas recomendadas
0.17	280 kg/m ²	$L_n \leq 4 \text{ m}$
0.20	300	$4 \leq L_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq L_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq L_n \leq 7.5$

Fuente: (OTTAZZI, 2011)

b.- Predimensionamiento de vigas: “Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho de la viga es variable de $h/3$ a $3/4h$, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, para poder evitar el congestionamiento de aceros.” (Blanco, 2010).

Tabla 2 – Vigas pre dimensionadas.

EJE	DESCRPCIÓN	BASE (b)	PERALTE (h)
X	VX	25 cm	40 cm
	VY	25 cm	40 cm

Fuente: Elaboración propia.

c.- Predimensionamiento de columnas: “Si se tiene una estructura en relación mucho mayor de la carga axial sobre el momento flector, podemos buscar una sección de tal modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo en compresión del orden de $0.45f'c$, pero si no

es así sino al contrario, se tiene que usar una sección con más peralte en la dirección de momento más crítico.” (Blanco, 2010).

Por con siguiente (Blanco, 2010) recomienda hallar el área requerida de las columnas que resisten carga de gravedad con las siguientes expresiones, clasificando por la ubicación en la estructura:

Tabla 3 – Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad.

TIPO DE COLUMNA	EXPRESIÓN A USAR
Columnas Centrales	$A=P/(0.45 \cdot f_c)$
Columnas Excéntricas Y Esquinadas	$A=P/(0.35 \cdot f_c)$

Fuente: Elaboración propia.

La carga P se obtiene de calcular el Metrado de cargas en servicio que son afectadas en la estructura y se multiplican por el Área Tributaria de cada columna, a su vez por el N° de pisos.

“En la etapa de predimensionamiento, se toma una carga promedio la cual se puede considerar una recomendación dada por.” (Villareal, 2015):

Tabla 4 – Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación.

CATEGORIA EDIFICACIONES (E030-TABLA N°5)	PESO DE LA ESTRUCTURA (P)
A	1500 kg/m ²
B	1250 kg/m ²
C	1000 kg/m ²
D	1000 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

2.2.1.8 Análisis sísmico

El análisis sísmico puede crear estructuras parásitas para evitar la pérdida de vidas en caso de grandes terremotos.

a.- Centro de masas: El centro de masas o centro de gravedad es el punto por donde pasa la resultante de cargas axiales concentradas en cada piso y entrepiso, así como la línea de referencia por donde pasan las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel. (Fratelli, 2001).

b.- Centro de rigidez: Se define por centro de rigidez (CR), al punto donde la fuerza cortante actúa, solo trasladándose horizontalmente sin rotar con respecto al nivel inferior. (Fratelli, 2001)

c.- Excentricidad: La excentricidad es la distancia entre el centro de gravedad CG y el centro de rigidez CR.

d.- Peligro sísmico: Para cuantificar los efectos de los sismos en las obras civiles es necesario tomar en cuenta la vulnerabilidad de las obras civiles y la sismicidad del lugar. La vulnerabilidad de las obras civiles se estima al conocer las características de las edificaciones y la sismicidad es obtenida mediante un análisis de peligro o amenaza sísmica. El peligro se suele representar por medio de los valores máximos del movimiento del terreno y la intensidad del movimiento (Bolaños y Monroy, 2004).

2.2.1.9 Análisis estático

El método de análisis estático se utiliza para poder ampliar el alcance del análisis dinámico utilizado en el diseño.

2.2.1.10 Análisis modal

Las edificaciones, así como cualquier material, poseen diferentes formas de vibrar frente a cargas dinámicas. Estos modos de vibrar, se producen a diferentes periodos, por lo que, durante un terremoto pueden afectar la estructura en mayor o menor medida, dependiendo del

contenido frecuencial del sismo. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. En la forma más básica, las estructuras oscilan de un lado hacia otro, esto corresponde con el modo fundamental o primer modo de vibración. Considerando el edificio como un cuerpo tridimensional, los modos de vibración pueden ser rotacionales o torsionales. Para edificios regulares en altura y elevación, y sin irregularidades en la distribución de masas y rigideces, el principal modo de vibración se corresponderá con el fundamental (De Montserrat, 2013).

2.2.1.11 Diseño de cimentación

a.- Consideraciones especiales para el diseño de cimentación: La cimentación o subestructura constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha y el terreno en el que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que esta se apoya. Para que esto se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de asentamientos diferenciales excesivos que ocasionen daños en la construcción o en las vecinas.

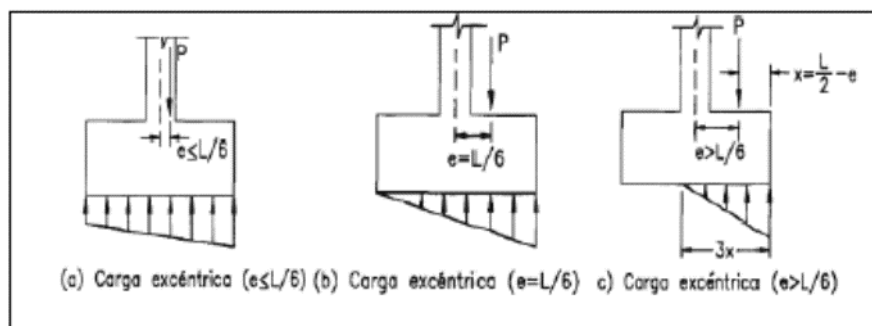
Las cimentaciones son estructuras encargadas de transmitir las fuerzas de una estructura hacia el suelo. Estas fuerzas pueden ser generadas por peso, sismo, viento, vibraciones originadas por máquinas o explosiones, empujes etc.

Las fuerzas que intervienen generalmente por la interacción de suelo, estructura son: Fuerzas verticales y Fuerzas de momento. Por tanto, una zapata deberá ser

dimensionada para transmitir estas fuerzas al suelo que lo soporta.

En algunos casos serán más preponderantes las fuerzas de gravedad, en otros la combinación de las fuerzas de gravedad con los momentos y en otros solo los momentos porque las fuerzas de gravedad son despreciables.

Figura 12- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.



Fuente: (Harmsen, 2012)

Diseño por flexión: Se asume una cuantía mínima de 0.0018, que es la misma para lozas macizas. El cálculo de acero por flexión se realizó con el esfuerzo último aplicado sobre una franja unitaria. El diseño se realizó a la cara del elemento vertical.

Diseño por corte: Dado que en una zapata no existen aceros por corte o estribos, es necesario dotar a las zapatas de suficiente resistencia para que pueda soportar los esfuerzos por corte y por punzonamiento ($\phi V_c > V_u$) ocasionados por la presión del suelo.

2.3. Marco Normativo

Las normativas, normas o códigos son documentos que establecen los requisitos mínimos que deben cumplir los diseños y las construcciones para que estén puedan desempeñarse correctamente durante su tiempo de vida.

Muchas personas pueden llegar a pensar que las normas limitan y restringen al ingeniero en el desarrollo de los proyectos, poniendo como sustento que en la antigüedad se construyeron grandes estructuras sin necesidad de tener normativas (Las pirámides de Giza, por ejemplo).

Sin embargo, obvian el detalle de que el número de fallos estructurales y de muertes de trabajadores fue, probablemente, muy grande y que estos desastros no son mencionados en la historia. La importancia de las normas radica en que no se han elaborado con el propósito de restringir al ingeniero, sino con el de proteger al público y a los trabajadores (McCormac, 2002).

Cada país alrededor del mundo ha desarrollado normativas que rigen el diseño de sus edificaciones. Estas normativas están basadas en sus experiencias propias, adaptándose a sus condiciones locales y a las necesidades de su población. Es por esto que, si bien las normativas son muy similares entre países, tienen diferencias que satisfacen las exigencias individuales de cada país.

Las normas peruanas que se utilizarán en el presente tema de tesis son las siguientes:

E.020 – Cargas: Especifica los pesos específicos de los materiales más comunes utilizados en la construcción, y las sobrecargas en función del uso de las estructuras.

E.030 – Diseño Sismorresistente: Define los parámetros mínimos a tener en cuenta al momento de hacer el análisis sísmico de una edificación.

E.060 – Concreto Armado: Establece los requisitos que se deben cumplir al momento de realizar el diseño de elementos de concreto armado.

2.4. Definición de términos

1. **Arquitectura:** Es un arte que nos permite plasmar el diseño de algunas de las edificaciones que están cambiando el hábitat humano,

incluyendo edificios de todo tipo de construcción estructural, arquitectónica y urbanística. Ciudad. (Minedu, 2006).

- 2. Concreto:** Es básicamente una mezcla de dos componentes: Agregado y pasta. La pasta, compuesta de Cemento Portland y agua, une a los agregados (arena y grava o piedra triturada). (Minedu, 2006).
- 3. Estudios de suelos:** Los estudios de suelo pueden ayudar a revelar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, es decir, la composición de los elementos en las capas profundas, así como el tipo de cimentación más adecuado para la estructura construida y su estabilidad. Dependiendo del peso que soportará. (Minedu, 2006).
- 4. Cimentación:** El cimiento es la base que soporta el edificio; Se calcula y proyecta teniendo en cuenta diversos factores como la composición y resistencia del suelo, la carga del propio edificio, y otras cargas que le afectan, como los efectos del viento o el peso de la nieve sobre las cubiertas en contacto.
- 5. Infraestructura:** Es cualquier estructura o elemento que rodea y soporta estructuras, claros ejemplos son los conductos para el abastecimiento de agua potable y la evacuación de aguas contaminadas, plantas de tratamiento de aguas negras, centrales hidroeléctricas, caminos y represas. Infraestructura en obra civil serán las obras necesarias de la ciudad o región. (Minedu, 2006).
- 6. Metrados:** Se define así al conjunto ordenado de datos obtenidos o logrados mediante lecturas acotadas, preferentemente, y con excepción con lecturas a escala, es decir, utilizando el escalímetro,

en la actualidad existen programas o software de Ingeniería que se usan para obtener datos más precisos y que requieren de mucho conocimiento para obtener el resultado preciso. (Minedu, 2006).

7. Memoria de cálculo: Este es un procedimiento que describe en detalle cómo realizar los cálculos de ingeniería involucrados en el desarrollo de un proyecto de construcción. (Minedu, 2006).

8. Modelamiento: La distribución de los elementos longitudinales de apoyo en la estructura, que permite elegir un adecuado sistema de vigas, así como la distribución interna de espacios y funciones. También conocida como formación esquelética. (Minedu, 2006).

9. Presupuesto: Es la tasación o estimación económica “a priori” de un producto o servicio . (Minedu, 2006).

10. Programa etabs: Es un programa casi similar que el SAP2000, cual pertenecen a la misma compañía CSI (computer & estructuras, INC), apoyados bajo el sistema operativo Windows 2000, Windows NT, Windows XP Y W7. (Minedu, 2006)

11. Sismicidad: Es el estudio de los movimientos sísmicos fuertes o débiles, relacionados con la frecuencia de las oscilaciones del suelo que se producen en un lugar determinado. (Minedu, 2006).

12. Topografía: Técnica que consiste en describir y representar en un plano la superficie o el relieve de un terreno. (Minedu, 2006)

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

Si es factible realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

2.5.2. Hipótesis específicos

a) La estructuración, predimensionamiento y metrados de carga, de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica, mejora los cálculos previos al análisis.

b) El diseño de la cimentación mejora significativamente el diseño las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

c) Las estructuras se tienen que modelar y realizar el análisis estructural de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica, mediante el programa SAP 2000 y SAFE.

2.6. Variables

2.6.1. Definición conceptual de la variable

Se considera variable a aquella que presenta una característica, cualidad o propiedad sobre un fenómeno o hecho que tiende a variar y que puede ser medido y/o evaluado.

X = Análisis y diseño estructural.

Indicadores:

- a) Suelos.
- b) Fuerzas internas.
- c) Deformación de la estructura.
- d) Análisis sísmico.

Y = Mejoramiento y recuperación de la plaza mayor.

Indicadores:

- a) Viabilidad.
- b) Confort.

2.6.2. Definición operacional de la variable

Para la investigación se ha considerado las siguientes variables:

Tabla 5 – Variables de investigación.

Variable Independiente	Variable Dependiente
Análisis y diseño estructural	Mejoramiento y recuperación de la plaza mayor

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método de investigación

La investigación científica se concibe como un conjunto de procesos sistemáticos y empíricos, que se aplican al estudio de un fenómeno, es dinámica cambiante y evolutiva. Se puede manifestar de tres formas, cuantitativa, cualitativas y mixta. Esta última implica cambiar las dos primeras. Cada una es importante, valiosa y respetable por igual.

La presente investigación, corresponde al método científico, porque, determina cual ha sido el procedimiento para demostrar que un enunciado es así, cumple una función y tiene utilidad, analiza y sintetiza la realidad permitiéndonos llegar a explicaciones lógicas y coherentes, el punto de partida es el descubrimiento de la realidad de los hechos a partir de lo cual se formulan los problemas de investigación.

3.2. Tipo de Investigación

Fue una investigación aplicada, porque se usó la ciencia ya existente acerca de un debido tema para aplicarla en un hecho concreto, en este caso el análisis y diseño estructural de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

3.3. Nivel de investigación

Busca especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. En el caso de la tesis fue descriptiva, porque se describieron un conjunto de pasos sistémicos para llegar a la solución del problema planteado y obtener conclusiones de ello.

3.4. Diseño de investigación

Fue, no experimental, porque los cálculos son comprobados por fórmulas matemáticas, que obedecen a códigos y normas establecidas en el tipo de estructuras a calcular, estos resultados serán comparadas con los resultados obtenidos, por otros métodos de cálculo.

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población de estudio estuvo conformada por las infraestructuras existente en la provincia de Churcampa.

3.5.2. Muestra

La muestra poblacional fue las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

A continuación, se describen los instrumentos y técnicas que se emplearon en la investigación.

Técnicas

- Técnicas de uso de equipo de topografía (prismas, trípodes y GPS de ubicación.)
- Técnicas de análisis de resistencia de materiales.
- Técnicas para obtener la capacidad portante de suelo.
- Técnica de análisis documental.
- Técnica de procesamiento de datos en gabinete

Instrumentos

- Instrumentos Topográficos
- Instrumentos para EMS.
- Instrumentos de Computación
- Aplicación y uso de Software

3.7. Procesamiento de la información

A continuación, se presentan las técnicas empleadas en el procesamiento de la información recolectada en el desarrollo de la investigación.

Técnicas	Programas	Uso
Procesamiento de datos	Microsoft Excel	Permite elaborar cuadros comparativos, basado de datos, presentación de presupuestos.
	Microsoft Word	Para la presentación de avances y presentación final del proyecto.
	AutoCAD	Para la realización de planos.
	Google maps	Para obtener una ubicación.

3.8. Técnicas y análisis de datos

Para el análisis de los datos se usaron los siguientes programas: AutoCAD 2D para la visualización de los planos del expediente técnico, Sap 2000 y Safe para el modelamiento de la estructura y finalmente se usará el excel para realizar cuadros comparativos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados específicos

Para el cumplimiento del objetivo general y específicos, se tuvo en cuenta los siguientes criterios en cuanto al análisis y diseño estructural del módulo de salón de usos múltiples y sala de exposiciones de la plaza mayor del Centro Urbano de Churcampa:

1.- Criterios de estructuración: El proceso consistió en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas aligeradas, losas macizas, vigas, muros, columnas, placas) de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez en sus direcciones más importantes, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Mediante el predimensionamiento y estructuración se brindará las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales, para que tengan una buena respuesta ante las sollicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

a.- Simplicidad y simetría: Por este criterio tenemos que las estructuras más simples tendrán un mejor comportamiento frente a sismos, esto se debe a que al momento del diseño se puede predecir mejor el comportamiento de estructuras simples y, además, una estructura simple será mucho más fácil de idealizar que una estructura compleja que en muchos casos incluso se deben hacer simplificaciones en el modelo alejándonos de la realidad para su diseño.

La simetría también es un tema importante, ya que mientras exista simetría en la estructura en ambas direcciones habrá una menor diferencia de posición entre el centro de masas y el centro de rigidez, lo que evitará que se produzcan fuerzas de torsión sobre la

edificación, las cuales pueden incrementar los esfuerzos debidos al sismo hasta sobrepasar los esfuerzos resistentes, lo cual podría ser muy destructivo para la edificación.

b.- Resistencia y ductilidad: La estructura de cualquier edificación debe tener una adecuada resistencia a cargas eventuales de sismo y cargas permanentes propias, la resistencia a cargas de sismo debe proporcionarse en al menos las dos direcciones ortogonales, para garantizar la estabilidad de la estructura. Debido a que las cargas de sismo son eventuales y de corta duración, la resistencia de la estructura podrá ser menor que las sollicitaciones máximas de sismo, pero compensada con una adecuada ductilidad de sus elementos.

Esta ductilidad de los elementos les permitirá a algunos entrar en la etapa plástica de sus esfuerzos, creándose rótulas plásticas que ayudarán a disipar mejor la energía sísmica. Además, teniendo en cuenta que el concreto es un material de naturaleza frágil, se debe dar una adecuada ductilidad a los elementos, tratando que fallen primero dúctilmente, por ejemplo, por flexión, y luego frágilmente, como por ejemplo por corte.

c.- Hiperestaticidad y monolitismo: La hiperestaticidad de las estructuras mejora la capacidad resistente de una edificación frente a fuerzas sísmicas, ya que permite la formación de varias rótulas plásticas, las cuales a medida que se produzcan ayudarán a disipar la energía producida por el sismo. El monolitismo de la estructura reside en el hecho que toda la estructura debe trabajar como si fuera un solo elemento por ser de un mismo material.

d.- Rigidez lateral: La rigidez lateral en una edificación ayuda a que ésta pueda resistir mayores fuerzas horizontales sin sufrir deformaciones importantes. Estas deformaciones son las que a menudo causan mayores daños a los elementos no estructurales generan mayor pánico en los usuarios de la edificación. Dado esto,

es necesario que una estructura posea elementos verticales como muros o placas, los cuales pueden ser combinados con pórticos formados por columnas y vigas, que le den mayor rigidez lateral a la estructura.

e.- Uniformidad y continuidad de la estructura: La estructura debe mantener una continuidad tanto vertical como horizontal en toda la edificación, de manera que no se produzcan cambios bruscos de rigidez de los elementos para evitar concentraciones de esfuerzos.

f.- Existencia de diafragmas rígidos: Es necesario que las losas posean una gran rigidez axial en toda su extensión, para que su comportamiento sea realmente como el de un diafragma rígido, lo cual es una hipótesis que se toma como verdadera para el diseño y el análisis de la edificación. Para tener en cuenta esto, es necesario que las losas no tengan muchos ductos o aberturas grandes que puedan provocar fallas en la losa durante el sismo, lo que pondría en riesgo su condición de diafragma rígido.

g.- Influencia de elementos no estructurales: Los elementos no estructurales deben ser tomados en cuenta durante la estructuración de la edificación, ya que por ejemplo un tabique ubicado junto a una placa de concreto armado, aumentará la rigidez lateral en dicha placa y, por lo tanto, absorberá mayores esfuerzos que podrían sobrepasar los esfuerzos de diseño de la placa, lo cual podría originar su falla. Pero en lo posible se evita que esta influencia afecte entre el modelo matemático y el comportamiento real de la estructura.

En la presente investigación, en base a estos criterios estructurales evaluados se ha encontrado la siguiente estructuración:

- ✓ Sistema_estructural X= “concreto armado, de muros estructurales”

- ✓ Sistema_estructural Y= “concreto armado, de muros estructurales”
- ✓ Techo = “losa aligerada”

2.- Predimensionamiento:

a.- Vigas: Las vigas son elementos estructurales que pueden ser de concreto armado, diseñado para sostener cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección. Una viga puede actuar como elemento primario en marcos rígidos de vigas y columnas, aunque también pueden utilizarse para sostener losas macizas o nervadas.

Pre dimensionamiento de Vigas: Para el predimensionamiento de las vigas se toma en cuenta lo recomendado por. (Blanco Blasco, 1996):

$$h = \frac{ln}{12} a \frac{ln}{10}; \text{ donde } h = \text{peralte y } ln = \text{luz libre}$$

$$b = \frac{1h}{3} a \frac{3h}{4}; \text{ donde } b = \text{base de la viga}$$

Se ha considerado vigas peraltadas tanto para el eje x como para el eje y, debido a que todas son consideradas vigas sísmicas. Para el cálculo se tomará en cuenta la luz libre “ln” más desfavorable para cada eje debido a que no existe variación considerable entre ellas. La base de la sección de viga estará variando entre $0.3h \leq b \leq 0.5h$ y como mínimo será $b = 0.25 \text{ m}$.

b.- Columnas: Las columnas son miembros estructurales rígidos y relativamente esbeltos diseñados principalmente para sustentar cargas axiales de compresión aplicadas en los extremos de los miembros.

Pre dimensionamiento de Columnas: Los criterios para pre dimensionar, las columnas, están basados en su

comportamiento a flexo compresión, y área tributaria, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$A_{col} = \frac{P \times A_{trib} \times N_{pisos}}{0.35f'_c} \quad P = \begin{cases} \text{Cat. edifi.: A} \rightarrow P = 1500 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat. edifi.: B} \rightarrow P = 1250 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat. edifi.: C} \rightarrow P = 1000 \text{ kgf/m}^2 \end{cases}$$

3.- Metrado de cargas:

a.- Cargas verticales:

a.1.- Carga viva entrepiso: El metrado de cargas verticales permanentes se realiza independientemente para cada módulo y elemento estructural de diseño, las cuales se muestran en cada análisis correspondiente; por otro lado, las cargas vivas consideradas según la Norma de Cargas E-020.

Tabla 6 – Cargas mínimas repartidas .

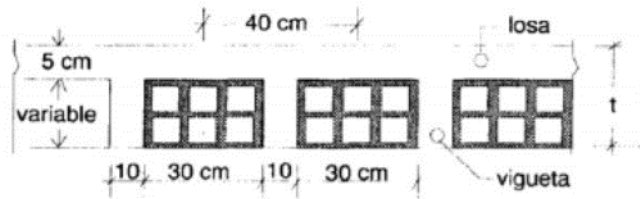
OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS (kgf/m ²)
LUGARES DE ASAMBLEA	
Graderías y tribunas	500
Corredores y escaleras	500

Fuente: Elaboración propia.

a.2.- Carga muerta losa aligerada: Para este caso el programa utilizado ya realiza el metrado de la losa aligerado que lo considera como “Peso Propio”, para lo cual nos faltaría solo ingresar al programa el valor del metrado de los “ladrillos de techo” lo cual encontramos 8.333 und/m² de ladrillos para techo y con un peso por ladrillo de 6.30 kg, lo cual resulta 52.5 kg/m², este último valor se considera como carga muerta o carga permanente.

Tabla 7 – Peso propio losa aligerada.

t(cm)	w(kg/m ²)
17	280
20	300
25	350
30	420
35	475



Fuente: Elaboración propia.

a.3.- Carga muerta losa maciza - caso escalera: Se muestra a continuación:

NOTACIÓN:

p = paso

cp = contrapaso

t = espesor de la garganta

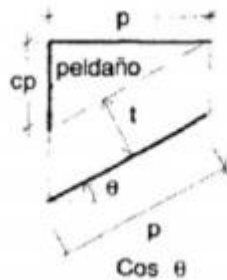
B = ancho del tramo inclinado

$$\gamma_{\text{concreto}} := 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$p := 0.30 \text{ m} \quad cp := 0.182 \text{ m} \quad t := 0.15 \text{ m}$$

$$D_{\text{escalera}} := \gamma_{\text{concreto}} \cdot \left(\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

$$D_{\text{escalera}} = 639.468 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$



b.- Cargas horizontales:

b.1.- Carga por sismo (E): Las evaluaciones sísmicas de los ambientes en estudio se realizaron según la Norma Peruana E.030, los siguientes parámetros se usaron para el análisis sísmico estático y espectral:

Zonificación: El presente proyecto se encuentra ubicado en:

Región = "Huancavelica"

Provincia = "Churcampa"

Distrito = "Churcampa"

Por lo tanto; Z=0.25

Factor de uso (U): Por el tipo de edificación el factor de uso es:

Tabla 8 – Factor de uso.

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA	FACTOR DE USO(U)
Edificaciones Importantes	B	1.3

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto; $U=1.30$

Factor de suelo (S): El factor de suelo se clasifico según el EMS y que se encuentra clasificado como un suelo S3, por lo tanto, el factor de suelo (S) es: “S=1.4”

Con respecto a los períodos de meseta y período de inicio de desplazamientos constantes se obtiene:

$$TP = 1 \text{ seg}$$

$$TL = 1.6 \text{ seg}$$

Coefficiente de amplificación sísmica (c): De acuerdo a las características de sitio y el periodo de la estructura, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < Tp \quad C := 2.50$$

$$Tp < T < TL \quad C = 2.5 \cdot \frac{Tp}{T}$$

$$T > TL \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{Tp \cdot TL}{T^2} \right)$$

Coefficiente de reducción por ductilidad (r): El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R0 (Coeficiente Básico de Reducción)

y de los factores I_a (Irregularidad en altura), I_p (Irregularidad en planta).

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

A continuación, presentamos la tabla N°7 de la norma E.030 – 2016 que clasifica el coeficiente básico de reducción según el sistema estructural, en el presente proyecto consta de muros estructurales tanto en la dirección X y Y:

Tabla 9 – Factor de reducción sísmica.

DIRECCIÓN	SISTEMA ESTRUCTURAL
X	Concreto Armado, De Muros Estructurales

Fuente: Elaboración propia.

$$I_a=1$$

$$I_p=1$$

$$R_X=6$$

$$R_Y=6$$

Desplazamientos: El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado con el análisis estructural realizado con el programa ETABS, esta no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica:

Tabla 10 – Límites de desplazamiento.

Límites para desplazamiento Lateral de Entrepiso	
Material Predominante	(i / he _i)
Concreto Armado	0.007
Acero (*)	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

Fuente: Elaboración propia.

(*) Estos límites no son aplicables a naves industriales.

(**) En los casos que en una de las direcciones exista albañilería estructura el límite máximo es 0.005.

Peso de la edificación: El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

Tabla 11 – Peso de la edificación.

AMBIENTE	DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	PESO DE LA EDIF.
1	ESTRUCTURA	C	100%CM+25%CV+25%CVT

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de los parámetros sísmicos:

Tabla 12 – Resumen de los parámetros sísmicos.

DIRECCIÓN	DESCRIPCIÓN	Z	U	S	C	R
X	ESTRUCTURA	0.25	1.3	1.4	2.5	6
Y	ESTRUCTURA	0.25	1.3	1.4	2.5	6

Fuente: Elaboración propia.

4.1.1. Resultados de la estructuración, predimensionamiento y metrados de cargas

Modulo salón de usos múltiples:

1.- Configuración estructural: Las características estructurales del proyecto que han sido planteadas para el diseño, están en función de la zonificación sísmica del Perú, ubicándose PROVINCIA DE CHURCAMP A – DEL DEPARTAMENTO DE HUANC AVELICA en la zona 2, para el dimensionamiento de elementos estructurales se han tenido en cuenta el área tributaria, cargas muertas, vivas y condiciones sísmicas. Las columnas planteadas en la arquitectura han variado en un pequeño porcentaje con el fin de que cumpla con los requerimientos mínimos de desplazamientos laterales indicados en la Norma E-030.

Para la elección del sistema de cimentación se han tenido en cuenta el estudio de suelos y los factores que en él se dan. La cimentación es superficial convencional, formado zapatas aisladas céntricas y con vigas de cimentación, de acuerdo a los factores del suelo, rigidez (esfuerzos admisibles y asentamientos máximos) y carga de las estructuras. Las vigas, columnas se han diseñado con el efecto de la carga viva, carga muerta y carga sísmica de acuerdo al método de rotura y combinaciones de carga que la Norma E-060 y E-020 indica, evitando cualquier tipo de falla en la estructura.

a.- Características estructurales:

Sistema estructural:

Sistema_estructural X = “Concreto armado, de muros estructurales”

Sistema_estructural Y = “Concreto armado, de muros estructurales”

Tipo de cimentación:

Cimentación X := “Zapatas aisladas”

Cimentación Y := “Zapatas aisladas”

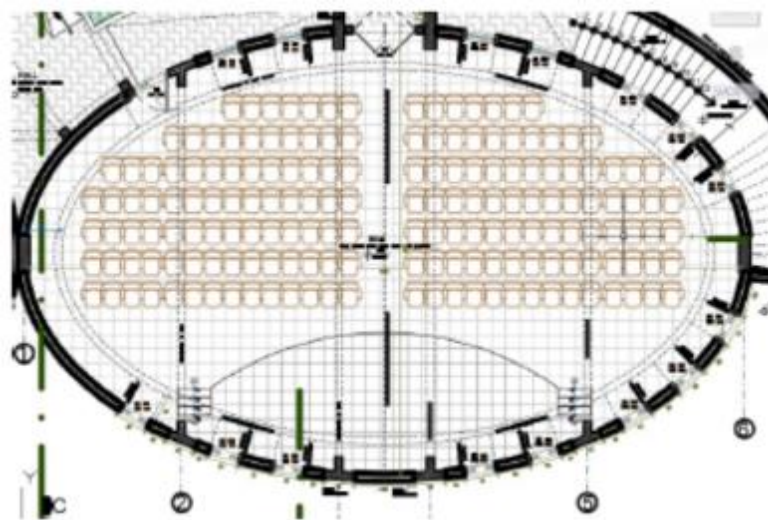
Techo:

Techo := “Losa aligerada”

2.- Predimensionamiento:

a.- Propuesta Arquitectónica: La propuesta arquitectónica del módulo salón de usos múltiples, es una edificación compuesta por un sistema mixto (Albañilería confinada y sistema de pórticos) para uso de servicio múltiple, cumple con todos los requerimientos tanto de uso como de función, logrando satisfacer con los requerimientos mínimos de uso necesarios para tales fines.

Figura 13- Propuesta arquitectónica planta 01 salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 14- Planta Básica de Propuesta arquitectónica salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

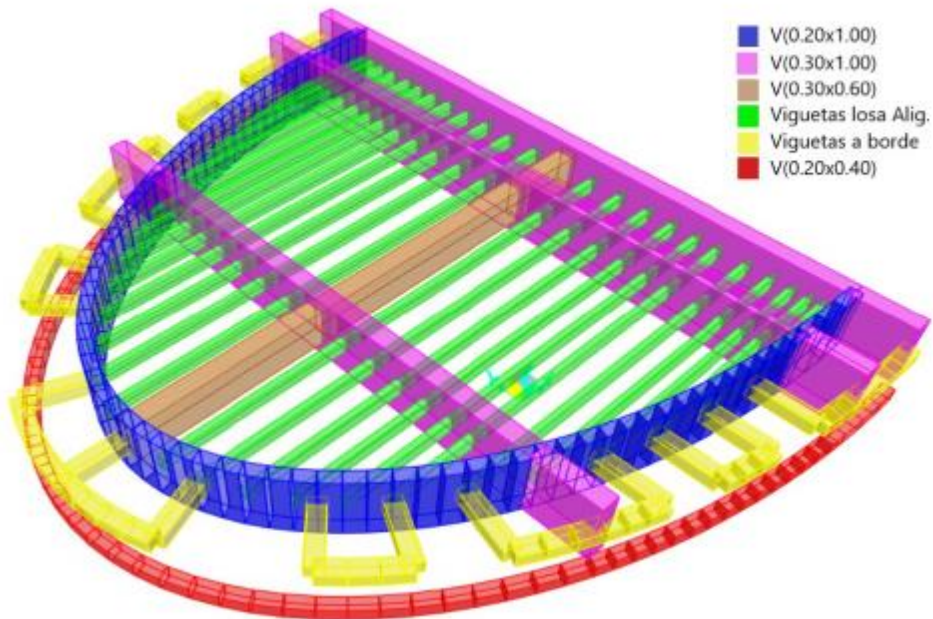
b.- Vigas: Para el predimensionamiento de las vigas se toma en cuenta lo recomendado por (Blanco Blasco, 1996).

$$h = \frac{ln}{12} \text{ a } \frac{ln}{10}; \text{ donde } h = \text{peralte y } ln = \text{luz libre}$$

$$b = \frac{1h}{3} \text{ a } \frac{3h}{4}; \text{ donde } b = \text{base de la viga}$$

Por lo tanto, la base de la sección de viga estará variando entre $0.3h \leq b \leq 0.5h$ y como mínimo será $b = 0.25 \text{ m}$.

Figura 15- SAP2000, secciones de las vigas salón de usos múltiples.

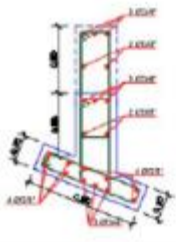
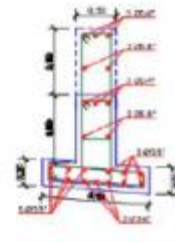
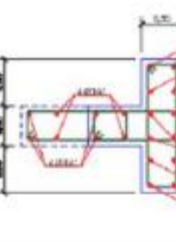
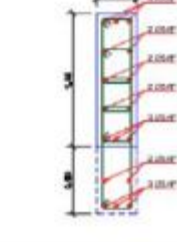


Fuente: Elaboración propia.

c.- Columnas: Los criterios para pre dimensionar, las columnas, están basados en su comportamiento a flexo compresión, y área tributaria, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$A_{col} = \frac{P \times A_{trib} \times N_{pisos}}{0.35f'_c} \quad P = \begin{cases} \text{Cat. edifi.: A} \rightarrow P = 1500 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat. edifi.: B} \rightarrow P = 1250 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat. edifi.: C} \rightarrow P = 1000 \text{ kgf/m}^2 \end{cases}$$

Figura 16- Sección de columnas salón de usos múltiples.

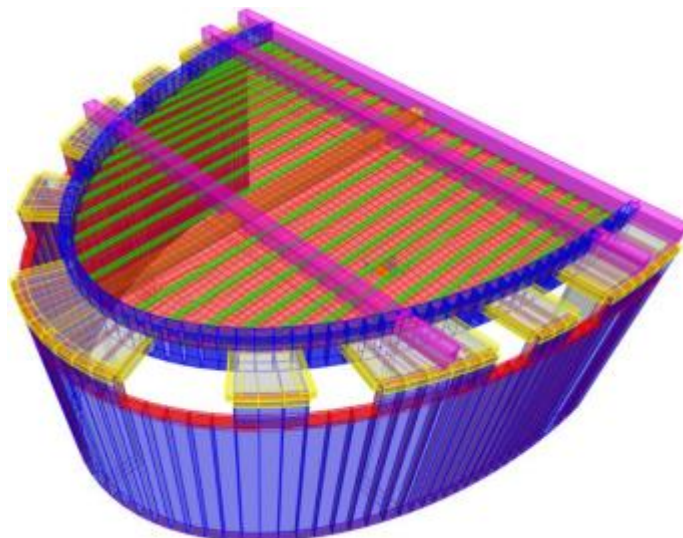
C-3	C-4	C-7	C-8
9 \varnothing 3/4" + 12 \varnothing 5/8"	9 \varnothing 3/4" + 14 \varnothing 5/8"	10 \varnothing 3/4" + 10 \varnothing 3/4"	9 \varnothing 3/4" + 8 \varnothing 5/8"
			
COLUMNA T+CAPITEL	COLUMNA T+CAPITEL	COLUMNA T+CAPITEL	0.30 X 1.00+CAPITEL
\square \varnothing 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15 Resto @ 0.20	\square \varnothing 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15 Resto @ 0.20	\square \varnothing 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15 Resto @ 0.20	\square \varnothing 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15 Resto @ 0.20

Fuente: Elaboración propia.

d.- Estructuración final del módulo: Para el análisis de las vigas, placas y columnas se realizó un modelo tridimensional del edificio. Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales (frames) y las placas o muros estructurales como elementos bidimensionales (shells).

Se asignó un diafragma rígido por cada piso y según las características del suelo, todos los elementos verticales se consideraron fijos en la base.

Figura 17- Estructuración final, modelo 3D salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

3.- Metrado de cargas

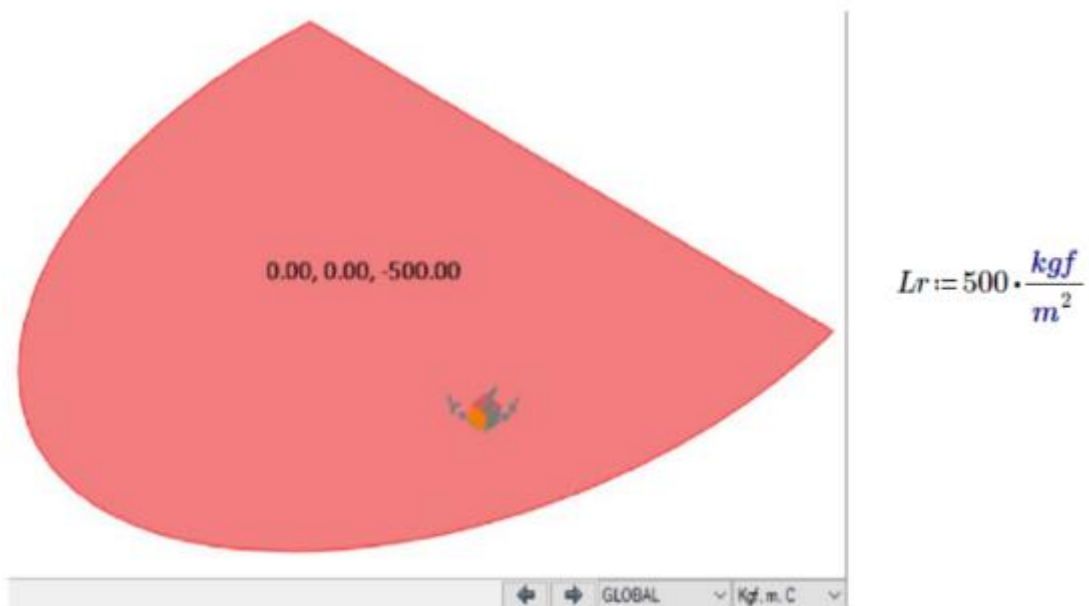
a.- Análisis por cargas de gravedad:

a.1.- Cargas de diseño: Los valores de carga muerta se calcularon haciendo uso de los pesos unitarios de los materiales empleados y los valores de carga viva corresponden a las sobrecargas utilizadas en los distintos ambientes del edificio mencionados en el capítulo I, obtenidos de la Norma de Cargas E-020.

a.2.- Análisis de techos:

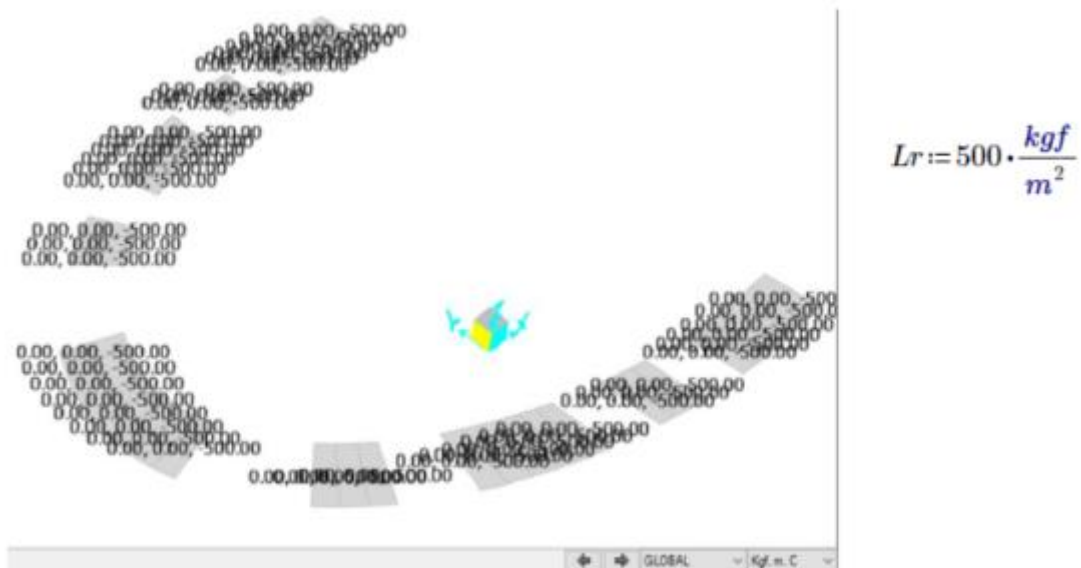
Losas Aligeradas: son elementos que trabajan en una sola dirección, por lo que se analizaron haciendo uso de viguetas indicando la dirección de la losa, y una losa superior, donde las cargas que actúan sobre ella son asignadas por metro cuadrado.

Figura 18- Cargas asignadas a la losa aligerada salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 19- Cargas Asignadas a la losa maciza salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Modulo sala de exposiciones:

1.- Configuración estructural: Las características estructurales del proyecto que han sido planteadas para el diseño, están en función de la zonificación sísmica del Perú, ubicándose en la PROVINCIA DE CHURCAMPА – DEL DEPARTAMENTO DE HUANCVELICA en la zona 2, para el dimensionamiento de elementos estructurales se han tenido en cuenta el área tributaria, cargas muertas, vivas y condiciones sísmicas. Las columnas planteadas en la arquitectura han variado en un pequeño porcentaje con el fin de que cumpla con los requerimientos mínimos de desplazamientos laterales indicados en la Norma E-030. Para la elección del sistema de cimentación se han tenido en cuenta el estudio de suelos y los factores que en él se dan. La cimentación es superficial convencional, formado zapatas aisladas céntricas y con vigas de cimentación, de acuerdo a los factores del suelo, rigidez (esfuerzos admisibles y asentamientos máximos) y carga de las estructuras. Las vigas, columnas se han diseñado con el efecto de la carga viva, carga muerta y carga sísmica de acuerdo al

método de rotura y combinaciones de carga que la Norma E-060 y E-020 indica, evitando cualquier tipo de falla en la estructura.

a.- Características estructurales:

Sistema estructural:

Sistema estructural X = “Concreto armado, de muros estructurales”

Sistema estructural Y = “Concreto armado, de Muros estructurales”

Tipo de cimentación:

Cimentación X := “Zapatas aisladas”

Cimentación Y := “Zapatas aisladas”

Techo:

Techo := “Losa aligerada”

2.- Predimensionamiento:

a.- Propuesta Arquitectónica: La propuesta arquitectónica del módulo sala de exposiciones, es una edificación compuesta por un sistema mixto (Albañilería confinada y sistema de pórticos) para uso de servicio múltiple, cumple con todos los requerimientos tanto de uso como de función, logrando satisfacer con los requerimientos mínimos de uso necesarios para tales fines.

Figura 20- Propuesta arquitectónica planta 01 sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 21- Planta Básica de Propuesta arquitectónica sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

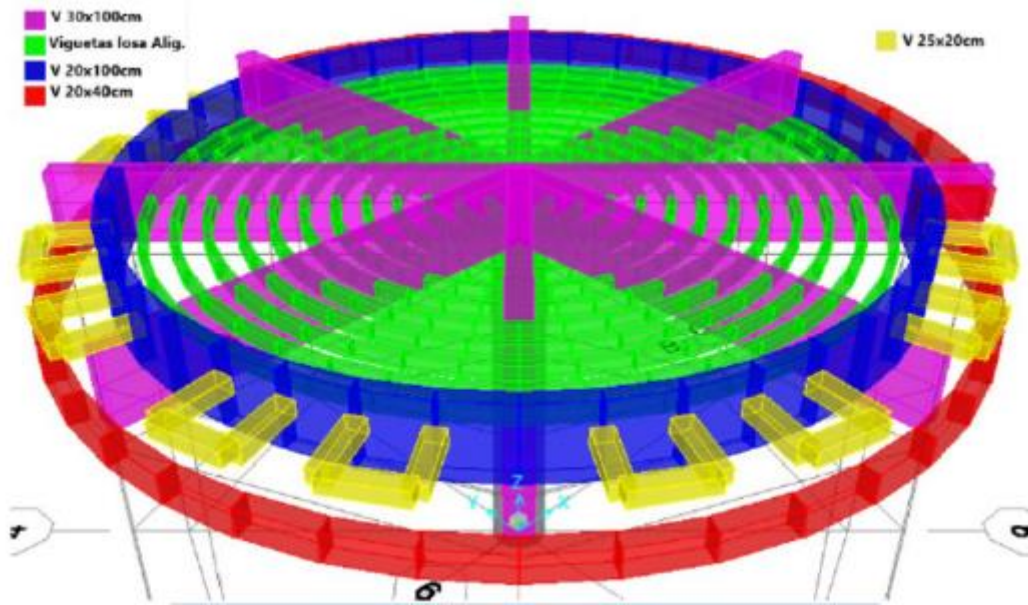
b.- Vigas: Para el predimensionamiento de las vigas se toma en cuenta lo recomendado por (Blanco Blasco, 1996).

$$h = \frac{ln}{12} \text{ a } \frac{ln}{10}; \text{ donde } h = \text{peralte y } ln = \text{luz libre}$$

$$b = \frac{1h}{3} \text{ a } \frac{3h}{4}; \text{ donde } b = \text{base de la viga}$$

Por lo tanto, la base de la sección de viga estará variando entre $0.3h \leq b \leq 0.5h$ y como mínimo será $b = 0.25 \text{ m}$.

Figura 22- SAP2000, secciones de las vigas sala de exposiciones.

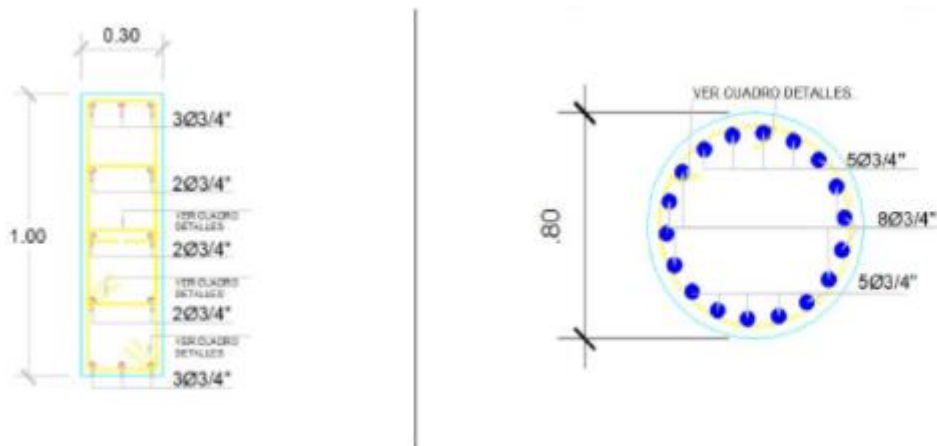


Fuente: Elaboración propia.

c.- Columnas: Los criterios para pre dimensionar, las columnas, están basados en su comportamiento a flexo compresión, y área tributaria, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$A_{col} = \frac{P \times A_{trib} \times N_{pisos}}{0.35f'_c} \quad P = \begin{cases} \text{Cat.edifi.: A} \rightarrow P = 1500 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat.edifi.: B} \rightarrow P = 1250 \text{ kgf/m}^2 \\ \text{Cat.edifi.: C} \rightarrow P = 1000 \text{ kgf/m}^2 \end{cases}$$

Figura 23- Sección de columnas sala de exposiciones.



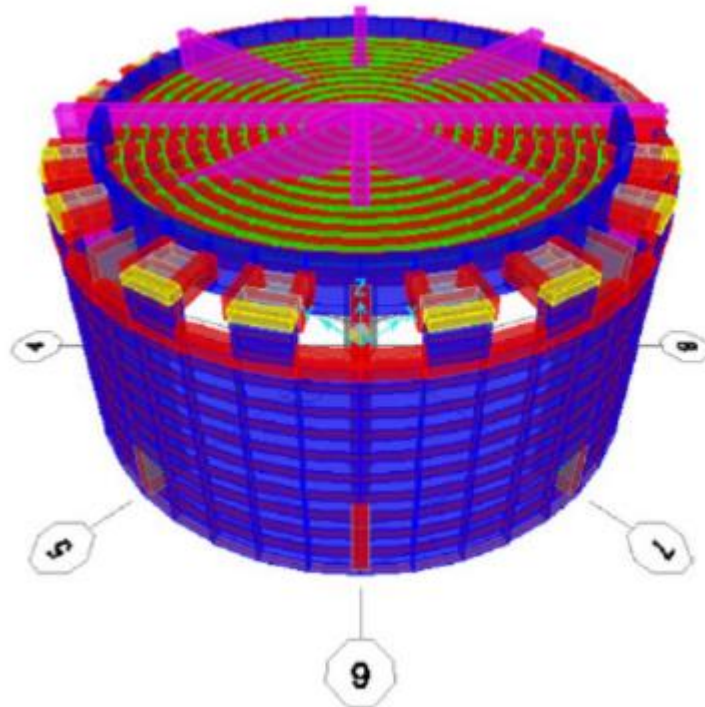
Fuente: Elaboración propia.

d.- Estructuración final del módulo: Para el análisis de las vigas, placas y columnas se realizó un modelo tridimensional del edificio. Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales (frames) y las placas o muros estructurales como elementos bidimensionales (shells).

En el caso de las vigas, se le anuló la resistencia a la torsión asignándoles un coeficiente torsional muy pequeño igual a 0.0001, además se les asignó una conexión rotulada en los encuentros con otros elementos en los casos donde el acero de refuerzo no pueda desarrollar su longitud de anclaje y no se genere momento negativo.

Se asignó un diafragma rígido por cada piso y según las características del suelo, todos los elementos verticales se consideraron empotrados en la base.

Figura 24- Estructuración final, modelo 3D sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

3.- Metrado de cargas

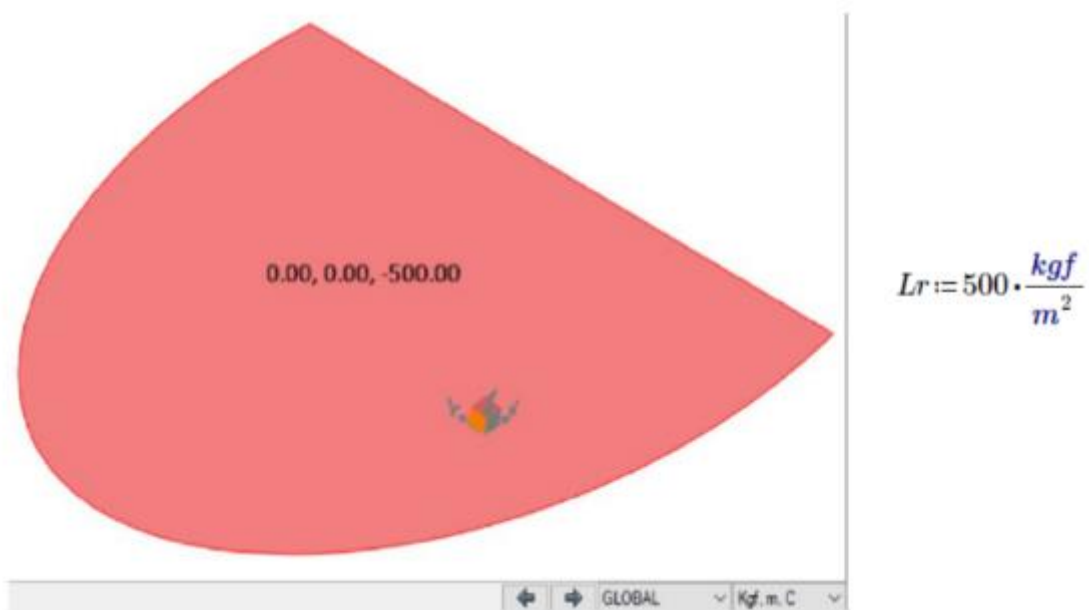
a.- Análisis por cargas de gravedad:

a.1.- Cargas de diseño: Los valores de carga muerta se calcularon haciendo uso de los pesos unitarios de los materiales empleados y los valores de carga viva corresponden a las sobrecargas utilizadas en los distintos ambientes del edificio mencionados en el capítulo I, obtenidos de la Norma de Cargas E-020.

a.2.- Análisis de techos:

Losas Aligeradas: son elementos que trabajan en una sola dirección, por lo que se analizaron haciendo uso de un modelo bidimensional, donde las cargas que actúan sobre ella son asignadas por metro cuadrado.

Figura 25- Cargas asignadas a la losa aligerada sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 26- Cargas Asignadas a la losa maciza sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

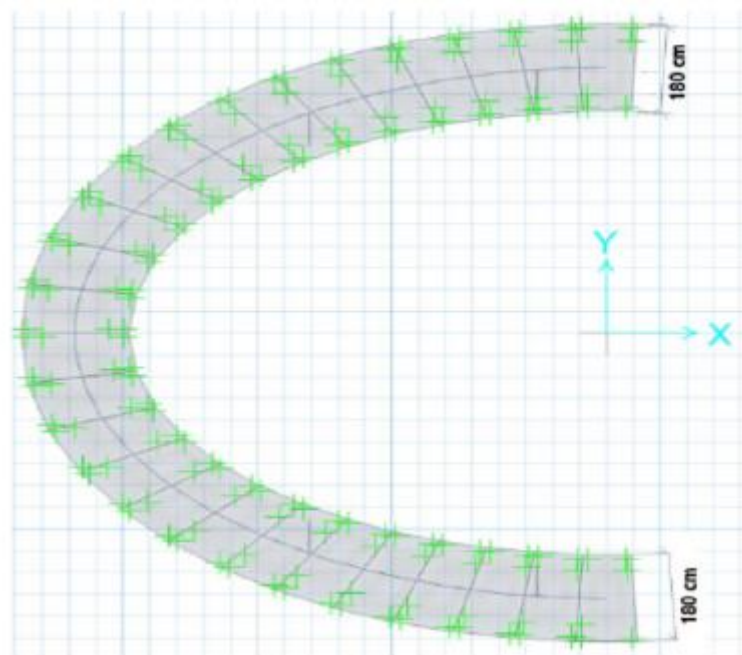
4.1.2. Resultados de la cimentación

Modulo salón de usos múltiples:

1.- Diseño de cimentación con el programa safe:

a.- Modelo para el análisis y verificaciones para el diseño:

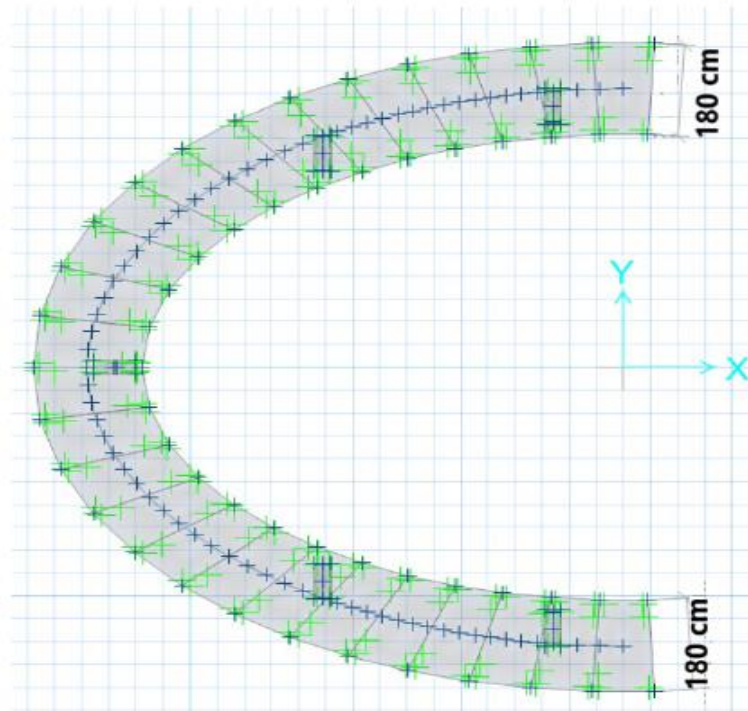
Figura 27- SAFE, Dimensiones de losa de cimentación salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

b.- Verificación por punzonamiento:

Figura 28- SAFE, Verificación por punzonamiento de zapatas salón de usos múltiples.

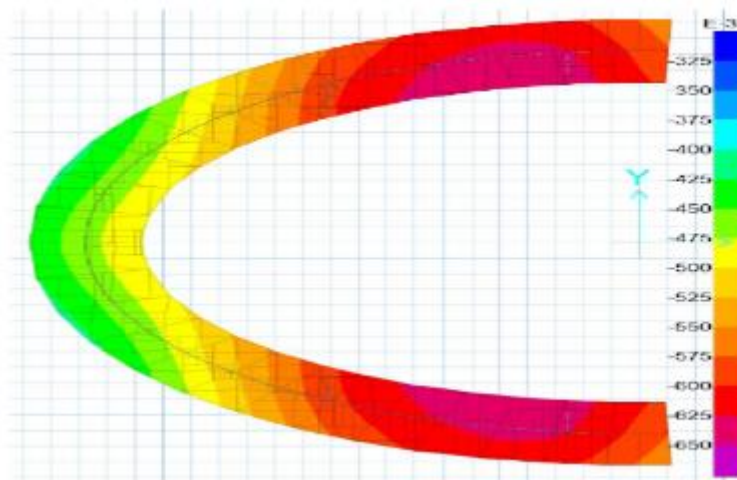


Fuente: Elaboración propia.

c.- Verificación de esfuerzos:

Servicio (Max= -0.42 kg/cm² - Min= -0.61 kg/cm²) < 1.10 kg/cm².

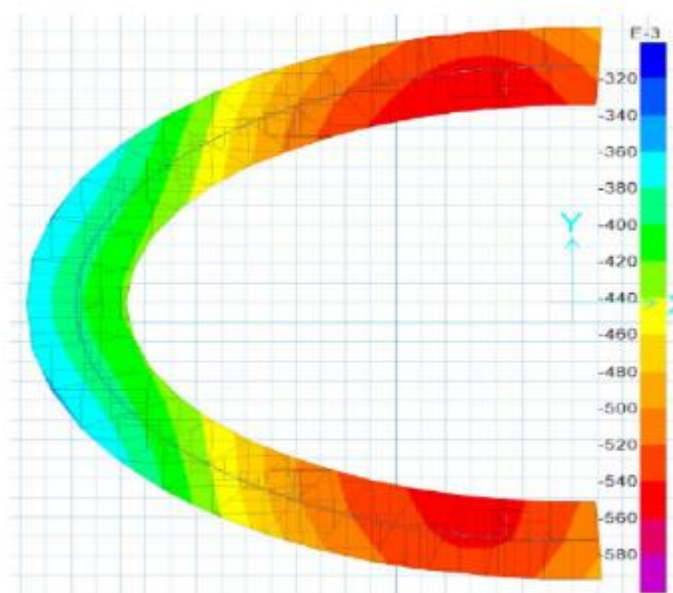
Figura 29- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio +SX+SY (Max= -0.35 kg/cm² - Min= -0.56 kg/cm²) < 1.10*1.3= 1.43kg/cm².

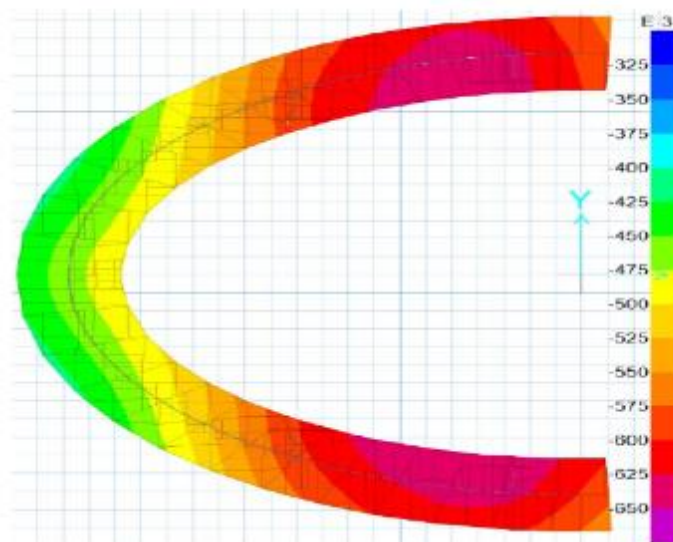
Figura 30- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio +SX-SY (Max= -0.42 kg/cm² - Min= -0.65 kg/cm²) < 1.10*1.3= 1.43kg/cm².

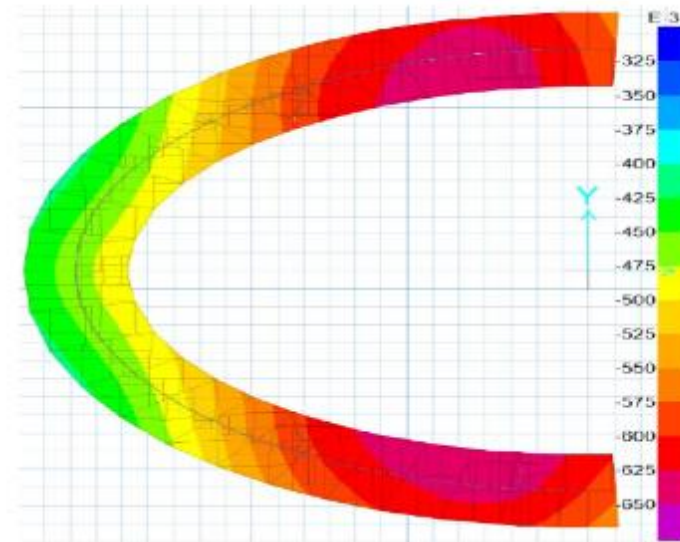
Figura 31- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio +SX-SY (Max= -0.42 kg/cm² - Min= -0.65 kg/cm²) < 1.10*1.3= 1.43kg/cm².

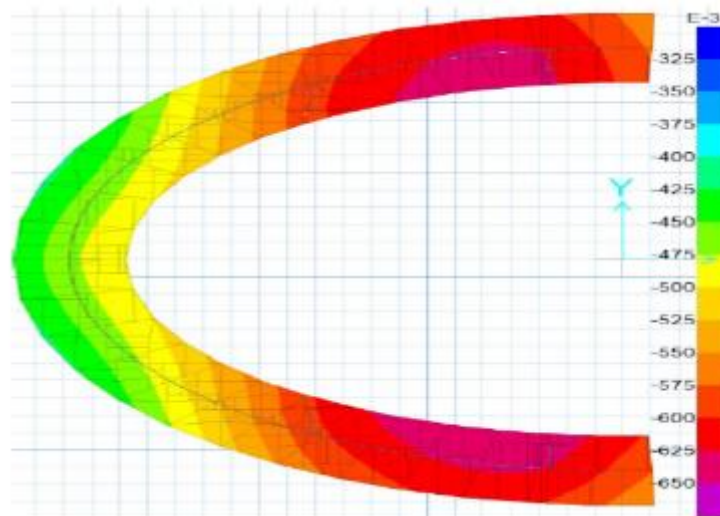
Figura 32- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio -SX-SY (Max= -0.42 kg/cm² - Min= -0.65 kg/cm²) < 1.10*1.3= 1.43kg/cm².

Figura 33- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles salón de usos múltiples.

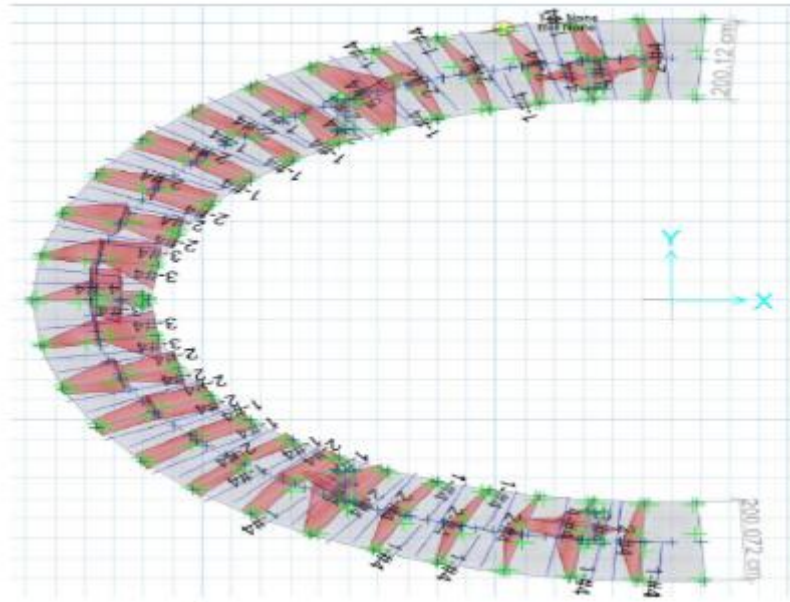


Fuente: Elaboración propia.

d.- Distribución de refuerzo:

Acero Longitudinal superior $\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$ Acero Longitudinal inferior $\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$

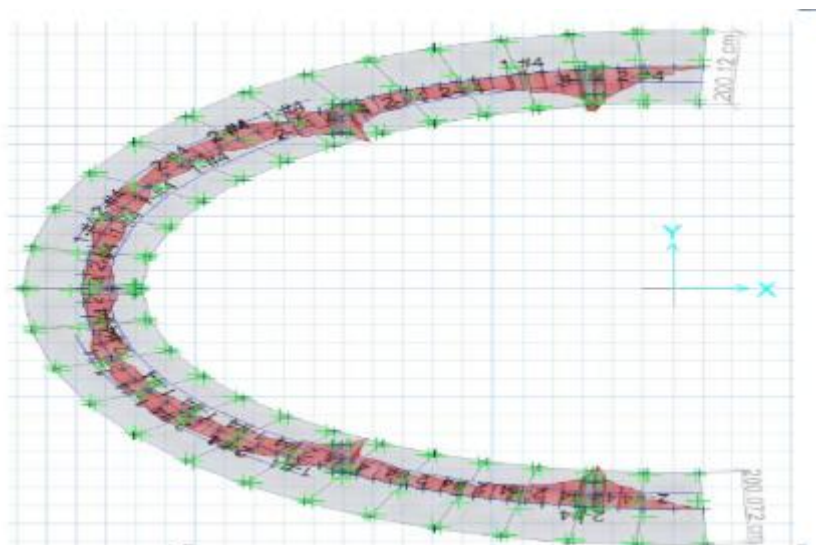
Figura 34- Cálculo de Refuerzo en losa de cimentación - acero longitudinal salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Acero Transversal superior $\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$ Acero Transversal inferior $\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$

Figura 35- Cálculo de Refuerzo en losa de cimentación - acero transversal salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto:

$$A_{S_{min}} := 0.0012 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{N5} := \frac{5}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 15.875 \text{ mm}$$

$$A_{S_{N5}} := \pi \cdot \frac{\phi_{N5}^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

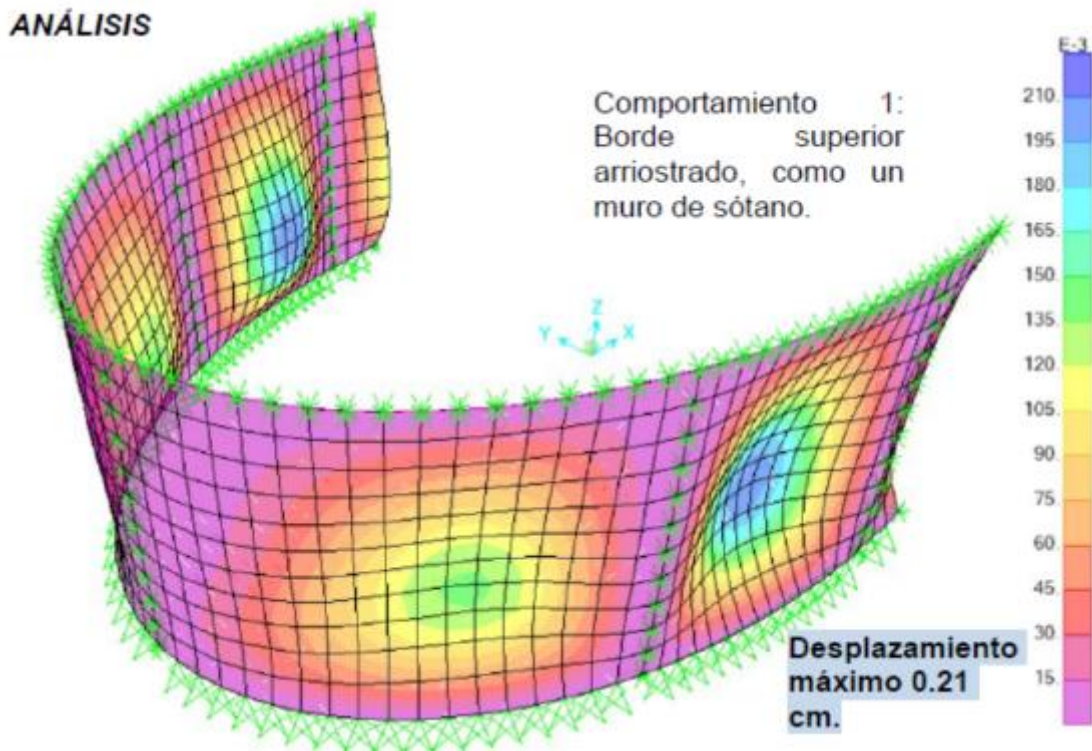
$$S_{teórico} := A_{S_{N5}} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{A_{S_{min}}} = 0.275 \text{ m}$$

$$S_{práctico} := 0.20 \text{ cm} \quad \phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20 \text{ m}$$

2.- Diseño de muros de sótano:

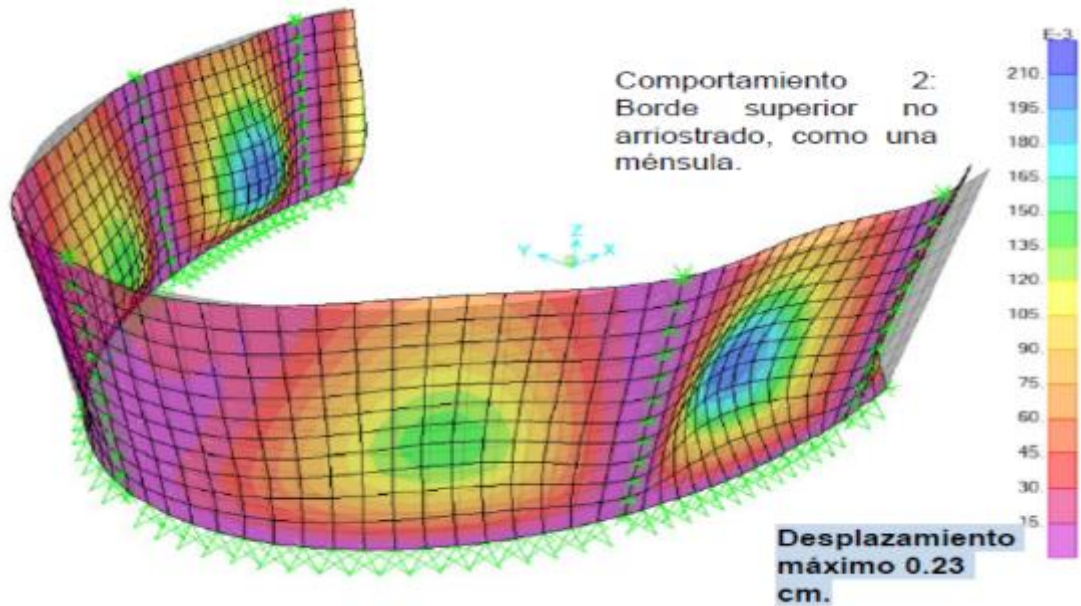
a.- Análisis:

Figura 36- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 37- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) salón de usos múltiples.

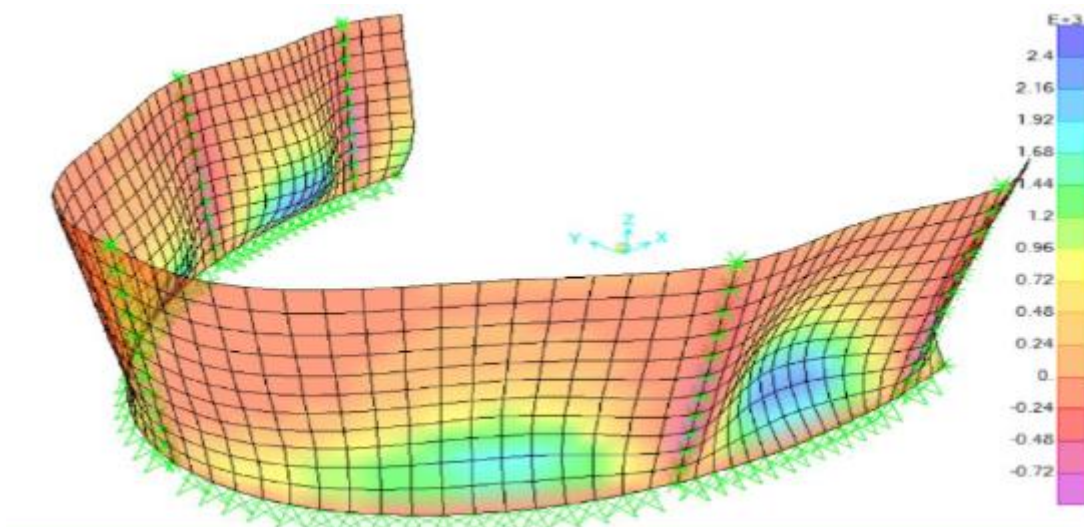


Fuente: Elaboración propia.

Comentario: Se observa que el desplazamiento es parecido para los dos tipos de condiciones, lo fundamental es que las columnas que funcionan como contrafuertes deben de ser considerados y diseñados de esta forma.

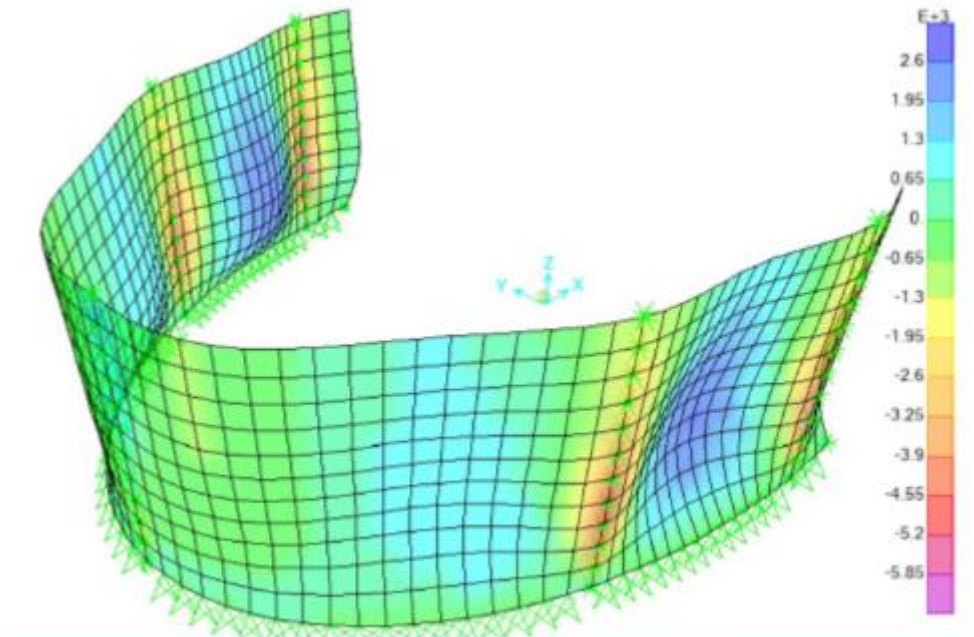
b.- Diseño:

Figura 38- Momentos para el acero vertical M22 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 39 - Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

c.- Análisis estructural:

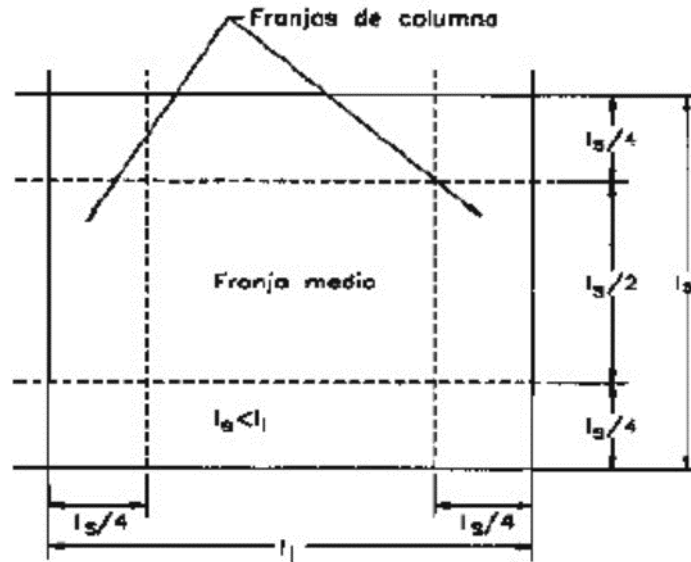


Figura 40 – Acero vertical salón de usos múltiples.

		ACERO VERTICAL					
		Franjas extremas		BASE	Franjas extremas		BASE
		As ver int	As ver ext	As ver ext	As ver int	As ver ext	As ver ext
Long. elemento finito (A)	b (cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte	e (cm)	20	20	20	20	20	20
Peralte efectivo	d (cm)	16	16	16	16	16	16
Momento de tablas (B)	M (kgf-cm)	2400	-332.2	-2115	2560	-1526.32	-2750
Momento (AxB)	Mu (kgf-cm)	240000	-33220	-211500	256000	-152632	-275000
Cuantía	ρ	0.0026	0.0008	0.0022	0.0027	0.0016	0.0029
Cuantía mínima	ρ min	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Cuantía requerida	ρ	0.0026	0.0018	0.0022	0.0027	0.0018	0.0029
As calculado	As (cm ²)	4.09	2.88	3.59	4.38	2.88	4.71
Refuerzo elegido	ϕ	3/8 "	1/2 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "
Espaciamiento	s (cm)	15.00	42.50	17.50	15.00	22.50	15.00
Distrib. Acero col.		ϕ 3/8@15cm	ϕ 1/2@42.5cm	ϕ 3/8@17.5cm	ϕ 3/8@15cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@15cm
Acero colocado	As col	4.97	3.87	4.26	4.97	3.55	4.97

Fuente: Elaboración propia.

Figura 41 – Acero horizontal salón de usos múltiples.

		ACERO HORIZONTAL					
		Franjas extremas		BASE	Franjas extremas		BASE
		As ver int	As ver ext	As ver ext	As ver int	As ver ext	As ver ext
Long. elemento finito (A)	b (cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte	e (cm)	20	20	20	20	20	20
Peralte efectivo	d (cm)	16	16	16	16	16	16
Momento de tablas (B)	M (kgf-cm/cm)	700.22	-2252.22	-214.56	1703.223199	-200.32	-2027.36
Momento (AxB)	Mu (kgf-cm)	70022	-225222	-21456	170322.3199	-20032	-202736
Cuantía	ρ	0.0007	0.0024	0.0002	0.0018	0.0002	0.0022
Cuantía mínima	ρ min	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Cuantía requerida	ρ	0.0018	0.0024	0.0018	0.0018	0.0018	0.0022
As calculado	As (cm ²)	2.88	3.84	2.88	2.88	2.88	3.44
Refuerzo elegido	ϕ	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "
Espaciamiento	s (cm)	22.50	17.50	22.50	22.50	22.50	20.00
Distrib. Acero col.		ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@17.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@20cm
Acero colocado	As col	3.55	4.26	3.55	3.55	3.55	3.55

Fuente: Elaboración propia.

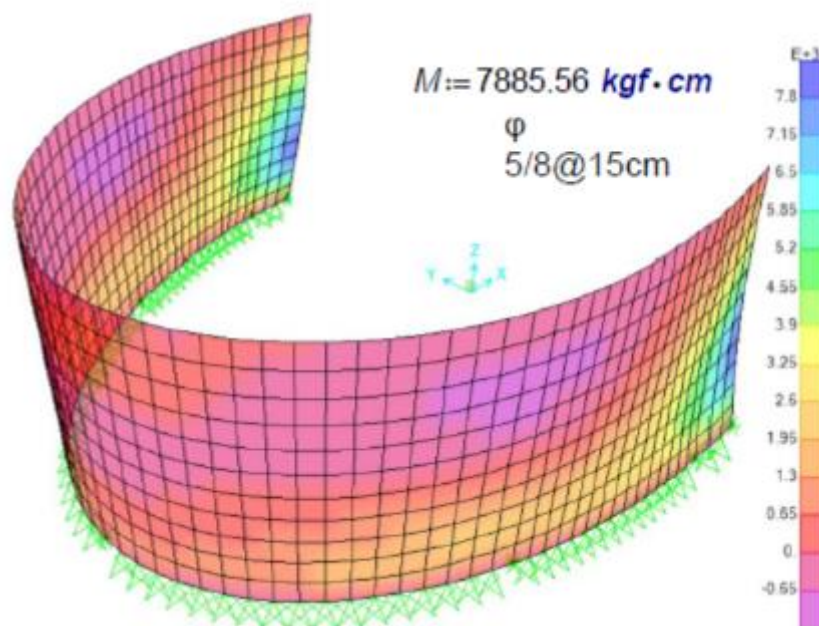
Comentario: Como se observa las figuras 40 y 41, en general no se supera 2700 kgf-cm lo que indica el límite para usar la distribución ϕ 3/8@15cm.

$$b := 100 \text{ cm} \quad d := 16 \text{ cm} \quad \rho := 0.0018 \cdot b \cdot d = 2.88 \text{ cm}^2$$

Para esta cuantía le corresponde un momento de: $M := 1700 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$.

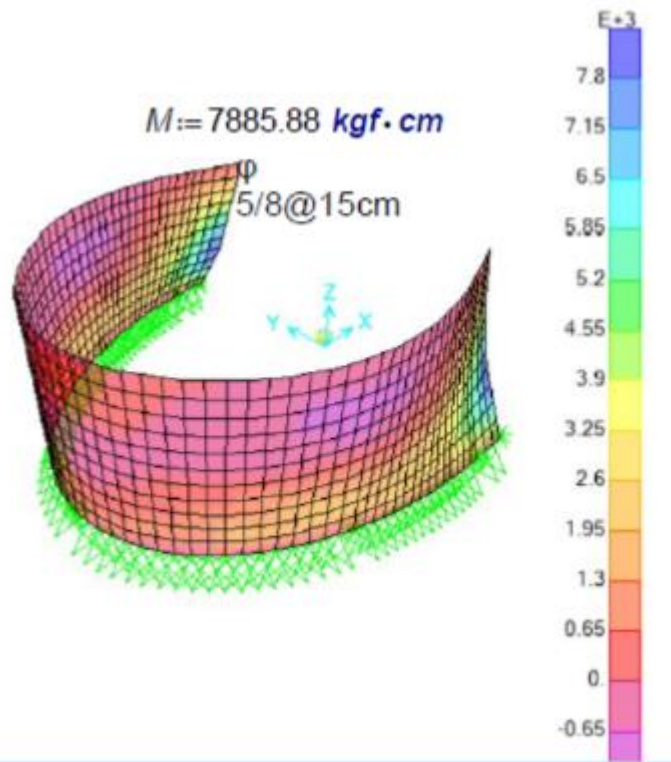
Lo cual no es superado en las figuras 38 y 39, a continuación, se presenta el análisis sin funcionamiento de las columnas:

Figura 42 – Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

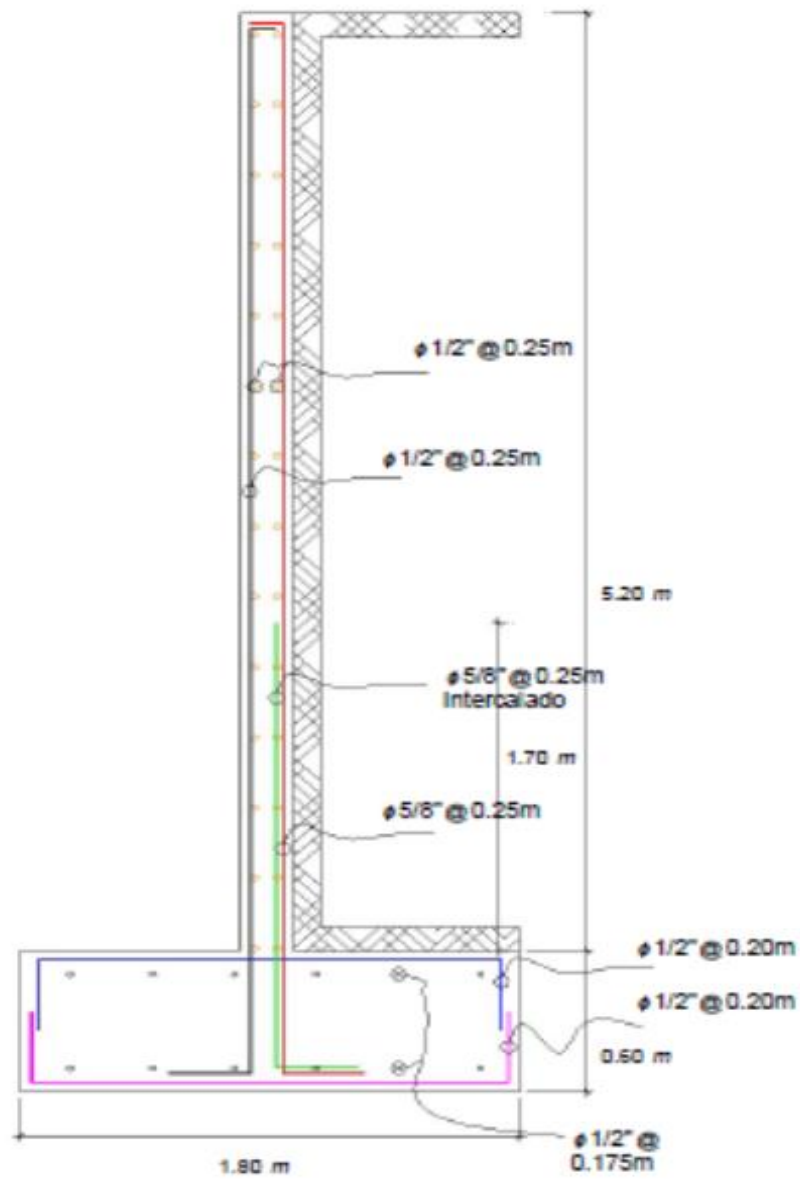
Figura 43 – Momentos para el acero horizontal M22 (tonnef-cm/cm) salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

En general los muros en la cara externa, la distribución de acero es de $\phi 3/8@15\text{cm}$ tanto horizontal como vertical, y de las aletas a 2.00m hacia la parte central de $\phi 5/8@15\text{cm}$ tanto horizontal como vertical.

Figura 44 – Esquema de acero calculado salón de usos múltiples.



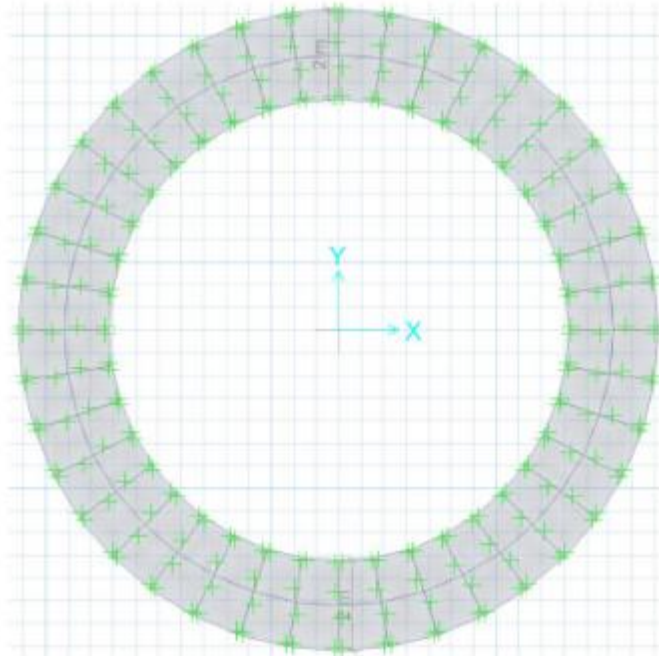
Fuente: Elaboración propia.

Modulo sala de exposiciones:

1.- Diseño de cimentación con el programa safe:

a.- Modelo para el análisis y verificaciones para el diseño:

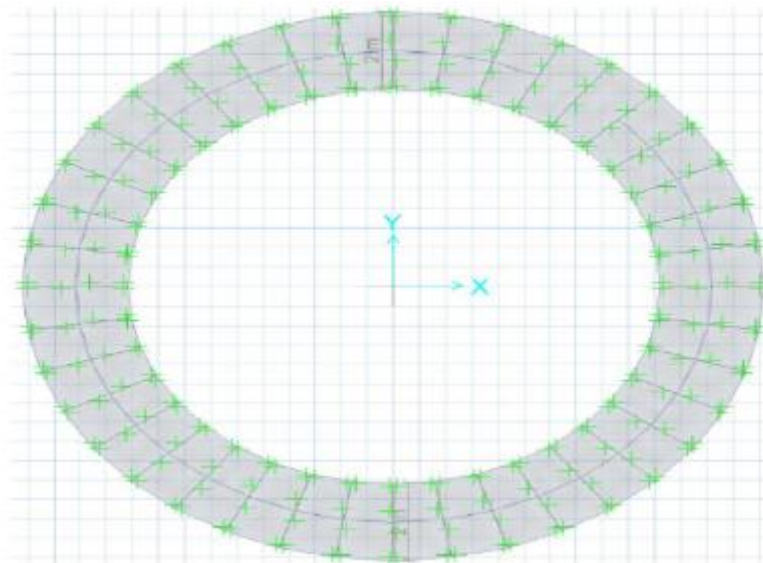
Figura 45- SAFE, Dimensiones de losa de cimentación sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

b.- Verificación por punzonamiento:

Figura 46- SAFE, Verificación por punzonamiento de zapatas sala de exposición.

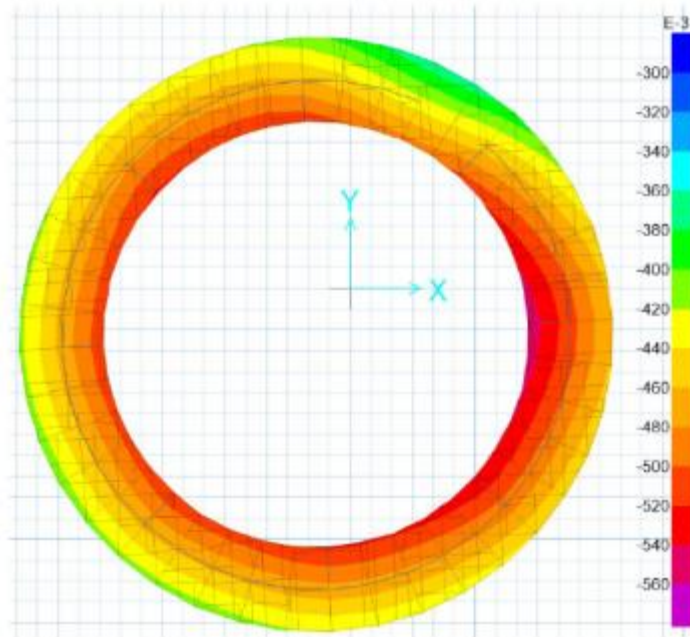


Fuente: Elaboración propia.

c.- Verificación de esfuerzos:

Servicio (Max= -0.42 kg/cm² - Min= -0.61 kg/cm²)<1.10 kg/cm².

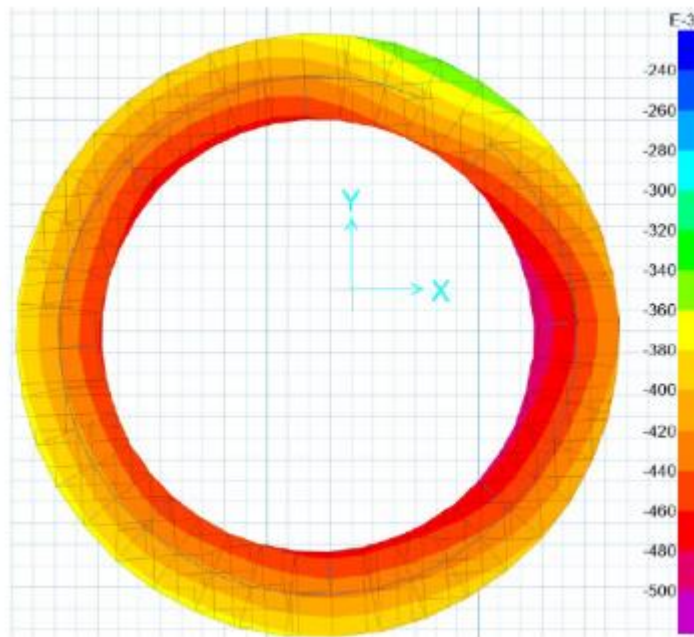
Figura 47- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio +SX+SY (Max= -0.34 kg/cm² - Min= -0.50 kg/cm²)<1.10*1.3= 1.43kg/cm².

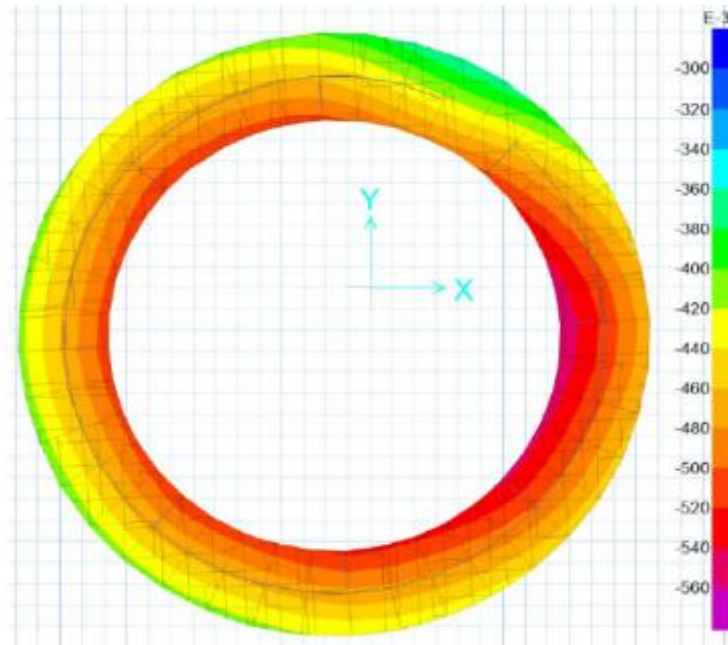
Figura 48- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio +SX-SY (Max= -0.36 kg/cm² - Min= -0.56 kg/cm²)<1.10*1.3= 1.43kg/cm².

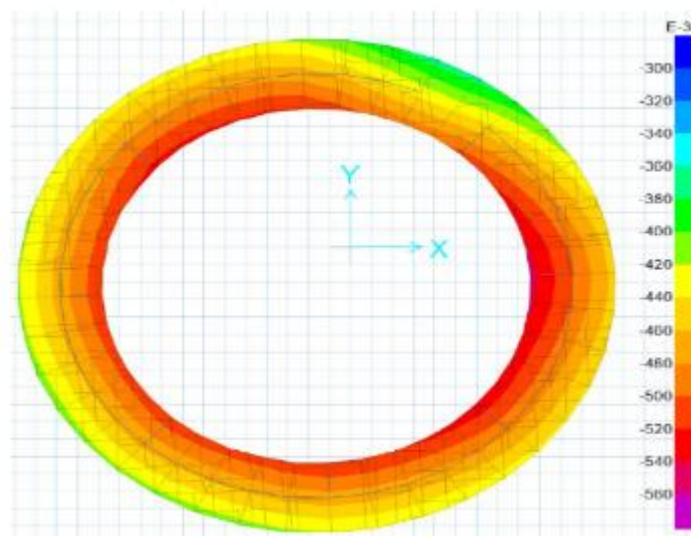
Figura 49- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio -SX+SY (Max= -0.37 kg/cm² - Min= -0.55 kg/cm²)<1.10*1.3= 1.43kg/cm².

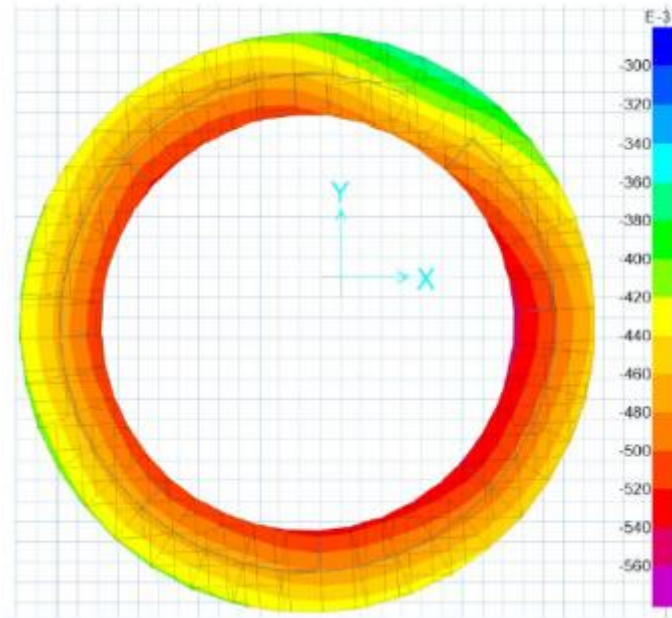
Figura 50- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

Servicio -SX-SY (Max= -0.36 kg/cm² - Min= -0.55 kg/cm²) < 1.10*1.3= 1.43kg/cm².

Figura 51- SAFE, Verificación de esfuerzos admisibles sala de exposición.

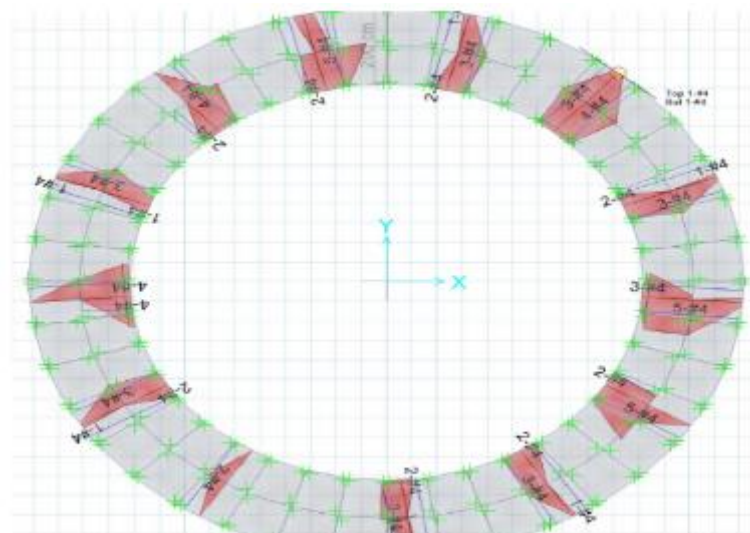


Fuente: Elaboración propia.

d.- Distribución de refuerzos:

Acero Longitudinal sup. $\phi \cdot \frac{1}{2} @ 0.20m$ Acero Longitudinal inf. $\phi \cdot \frac{1}{2} @ 0.20m$

Figura 52- Cálculo de refuerzo en losa de cimentación - acero longitudinal sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

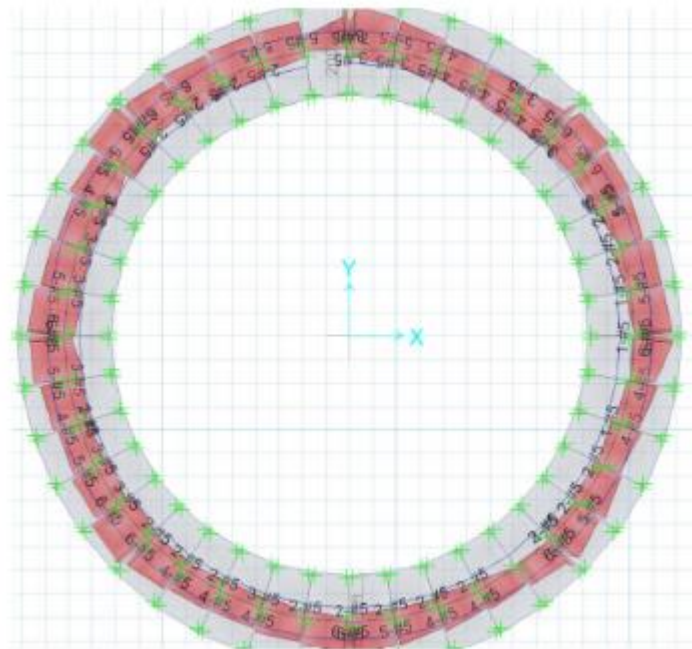
Acero Transversal superior

$$\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$$

Acero Transversal inferior

$$\phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.20m$$

Figura 53- Cálculo de refuerzo en losa de cimentación - acero transversal sala de exposición.



Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto:

$$A_{S_{min}} := 0.0012 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{N4} := \frac{3}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 9.525 \text{ mm}$$

$$A_{S_{N4}} := \pi \cdot \frac{\phi_{N4}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$S_{teórico} := A_{S_{N4}} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{A_{S_{min}}} = 0.099 \text{ m}$$

$$S_{práctico} := 0.15 \text{ cm} \quad \phi \cdot \frac{1}{2} @ 0.175m$$

$$A_{S_{min}} := 0.0012 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{N5} := \frac{5}{8} \cdot 2.54 \text{ cm} = 15.875 \text{ mm}$$

$$A_{S_{N5}} := \pi \cdot \frac{\phi_{N5}^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

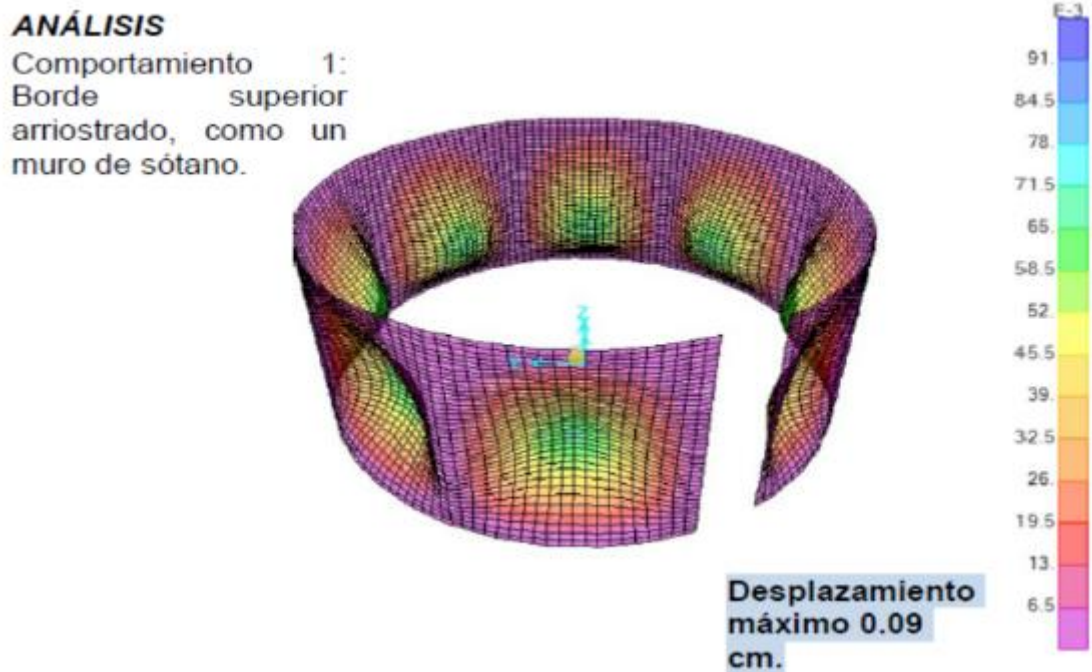
$$S_{teórico} := A_{S_{N5}} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{A_{S_{min}}} = 0.275 \text{ m}$$

$$S_{práctico} := 0.25 \text{ cm} \quad \phi \cdot \frac{5}{8} @ 0.25m$$

2.- Diseño de muros de sótano:

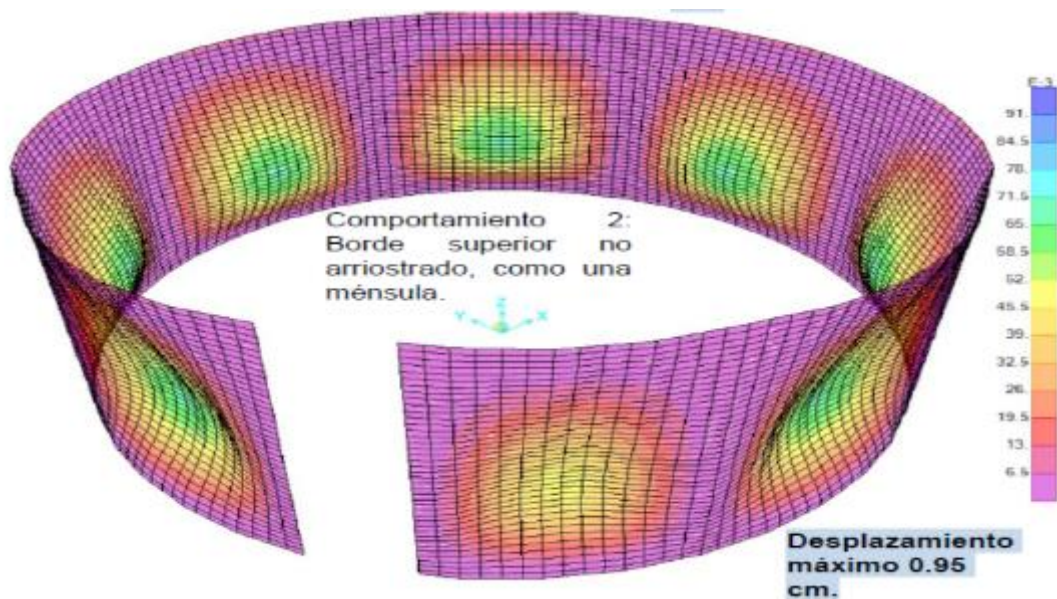
a.- Análisis:

Figura 54- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 55- Deformación del muro debido a empuje del suelo y la sobrecarga (cm) sala de exposiciones.

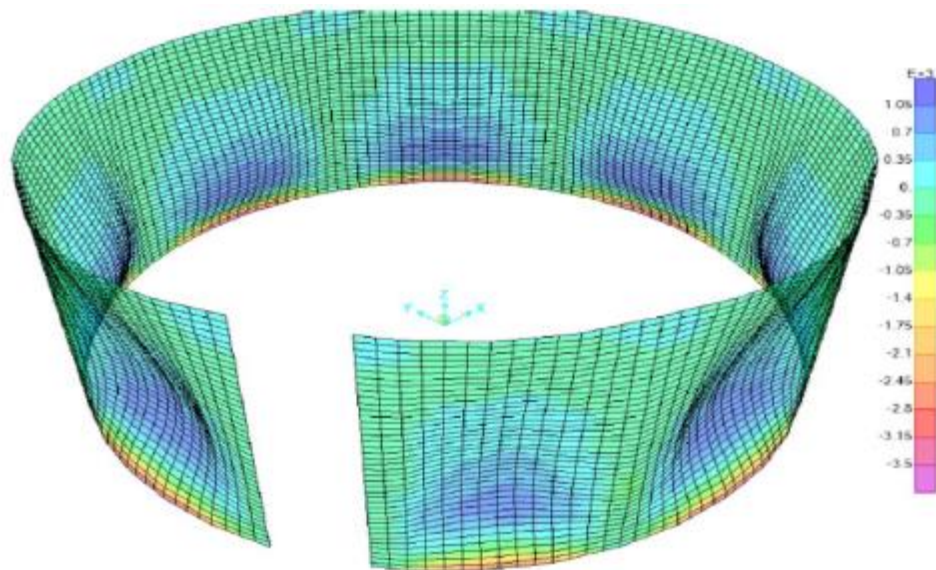


Fuente: Elaboración propia.

Comentario: Se observa que el desplazamiento es parecido para los dos tipos de condiciones, lo fundamental es que las columnas que funcionan como contrafuertes deben de ser considerados y diseñados de esta forma.

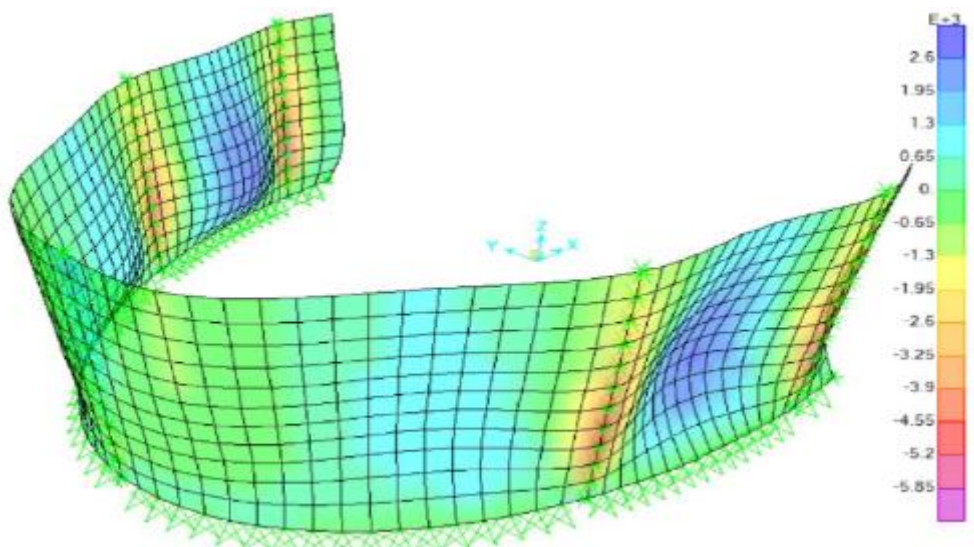
b.- Diseño:

Figura 56- Momentos para el acero vertical M22 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 57 - Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

c.- Análisis estructural:

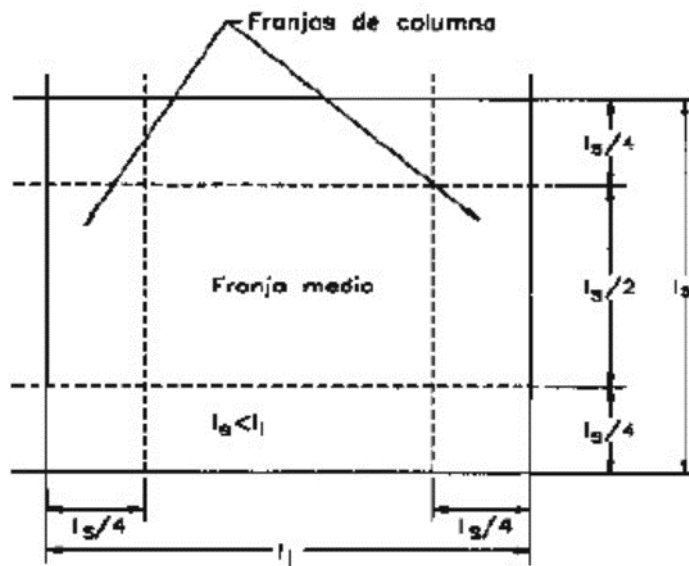


Figura 58 – Acero vertical sala de exposición.

		ACERO VERTICAL					
		Franjas extremas		BASE	Franjas extremas		BASE
		As ver int	As ver ext	As ver ext	As ver int	As ver ext	As ver ext
Long. elemento finito (A)	b (cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte	e (cm)	20	20	20	20	20	20
Peralte efectivo	d (cm)	16	16	16	16	16	16
Momento de tablas (B)	M (kgf-cm)	2400	-332.2	-2115	2560	-1526.32	-3537.771
Momento (AxB)	Mu (kgf-cm)	240000	-33220	-211500	256000	-152632	-353777.1
Cuantía	ρ	0.0026	0.0003	0.0022	0.0027	0.0016	0.0038
Cuantía mínima	ρ_{min}	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Cuantía requerida	ρ	0.0026	0.0018	0.0022	0.0027	0.0018	0.0038
As calculado	As (cm ²)	4.09	2.88	3.59	4.38	2.88	6.13
Refuerzo elegido	ϕ	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Espaciamiento	s (cm)	15.00	22.50	17.50	15.00	22.50	10.00
Distrib. Acero col.		ϕ 5/8@15cm	ϕ 5/8@22.5cm	ϕ 5/8@17.5cm	ϕ 5/8@15cm	ϕ 5/8@22.5cm	ϕ 5/8@10cm
Acero colocado	As col	4.97	3.55	4.26	4.97	3.55	7.10

Fuente: Elaboración propia.

Figura 59 – Acero horizontal sala de exposición.

		ACERO HORIZONTAL					
		Franjas extremas		BASE	Franjas extremas		BASE
		As ver int	As ver ext	As ver ext	As ver int	As ver ext	As ver ext
Long. elemento finito (A)	b (cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte	e (cm)	20	20	20	20	20	20
Peralte efectivo	d (cm)	16	16	16	16	16	16
Momento de tablas (B)	M (kgf-cm/cm)	700.22	-2252.22	-214.55	1703.223199	-200.32	-2027.36
Momento (AxB)	Mu (kgf-cm)	70022	-225222	-21455	170322.3199	-20032	-202736
Cuantía	ρ	0.0007	0.0024	0.0002	0.0018	0.0002	0.0022
Cuantía mínima	ρ min	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Cuantía requerida	ρ	0.0018	0.0024	0.0018	0.0018	0.0018	0.0022
As calculado	As (cm ²)	2.88	3.84	2.88	2.88	2.88	3.44
Refuerzo elegido	ϕ	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "
Espaciamiento	s (cm)	22.50	17.50	22.50	22.50	22.50	20.00
Distrib. Acero col.		ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@17.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@22.5cm	ϕ 3/8@20cm
Acero colocado	As col	3.55	4.26	3.55	3.55	3.55	3.55

Fuente: Elaboración propia.

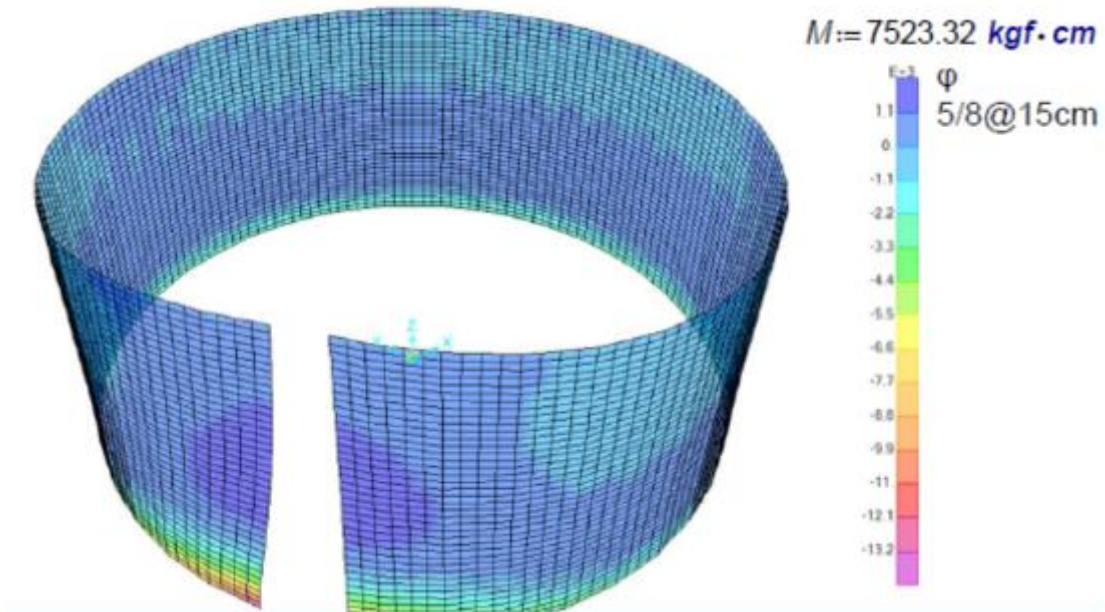
Comentario: Como se observa las figuras 58 y 59, en general no se supera 2700 kgf-cm lo que indica el límite para usar la distribución ϕ 3/8@15cm.

$$b := 100 \text{ cm} \quad d := 16 \text{ cm} \quad \rho := 0.0018 \cdot b \cdot d = 2.88 \text{ cm}^2$$

Para está cuantía le corresponde un momento de: $M := 1700 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$.

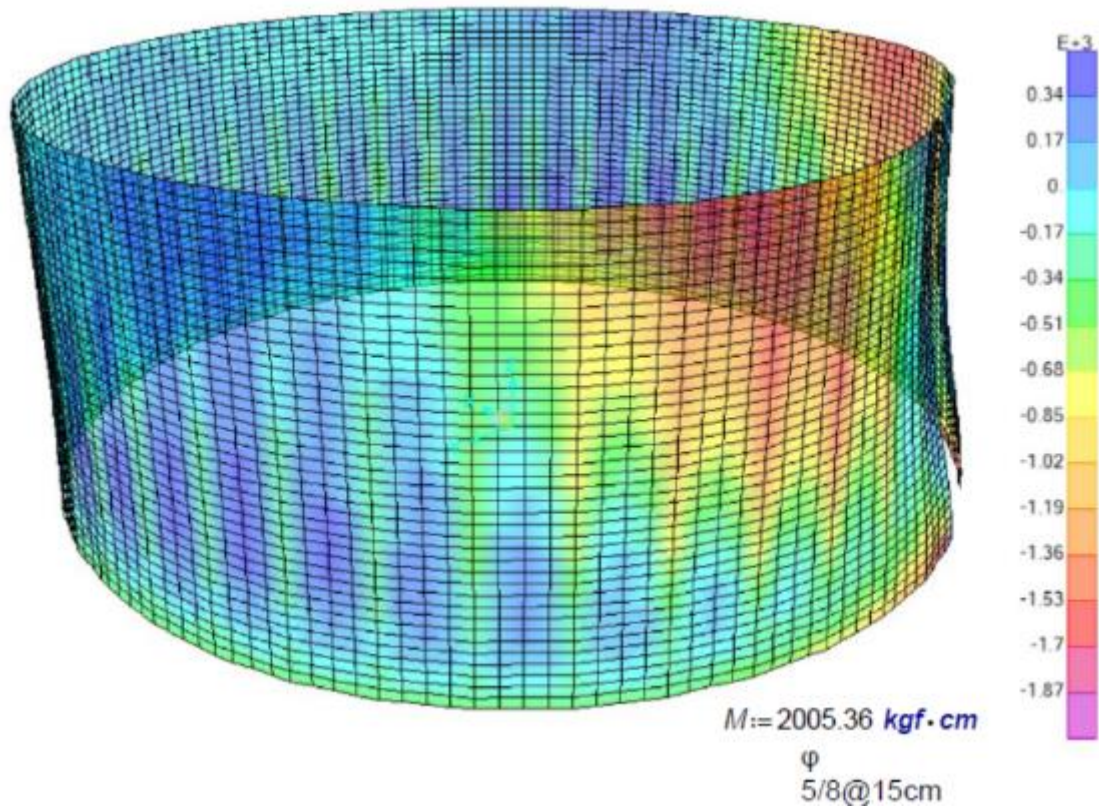
Lo cual no es superado en las figuras 56 y 57, a continuación, se presenta el análisis sin funcionamiento de las columnas:

Figura 60 – Momentos para el acero horizontal M11 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

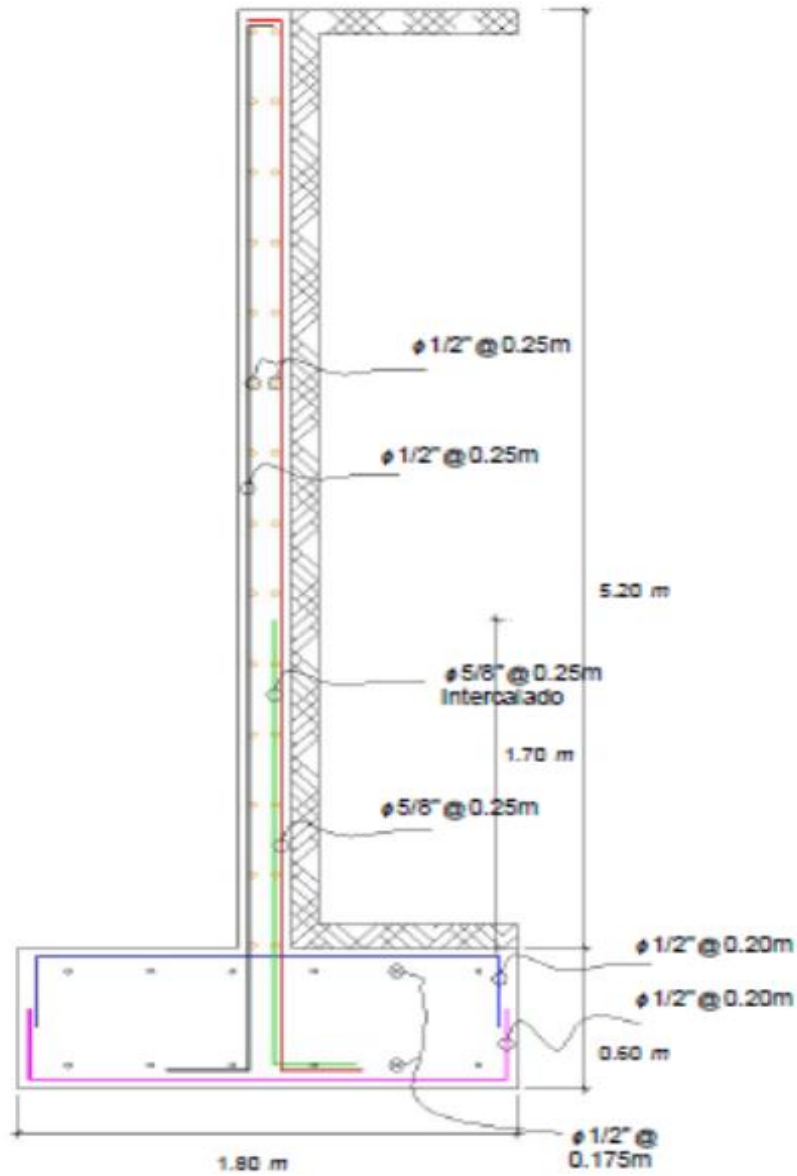
Figura 61 – Momentos para el acero horizontal M22 (tonnef-cm/cm) sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

En general los muros en la cara externa, la distribución de acero es de $\phi 3/8@15\text{cm}$ tanto horizontal como vertical, y de las aletas a 2.00m hacia la parte central de $\phi 5/8@15\text{cm}$ vertical y $\phi 3/8@15\text{cm}$ horizontal en la cara interior.

Figura 62 – Esquema de acero calculado sala de exposición.



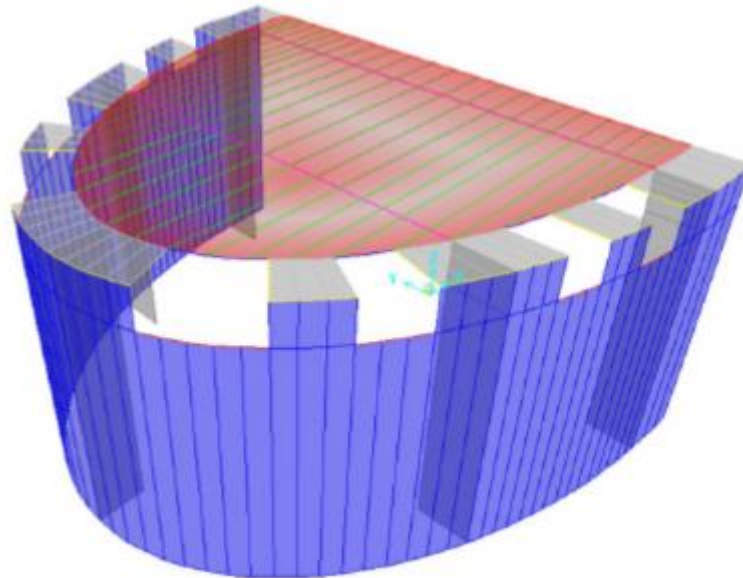
Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Resultados del análisis sísmico estático y dinámico

Modulo salón de usos múltiples:

1.- Modelamiento de la estructura: El modelo ha sido preparado teniendo como principal objetivo una estimación correcta de las rigideces laterales, de los muros de sótano, las losas de piso y fundamentalmente un modelo tridimensional aproximado.

Figura 63 – SAP2000, Modelo 3D salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

2.- Procesamiento de datos: El análisis estructural ha sido efectuado para los dos tipos fundamentales de cargas a los que estará sometida esta estructura: 1) cargas de gravedad (viva y muerta); 2) Fueras sísmicas de inercia, originadas por los movimientos sísmicos, interactuando con la masa de la estructura. En este análisis se ha utilizado el programa SAP2000, en concordancia con los artículos 14 y 18 de la Norma de sismo resistente NT E-030.

Se procedió de la siguiente manera:

- ✓ Metrado de cargas de gravedad.
- ✓ Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- ✓ Modelamiento en el programa de computo.

- ✓ Análisis Sísmico (estático y dinámico).
- ✓ La distribución de las Fuerzas sísmicas para las direcciones X e Y.
- ✓ Verificación de los desplazamientos máximos permisibles.
- ✓ Diseño de los elementos estructurales.

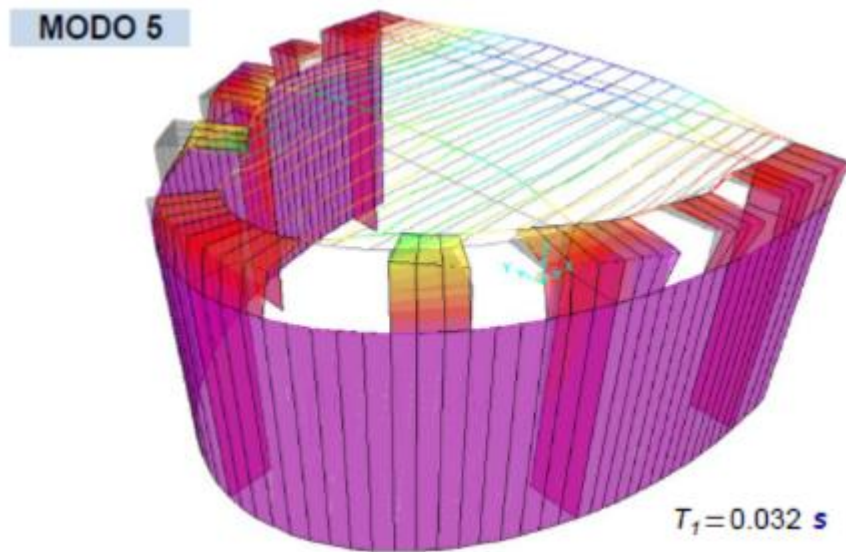
3.- Análisis modal: La tabla siguiente indica los resultados obtenidos para períodos y frecuencias naturales, así como las masas efectivas en cada dirección.

Tabla 13 – Modos de Vibración salón de usos múltiples.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.079	0.01%	0.00%	0.00%
Modal	2	0.053	0.01%	0.00%	0.00%
Modal	3	0.038	0.47%	0.00%	0.00%
Modal	4	0.035	0.01%	0.19%	2.50%
Modal	5	0.032	50.20%	0.00%	0.00%
Modal	6	0.028	0.00%	5.00%	2.90%
Modal	7	0.026	0.00%	0.19%	0.94%
Modal	8	0.025	0.00%	15.20%	2.60%
Modal	9	0.023	0.00%	4.70%	3.00%
Modal	10	0.023	6.40%	0.00%	0.00%
Modal	11	0.022	0.53%	0.00%	0.00%
Modal	12	0.020	2.90%	0.00%	0.00%
Modal	13	0.019	0.00%	26.20%	0.37%
Modal	14	0.018	0.00%	0.45%	11.40%
Modal	15	0.018	0.00%	3.30%	6.30%
Modal	16	0.017	0.91%	0.00%	0.12%

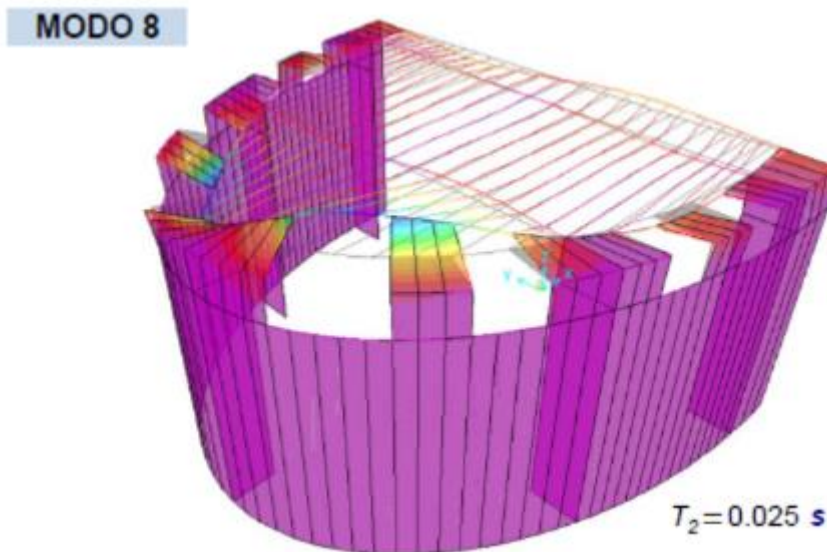
Fuente: Elaboración propia.

Figura 64 – Modo de vibración traslacional en X salón de usos múltiples.



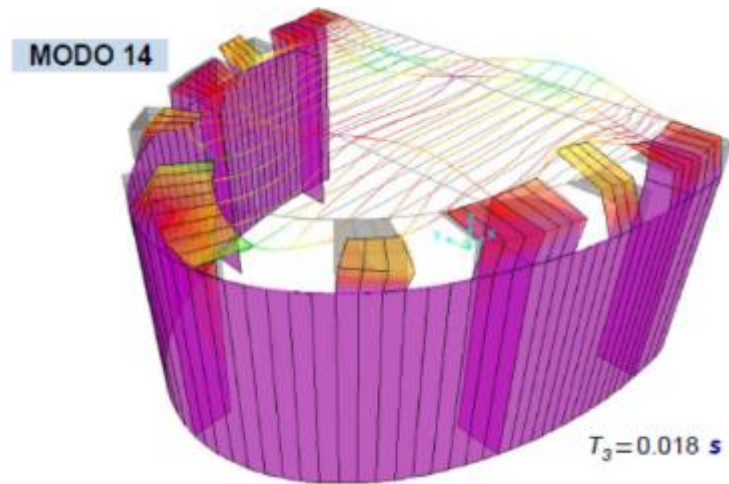
Fuente: Elaboración propia.

Figura 65 – Modo de vibración traslacional en Y salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 66 – Modo de vibración rotacional en Z salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

4.- Análisis sísmico:

a.- Masa y peso de la estructura:

AMBIENTE	Masa kgf-s2/m
ESTRUCTURA	7767.39

$$m_T := m = 7767.394 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$P_T := m_T \cdot g = 76172.11 \text{ kgf}$$

b.- Análisis sísmico estático:

Figura 67 – Mapa de peligro sísmico.



Fuente: Elaboración propia.

Factor zona (Tabla N°1 norma E030-2016)	Z=0.25
Factor Suelo (Tabla N°3 norma E030-2016)	S=1.4
TP (Tabla N°4 norma E030-2016)	T _p =1 s
TL (Tabla N°4 norma E030-2016)	T _L =1.6 s
Factor Uso (Tabla N°3 norma E030-2016)	U=1.3
Coefficiente básico de reducción de fuerzas	R _{o_x} =6
	R _{o_y} =6
Irregularidad en planta	I _p =1
Irregularidad en elevación	I _e =1
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (Artículo 3.8 NTP E03-2016)	R _x :=R _{o_x} ·I _p ·I _e =6
	R _y :=R _{o_y} ·I _p ·I _e =6
Peso de la estructura (Análisis SAP2000)	P _T =76172.11 kgf

b.1.- Cortantes:

$$V_x := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} \cdot P_T = 14440.963 \text{ kgf}$$

$$V_y := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_y} \cdot P_T = 14440.963 \text{ kgf}$$

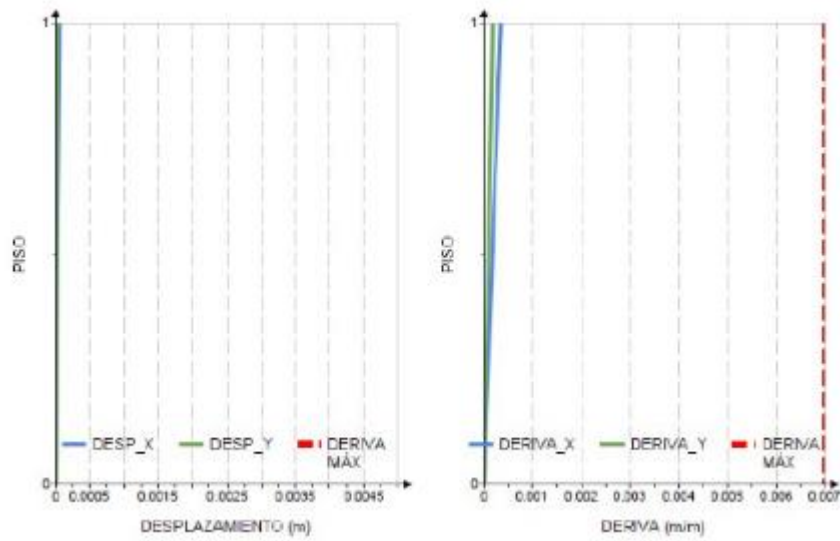
b.2.- Control de derivas:

Tabla 14 – Control de derivas.

CONTROL DE DERIVAS							
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
X	1	0.8	0.000	0.000	0.0003	0.007	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.007	
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
Y	1	0.8	0.000	0.000	0.0002	0.007	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.007	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 68 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y salón de usos múltiples.



Fuente: Elaboración propia.

c.- Análisis sísmico dinámico:

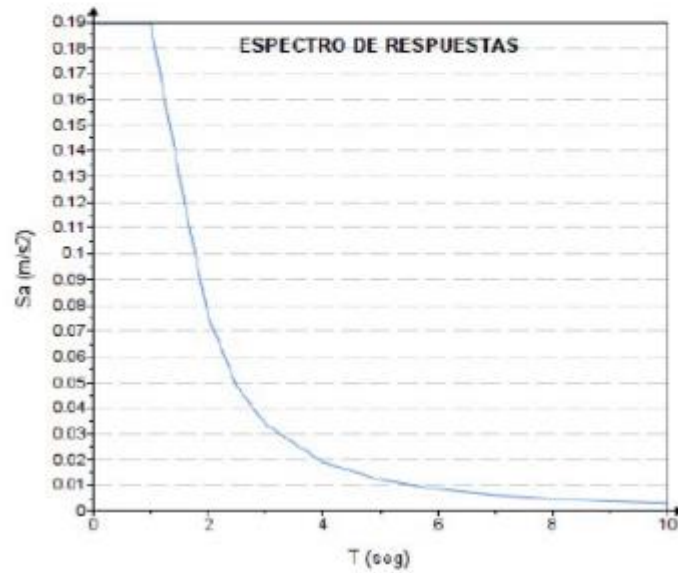
Tabla 15 – Espectro de diseño dirección X.

Z	U	S
	0.25	1.3 1.4
T	C	Sa
	0	2.50 0.190
	0.02	2.50 0.190
	0.04	2.50 0.190
	0.06	2.50 0.190
	0.08	2.50 0.190
	0.1	2.50 0.190
	0.12	2.50 0.190
	0.14	2.50 0.190
	0.16	2.50 0.190
	0.18	2.50 0.190
	0.2	2.50 0.190
	0.25	2.50 0.190
	0.3	2.50 0.190
	0.35	2.50 0.190
	0.4	2.50 0.190
	0.45	2.50 0.190
	0.5	2.50 0.190
	0.55	2.50 0.190
	0.6	2.50 0.190
	0.65	2.50 0.190
	0.7	2.50 0.190
	0.75	2.50 0.190
	0.8	2.50 0.190
	0.85	2.50 0.190
	0.9	2.50 0.190
	0.95	2.50 0.150
	1	2.50 0.190
	1.6	1.56 0.118
	2	1.00 0.076
	2.5	0.64 0.049
	3	0.44 0.034
	4	0.25 0.019
	5	0.16 0.012
	6	0.11 0.008
	7	0.08 0.006
	8	0.06 0.005
	9	0.05 0.004
	10	0.04 0.003

Fuente: Elaboración propia.

Figura 69 – Espectro de Diseño Dirección X salón de usos múltiples.

$$t = t_s \cdot s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.02 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_a = \begin{bmatrix} 0.19 \\ 0.19 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



Fuente: Elaboración propia.

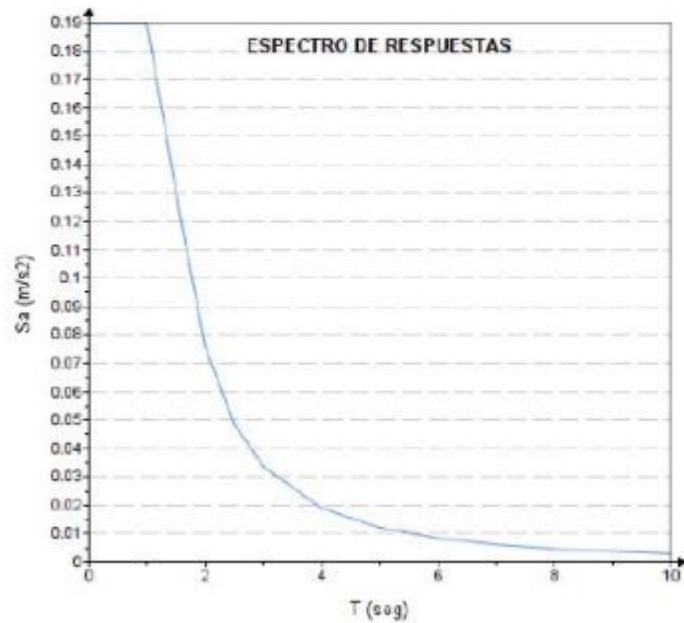
Tabla 16 – Espectro de diseño dirección Y.

Z	U	S				
	0.25	1.3	1.4	0.6	2.50	0.190
T	C	Sa		0.65	2.50	0.190
	0	2.50	0.190	0.7	2.50	0.190
	0.02	2.50	0.190	0.75	2.50	0.190
	0.04	2.50	0.190	0.8	2.50	0.190
	0.06	2.50	0.190	0.85	2.50	0.190
	0.08	2.50	0.190	0.9	2.50	0.190
	0.1	2.50	0.190	0.95	2.50	0.190
	0.12	2.50	0.190	1	2.50	0.190
	0.14	2.50	0.190	1.6	1.56	0.118
	0.16	2.50	0.190	2	1.00	0.076
	0.18	2.50	0.190	2.5	0.64	0.049
	0.2	2.50	0.190	3	0.44	0.034
	0.25	2.50	0.190	4	0.25	0.019
	0.3	2.50	0.190	5	0.16	0.012
	0.35	2.50	0.190	6	0.11	0.008
	0.4	2.50	0.190	7	0.08	0.006
	0.45	2.50	0.190	8	0.06	0.005
	0.5	2.50	0.190	9	0.05	0.004
	0.55	2.50	0.190	10	0.04	0.003

Fuente: Elaboración propia.

Figura 70 – Espectro de Diseño Dirección Y salón de usos múltiples.

$$t = t_{\cdot} \cdot s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.02 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_{a_{\cdot}} = \begin{bmatrix} 0.19 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



Fuente: Elaboración propia.

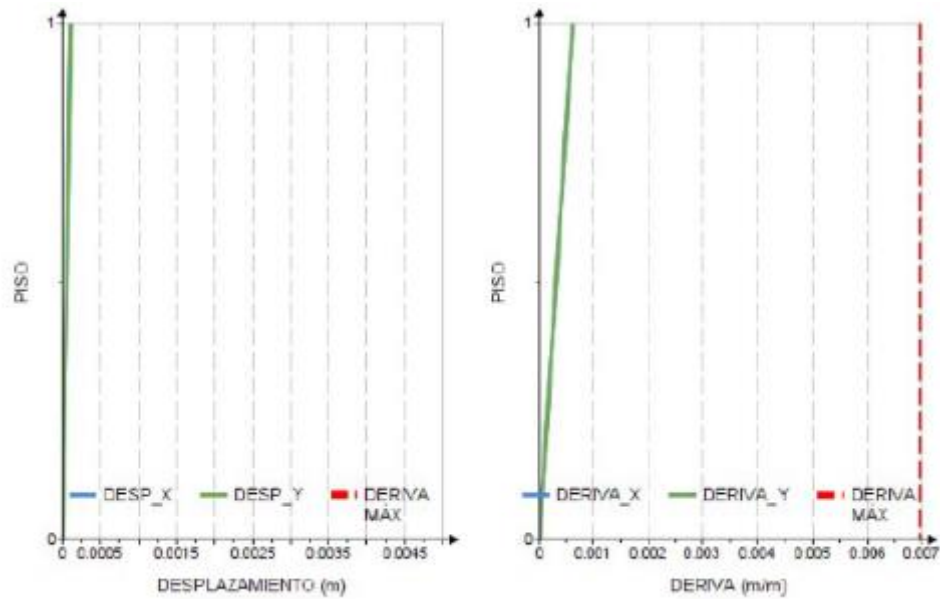
c.1.- Control de derivas:

Tabla 17 – Control de derivas.

CONTROL DE DERIVAS							
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
X	1	0.8	0.000	0.000	0.0006	0.007	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.007	
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
Y	1	0.8	0.000	0.000	0.0006	0.007	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.007	

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 71 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y.
salón de usos múltiples.**

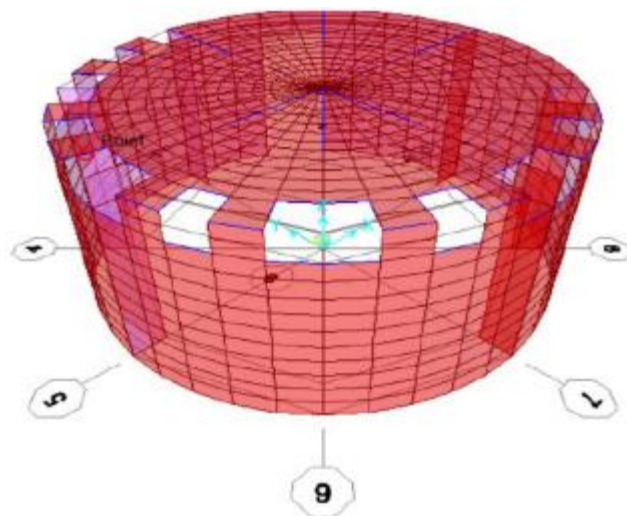


Fuente: Elaboración propia.

Modulo sala de exposición:

1.- Modelamiento de la estructura: El modelo ha sido preparado teniendo como principal objetivo una estimación correcta de las rigideces laterales. Cabe anotar que el programa resuelve la aparente incompatibilidad entre distintos planos, en los que los nudos no siempre coinciden.

Figura 72 – ETABS, Modelo 3d sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

2.- Procesamiento de datos: El análisis estructural ha sido efectuado para los dos tipos fundamentales de cargas a los que estará sometida esta estructura: 1) cargas de gravedad (viva y muerta); 2) Fueras sísmicas de inercia, originadas por los movimientos sísmicos, interactuando con la masa de la estructura. En este análisis se ha utilizado el programa SAP2000, en concordancia con los artículos 14 y 18 de la Norma de sismo resistente NT E-030.

Se procedió de la siguiente manera:

- ✓ Metrado de cargas de gravedad.
- ✓ Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- ✓ Modelamiento en el programa de computo.
- ✓ Análisis Sísmico (estático y dinámico).
- ✓ La distribución de las Fuerzas sísmicas para las direcciones X e Y.
- ✓ Verificación de los desplazamientos máximos permisibles.
- ✓ Diseño de los elementos estructurales.

3.- Análisis modal: La tabla siguiente indica los resultados obtenidos para períodos y frecuencias naturales, así como las masas efectivas en cada dirección.

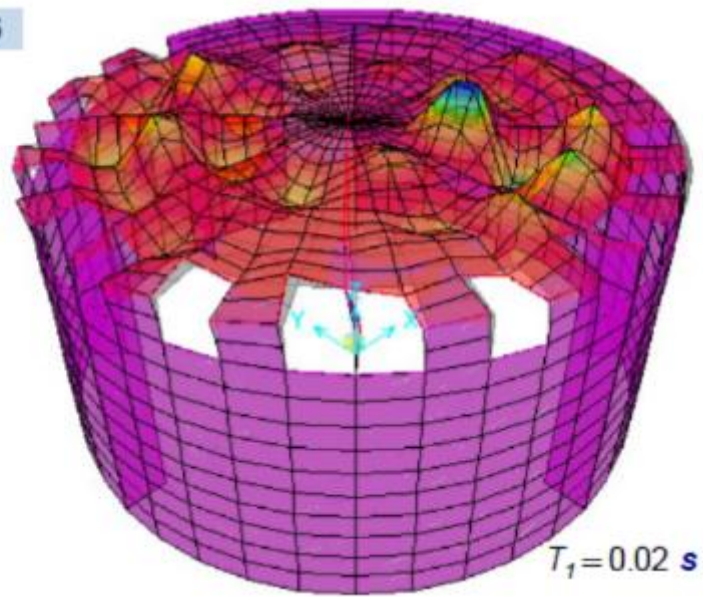
Tabla 18 – Modos de Vibración sala de exposiciones.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	36	0.020	15.90%	1.70%	0.38%
Modal	37	0.020	1.50%	25.40%	1.50%
Modal	38	0.017	16.40%	8.00%	1.40%
Modal	39	0.017	27.00%	9.10%	2.60%
Modal	40	0.017	2.10%	18.20%	0.55%
Modal	41	0.015	7.00%	0.25%	0.06%
Modal	42	0.014	0.10%	1.20%	0.89%
Modal	43	0.013	0.20%	3.20%	44.70%
Modal	44	0.011	0.04%	0.06%	3.50%
Modal	45	0.008578	6.60%	0.02%	0.21%
Modal	46	0.008431	0.22%	4.40%	1.20%
Modal	47	0.007373	0.43%	3.90%	22.20%
Modal	48	0.004369	1.70%	5.20%	4.00%
Modal	49	0.004095	3.80%	1.70%	0.18%
Modal	50	0.003946	0.53%	0.14%	12.70%
Σ=			95%	95%	97%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 73 – Modo de vibración traslacional en X sala de exposiciones.

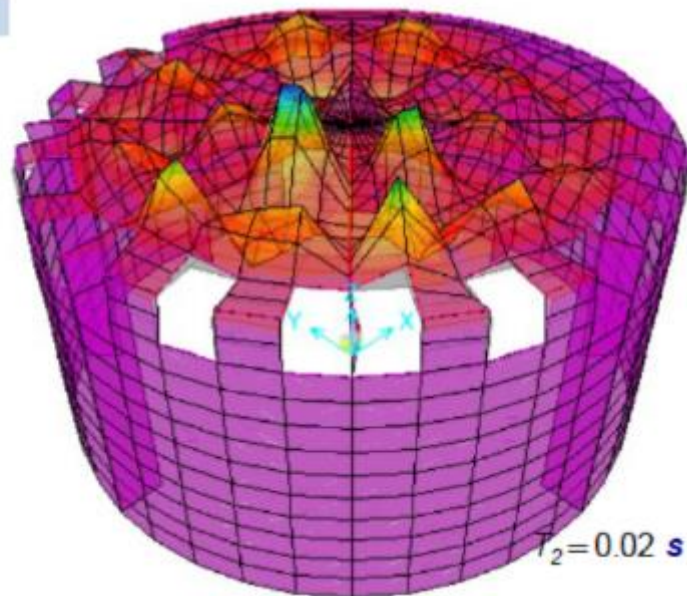
MODO 36



Fuente: Elaboración propia.

Figura 74 – Modo de vibración traslacional en Y sala de exposiciones.

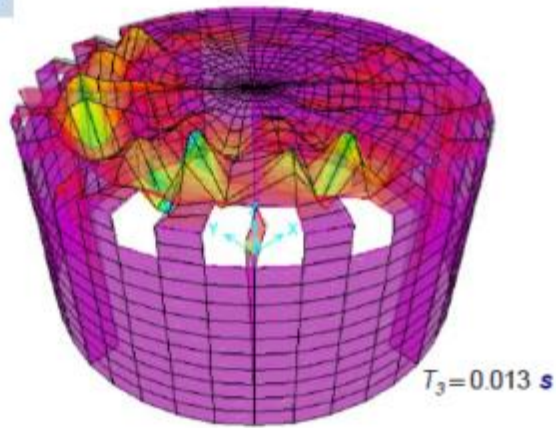
MODO 37



Fuente: Elaboración propia.

Figura 75 – Modo de vibración rotacional en Z sala de exposiciones.

MODO 43



$$\Sigma_x = 95.202\%$$

$$\Sigma_y = 95.225\%$$

$$\Sigma_{RZ} = 96.517\%$$

Fuente: Elaboración propia.

4.- Análisis sísmico:

a.- Masa y peso de la estructura:

AMBIENTE	Masa kgf-s2/m
ESTRUCTURA	13240.45

$$m_T := m = 13240.452 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$P_T := m_T \cdot g = (1.298 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

b.- Análisis sísmico estático:

Figura 76 – Mapa de peligro sísmico.



Fuente: Elaboración propia.

Factor zona (Tabla N°1 norma E030-2016)	Z=0.25
Factor Suelo (Tabla N°3 norma E030-2016)	S=1.4
TP (Tabla N°4 norma E030-2016)	$T_p=1 \text{ s}$
TL (Tabla N°4 norma E030-2016)	$T_L=1.6 \text{ s}$
Factor Uso (Tabla N°3 norma E030-2016)	U=1.3
Coefficiente básico de reducción de fuerzas	$R_{o_x}=6$
	$R_{o_y}=6$
Irregularidad en planta	$I_p=1$
Irregularidad en elevación	$I_e=1$
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (Artículo 3.8 NTP E03-2016)	$R_x:=R_{o_x} \cdot I_p \cdot I_e=6$
	$R_y:=R_{o_y} \cdot I_p \cdot I_e=6$
Peso de la estructura (Análisis SAP2000)	$P_T=129844.48 \text{ kgf}$

$$C_x=2.5$$

$$C_y=2.5$$

b.1.- Cortantes:

$$V_x := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} \cdot P_T = 24616.349 \text{ kgf}$$

$$V_y := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_y} \cdot P_T = 24616.349 \text{ kgf}$$

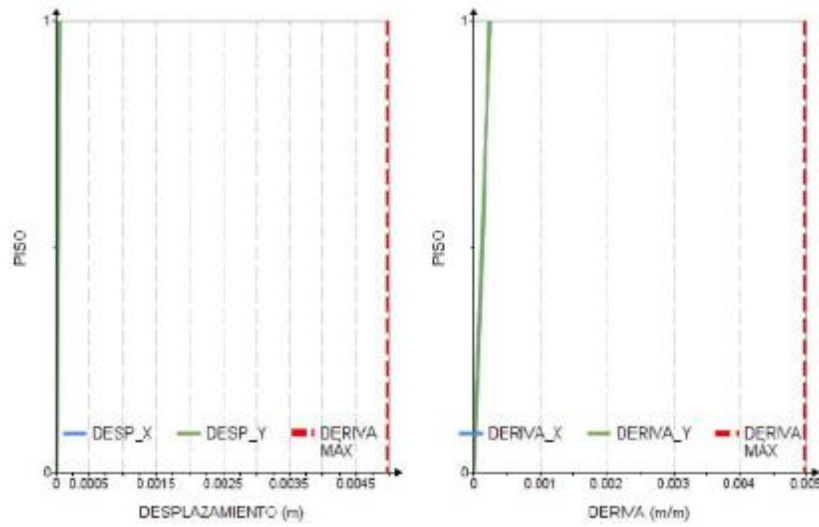
b.2.- Control de derivas:

Tabla 19 – Control de derivas.

CONTROL DE DERIVAS							
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
	1	0.8	0.000	0.000	0.0002	0.005	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.005	
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
	1	0.8	0.000	0.000	0.0002	0.005	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.005	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 77 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y sala de exposiciones.



Fuente: Elaboración propia.

c.- Análisis sísmico dinámico:

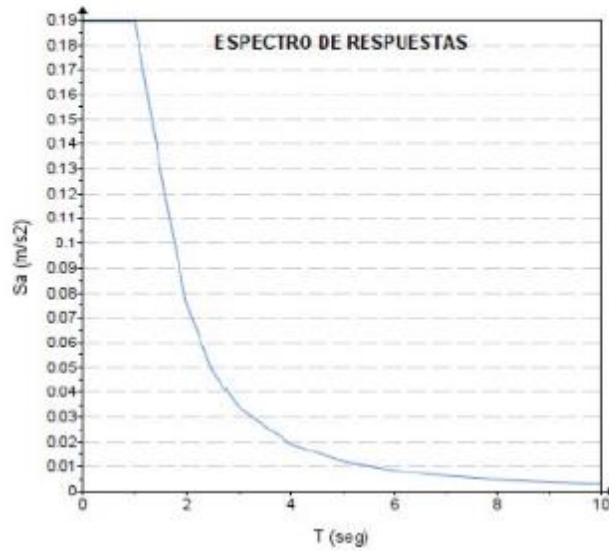
Tabla 20 – Espectro de diseño dirección X.

Z	U	S	
	0.25	1.3	1.4
T	C	Sa	
	0	2.50	0.190
	0.02	2.50	0.190
	0.04	2.50	0.190
	0.06	2.50	0.190
	0.08	2.50	0.190
	0.1	2.50	0.190
	0.12	2.50	0.190
	0.14	2.50	0.190
	0.16	2.50	0.190
	0.18	2.50	0.190
	0.2	2.50	0.190
	0.25	2.50	0.190
	0.3	2.50	0.190
	0.35	2.50	0.190
	0.4	2.50	0.190
	0.45	2.50	0.190
	0.5	2.50	0.190
	0.55	2.50	0.190
	0.6	2.50	0.190
	0.65	2.50	0.190
	0.7	2.50	0.190
	0.75	2.50	0.190
	0.8	2.50	0.190
	0.85	2.50	0.190
	0.9	2.50	0.190
	0.95	2.50	0.190
	1	2.50	0.190
	1.6	1.56	0.118
	2	1.00	0.076
	2.5	0.64	0.049
	3	0.44	0.034
	4	0.25	0.019
	5	0.16	0.012
	6	0.11	0.008
	7	0.08	0.006
	8	0.06	0.005
	9	0.05	0.004
	10	0.04	0.003

Fuente: Elaboración propia.

Figura 78 – Espectro de Diseño Dirección X sala de exposiciones.

$$t := t_{\cdot} \cdot s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.02 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_{a_{\cdot}} = \begin{bmatrix} 0.19 \\ 0.19 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



Fuente: Elaboración propia.

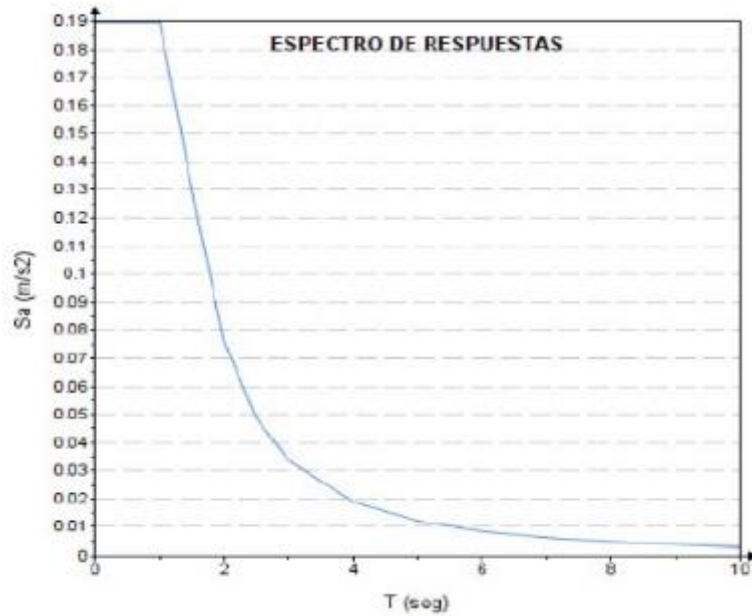
Tabla 21 – Espectro de diseño dirección Y.

Z	U	S			
	0.25	1.3	1.4		0.6 2.50 0.190
T	C	Sa			0.65 2.50 0.190
	0	2.50	0.190		0.7 2.50 0.190
	0.02	2.50	0.190		0.75 2.50 0.190
	0.04	2.50	0.190		0.8 2.50 0.190
	0.06	2.50	0.190		0.85 2.50 0.190
	0.08	2.50	0.190		0.9 2.50 0.190
	0.1	2.50	0.190		0.95 2.50 0.190
	0.12	2.50	0.190		1 2.50 0.190
	0.14	2.50	0.190		1.6 1.56 0.118
	0.16	2.50	0.190		2 1.00 0.076
	0.18	2.50	0.190		2.5 0.64 0.049
	0.2	2.50	0.190		3 0.44 0.034
	0.25	2.50	0.190		4 0.25 0.019
	0.3	2.50	0.190		5 0.16 0.012
	0.35	2.50	0.190		6 0.11 0.008
	0.4	2.50	0.190		7 0.08 0.006
	0.45	2.50	0.190		8 0.06 0.005
	0.5	2.50	0.190		9 0.05 0.004
	0.55	2.50	0.190		10 0.04 0.003

Fuente: Elaboración propia.

Figura 79 – Espectro de Diseño Dirección Y sala de exposiciones.

$$t_i = t_{\cdot} \cdot s = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.02 \\ \vdots \end{bmatrix} s \quad S_{a_{\cdot}} = \begin{bmatrix} 0.19 \\ \vdots \end{bmatrix}$$



Fuente: Elaboración propia.

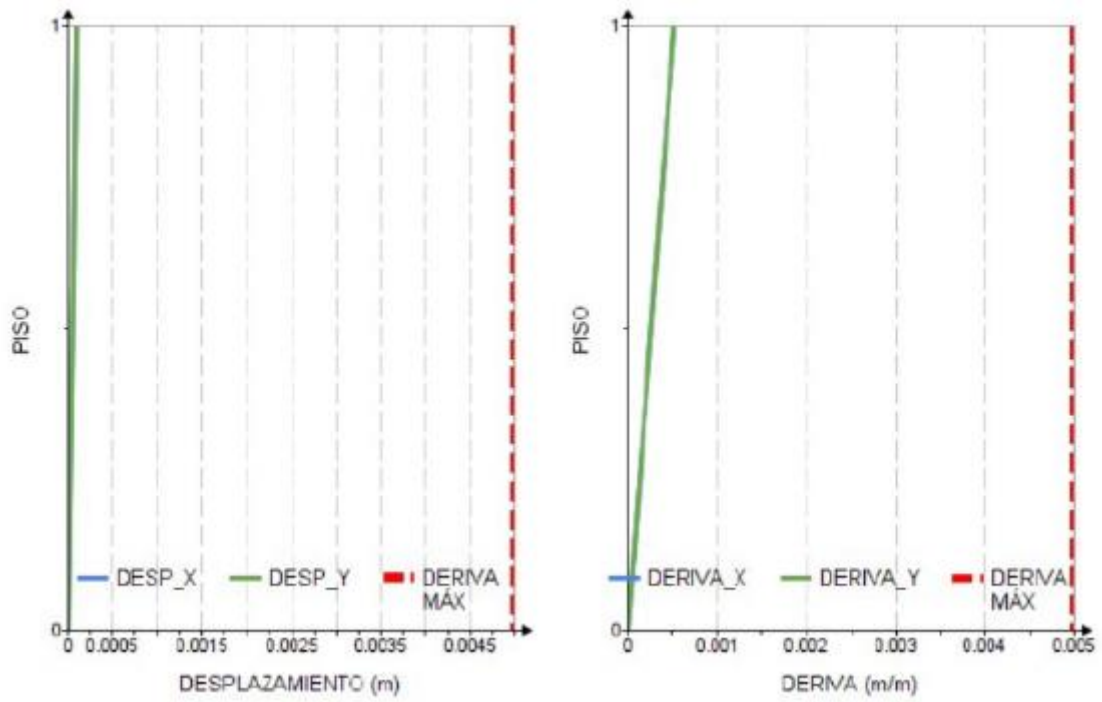
c.1.- Control de derivas:

Tabla 22 – Control de derivas.

CONTROL DE DERIVAS							
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
	1	0.8	0.000	0.000	0.0005	0.005	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.005	
DIRECCIÓN	PISO	H (m)	DESP	DER. EL.	DER. INE.	MAX	VERIFICACIÓN
			m	m	R=6.00		
	1	0.8	0.000	0.000	0.0005	0.005	OK
	0	0	0.000	0.000	0.000	0.005	

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 80 – Deriva menor a 7 por mil en la dirección X y en la dirección Y.
sala de exposiciones.**



Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de resultados específicos

Los criterios que se plantearon para realizar una adecuada configuración estructural fueron: 1) Dotar de buena rigidez lateral a la estructura tanto en la dirección “X” y “Y”; en estas direcciones se rigidizaron con el uso de muros estructurales, 2) Se dispusieron los elementos estructurales simétricamente tanto la planta como en elevación para evitar efectos de torsión y 3) Se respetó la arquitectura planteada inicialmente.

El tipo de cimentación que mejor se adecuó al tipo y tecnología de la edificación, que interactuó con la configuración estructural de la superestructura, que distribuyó mejor las presiones en el terreno producto de las cargas en la base de los soportes y que se adecuó a las características del terreno de fundación, fue la de zapatas aisladas para columnas de concreto armado y para los muros estructurales fue de cimiento corrido.

El análisis y modelamiento realizado con el programa SAP 2000 Y SAFE condujo a resultados favorables con el uso de simplificaciones en el modelamiento. Ya que se indica en esta investigación estas características. Además, el análisis tridimensional ayuda a realizar un diseño adecuado de acorde a los lineamientos planteados por la norma peruana.

CONCLUSIONES

- A. Se realizó la estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa, denominados salón de usos múltiples (sum) y sala de exposiciones, siguiendo los criterios y teorías de análisis estructural y concreto armado. Esto nos ayuda a tener mejores resultados al momento de realizar los cálculos del análisis estructural.
- B. La propuesta de cimentación del módulo de salón de usos múltiples y sala de exposiciones, fueron de fue la de zapatas aisladas para columnas de concreto armado y para los muros estructurales fue de cimiento corrido, estos tipos de cimentación fueron las que distribuyó mejor las presiones en el terreno producto de las cargas en la base de los soportes y que se adecuó a las características del terreno de fundación
- C. El análisis estructural ha sido efectuado para los dos tipos fundamentales de cargas a los que estará sometida esta estructura: 1) cargas de gravedad (viva y muerta); 2) Fuerzas sísmicas de inercia, originadas por los movimientos sísmicos, interactuando con la masa de la estructura, en este análisis se ha utilizado el programa SAP2000, en concordancia con los artículos 14 y 18 de la norma de sismo resistente NT E-030.

RECOMENDACIONES

1. Para realizar una buena estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas se debe realizar cuidadosamente los cálculos matemáticos siguiendo los criterios y teorías de análisis estructural y concreto armado.
2. Para poder elegir el tipo de cimentación, se recomienda realizar un estudio de todas las cargas, realizar un análisis estructural con datos más cercanos a la realidad, por otro lado, conocer la capacidad de carga del suelo mediante un ensayo de mecánica de suelos. Con estos datos podemos definir la localización y profundidad de la cimentación, así dando solución basándonos en rapidez de construcción, adaptabilidad al proyecto y economía.
3. Para un buen análisis y diseño estructural se debe respetar la normatividad vigente en el Perú; códigos, normas y parámetros iniciales; evaluación de cargas; sistema estructural; modelación y análisis; diseño de elementos; trabajar con datos reales y lo más cercano a la realidad, para así poder brindar una infraestructura adecuada, segura y funcional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Tesis: 2011. Yonel Henry Pecho "Pavimentación Y Construcción De Veredas De La Zona Industrial – AA-HH Villa Hermosa Y De La Asociación De Vivienda La Esmeralda Del Distrito De Marcona-Provincia De Nazca": Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" de Ica Facultad De Ingeniería Civil; Ica – Perú.
2. Blanco, A. (2010). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. S.l.: s.n.
3. Bolaños, A. y Monroy, O. (2004). Espectros de Peligro Sísmico Uniforme. S.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.
4. Burgos, M., (2007). T e s i s. S.l.: Universidad nacional de ingeniería.
5. Casimiro, S., (2012). Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. s.l.: Universidad Nacional de Ingeniería.
6. Chang Tokushima, D.A., (2015). Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de san miguel. S.l.: s.n.
7. Cisneros, Á. (2016). Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano. s.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.
8. Condori, G.V., (2014). Comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo- estructura. s.l.: Universidad Católica de Santa María.
9. De Montserrat, A. (2013). Relación entre el periodo fundamental de vibración y el índice de daño de un edificio de hormigón armado. S.l.: s.n.
10. FEMA, (2006). Designing for Earthquakes. S.l.: s.n.
11. Fratelli, M. (2001). Estructuras sismorresistentes -. S.l.: s.n.
12. Harmsen, T. (2012). Diseño de estructuras de concreto armado. 4. S.l.: s.n.
13. Ministerio de Vivienda, C.Y.S. (2010). Reglamento nacional de Edificaciones. Tercera. S.l.: s.n.
14. Moyano Rostworowski, G., 2016. Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores. S.l.: s.n.
15. Ortega, J. (2000). Concreto armado I. S.l.: s.n.
16. Otazzi, G., (2014). Diseño en concreto armado. 2. Lima: s.n.

17. Padilla, G., 2010. Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/>.
18. SEAOC, 1995. Seismic Design Manual. S.l.: s.n.
19. Taboada, J. y Martín, A 2009. Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras. S.l.: PUCP.

ANEXOS

ANEXO 01 – Matriz de Consistencia.

ANEXO 02 – Estudio de Mecánica de Suelos.

ANEXO 03 – Planos.

PROBLEMA	OBJETIVOS	JUSTIFICACIÓN	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
<p>Problema general ¿De qué manera se puede dar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?</p> <p>Problemas específicos</p> <p>a) ¿De qué manera se realizará la estructuración, predimensionamiento y metrados de carga de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?</p> <p>b) ¿De qué manera se propondrá la cimentación de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?</p> <p>c) ¿ De qué manera se realizará el procedimiento de análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica?</p>	<p>Objetivo general Realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p> <p>Objetivos específicos</p> <p>a) Realizar la adecuada estructuración, predimensionamiento y metrados de carga de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p> <p>b) Determinar la cimentación adecuada de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p> <p>c) Realizar un adecuado análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p>	<p>Justificación metodológica Es importante optar una metodología más rígido y estricto en el proceso de desarrollo del análisis y diseño de una edificación; y más aún si está destinado a servicios de atención a la población, pues depende del diseño, la seguridad estructural y la de los usuarios, razón por el cual es significativo optar un carácter cuidadoso en el hallazgo de valores más reales, sin dejar de lado el cumplimiento de las normas y reglamentos peruanos de edificación.</p> <p>Justificación social El proyecto contempla el mejoramiento y recuperación de los espacios públicos en la Plaza Principal de Distrito de Churcampa en Huancavelica, que responde arquitectónicamente a las expectativas de los usuarios, brindándoles instalaciones modernas, confortables, eficientes, organizadas y atractivas, con el especial</p>	<p>Hipótesis General Si es factible realizar el mejoramiento y recuperación con el análisis y diseño estructural de la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p> <p>Problemas específicos</p> <p>a) La estructuración, predimensionamiento y metrados de carga, de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica, mejora los cálculos previos al análisis.</p> <p>b) El diseño de la cimentación mejora significativamente el diseño las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica.</p> <p>c) Las estructuras se tienen que modelar y realizar el análisis estructural de las estructuras que integran la plaza mayor del centro urbano de Churcampa - Huancavelica, mediante el programa SAP 2000 y SAFE.</p>	<p>Variable Independiente Análisis y diseño estructural.</p> <p>Variable dependiente: Mejoramiento y recuperación de la plaza mayor.</p>	<p>Tipo de estudio El tipo de investigación por la naturaleza del estudio aplicada</p> <p>Nivel de investigación El estudio por el nivel de profundidad fue descriptivo</p> <p>Diseño metodológico No Experimental</p>

		<p>énfasis en el aprovechamiento de las bondades que presenta el contexto, sumado a una atención y oferta de servicios de calidad.</p> <p>Justificación teórica</p> <p>Esta investigación se realiza con el propósito de aportar al conocimiento existente sobre diseños sismorresistentes con las normas peruanas y dar solución a un problema que se suscita en las infraestructuras.</p> <p>Conocer y profundizar el poco criterio en el diseño sísmico en las construcciones conlleva al aumento de vulnerabilidad sísmica.</p> <p>El objetivo de esta tesis es brindar conocimientos, a las personas que se dedican a la construcción de edificaciones que respondan bien antes cargas de gravedad y sismo.</p>			
--	--	---	--	--	--