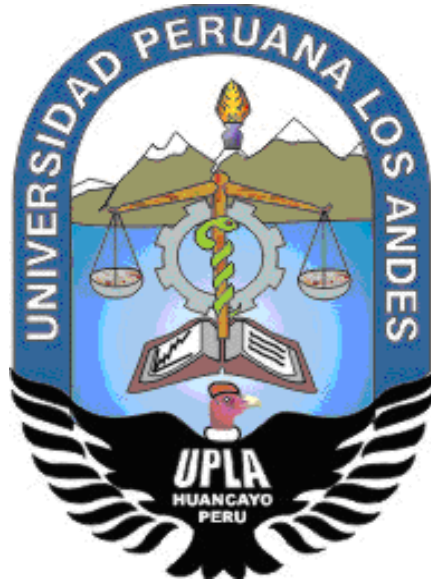


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS MUNICIPALES CON EL
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MÓDULO DEL
PALACIO MUNICIPAL DE SATIPO - JUNÍN**

PRESENTADO POR:

Bach. GIULIANA GUISEL CARHUANCHO VALERIO

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:

INGENIERA CIVIL

HUANCAYO – PERU

2022

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.....	XI
RESUMEN.....	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCIÓN.....	XVII
CAPITULO I.....	20
EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
1.1. Planteamiento del problema.....	20
1.2. Formulación y sistematización del problema.....	21
1.2.1. Problema general.....	21
1.2.2. Problemas específicos.....	21
1.3. Justificación.....	21
1.3.1. Práctica.....	21
1.3.2. Teórica.....	21
1.3.3. Metodológica.....	22
1.4. Delimitaciones.....	22
1.4.1. Espacial.....	22
1.4.2. Temporal.....	24
1.4.3. Económica.....	24
1.5. Limitaciones.....	24
1.6. Objetivos.....	25
1.6.1. Objetivo general.....	25
1.6.2. Objetivos específicos.....	25
CAPITULO II.....	26
MARCO TEÓRICO.....	26
2.1. Antecedentes.....	26
2.1.1. Nacionales.....	26
2.1.2. Internacionales.....	28

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.....	31
2.2.1.3 Acciones sobre las estructuras.....	33
2.2.1.4 Respuestas de las estructuras	36
2.2.1.5 Estados límites	40
2.2.1.6 Criterios de estructuración.....	43
2.2.1.7 Predimensionamiento de elementos estructurales	48
2.2.1.8 Análisis sísmico	50
2.2.1.9 Análisis estático.....	51
2.2.1.10 Análisis modal.....	51
2.2.1.11 Diseño de cimentación.....	52
2.3. Marco Normativo	53
2.4. Definición de términos	54
2.5. Hipótesis.....	57
2.5.1. Hipótesis general.....	57
2.5.2. Hipótesis específicos.....	57
2.6. Variables.....	57
2.6.1. Definición conceptual de la variable	57
2.6.2. Definición operacional de la variable	58
CAPÍTULO III	59
METODOLOGÍA	59
3.1. Método de investigación	59
3.2. Tipo de Investigación.....	59
3.3. Nivel de investigación	59
3.4. Diseño de investigación.....	59
3.5. Población y muestra	60
3.5.1. Población.....	60
3.5.2. Muestra	60
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	60
3.7. Procesamiento de la información.....	60
3.8. Técnicas y análisis de datos	61

CAPÍTULO IV	62
RESULTADOS.....	62
4.1. Presentación de resultados específicos	62
CAPÍTULO V.....	132
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	132
5.1. Discusión de resultados específicos.....	132
CONCLUSIONES	134
RECOMENDACIONES	135
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136
ANEXOS	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Espesores típicos y luces máximas.....	48
Tabla 2 – Vigas pre dimensionadas.....	49
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.....	50
Tabla 5 – Variables de investigación.....	58
Tabla 6 – Análisis por viento en techo metálico.	67
Tabla 7 – Factores de suelo y periodos.	69
Tabla 8 – Sistemas estructurales.....	69
Tabla 9 – Irregularidad de rigidez – piso blando dirección X-X.....	71
Tabla 10 – Irregularidad de rigidez – piso blando dirección Y-Y.....	71
Tabla 11 – Irregularidad de resistencia – piso débil dirección X-X.....	71
Tabla 12 – Irregularidad de resistencia – piso débil dirección Y-Y.....	72
Tabla 13 – Irregularidad extrema de rigidez – dirección X-X.	72
Tabla 14 – Irregularidad extrema de rigidez – dirección Y-Y.	73
Tabla 15 – Irregularidad de masa o peso.....	73
Tabla 16 – Irregularidad geométrica vertical.	73
Tabla 17 – Discontinuidad en los sistemas resistentes / extrema.....	74
Tabla 18 – Irregularidad torsional X-X normal y extrema.....	75
Tabla 19 – Irregularidad torsional X-X normal y extrema.....	75
Tabla 20 – Irregularidad de esquina entrantes.....	75
Tabla 21 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.....	76
Tabla 22 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.....	76
Tabla 23 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.....	77
Tabla 24 – Espectro de respuesta sísmica para edificaciones.....	78
Tabla 25 – Espectro de respuesta sísmica para edificaciones.....	79
Tabla 26 – Análisis sísmico estático y dinámico – diseño/factor de escala.....	80
Tabla 27 – Creación de sismo estático dirección X-X.....	80
Tabla 28 – Creación de sismo estático dirección Y-Y.....	81
Tabla 29 – Espectro de respuesta en etabs.....	81
Tabla 30 – Espectro de respuesta en etabs dirección X-X/Z-Z.....	82

Tabla 31 – Espectro de respuesta en etabs dirección Y-Y/Z-Z.	82
Tabla 32 – Model direction factors.	84
Tabla 33 – Limites para la distorsión del entepiso.	86
Tabla 34 – Reacciones en la base de la estructura.	88
Tabla 35 – Etabs shear Wall desing.....	106
Tabla 36 – Resumen del diseño de placas.	107
Tabla 37 – Distorsión angular.	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ubicación departamental de la zona de investigación.	23
Figura 2- Ubicación provincial de la zona de investigación.	23
Figura 3- Ubicación distrital de la zona de investigación.	24
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.	46
Figura 11- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú. ...	48
Figura 12- Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú. ...	53
Figura 13- Asignación de carga muerta piso 01-02.....	62
Figura 14- Asignación de carga muerta piso 03-04.....	62
Figura 15- Asignación de carga muerta piso 05-azotea.....	63
Figura 16- Asignación de carga muerta distribuida.	63
Figura 17- Asignación de carga muerta uniforme respecto a la gravedad.	64
Figura 18- Asignación de carga viva piso 01-04.	65
Figura 19- Asignación de carga viva piso 05-azotea.....	65
Figura 20- Asignación de carga viva entrepiso uniforme respecto a la gravedad.	66
Figura 21- Asignación de carga viva distribuida techo respecto a la gravedad.66	
Figura 22- Asignación de carga viva - vientos.....	67
Figura 23- Mapa de peligro sísmico.	68
Figura 24- Representación modal.	83
Figura 25- Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo dinámico X-X. ...	85
Figura 26- Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo dinámico X-X. ...	86

Figura 27- Diagramas de cortantes por piso.	87
Figura 28- Diagramas de cortantes por piso.	87
Figura 29- Deflexión por carga viva.	88
Figura 30- Deflexión por carga viva de viento-succión.....	89
Figura 31- Deflexión por carga de servicio.....	89
Figura 32- Axiales en los elementos [Solicitaciones principales de tracciones y compresiones].....	90
Figura 33- Diseño de perfiles de acero estructural.....	90
Figura 34- Estructura general – cobertura metálica.	91
Figura 35- Brida principal.	91
Figura 36- Brida secundaria.	92
Figura 37- Vista general – elementos complementarios (Riostra, Borde para abertura).	92
Figura 38- Refuerzo longitudinal.	93
Figura 39- Diagrama de Momentos para una combinación – Viga a verificar [B42-783].....	93
Figura 40- diseño de viga rectangular de concreto armado.	94
Figura 41- Diseño sísmico de viga rectangular de concreto armado para sistemas de muros estructurales o dual tipo 1.	97
Figura 42- Detalle de plano de la viga.....	100
Figura 43- Ratio demanda/capacidad de columnas.	100
Figura 44- Ratio demanda capacidad - Axial /M33 para una combinación Columna a verificar [C6-71 / C02-T1].....	101
Figura 45- Diseño de columna rectangular de concreto armado.....	102
Figura 46 - Detalle de plano de la sección de columna.....	105
Figura 47 – Placas de Concreto Armado.	105
Figura 48 – Ratio demanda capacidad – Corte V22 / Momento M33 para una combinación Placa a verificar [PL-05/T2].....	106
Figura 49 – Detalle de plano de la placa.....	107
Figura 50 – Deflexión por carga viva / piso 01.	108
Figura 51 – Deflexión diferida / piso 01.....	108
Figura 52 – Deflexión por carga viva / piso 02.	109
Figura 53 – Deflexión diferida / piso 02.....	109

Figura 54 – Deflexión por carga viva / piso 03.	110
Figura 55 – Deflexión diferida / piso 03.	110
Figura 56 – Deflexión por carga viva / piso 04.	111
Figura 57 – Deflexión diferida / piso 04.	111
Figura 58 – Deflexión por carga viva / piso 05.	112
Figura 59 – Deflexión diferida / piso 05.	112
Figura 60 – Deflexión por carga viva / azotea.	113
Figura 61 – Refuerzo piso 01.	113
Figura 62 – Refuerzo piso 02.	114
Figura 63 – Refuerzo piso 03.	114
Figura 64 – Refuerzo piso 04.	114
Figura 65 – Refuerzo piso 05.	115
Figura 66 – Refuerzo azotea.	115
Figura 67- Corte en viguetas de manera vertical - aceptable.	116
Figura 68- Corte en viguetas de manera horizontal - aceptable.	116
Figura 69- Plano de detalle para la losa del piso 01.	117
Figura 70- Momentos para diseño.	117
Figura 71- Corte en escaleras- aceptable.	118
Figura 72- Plano de detalle de tanque elevado y cuarto de máquina.	119
Figura 73 – Asignación de presiones en la cimentación.	119
Figura 74 – Presión – Servicio 1 (D+L) / $Q_{adm} = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]$ Tonf/m ²	120
Figura 75 – Presión – Servicio 1 (D+L) / $Q_{adm} = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]$ Tonf/m ²	120
Figura 76 – Presión – Servicio 2-X (D+0.70L+0.525SX) / $Q_{adm} = [23.00, 23.70,$ $24.60, 26.40]^{4/3}$ Tonf/m ²	121
Figura 77 – Presión – Servicio 2-X (D+0.70L+0.525SX) / $Q_{adm} = [27.10, 28.30,$ $28.50, 35.70]^{4/3}$ Tonf/m ²	121
Figura 78 – Presión – Servicio 2-Y (D+0.70L+0.525SY) / $Q_{adm} = [23.00, 23.70,$ $24.60, 26.40]^{4/3}$ Tonf/m ²	122
Figura 79 – Presión – Servicio 2-Y (D+0.70L+0.525SY) / $Q_{adm} = [27.10, 28.30,$ $28.50, 35.70]^{4/3}$ Tonf/m ²	122

Figura 80 – Presión – Servicio 3-X (D+0.70SX) / $Q_{adm} = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]^{4/3}$ Tonf/m ²	123
Figura 81 – Presión – Servicio 3-X (D+0.70SX) / $Q_{adm} = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]^{4/3}$ Tonf/m ²	123
Figura 82 – Presión – Servicio 3-Y (D+0.70SY) / $Q_{adm} = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]^{4/3}$ Tonf/m ²	124
Figura 83 – Presión – Servicio 3-Y (D+0.70SY) / $Q_{adm} = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]^{4/3}$ Tonf/m ²	124
Figura 84 – Asentamiento máximo de hasta 0.0056 m < 0.02766 m, aceptable.	125
Figura 85 – Refuerzo inferior – planta de cimentación.....	126
Figura 86 – Refuerzo superior – planta de cimentación.....	126
Figura 87 – Elevación de cimentación - eje representativo.....	127
Figura 88 – Modelo representativo de muro de sótano.....	127
Figura 89 – Asignación de presiones.....	128
Figura 90 – Momento para diseño a flexión.....	128
Figura 91 – Detalle de muro de sótano.....	129
Figura 92 – Modelo representativo de tanque cisterna.....	130
Figura 93 – Asignación de presión de líquido.....	130
Figura 94 – Plano de tanque cisterna.....	131

RESUMEN

La investigación tuvo como problema general: ¿ De qué manera se puede dar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?, el objetivo general fue: Realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, y la hipótesis general fue Si es factible realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

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 Satipo, con una muestra poblacional del modulo del palacio municipal de Satipo.

La conclusión general fue: El analizar y diseñar el sistema estructural del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, se desarrolló cumpliendo las normas establecidas en las normas vigentes peruanas (E-020, E-030, E-050 y E-060), ofreciendo una infraestructura adecuada, segura y funcional, para lo cual se aplicó las teorías del análisis y diseño estructural, obteniendo una buena estructuración, con dimensiones adecuadas."

Palabras claves: Análisis y diseño estructural.

ABSTRACT

The research had as a general problem: In what way can the improvement of municipal services be given with the analysis and design of the module of the municipal palace of Satipo - Junín?, The general objective was: To carry out the improvement of municipal services with the analysis and design of the module of the municipal palace of Satipo - Junín, and the general hypothesis was If it is feasible to carry out the improvement of municipal services with the analysis and design of the module of the municipal palace of Satipo - Junín.

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 Satipo, with a population sample from the module of the municipal palace of Satipo.

The general conclusion was: The analysis and design of the structural system of the module of the municipal palace of Satipo - Junín, was developed complying with the norms established in the current Peruvian norms (E-020, E-030, E-050 and E-060), offering an adequate, safe and functional infrastructure, for which the theories of structural analysis and design were applied, obtaining a good structure, with adequate dimensions.

Keywords: Structural analysis and design.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo investigativo se desarrolló en plena aplicación al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de la Universidad Peruana Los Andes; se elaboró con mucho beneplácito la investigación titulado “mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño estructural del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín”; investigación que establece como propósito fundamental: Realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

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.

En este contexto, el concepto de diseño por desempeño se estableció como la alternativa más viable al enfoque de diseño sísmico que produce estructuras que satisfacen las necesidades de la sociedad moderna. El progreso realizado hasta el momento ha permitido proponer requisitos de diseño sísmico basados en este concepto, y se sugiere que la próxima generación de códigos se base en esto.

En EE. UU., este concepto se aplica a las especificaciones VISION 2000 (1995), ATC-40 (1996) y FEMA-273-274 (1997). Generalmente, estas especificaciones definen cuatro niveles de desempeño (operación completa, ocupación inmediata, seguridad de vida, colapso incipiente) y los niveles sísmicos correspondientes (frecuente, ocasional, 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.

El primer capítulo describe el planteamiento del problema, cómo construir y organizar el problema, argumentos, límites, limitaciones y objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo se describe el área del proyecto, se describe su contexto (internacional y nacional), el marco conceptual, definiciones de términos, planteamiento de hipótesis e identificación de variables de investigación.

En el tercer capítulo se desarrolla una metodología aplicada, describiendo el método, tipo, extensión, diseño, población y muestra, técnicas y herramientas de recolección de datos, y técnicas de procesamiento y análisis de la información.

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

En el quinto capítulo se discuten los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural, se pueden formar las conclusiones y recomendaciones correspondientes para la investigación que se ha desarrollado y finalmente se escribe la literatura. Referencias 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 Satipo 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 Satipo, 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 de los servicios municipales mediante el análisis y diseño estructural del módulo del palacion municipal de la provincia de Satipo, se considera que la población necesita instituciones con edificaciones modernas e infraestructura adecuada para atender sus necesidades organizacionales, y considera que todas las estructuras deben cumplir con lo establecido en las normas sísmicas y corrientes estructurales, así como tomar en cuenta que nuestro país es un escenario de riesgo debido a la compleja estructura geológica y la geodinámica activa que aumentan la frecuencia y la intensidad de los fenómenos sísmicos pueden ser devastadores, por lo que habrá un impacto

notorio en las estructuras de hormigón, ya que el hormigón es uno de los materiales más utilizados en las construcciones de nuestro entorno..

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 de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?

1.2.2. Problemas específicos

a) ¿Cuál será el modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?

b) ¿Cuáles serán los resultados de realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?

c) ¿Cuáles serán los resultados de realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?

1.3. Justificación

1.3.1. Práctica

La Municipalidad Provincial de Satipo viene funcionando en infraestructura antigua ubicado por la plaza central, el mismo que se encuentra en condiciones no apropiadas para la prestación de los servicios municipales.

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 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.

1.4. Delimitaciones

1.4.1. Espacial

La investigación se realizó en la zona urbana de la ciudad de Satipo; se da a través: por el Norte: Jr. Aviación Aeropuerto, por el Sur: Jr. Augusto B. Leguía, por el Este: Psje. S/Nombre y por el Oeste: Jr. Las Esmeraldas, cuyas vías están asfaltadas; cuyo recorrido desde la plaza realizando un total de 10 minutos.

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

La investigación se realizó durante 5 meses, de junio de 2021 a octubre de 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 de los servicios municipales de la municipalidad provincial de Satipo, distrito de Satipo - provincia de Satipo - departamento de Junín, CUI: 2499839”.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

1.6.2. Objetivos específicos

a) Realizar el procedimiento del modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

b) Realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

c) Realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. 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).”

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.”

2.1.2. 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 actuarán en la misma, el 2do da una 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).”

2.2. 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, p.75).

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, p.125), característica que el acero estructural y la madera carecen.

Aunque como todo material, también presenta desventajas que se deben tener en cuenta, siendo las principales las siguientes (Ottazi Pasino, 2011, p.245)

- ✓ 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 que se presenten fisuras en los elementos de concreto armado, haciendo necesario la incorporación de acero para controlar la fisuración.
- ✓ Debido a que inicialmente se encuentra en un estado de fluidez, es necesaria la utilización de encofrados para amoldar el concreto. Esto consume tiempo y mano de obra que se traducen en costo adicional.
- ✓ La naturaleza del concreto hace que este desarrolle su resistencia conforme pasa el tiempo, por lo cual es necesario esperar a que el concreto sea lo

suficientemente resistente antes del retiro de encofrados y la continuación de la construcción. Estos tiempos de espera se pueden reducir con la utilización de aditivos especiales, sin embargo, esto también se traduce en un costo adicional. (Ottazi Pasino, 2011, p.245)

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, p.56), 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:

Estructuras como piscinas y cisternas (empuje de líquidos y tierra) o silos de almacenamiento (empuje de materiales a granel, como granos vegetales) deben soportar este tipo de cargas.

Hundimientos diferenciales: Se da cuando la cimentación de una estructura sufre distintos hundimientos en zonas distintas. Estos hundimientos

diferenciales producen esfuerzos internos dentro de la estructura, esfuerzos que deben tenerse en cuenta si los hundimientos sobrepasan los establecidos por las normas.

Cargas de nieve, lluvia, granizo y hielo: En zonas donde la temperatura alcanza niveles muy bajos (como Cerro de Pasco o los nevados de Huaráz), es importante tener el efecto que tendrán estas cargas sobre los techos de las estructuras.

Cambios volumétricos: Es sabido que todo tipo de material, al haber un aumento o una reducción en la temperatura de su medio ambiente, tiende a aumentar o reducir su volumen. Estos cambios volumétricos producen esfuerzos internos dentro de la estructura que, si son significantes, también deben tenerse en cuenta.

Cargas de viento: En estructuras bajas de concreto, debido a su gran rigidez y peso, el viento no suele tener mayor efecto. Sin embargo, en estructuras altas y, generalmente, de acero estructural, el viento adquiere importancia debido al poco peso y a la gran flexibilidad de estas estructuras. Al igual que el análisis y diseño ante cargas de sismo, el análisis y diseño ante cargas de viento requiere un análisis y cuidado especial.

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, p.78), 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

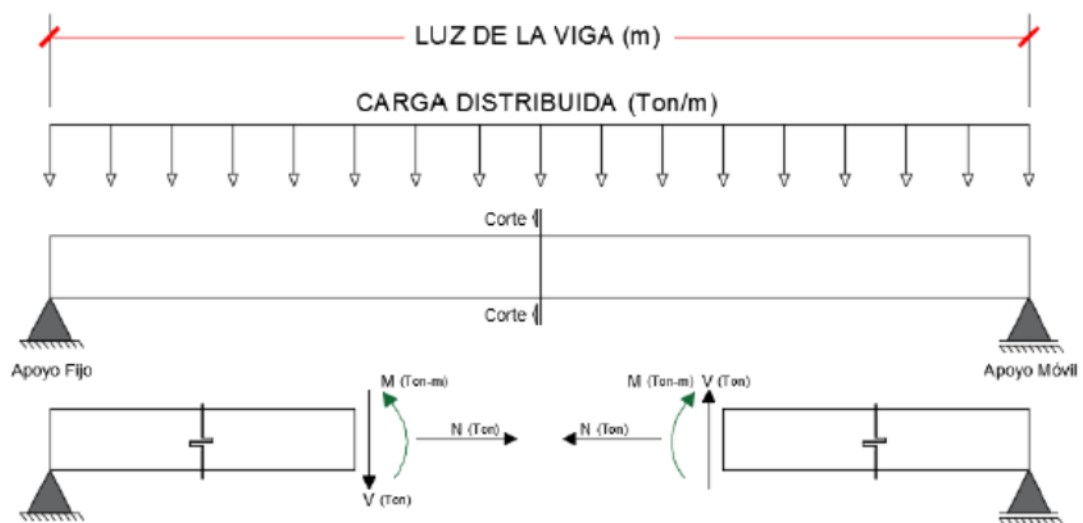
hiperestaticidad de la estructura completa. El tener en cuenta estos factores se ha vuelto importante en los últimos años.

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, p.80):

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.

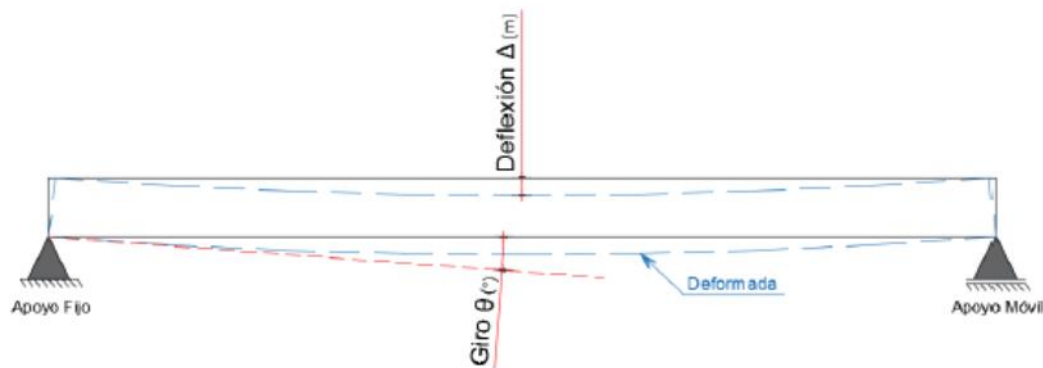
La función del ingeniero estructural es dotar a las estructuras de suficiente capacidad para que puedan soportar estas reacciones en su interior.

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.



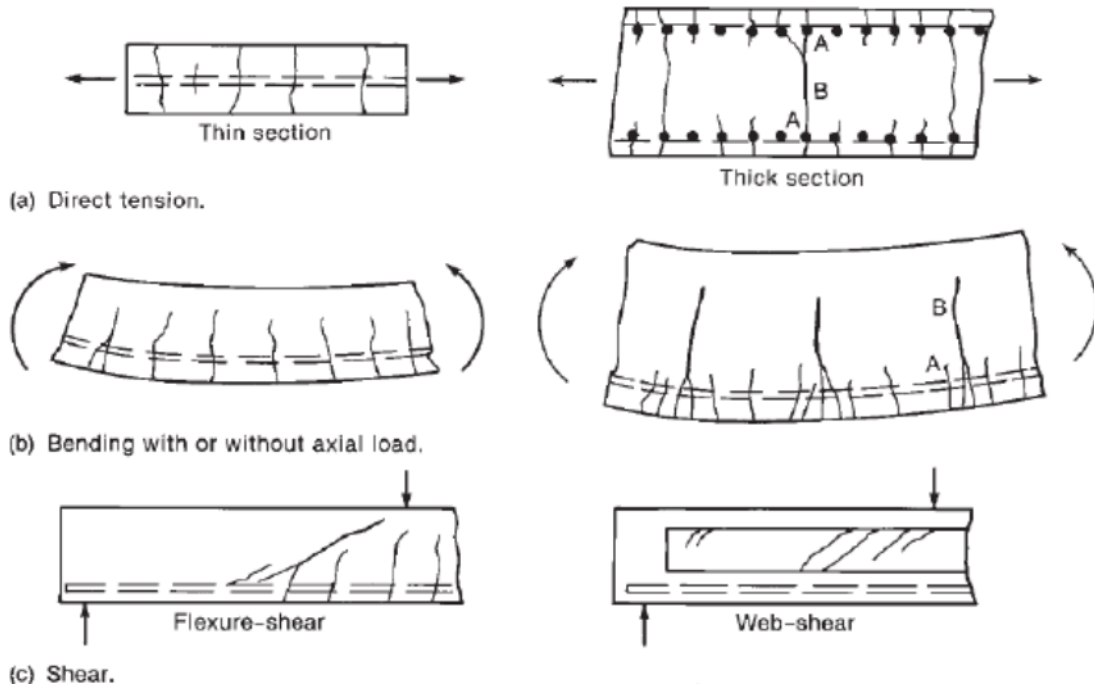
Fuente: Elaboración propia.

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.



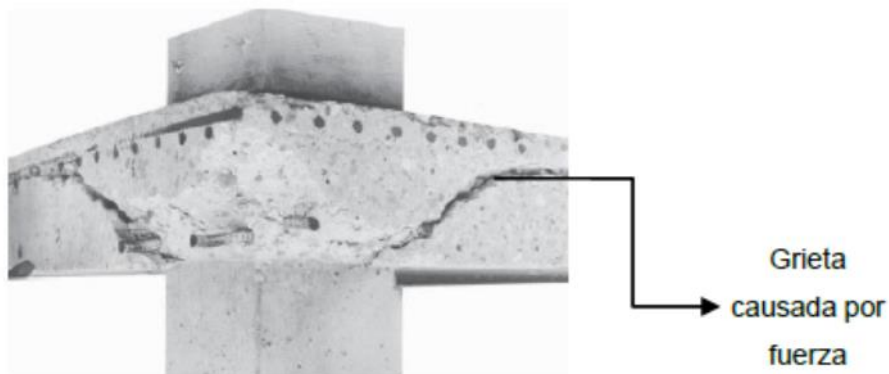
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

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.



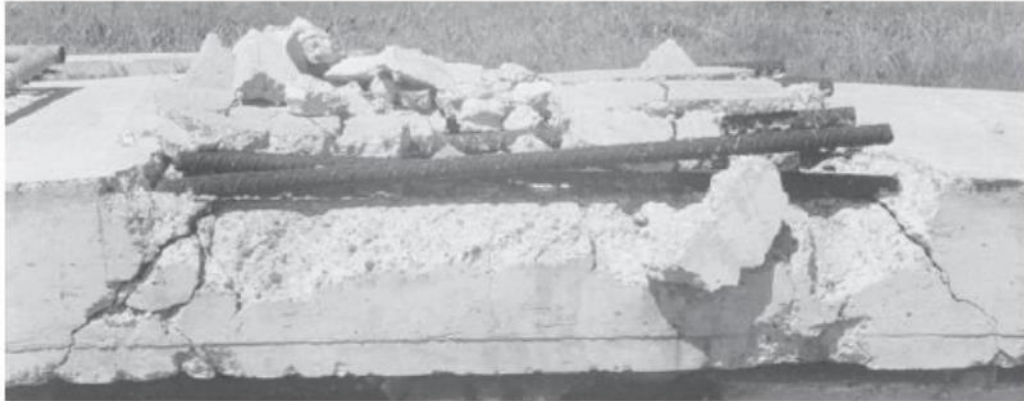
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (Wight, y otros, 2012).

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).

El ingeniero estructural debe diseñar las estructuras para evitar que estas se dañen durante su vida útil, y garantizando que el daño durante eventos excepcionales sea controlado para que sea posible la evacuación de las personas si fuese 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, p.60)

Para poder establecer un estándar estructural que responda a estas interrogantes, se definió el concepto de Estado Límite. Se dice que una estructura alcanza un estado límite cuando ya no es capaz de cumplir alguna de las funciones para las cuales fue concebida. Según James Wight y James MacGregor (Wight y otros, 2012, p.108), los estados límites para estructuras de concreto armado pueden ser divididos en tres grupos básicos: los estados límites últimos, los estados límites de servicio y los estados límites especiales.

a.- Estados límites últimos: Son estados en los cuales se tiene el colapso parcial o total de la estructura, pudiendo traducirse en pérdidas económicas y de vidas humanas. Debido a esto, deben tener una probabilidad muy baja de ocurrencia (Wight y otros, 2012, p.120). Los principales estados límites últimos 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, p.145).

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, p.120).

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, p.68).

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, p.125).

Inestabilidad: En concreto armado, la inestabilidad está dada por el pandeo de las columnas (Wight y otros, 2012, p.125). 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, p.125)

b.- Estados límites de servicio: Estos estados límites se dan cuando se interrumpe el funcionamiento normal de las estructuras sin necesidad de llegar al colapso (Wight y otros, 2012, p.125). 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, p.125).

Excesivo agrietamiento: El agrietamiento excesivo podría traducirse en corrosión del acero de refuerzo y el posterior deterioro del concreto (Ottazi Pasino, 2011, p.140). 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, p.125).

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, p.125)

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 solicitaciones de torsión y esto

puede provocar vulnerabilidad mayor ante un sismo (Blanco, 2010, p.100).

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, p.100).

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, p.100).

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

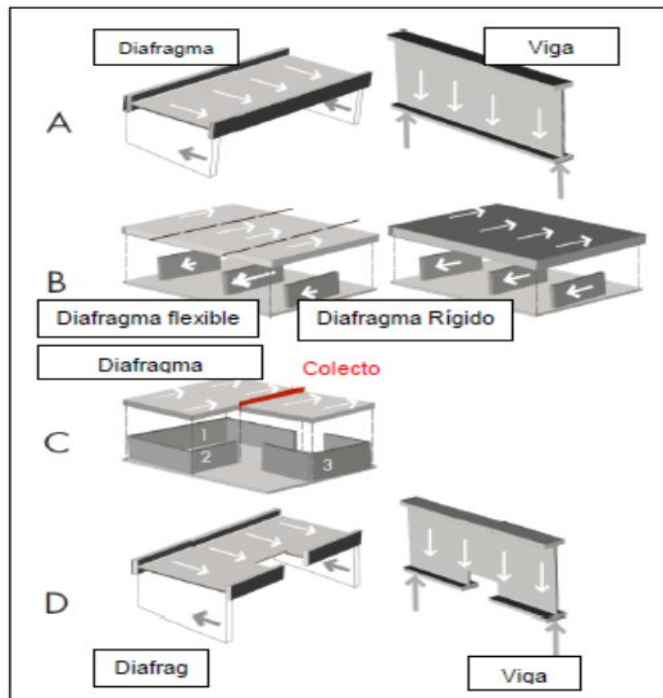
Diferencia entre diafragma rígido y flexible: El término "diafragma" se usa para identificar miembros de resistencia horizontal que transfieren fuerzas laterales entre elementos de resistencia vertical (muros de

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, p.120).

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.

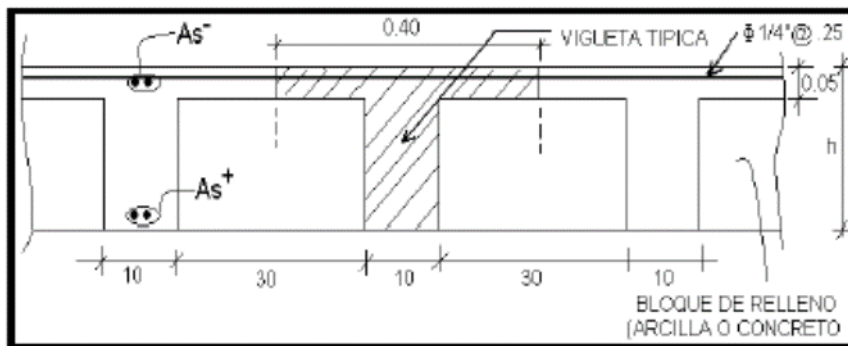
Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

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, p.120).

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, p.120).

Tabla 1 – Espesores típicos y luces máximas.

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

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, p.125).

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, p.125).

Por con siguiente (Blanco, 2010, p.125) 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	$A=P/(0.45f'c)$
Columnas Excéntricas Y Esquinadas	$A=P/(0.35f'c)$

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, p.85):

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 permite conseguir estructuras sismorresistentes, para así poder evitar la pérdida de vidas ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

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, p.105).

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, p.105)

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, p.130).

2.2.1.9 Análisis estático

El método de análisis estático se usa para poder escalar el análisis dinámico, el cual se usa 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, p.140).

2.2.1.11 Diseño de cimentación

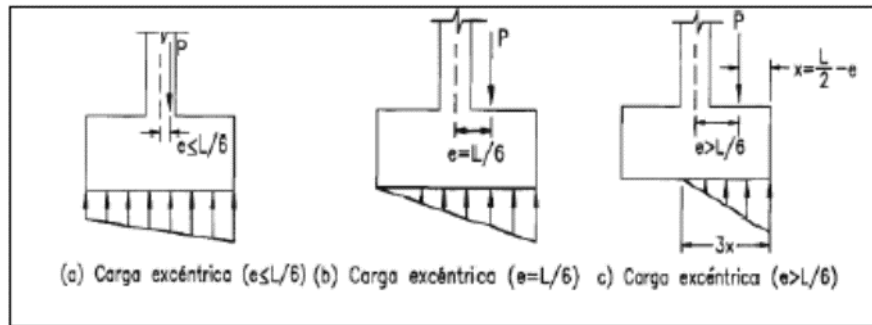
a.- Consideraciones especiales para el diseño de cimentación: La cimentación o subestructura constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha y el terreno en el que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente 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 desastres 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, p.150).

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 diseños de algunas edificaciones modificando el hábita humano incluyendo edificios de todo tipo de construcciones estructurales, arquitectónicas y urbanas. (Minedu, 2006, p.60).

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, p.60).

- 3. Estudios de suelos:** Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar. (Minedu, 2006, p.60).
- 4. Cimentación:** Las Cimentaciones son las bases que sirven de sustentación al edificio; se calculan y proyectan teniendo en consideración varios factores tales como la composición y resistencia del terreno, las cargas propias del edificio y otras cargas que inciden, tales como el efecto del viento o el peso de la nieve sobre las superficies expuestas a los mismos.
- 5. Infraestructura:** Es toda construcción o elemento que rodea y soporta a las estructuras, un claro ejemplo es los canales de suministro de agua potable y desalojo de aguas contaminadas oscuras, plantas de tratamiento de aguas oscuras, centrales hidroeléctricas, carreteras, presas. Las infraestructuras en construcciones civiles serán las obras necesarias para que la ciudad o región. (Minedu, 2006, p.62).
- 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, p.62).

7. Memoria de cálculo: Es un procedimiento descrito de forma detallada de cómo se realizaron los cálculos de las ingenierías que intervienen en el desarrollo de un proyecto de construcción. (Minedu, 2006, p.62).

8. Modelamiento: Distribución de los elementos verticales de soporte en una estructura, que permite elegir un sistema apropiado para el envidado, asimismo la distribución interna de espacios y funciones. También llamada configuración estructural. (Minedu, 2006, p.62).

9. Presupuesto: Es la tasación o estimación económica “a priori” de un producto o servicio. (Minedu, 2006, p.62).

10. Programa etabs: Es un programa casi similar que el SAP2000, cual pertenecen a la misma compañía CSI (computer & structures, INC), apoyados bajo el sistema operativo Windows 2000, Windows NT, Windows XP Y W7. (Minedu, 2006, p.62)

11. Sismicidad: Es el estudio de los movimientos de alta o baja sismicidad, lo cual tiene relación con las frecuencias de las vibraciones del suelo las cuales ocurren en un lugar determinado. (Minedu, 2006, p.62).

12. Topografía: Técnica que consiste en describir y representar en un plano la superficie o el relieve de un terreno. (Minedu, 2006, p.62)

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

Si es factible realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

2.5.2. Hipótesis específicos

a) Realizar el procedimiento del modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo – Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo – Junín.

b) Realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo – Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo – Junín.

c) Realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo – Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo – Junín.

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 de los servicios municipales.

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 de los servicios municipales

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 del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.

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 Satipo.

3.5.2. Muestra

La muestra poblacional fue el modulo del palacio municipal de Satipo.

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 documentario.
- 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, Safe y Etabs para el modelamiento de la estructura y finalmente se usó el excel para realizar cuadros comparativos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados específicos

4.1.1. Resultados del procedimiento del modelo matemático para el análisis y diseño del modulo

1.- Creación y asignación de estados de carga:

a.- **Carga muerta:** Peso propio calculado por el metrado automático del software de los diferentes elementos estructurales.

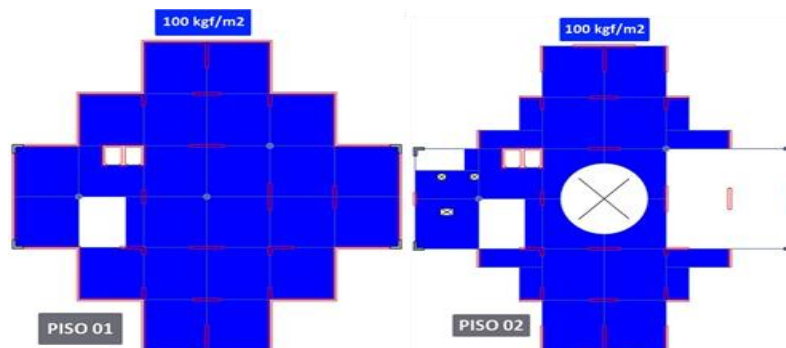
✓ Acabados en todos los elementos de 100 kgf/m².

✓ Peso del agua del tanque elevado 2500 kgf/m².

✓ Peso de cuarto de máquina 600 kgf/m².

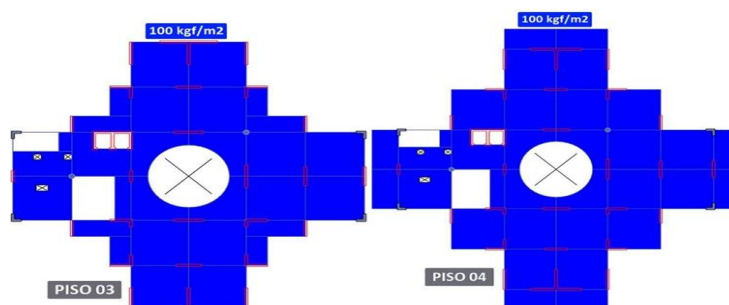
Para el caso de las vigas donde cargaran tabiquería con ladrillo pandereta se considera una carga de 600kgf/m.

Figura 13- Asignación de carga muerta piso 01-02.



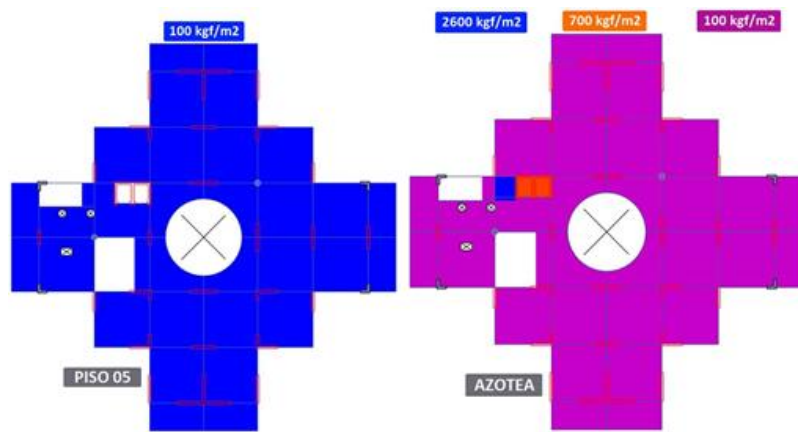
Fuente: Elaboración propia.

Figura 14- Asignación de carga muerta piso 03-04.



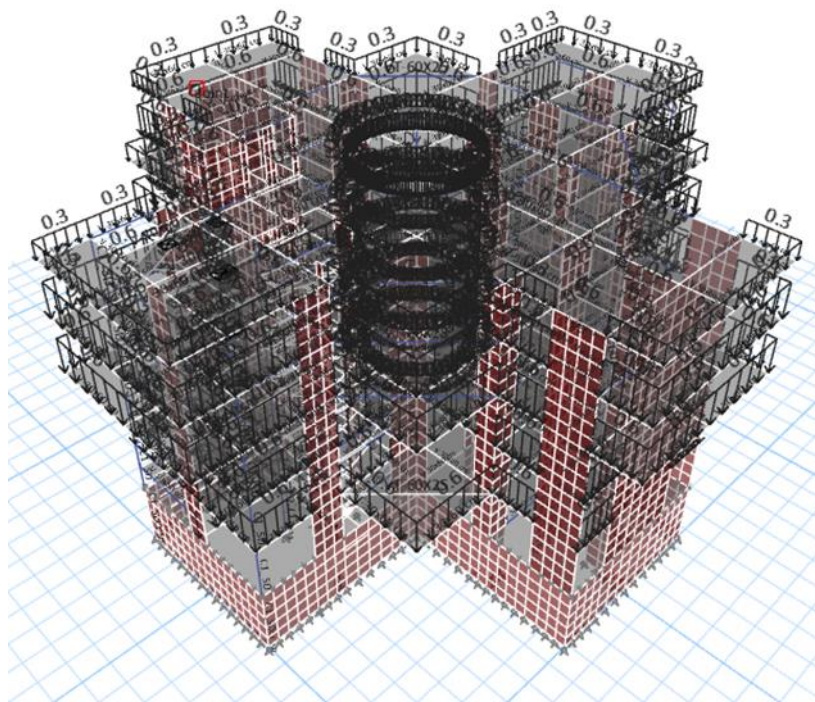
Fuente: Elaboración propia.

Figura 15- Asignación de carga muerta piso 05-azotea.



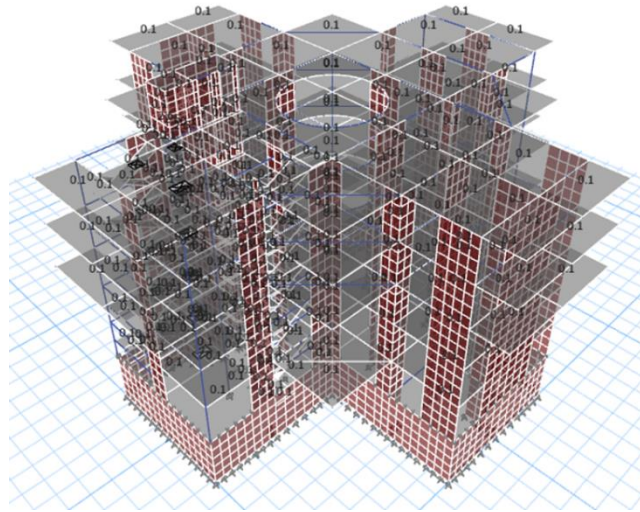
Fuente: Elaboración propia.

Figura 16- Asignación de carga muerta distribuida.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 17- Asignación de carga muerta uniforme respecto a la gravedad.

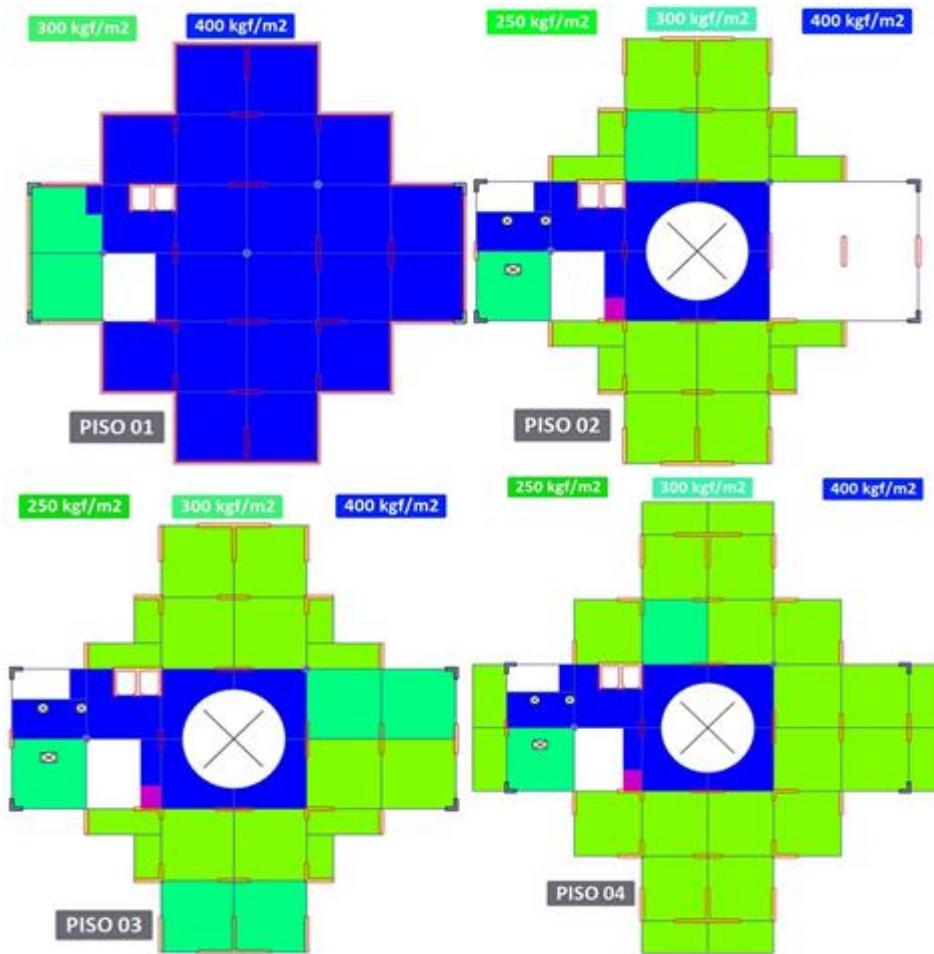


Fuente: Elaboración propia.

b.- Carga viva:

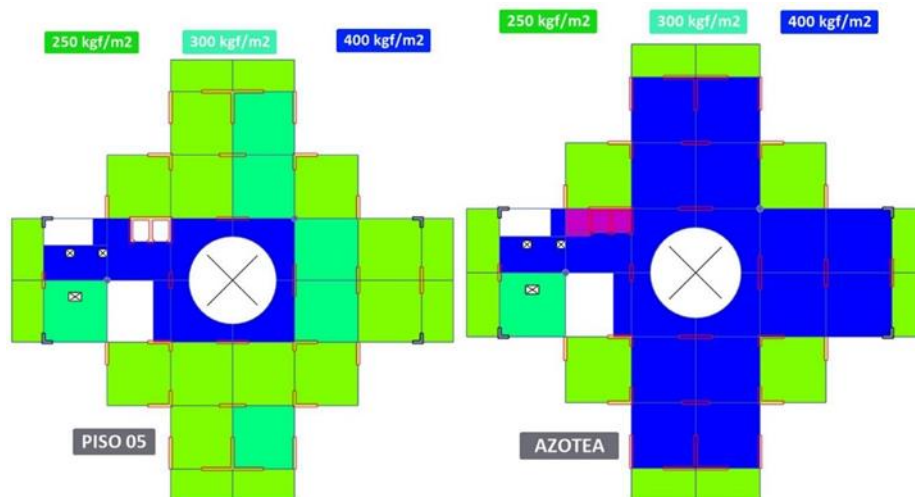
- ✓ Piso 01: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 300 kgf/m² y 400 kgf/m².
- ✓ Piso 02: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 250 kgf/m², 300 kgf/m² Y 400 kgf/m².
- ✓ Piso 03: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 250 kgf/m², 300 kgf/m² Y 400 kgf/m².
- ✓ Piso 04: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 250 kgf/m², 300 kgf/m² Y 400 kgf/m².
- ✓ Piso 05: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 250 kgf/m², 300 kgf/m² Y 400 kgf/m².
- ✓ Azotea: Se tiene sobrecargas acordes al uso según la arquitectura de 250 kgf/m², 300 kgf/m² Y 400 kgf/m².

Figura 18- Asignación de carga viva piso 01-04.



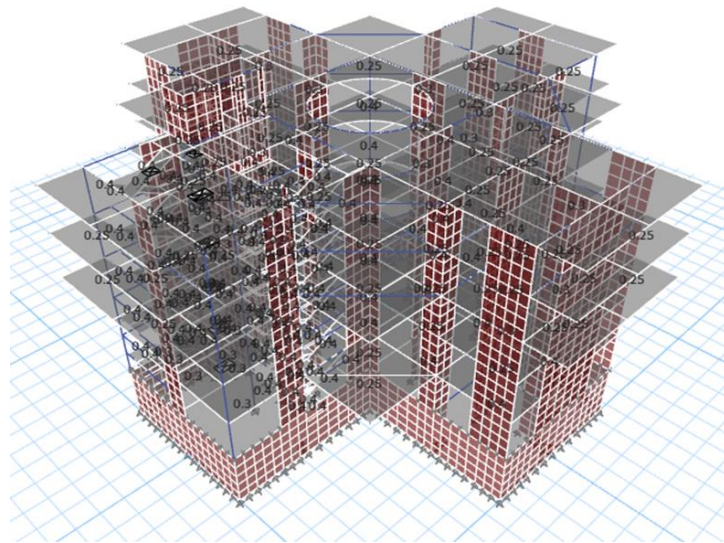
Fuente: Elaboración propia.

Figura 19- Asignación de carga viva piso 05-azotea.



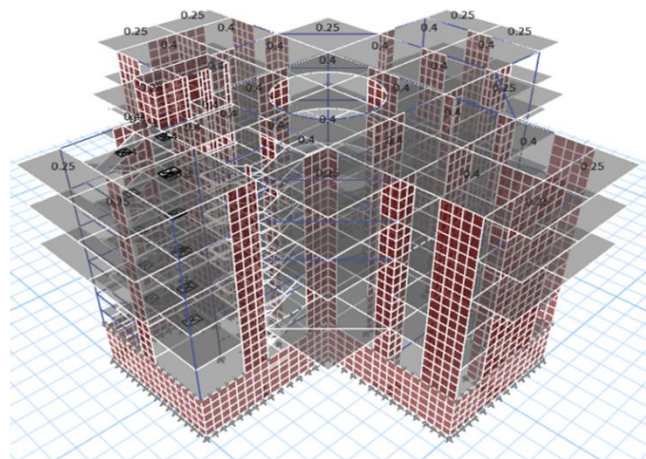
Fuente: Elaboración propia.

Figura 20- Asignación de carga viva entrepiso uniforme respecto a la gravedad.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 21- Asignación de carga viva distribuida techo respecto a la gravedad.



Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Cobertura: Se tiene sobrecargas acordes al reglamento para este tipo de estructura de 30 kgf/m².

Para el caso de la cobertura metálica se tiene cargas críticas de viento generando presión y succión debido a la forma geométrica de este.

Tabla 6 – Análisis por viento en techo metálico.

Velocidad de diseño →

V (Km/h)=	75 Km/h	→Velocidad de diseño hasta 10m de a Km/h.
h (m)=	21.60 m	→Altura sobre el terreno en m.
Vh (Km/h) =	89 km/h	→Velocidad de diseño en la altura h e
Ángulo de inclinación	0	grados

Cargas en el techo metálico

→ Se considera los dos casos críticos tanto de presión y succión.

→ Esta carga es la predominante para una estructura liviana como está, obviando la consideración de sismo proveniente de la estructura principal.

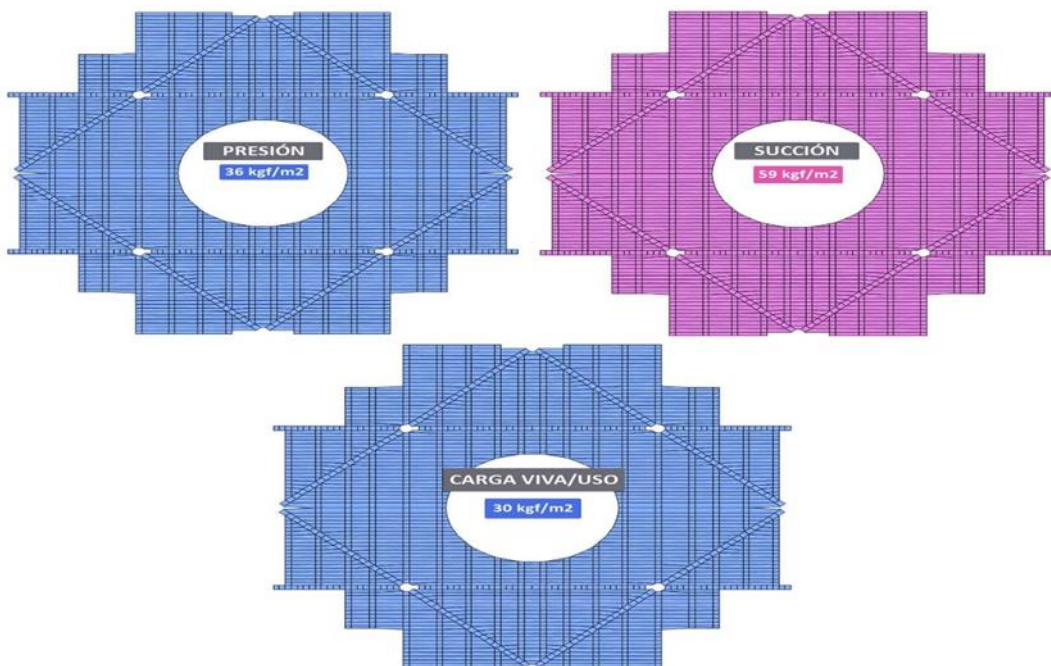
PresiónSucción

Factor de forma externo, Ce =	0.30	-0.70
Factor de forma interno, Ci =	-0.60	0.80

Factor de forma, C (caso crítico) → 0.90 -1.50

Fuente: Elaboración propia.

Figura 22- Asignación de carga viva - vientos.



Fuente: Elaboración propia.

2.- Parámetros de diseño sísmico: Conforme a lo establecido en la Norma E-030 [Diseño Sismorresistente] y el Estudio de Mecánica de Suelos elaborado por INGEOTECNIK Ingenieros Geotecnik E.I.R.L (Ing. Mg. Francisco E. Oropeza Ascarza, CIP N° 130640), se tiene:

a.- Parámetros de sitio: El territorio nacional se considera dividido en las siguientes zonas:

Figura 23- Mapa de peligro sísmico.



ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Elaboración propia.

El proyecto se encuentra ubicado en la Provincia de Satipo, Departamento de Junín, por lo tanto:

Zona 02 (Z2): $Z=0.25$

Este factor se interpreta como la aceleración máxima de terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

b.- Condiciones geotécnicas: Según estudio de suelos, se considerará un suelo tipo S3:

Suelo blando (S3): $S = 1.20$

Período de Vibración del Suelo, $T_p = 1.00$ s

Período de Transición, $T_L = 1.60$ s

Tabla 7 – Factores de suelo y periodos.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _i "				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _i (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Elaboración propia.

c.- Categoría de la edificación: Estructura Esencial (A2), $U=1.5$.

d.- Sistema estructural: Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la siguiente tabla de la norma E030 Diseño Sismorresistente.

Tabla 8 – Sistemas estructurales.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R _o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos Dual	8
De muros estructurales	7
Muros de ductilidad limitada	6
	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la estructuración planteada se tiene:

Factor básico de Reducción de fuerzas sísmicas, $R_o = 6.0$ *

* Valor inicial de "R_o" que será modificado conforme a las irregularidades particulares de la estructura.

e.- Factor de amplificación sísmica: Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica se define como:

$$\begin{array}{ll} T < T_P & C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Donde:

T_p: periodo que define la plataforma del factor C.

T_L: Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

T: Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

3.- Irregularidad en altura:

a.- Irregularidad de rigidez – piso blando: Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Tabla 9 – Irregularidad de rigidez – piso blando dirección X-X.

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO									
DIRECCIÓN X-X (Caso Inicial)									
Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	70% Kentrepiso	80%K promedio de los 3 pisos superiores	Verificación con 70%	Verificación con 80%	Conclusión
		tonf	m	tonf/m					
Azotea	SEX	3.47	0.003	87054.504	60938.1528	----	----	----	No Existe
Nivel 4	SEX	6.92	0.004	164072.625	114850.8375	----	No existe	----	
Nivel 3	SEX	949.53	0.004	235382.299	164767.6093	129735.8475	No existe	----	
Nivel 2	SEX	1097	0.003	331068.025	231747.6175	194806.1197	No existe	No existe	
Nivel 1	SEX	1164	0.001	774918.212	542442.7484	----	No existe	No existe	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10 – Irregularidad de rigidez – piso blando dirección Y-Y.

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO									
DIRECCIÓN Y-Y (Caso Inicial)									
Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y	70% Kentrepiso	80%K promedio de los 3 pisos superiores	Verificación con 70%	Verificación con 80%	Conclusión
		tonf	m	tonf/m					
Azotea	SEX	294	0.003	83296.315	58307.4205	----	----	----	No Existe
Nivel 4	SEX	588	0.004	151505.448	106053.8136	----	No existe	----	
Nivel 3	SEX	807	0.004	207423.636	145196.5452	117926.7731	No existe	----	
Nivel 2	SEX	933	0.003	288002.301	201601.6107	172515.036	No existe	No existe	
Nivel 1	SEX	990	0.001	733712.498	----	----	No existe	No existe	

Fuente: Elaboración propia.

b.- Irregularidades de resistencia – piso débil: Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 11 – Irregularidad de resistencia – piso débil dirección X-X.

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL									
DIRECCIÓN X-X(Caso Inicial)									
Story	Load Case/Com	Location	P	VX	VX (absoluto)	normal	extrema		
			tonf	tonf	tonf				
Azotea	SEX	Bottom	0	-271.00	271.00	216.80	No Existe	176.15	No Existe
Nivel 4	SEX	Bottom	0	-523.72	523.72	418.97		340.41	
Nivel 3	S	Bottom	0	-712.37	712.37	569.90		463.04	
Nivel 2	S	Bottom	0	-819.75	819.75	655.80		532.83	
Nivel 1	S	Bottom	0	-867.60	867.60	694.08		563.94	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12 – Irregularidad de resistencia – piso débil dirección Y-Y.

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL									
DIRECCIÓN Y-Y (Caso Inicial)									
Story	Load Case/Comb	Location	P	VY	VY (absoluto)	normal	extrema		
			tonf	tonf	tonf				
Azotea	SEY	Bottom	0	-271.00	271.00	216.80	No Existe	176.15	No Existe
Nivel4	S	Bottom	0	-523.72	523.72	418.97		340.41	
Nivel3	S	Bottom	0	-712.37	712.37	569.90		463.04	
Nivel2	S	Bottom	0	-819.75	819.75	655.80		532.83	
Nivel1	S	Bottom	0	-867.60	867.60	694.08		563.94	

Fuente: Elaboración propia.

c.- Irregularidad extrema de rigidez: Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Tabla 13 – Irregularidad extrema de rigidez – dirección X-X.

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ									
DIRECCIÓN X-X (Caso Inicial)									
Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	60% Kentrepiso	70%K promedio de los 3 pisos superiores	Verificación con 60%	Verificación con 70%	Conclusión
		tonf	m	tonf/m					
Azotea	SEX	271	0.003	79280	47568	----	----	----	No Existe
Nivel4	SEX	524	0.004	139924	83955	----	No existe	----	
Nivel3	SEX	712	0.004	198723	119234	97516	No existe	----	
Nivel2	SEX	820	0.003	316241	189745	152807	No existe	No existe	
Nivel1	SEX	868	0.001	612041	----	----	No existe	No existe	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14 – Irregularidad extrema de rigidez – dirección Y-Y.

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ									
DIRECCIÓN Y-Y (Caso Inicial)									
Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y	60% Kentrepiso	70%K promedio de los 3 pisos superiores	Verificación con 60%	Verificación con 70%	Conclusión
		tonf	m	tonf/m					
Azotea	SEY	271	0.004	74759	44855	----	----	----	No Existe
Nivel4	SEY	524	0.004	132458	79475	----	No existe	----	
Nivel3	SEY	712	0.004	178029	106818	89891	No existe	----	
Nivel2	SEY	820	0.003	263444	158066	133917	No existe	No existe	
Nivel1	SEY	868	0.002	545139	----	----	No existe	No existe	

Fuente: Elaboración propia.

d.- Irregularidad de masa o peso: Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 15 – Irregularidad de masa o peso.

Story	Load Case/Combo	Location	P	MX	MY	Peso por piso tonf	valor limite		Conclusión
			ton	tonf-	tonf-		1.5		
Tech	Peso Sísmico	Botto	46	1037	-378	46	---	---	No Existe
Azot	Peso Sísmico	Botto	91	1682	-	8	---	0.9	
Nivel	Peso Sísmico	Botto	181	3283	-	8	1.0	1.0	
Nivel	Peso Sísmico	Botto	269	4877	-	8	1.0	1.1	
Nivel	Peso Sísmico	Botto	345	6233	-	7	0.8	1.1	
Nivel	Peso Sísmico	Botto	412	7447	-	674	0.8	---	

Fuente: Elaboración propia.

e.- Irregularidad geométrica vertical: La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 16 – Irregularidad geométrica vertical.

Dirección	Dimension en planta (m)	Dimension piso adyacente (m)	Si es mayor a 1.3 existe	
Sismo X	36	36	1.000	No existe
Sismo Y	36	36	1.000	No existe

Fuente: Elaboración propia.

f.- Discontinuidad en los sistemas resistentes: Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Tabla 17 – Discontinuidad en los sistemas resistentes / extrema.

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES / EXTREMA		
		Ia
Conclusión	Dirección X-X	1
	Dirección Y-Y	1

No existe un desalineamiento de los elementos resistentes.

Fuente: Elaboración propia.

4.- Irregularidad en planta:

a.- Irregularidad torsional: Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 (E-030 Diseño Sismorresistente).

b.- Irregularidad torsional extrema: Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50%

del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 (E030 Diseño Sismorresistente).

Tabla 18 – Irregularidad torsional X-X normal y extrema.

IRREGULARIDAD TORSIONAL X-X / NORMAL Y EXTREMA									
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift promedio	Comparativa
					m	m	m	m	
Azotea	Deriva XX [Din] Max	X	0.0051	255	12	-3	18	0.0040	1.27
Nivel 4	Deriva XX [Din] Max	X	0.0057	255	12	-3	14.4	0.0045	1.27
Nivel 3	Deriva XX [Din] Max	X	0.0057	33	21.2	0	10.8	0.0046	1.22
Nivel 2	Deriva XX [Din] Max	X	0.0051	638	22.0333	0	7.2	0.0041	1.22
Nivel 1	Deriva XX [Din] Max	X	0.0033	631	22.8667	0	3.6	0.0029	1.11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19 – Irregularidad torsional Y-Y normal y extrema.

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y-Y / NORMAL Y EXTREMA									
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	Y	X	Z	Drift promedio	Comparativa
					m	m	m	m	
Azotea	Deriva YY [Din] Max	Y	0.0043	252	38.7	12	18	0.0039	1.11
Nivel 4	Deriva YY [Din] Max	Y	0.0047	252	38.7	12	14.4	0.0043	1.10
Nivel 3	Deriva YY [Din] Max	Y	0.0047	87	35.7	19.1	10.8	0.0044	1.07
Nivel 2	Deriva YY [Din] Max	Y	0.0042	1015	35.7	18.475	7.2	0.0040	1.05
Nivel 1	Deriva YY [Din] Max	Y	0.0031	55	0	17.1	3.6	0.0030	1.01

Fuente: Elaboración propia.

c.- Irregularidad de esquina entrante: La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

Tabla 20 – Irregularidad de esquina entrantes.

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES			
	Planta	esquinas entrantes	Si es mayor que 20 % existe esquinas entrantes
Direccion X	36	6	17%
Direccion Y	36	6	17%

Fuente: Elaboración propia.

d.- Discontinuidad del diafragma: La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

Tabla 21 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.

IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA						
	1ra restricción		2da restricción		si es menor de 25%	
	Área bruta diafragma	Abertura máxima	Long de diafragma	discontinuidad diafragma		
Dirección X	780	133.38	36	2	6%	Existe
Dirección Y			36	14	39%	No existe
No Existe						

Fuente: Elaboración propia.

e.- Discontinuidad de sistemas no paralelos: Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

Tabla 22 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.

IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS		
		Ip
Conclusión	Dirección X-X	1 /No Existe
	Dirección Y-Y	1 /No Existe

Fuente: Elaboración propia.

5.- Resumen de irregularidades: Se solucionaron todas las irregularidades a excepción de una debido a la configuración arquitectónica en el piso 2 (irregularidad por discontinuidad del diafragma), por lo tanto para seguir considerando la concepción de

diafragma rígido (movimiento unificado de los elementos de la losa, sin deformación en el plano de la losa y correcta distribución de las fuerzas inerciales de la losa a los diferentes elementos resistentes) se solucionó con la incursión de placas que permitan la concepción del diafragma rígido y eviten una deformación excesiva lateral en sentido de las aberturas para no sobreesforzar a las losas.

Tabla 23 – Irregularidad de discontinuidad del diafragma.

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN LA EDIFICACIÓN			
IRREGULARIDADES EN ALTURA	Caso	Dirección XX	Dirección YY
		Ia	Ia
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez - Piso Blando	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	No Existe	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No Existe	1.00	1.00
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad, Ia =		1.00	1.00
IRREGULARIDADES EN PLANTA	Caso	Ip	Ip
Irregularidad Torsional	No Existe	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	No Existe	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	No Existe	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	Existe	0.85*	1.00
Sistemas no Paralelos	No Existe	1	1.00
Irregularidad, Ip =		0.85	1.00

Fuente: Elaboración propia.

6.- Espectro de respuesta:

Tabla 24 – Espectro de respuesta sísmica para edificaciones.

ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA PARA EDIFICACIONES - RNE E.030 [Diseño Sismorresistente]		
PARÁMETROS:		
#	Descrip_Sistema	R ₀
1	*Concreto Armado - Pórticos*	8
2	*Concreto Armado - Dual*	7
3	*Concreto Armado - Muros Estructurales*	6
4	*Edif. de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)*	4
5	*Albañilería Armada o Confinada*	3
6	*Acero - Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)*	8
7	*Acero - Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)*	5
8	*Acero - Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)*	4
9	*Acero - Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)*	7
10	*Acero - Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)*	4
11	*Acero - Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)*	8
12	*Madera** *	7

$$\text{Parámetros_Zona} := \begin{bmatrix} \text{"Zona"} & \text{"Z"} \\ \text{"Z4"} & 0.45 \\ \text{"Z3"} & 0.35 \\ \text{"Z2"} & 0.25 \\ \text{"Z1"} & 0.10 \end{bmatrix}$$

$$\text{Categoría_Us} := \begin{bmatrix} \text{"Categoría"} & \text{"U"} \\ \text{"A1"} & 1.00 \\ \text{"A2"} & 1.50 \\ \text{"B"} & 1.30 \\ \text{"C"} & 1.00 \\ \text{"D"} & \text{"..."} \end{bmatrix}$$

$$\text{Parámetros_Suelo} := \begin{bmatrix} \text{"Zona"} & \text{"S0"} & \text{"S1"} & \text{"S2"} & \text{"S3"} \\ \text{"Z4"} & 0.80 & 1.00 & 1.05 & 1.10 \\ \text{"Z3"} & 0.80 & 1.00 & 1.15 & 1.20 \\ \text{"Z2"} & 0.80 & 1.00 & 1.20 & 1.40 \\ \text{"Z1"} & 0.80 & 1.00 & 1.60 & 2.00 \end{bmatrix}$$

$$\text{TP_TL} := \begin{bmatrix} \text{"..."} & \text{"S0"} & \text{"S1"} & \text{"S2"} & \text{"S3"} \\ \text{"TP"} & 0.30 \text{ s} & 0.40 \text{ s} & 0.60 \text{ s} & 1.00 \text{ s} \\ \text{"TL"} & 3.00 \text{ s} & 2.50 \text{ s} & 2.00 \text{ s} & 1.60 \text{ s} \end{bmatrix}$$

DATOS DE ESTUDIO:

Factor de Zonificación Sísmica: Zona := "Z2" Factor de Importancia o Uso Sísmico: Categoría := "A2"

Z = 0.25 U = 1.50

Factor de Suelo: Perfil_Suelo := "S3"

S = 1.40 TP = 1.00 s TL = 1.60 s

SISMO XX	SISMO YY
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas: Sistema_Estruct_XX := 3	Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas: Sistema_Estruct_YY := 3
R _{0_XX} = 6.00	R _{0_YY} = 6.00
I _{o_XX} = 1.00 I _{p_XX} = 0.85	I _{o_YY} = 1.00 I _{p_YY} = 1.00
R _{XX} := R _{0_XX} · I _{o_XX} · I _{p_XX} = 5.10	R _{YY} := R _{0_YY} · I _{o_YY} · I _{p_YY} = 6.00
Período de la Estructura: T _{XX} = 0.413 s	Período de la Estructura: T _{YY} = 0.442 s
Factor de amplificación Sísmica: C _{XX} = 2.50	Factor de amplificación Sísmica: C _{YY} = 2.50
Coeficiente para Análisis Estático: Cof_Est_XX := $\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_{XX}}{R_{XX}} = 0.2574$	Coeficiente para Análisis Estático: Cof_Est_YY := $\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_{YY}}{R_{YY}} = 0.2188$

Cristian Wilmer Avellaneda Rodríguez
— Análisis, Diseño y Construcción.

Página 1

Espectro de Respuesta Sísmica para Edificaciones

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25 – Espectro de respuesta sísmica para edificaciones.

Factor de escala para Espectro de Diseño:

$$F_{Esc_XX} = 1.165$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot S}{R_{XX}} g = 1.00951 \frac{m}{s^2}$$

Proyecto de Local Municipal - Satipo (Z2).

- Descrp_Estruct = "Edificación Esencial"
- Descrp_Suelo = "Suelo Blando, S3"
- Sistema_Estruct_XX = "Concreto Armado - Muros Estructurales"
- Sistema_Estruct_YY = "Concreto Armado - Muros Estructurales"

Factor de escala para Espectro de Diseño:

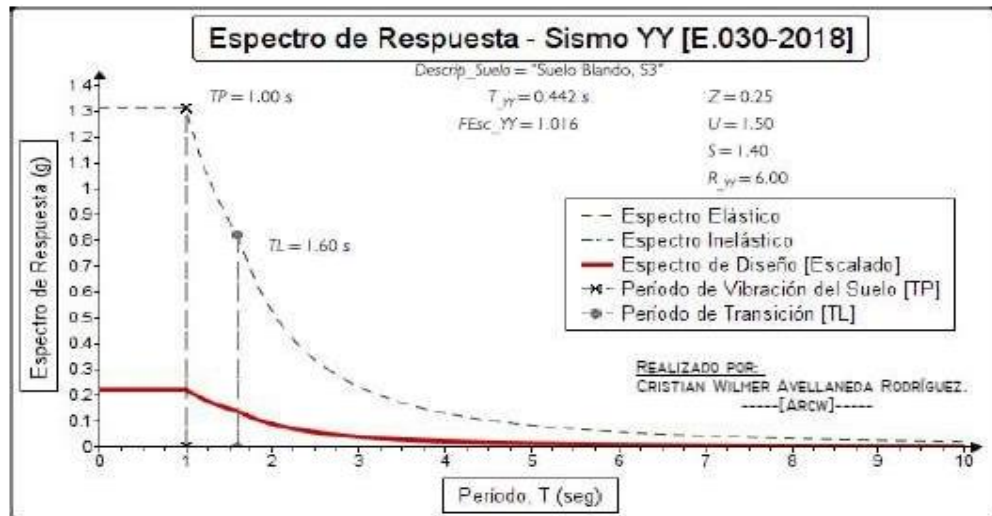
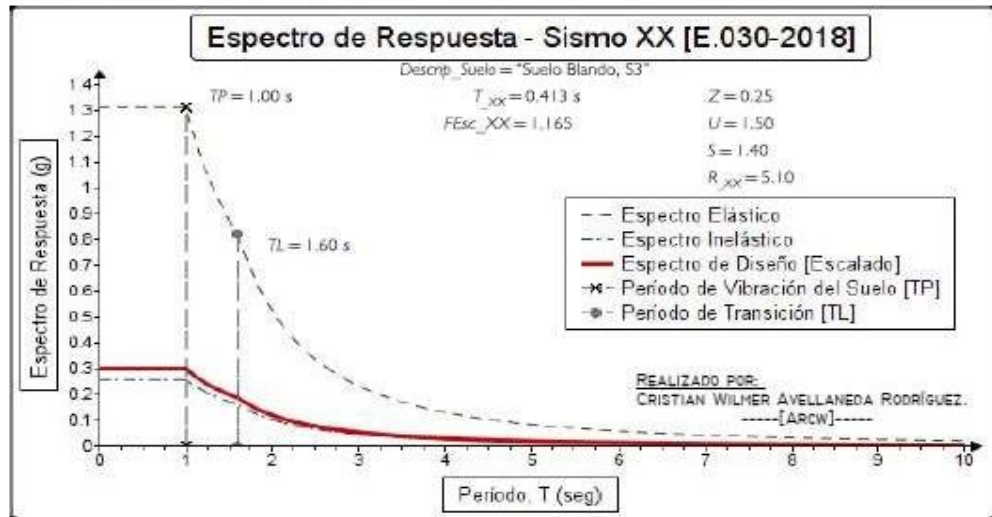
$$F_{Esc_YY} = 1.016$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot S}{R_{YY}} g = 0.85808 \frac{m}{s^2}$$

Factor para cálculo de drift:

$$F_Deriva_XX = 0.85 \cdot R_{XX} = 4.335$$

$$F_Deriva_YY = 0.75 \cdot R_{YY} = 4.500$$



Fuente: Elaboración propia.

7.- Factor de escala y parámetros sísmicos: Para el caso de volados importantes de este proyecto (tres metros, cuatro metros) se está considerando la participación de un sismo vertical adicional a los movimientos horizontales ortogonales conforme a las recomendaciones de la Norma Peruana E.030 [Diseño Sismorresistente].

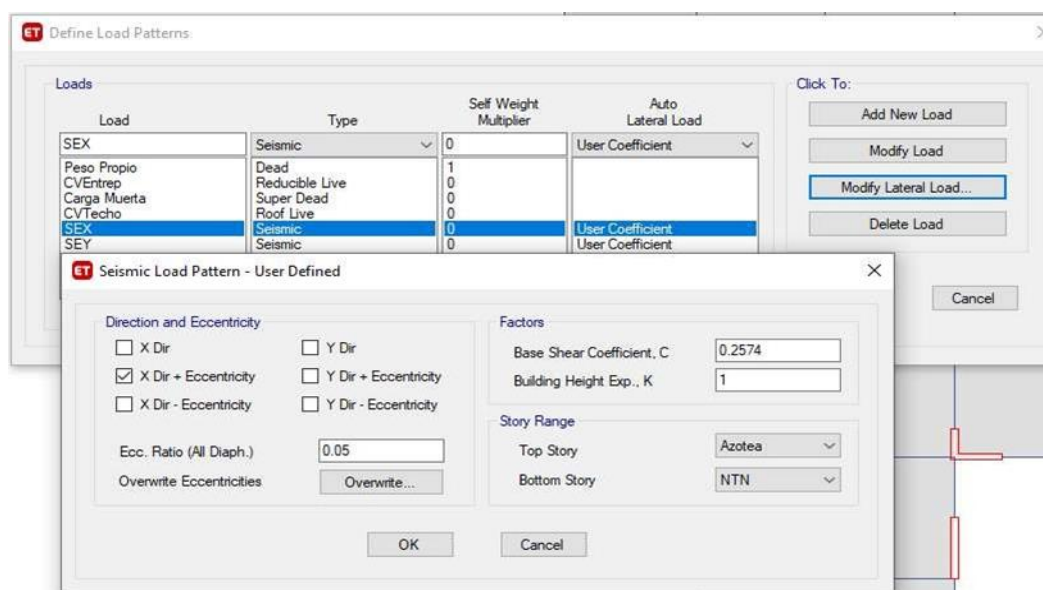
Tabla 26 – Análisis sísmico estático y dinámico – diseño/factor de escala.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO - DISEÑO / FACTOR DE ESCALA							
DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y				
Z =	0.25	Coficiente Estático (ZUCS/R)	0.257	Z =	0.25	Coficiente Estático (ZUCS/R)	0.219
U =	1.50	Peso de Edificación (Tonf)	4573.500	U =	1.50	Peso de Edificación (Tonf)	4573.500
S =	1.40	Cortante Estática (Tonf)	1177.004	S =	1.40	Cortante Estática (Tonf)	1000.453
T _p =	1.00	Cortante Dinámica (Tonf)	908.984	T _p =	1.00	Cortante Dinámica (Tonf)	787.672
T _L =	1.60	Cortante Mínima (Tonf)	1059.303	T _L =	1.60	Cortante Mínima (Tonf)	800.362
T _X =	0.413	Factor de Escala	1.165	T _Y =	0.442	Factor de Escala	1.016
C _X =	2.50	>	0.11	C _Y =	2.50	>	0.11
R _o =	6.00	Ok		R _o =	6.00	Ok	
I _a =	1.00			I _a =	1.00		
I _p =	0.85			I _p =	1.00		
R =	5.10			R =	6.00		
C _X /R _X =	0.490			C _Y /R _Y =	0.417		

Fuente: Elaboración propia.

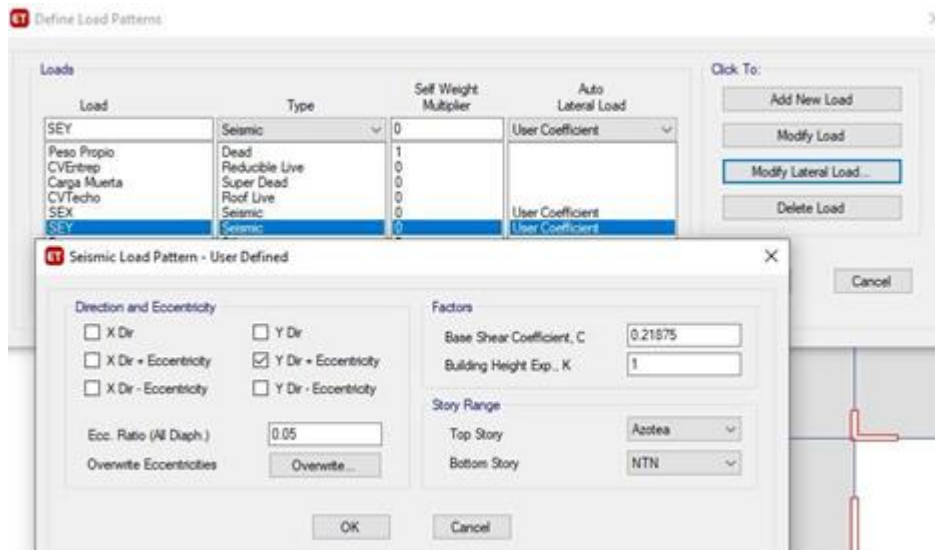
8.- Creación de sismo estático:

Tabla 27 – Creación de sismo estático dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia.

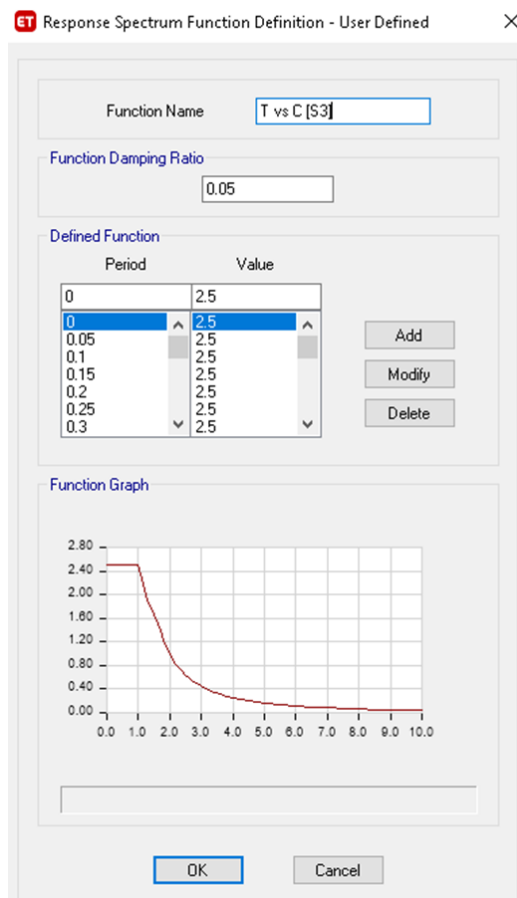
Tabla 28 – Creación de sismo estático dirección Y-Y.



Fuente: Elaboración propia.

9.- Creación de sismo dinámico espectral:

Tabla 29 – Espectro de respuesta en etabs.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30 – Espectro de respuesta en etabs dirección X-X/Z-Z.

Load Case Data

General

Load Case Name: SDX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous ([Categoría A])

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	T vs C [S3]	1.0094
Acceleration	U3	T vs C [S3]	0.6729

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31 – Espectro de respuesta en etabs dirección Y-Y/Z-Z.

Load Case Data

General

Load Case Name: SDY

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous ([Categoría A])

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	T vs C [S3]	0.858
Acceleration	U3	T vs C [S3]	0.572

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

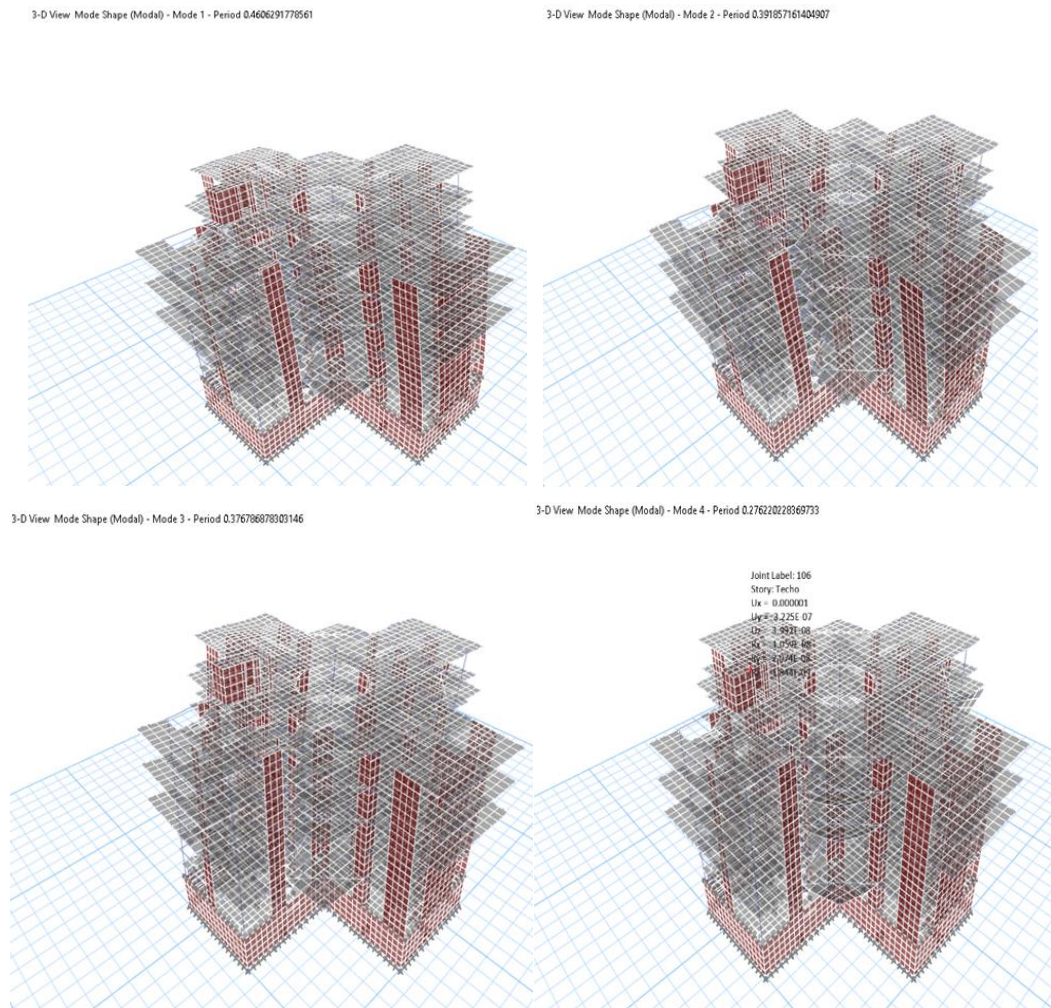
OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

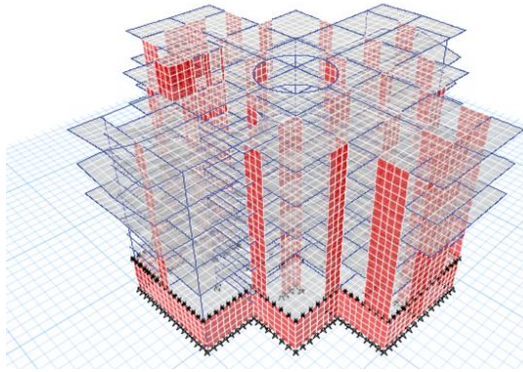
10.- Modos de vibración: El programa de cómputo utilizado (ETABS), determina las rigidices y calcula las frecuencias naturales y los módulos de vibración de las estructuras.

La Norma E-030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

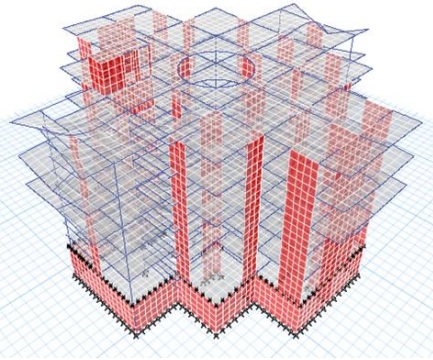
Figura 24- Representación modal.



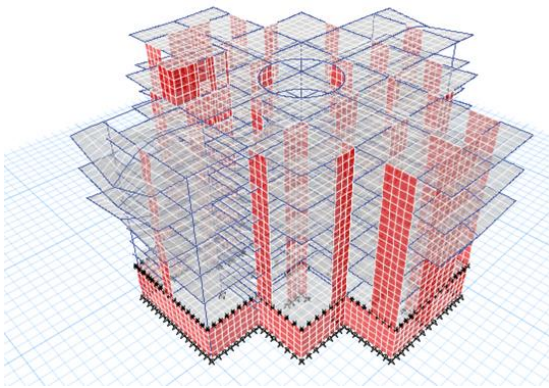
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 5 - Period 0.16855937239002



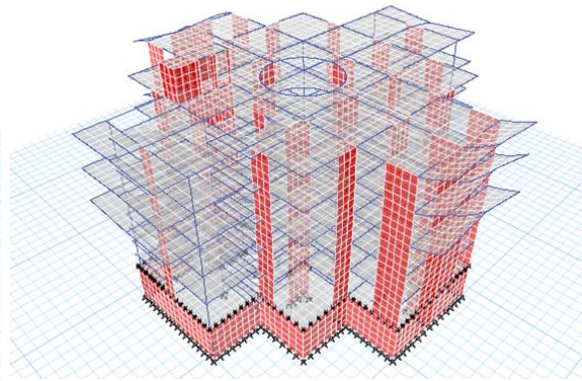
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 6 - Period 0.16115202237629



3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 7 - Period 0.154173175013682



3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 8 - Period 0.14488033880725



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32 – Model direction factors.

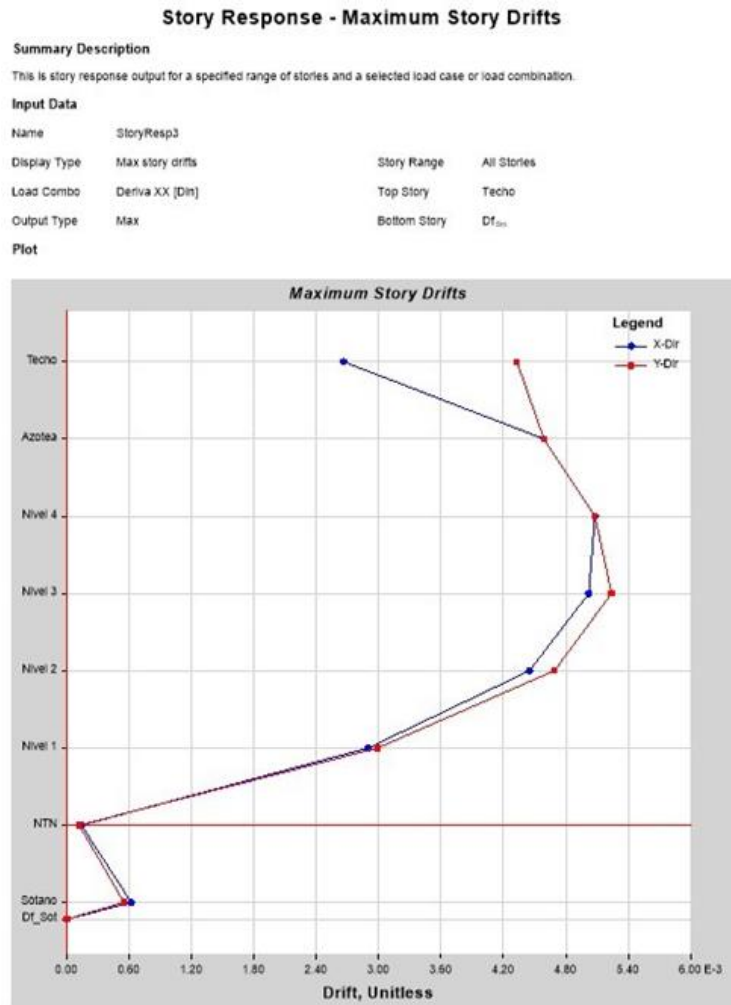
TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0.461	0	0.995	0	0.005
Modal	2	0.392	0.303	0.009	0	0.688
Modal	3	0.377	0.695	0.004	0	0.302
Modal	4	0.276	0.018	0.012	0.97	0
Modal	5	0.276	0.6	0.384	0.014	0.002
Modal	6	0.273	0.191	0.082	0.726	0
Modal	7	0.26	0.046	0.047	0.907	0
Modal	8	0.251	0.045	0.104	0.852	0
Modal	9	0.249	0.069	0.004	0.925	0.001
Modal	10	0.227	0.01	0.022	0.963	0.005
Modal	11	0.172	0.083	0.141	0.673	0.103
Modal	12	0.161	0.013	0.004	0.98	0.003
Modal	13	0.151	0.003	0.799	0.189	0.009
Modal	14	0.139	0.023	0.718	0.238	0.021
Modal	15	0.108	0.001	0.997	0	0.001
Modal	16	0.094	0.984	0.001	0.011	0.004
Modal	17	0.089	0.097	0.002	0.9	0.001
Modal	18	0.054	0.051	0.004	0.944	0.001
Modal	19	0.046	0.396	0.56	0.006	0.038
Modal	20	0.042	0.402	0.579	0.014	0.005

Fuente: Elaboración propia.

11.- Control de desplazamientos:

a.- **Dirección X-X:** Se observa que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (drift) es de $0.005 < 0.007$ cumpliendo una resistencia y rigidez dentro de los límites condicionados por la Norma.

Figura 25- Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo dinámico X-X.



Fuente: Elaboración propia.

b.- **Dirección Y-Y:** Se observa que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (drift) es de $0.0046 < 0.007$ cumpliendo una resistencia y rigidez dentro de los límites condicionados por la Norma.

Figura 26- Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo dinámico X-X.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Norma Técnica de diseño sismorresistente (NTP E030), los desplazamientos laterales permisibles son los siguientes:

Tabla 33 – Límites para la distorsión del entrepiso.

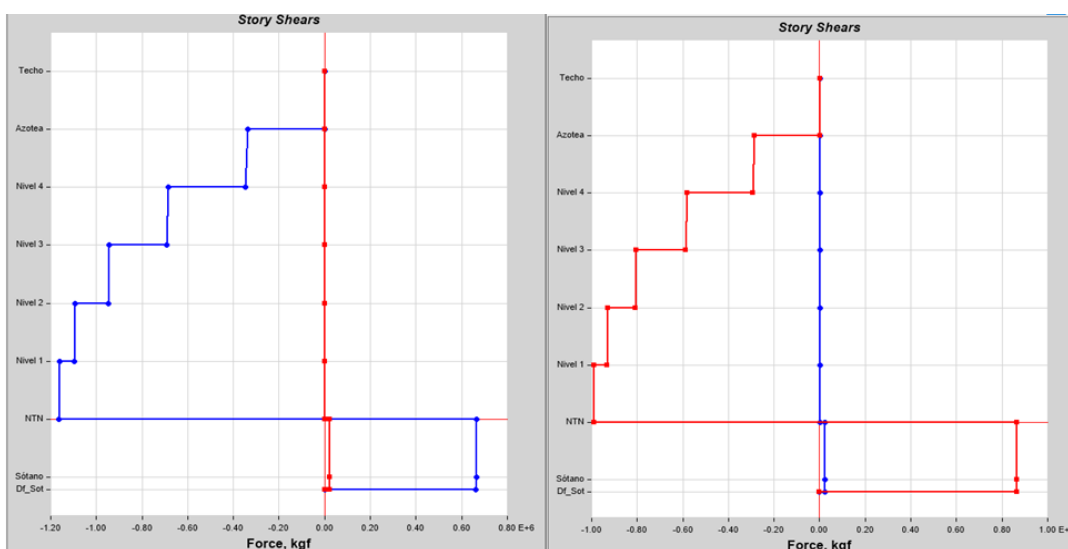
Material Predominante	(Δ_j / h_{ej})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Elaboración propia.

12.- Fuerzas cortantes: En base a los resultados obtenidos, se muestra las fuerzas cortantes:

Fuerzas cortantes por piso obtenidos del análisis estático:

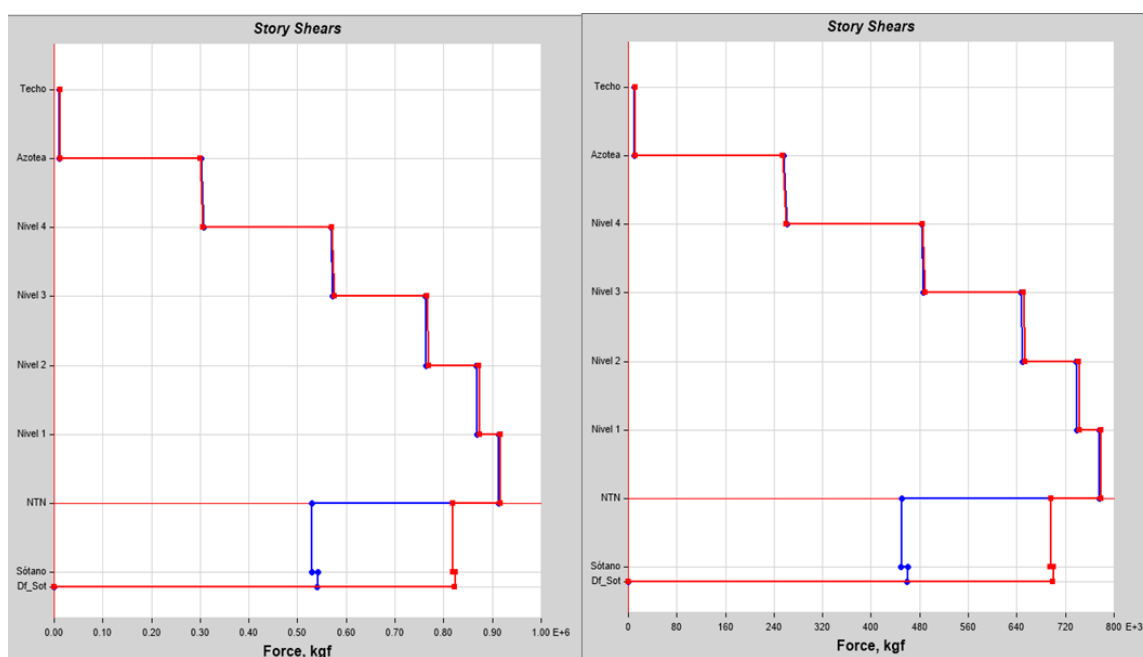
Figura 27- Diagramas de cortantes por piso.



Fuente: Elaboración propia.

Fuerzas cortantes por piso obtenidos del análisis dinámico:

Figura 28- Diagramas de cortantes por piso.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34 – Reacciones en la base de la estructura.

TABLE: Reacciones en la base de la estructura					
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
				kgf	kgf
SEX	LinStatic			-1164093.28	0
SEY	LinStatic			0	-989298.39
SDX	LinRespSpec	Max		1005729.55	975762.67
SDY	LinRespSpec	Max		854880.09	829407.94

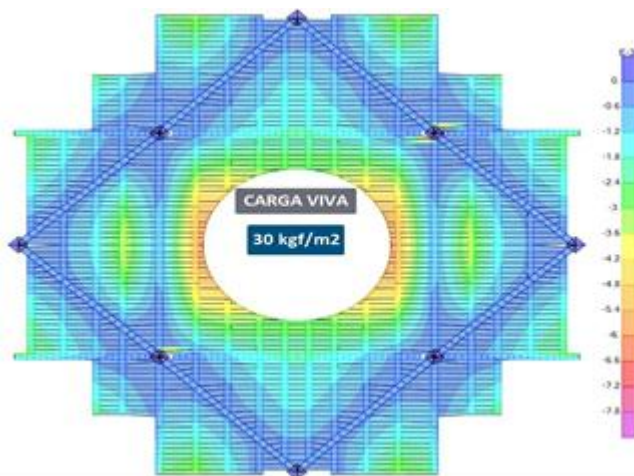
Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Resultados del diseño de la superestructura del modulo

1.- Cobertura metálica:

a.- **Control de deflexiones:** Se muestra para diferentes estados de carga conforme a la Norma Peruana E.020 [Cargas] y E.090 [Estructuras metálicas].

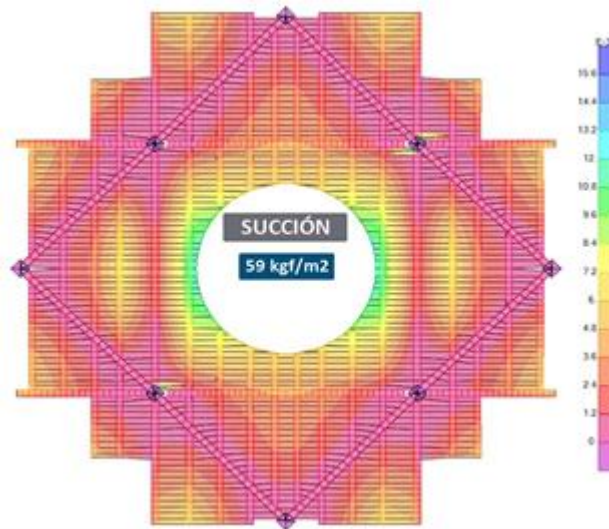
Figura 29- Deflexión por carga viva.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene deflexiones en volados cerca a la abertura principal de $0.7 \text{ cm} < (2L/180) = 1.50 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

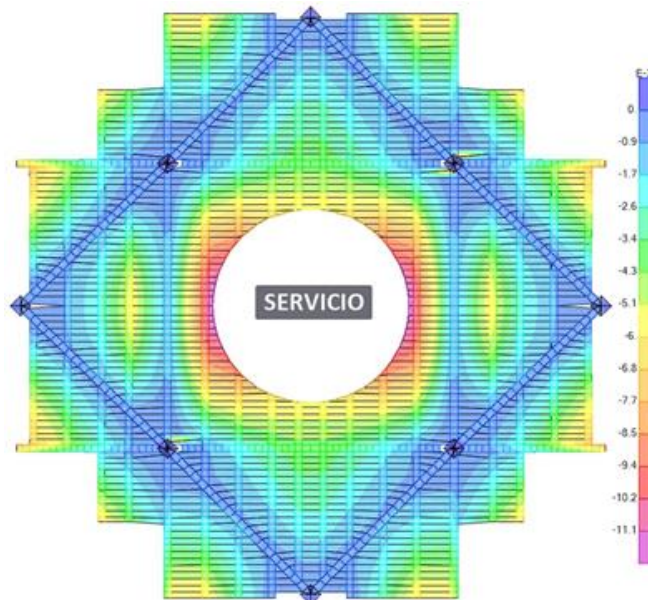
Figura 30- Deflexión por carga viva de viento-succión.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene deflexiones en volados cerca a la abertura principal de $1.18 \text{ cm} < (2L/180) = 1.50 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

Figura 31- Deflexión por carga de servicio.



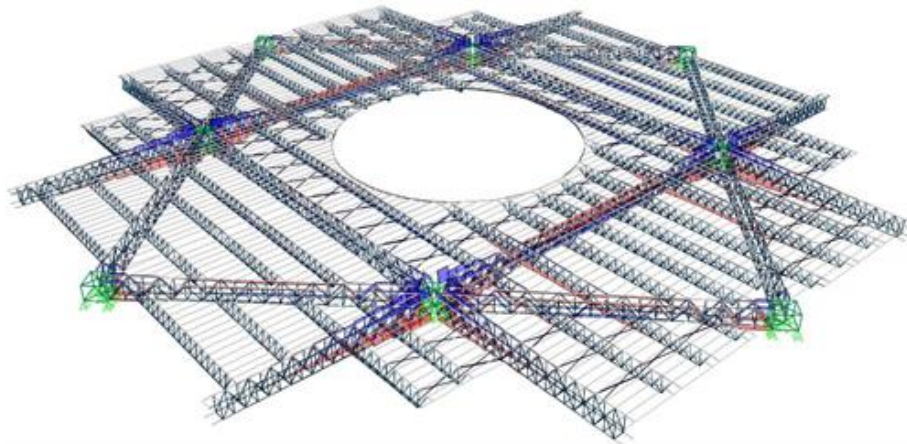
Fuente: Elaboración propia.

Ya que la norma no hace un comentario explícito para deflexiones por cargas de servicio se está tomando la misma condición que para la carga viva, por lo tanto, se tiene deflexiones en volados

cerca a la abertura principal de $1.20 \text{ cm} < (2L/180) = 1.50 \text{ cm}$.
Siendo ACEPTABLE.

b.- Diseño de estructura metálica:

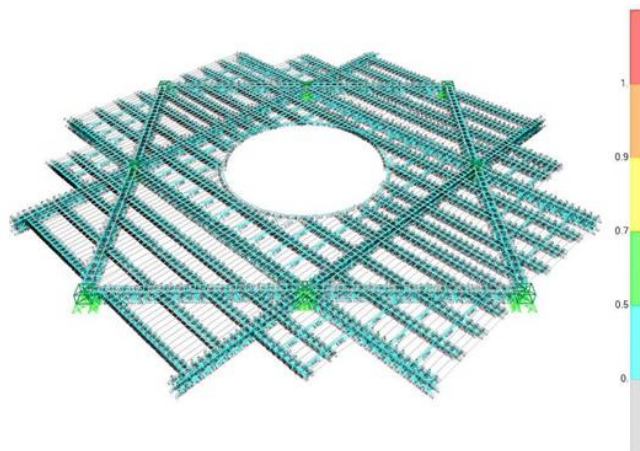
Figura 32- Axiales en los elementos [Solicitaciones principales de tracciones y compresiones].



Fuente: Elaboración propia.

Se muestra la escala de colores de demanda /capacidad de los diferentes elementos para las diferentes combinaciones de diseño, siendo ACEPTABLE. Adicional a esto se observa que para este caso la condición que rige los perfiles finales son las condiciones de servicio.

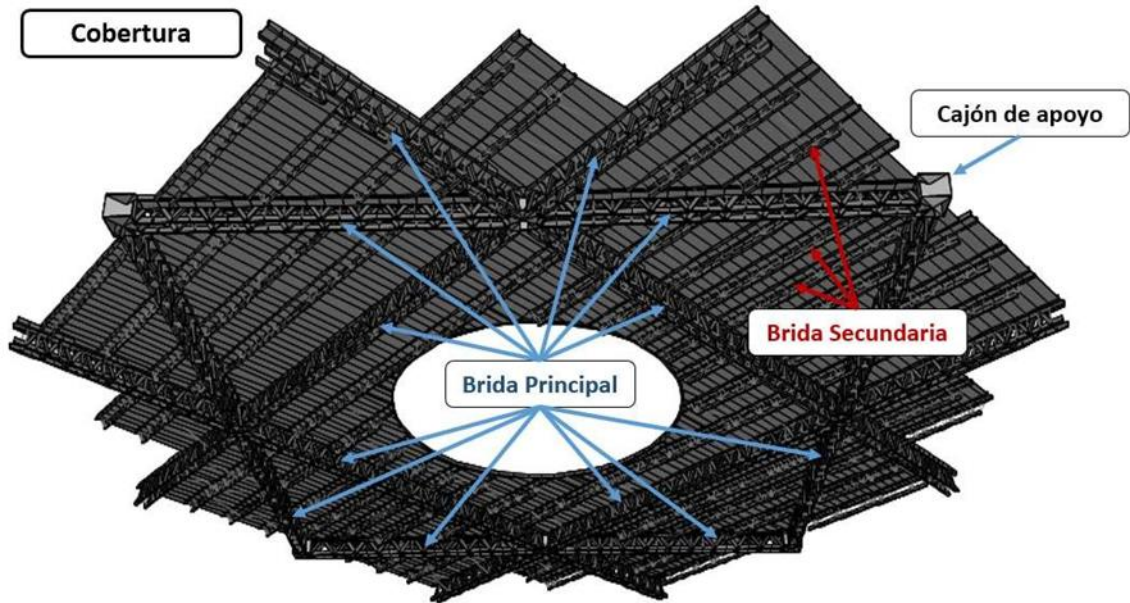
Figura 33- Diseño de perfiles de acero estructural.



Fuente: Elaboración propia.

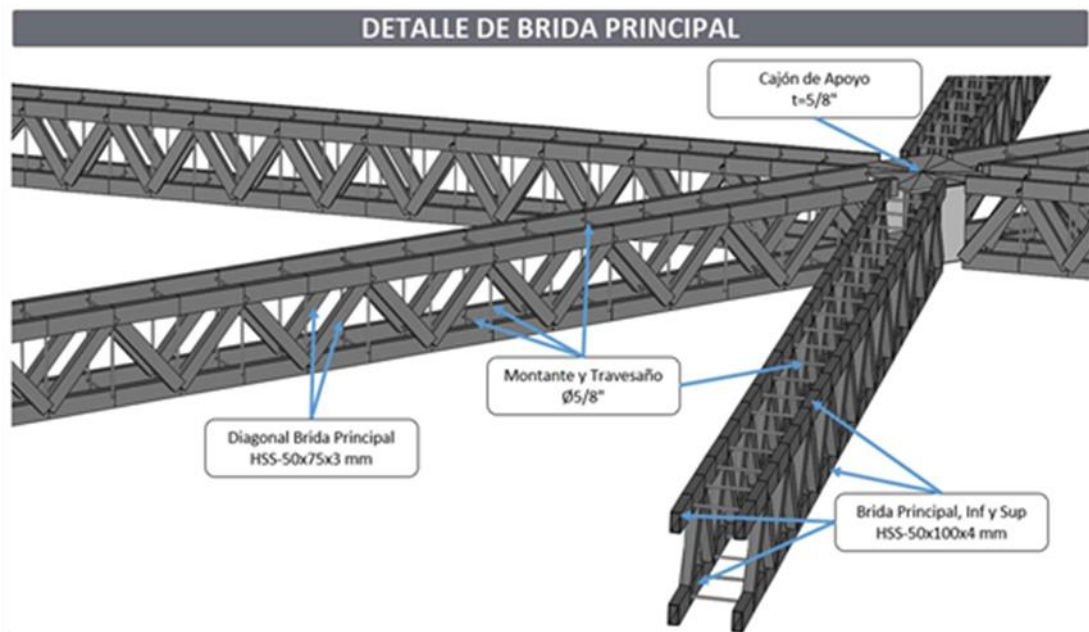
c.- Detalle general:

Figura 34- Estructura general – cobertura metálica.



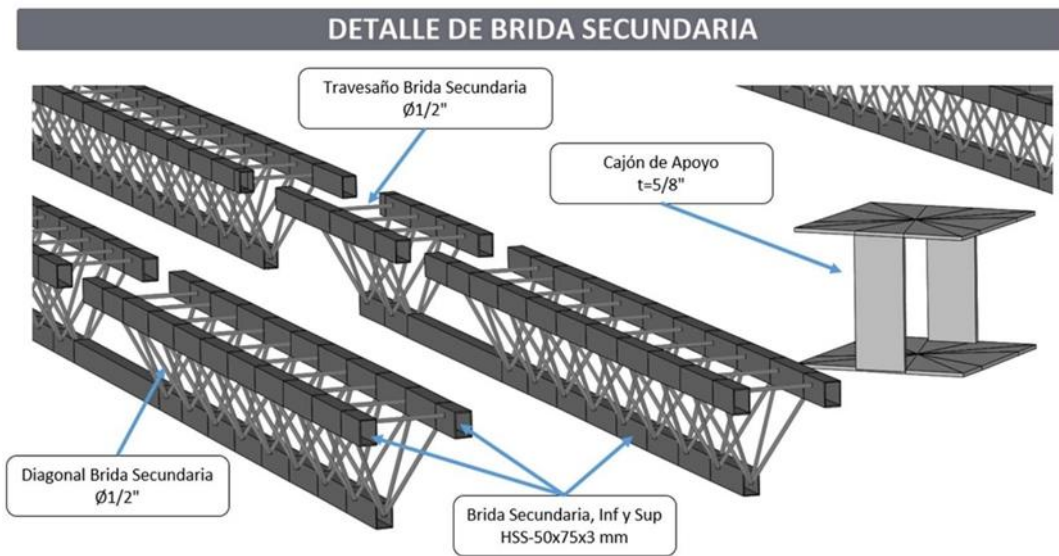
Fuente: Elaboración propia.

Figura 35- Brida principal.



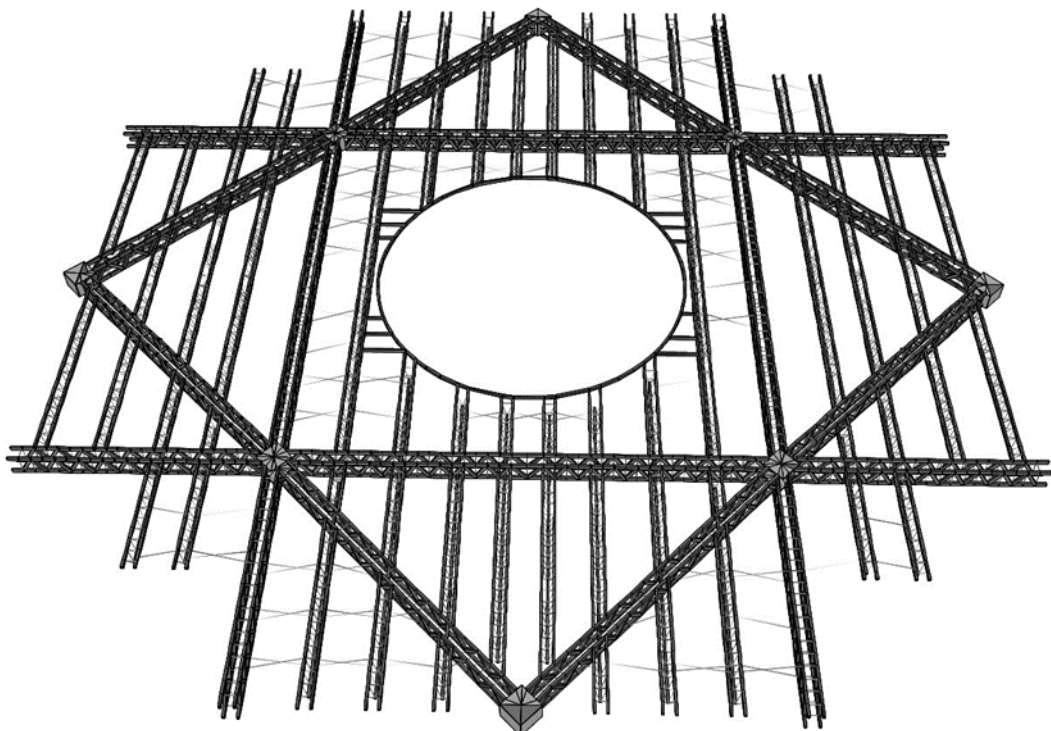
Fuente: Elaboración propia.

Figura 36- Brida secundaria.



Fuente: Elaboración propia.

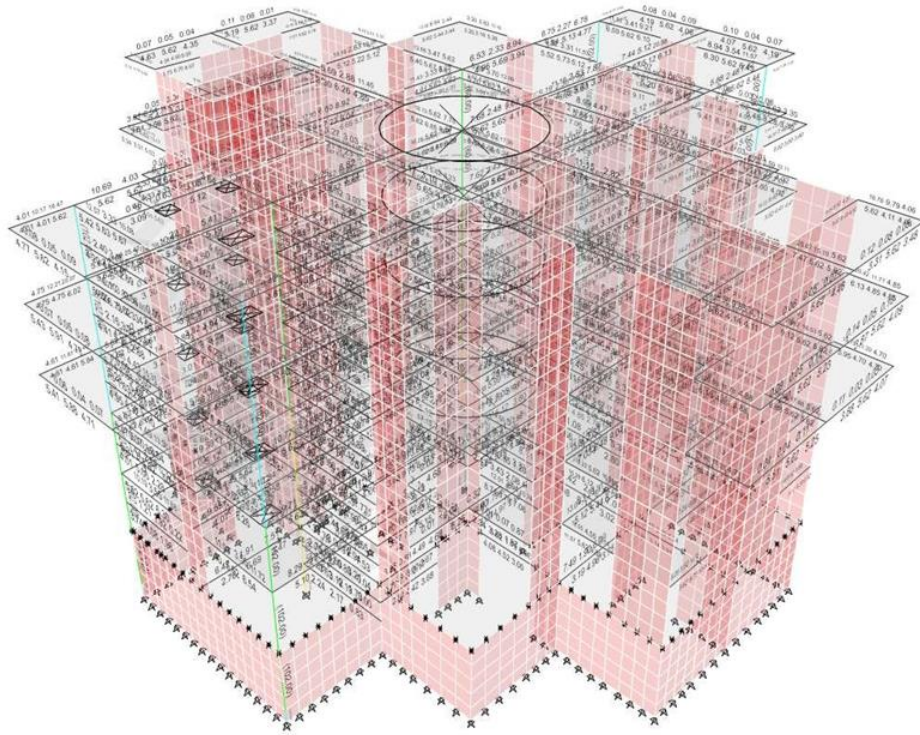
Figura 37- Vista general – elementos complementarios (Riostra, Borde para abertura).



Fuente: Elaboración propia.

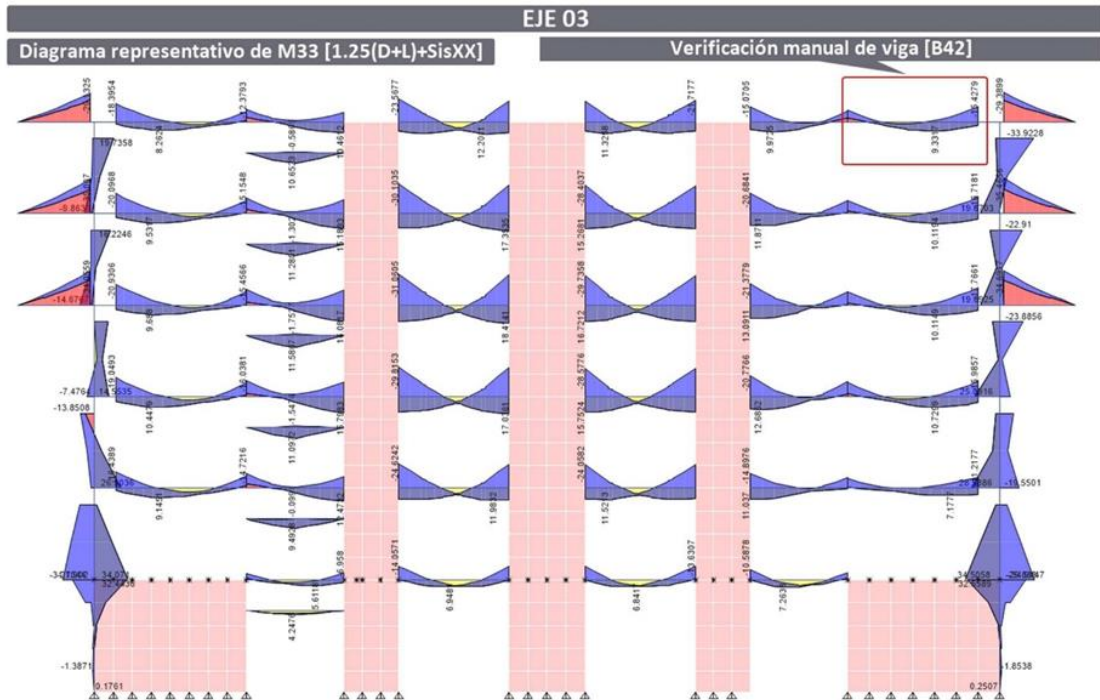
2.- Diseño de vigas:

Figura 38- Refuerzo longitudinal.



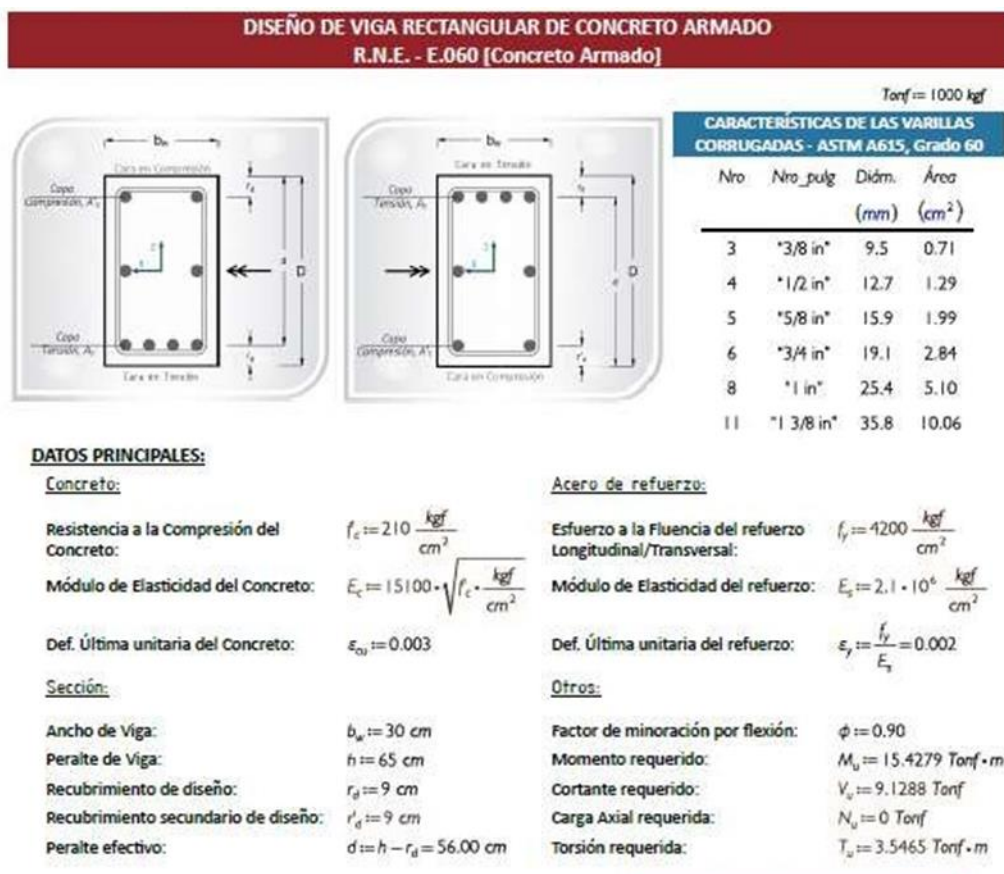
Fuente: Elaboración propia.

Figura 39- Diagrama de Momentos para una combinación – Viga a verificar [B42-783].



Fuente: Elaboración propia.

Figura 40- diseño de viga rectangular de concreto armado.



1. Diseño por Flexión.

Cond = "No requiere acero a compresión"

Cálculo de acero requerido a tracción: $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2$

Cálculo de acero requerido a compresión: $A'_{st} = 0.00 \text{ cm}^2$

Def. unitaria del acero más alejado a tracción: $\epsilon_{st} = 0.0206$

Relación respecto a ϵ_y : $\frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y} = 10.32$

Def. unitaria del acero a compresión: $\epsilon'_{st} = 0.0000$

Relación respecto a ϵ_y : $\frac{\epsilon'_{st}}{\epsilon_y} = 0.00$

1.1 Otros parámetros:

1.1.1 Acero máximo:

→ Sin considerar acero a compresión:

Acero máximo: $A_{smax} = 27.31 \text{ cm}^2$

Momento máximo: $M_{smax} = 46.75 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$

Def. unitaria del acero más alejado a tracción con A_{smax} : $\epsilon_{A_{smax}} = 0.0037$

Relación respecto a ϵ_y : $\frac{\epsilon_{A_{smax}}}{\epsilon_y} = 1.83$

→ Considerando acero a compresión:

Acero máximo:	$A_{smax2} = 0.00 \text{ cm}^2$ $A_{smin} = 42.00 \text{ cm}^2$	Momento máximo:	$M_{max2} = 0.00 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$ $M_{min} = 76.01 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$
Def. unitaria del acero más alejado a tracción con A_{smax} :	$\epsilon_{Asmax2} = 0.0000$	Relación respecto a ϵ_y :	$\frac{\epsilon_{Asmax2}}{\epsilon_y} = 0.00$
1.11 Acero mínimo:			
Acero mínimo:	$A_{smin} = 4.06 \text{ cm}^2$	Momento mínimo:	$M_{min} = 8.35 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$
Def. unitaria del acero más alejado a tracción con A_{smin} :	$\epsilon_{Asmin} = 0.0419$	Relación respecto a ϵ_y :	$\frac{\epsilon_{Asmin}}{\epsilon_y} = 20.94$

1.2 Observaciones:

Momento requerido dentro de los límites permitidos:
Obs1 = "Momento último correcto"

Acero a considerar:
Obs2 = "Acero de diseño"

1.3 Arreglo de acero a tracción:

Cantidad y diámetro de refuerzo para 1er grupo:	# grupo1 = 7	de	grupo1 = "3/4 in"
Cantidad y diámetro de refuerzo para 2do grupo:	# grupo2 = 0	de	grupo2 = 0

Combinación del refuerzo: Arreglo = "7 de 3/4 in"	Área del arreglo: $A_s = 19.88 \text{ cm}^2$	Cuantía Existente: $\rho = 0.0118$	Cuantía Límite: $\rho_{lim} = 0.0250$
--	---	---------------------------------------	--

2. Diseño por Corte.

Recubrimiento al estribo:	$r = 4 \text{ cm}$	Factor de minoración por Corte-Torsión:	$\phi = 0.85$
Diámetro de barra longitudinal:	$d_b = "3/4 \text{ in}"$	Cortante requerido:	$V_u = 9.13 \text{ Tonf}$
Diámetro de estribo:	$d_s = "3/8 \text{ in}"$	Carga Axial requerida:	$N_u = 0.00 \text{ Tonf}$
		Torsión requerida:	$T_u = 3.55 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal proporcionada por el Concreto:	$V_c = 13.62 \text{ Tonf}$
Resistencia nominal remanente a tomar por el refuerzo transversal:	$V_s = 0.00 \text{ Tonf}$

Cortante máxima permitida o verificación de las dimensiones de la sección por corte

$$V_{max} = \phi \cdot \left(V_c + 2.12 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d} \right) = 57.87 \text{ Tonf}$$

$V_u \leq V_{max}$ Sección_C = "Suficiente"

2.1 Cálculo:

Refuerzo transversal calculado (2 ramas):	$A_v s_{calc} = \text{"Estribo mínimo"}$	Espaciamiento límite por Norma
Espaciamiento calculado por corte:	$s_{calc} = \text{"Espaciam. máximo"}$	$s_{lim} = \text{"Espaciam. máximo"}$

2.2 Parámetros mínimos:

Refuerzo transversal mínimo (2 ramas):	$A_v s_{min} = 2.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	Espaciamiento máximo:	$s_{max} := \frac{2 \cdot A_v}{A_v s_{min}} = 0.57 \text{ m}$
--	---	-----------------------	---

3. Diseño por torsión.

Torsión requerida: $T_u = 3.55 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$ Torsión de Agrietamiento: $T_{cr} = 3.13 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$
 Umbral de torsión: $T_{br} = \frac{T_{cr}}{4} = 0.78 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$ Torsión = "No ignorar"

Verificación de las dimensiones de la sección transversal

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{st}^2}\right)^2} = 23.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right) = 32.64 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Sección T = "Suficiente"

3.1 Cálculo:

Torsión nominal: $T_n = \frac{T_u}{\phi} = 4.17 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$

Refuerzo transversal por torsión (1 rama):

$$A_v | s = \frac{T_n}{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \cot(\theta)} = 4.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Espaciamiento límite de Estribos para torsión

$$s_{\text{max}2} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 30 \text{ cm}\right) = 19.28 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal por torsión:

$$A_{l_{\text{calc}}} = \frac{T_n \cdot P_h}{2 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \tan(\theta)} = 7.64 \text{ cm}^2$$

Cuando se requiera:

→ Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos de 0.042 veces el espaciamiento del refuerzo transversal, pero no menor de 10mm o 3/8".

→ El refuerzo longitudinal y transversal debe extenderse en una distancia de al menos $(b_w + d = 89.10 \text{ cm})$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

3.2 Parámetros mínimos:

→ Debe disponerse en todo tramo donde la torsión sea mayor al umbral de Torsión, ϕT_{br} .

Refuerzo transversal mínimo (para 2 ramas): $A_v | s_{\text{min}} = 2.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Refuerzo longitudinal: $A_{l_{\text{min}}} = 1.31 \text{ cm}^2$

$$A_v | s = \frac{T_n}{2 \cdot 0.1007 \text{ m}^2 \cdot f_y \cdot \cot(\theta)} = 4.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{l_{\text{calc}}} = \frac{T_n \cdot 1.5444 \text{ m}}{2 \cdot 0.1007 \text{ m}^2 \cdot f_y \cdot \tan(\theta)} = 7.62 \text{ cm}^2$$

Detalle general de Software

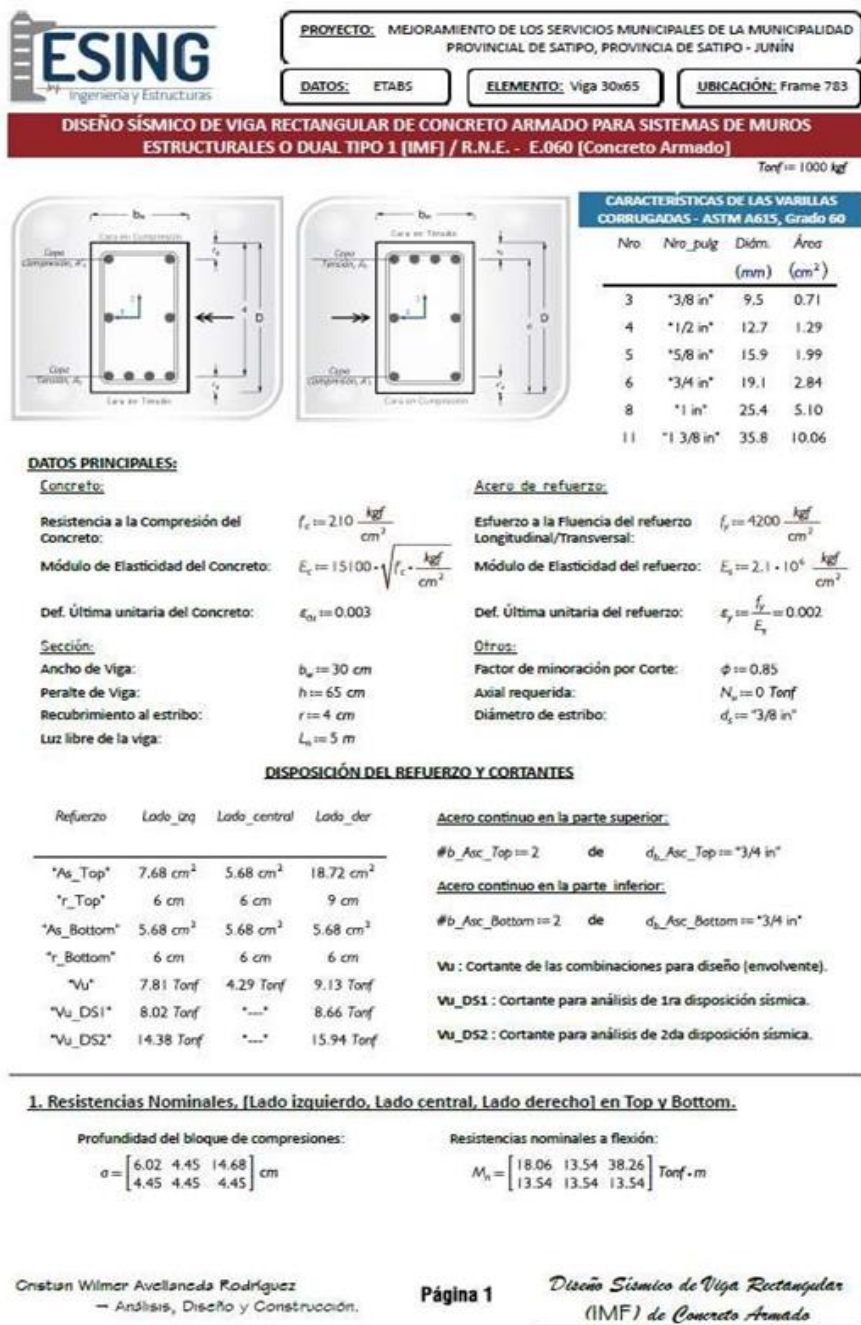
2.51 - 2.51
 5.88 - 2.48 - 7.82
 2.66 - 5.62 - 5.44
 4.93 - 7.62

Fuente: Elaboración propia.

Resultados de diseño para la viga software: Como fase complementaria, se procede al diseño por capacidad para este tipo de estructura considerando los pórticos del sistema de muros

estructurales un diseño intermedio [disipación moderada] conforme a la Norma Peruana E.060 [Concreto Armado].

Figura 41- Diseño sísmico de viga rectangular de concreto armado para sistemas de muros estructurales o dual tipo 1.



2. Disposiciones sísmicas por flexión:

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

2.1 Primera Disposición Sísmica por Flexión:

$$DS1_F = \begin{bmatrix} \text{"Ubicación"} & \text{"L_izq"} & \text{"L_der"} & \text{"Lim Mínimo"} \\ \text{"Nudo"} & 0.75 & 0.35 & 0.33 \end{bmatrix}$$

Obs_01 = "Correcto"

2.2 Segunda Disposición Sísmica por Flexión:

$$DS2_F = \begin{bmatrix} \text{"L_viga"} & \text{"Lim Mínimo"} \\ 0.35 & 0.25 \end{bmatrix}$$

Obs_02 = "Correcto"

3. Disposiciones sísmicas por corte.

3.1 Primera Disposición Sísmica por Corte:

La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isotático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. 1.25(CM+CV)

Lado izquierdo

Cortante: $V_{c0} = 8.02 \text{ Tonf}$
 Cortante por 1ra Disposición Sísmica: $V_{c,DS1,izq} = 14.34 \text{ Tonf}$

Lado derecho

Cortante: $V_{c0} = 8.66 \text{ Tonf}$
 Cortante por 1ra Disposición Sísmica: $V_{c,DS1,der} = 19.02 \text{ Tonf}$

3.2 Segunda Disposición Sísmica por Corte:

Cortante máxima obtenida de la combinaciones siguientes. 1.25(CM+CV) + 2.5CS / 0.9CM + 2.5CS

Lado izquierdo

Cortante por 2da Disposición Sísmica: $V_{c,DS2,izq} = 14.38 \text{ Tonf}$

Lado derecho

Cortante por 2da Disposición Sísmica: $V_{c,DS2,der} = 15.94 \text{ Tonf}$

4. Cortante de diseño.

Cortantes requeridas del análisis estructural

Lado izquierdo	Lado central	Lado derecho
$V_{c,izq} = 7.81 \text{ Tonf}$	$V_{c,cen} = 4.29 \text{ Tonf}$	$V_{c,d} = 9.13 \text{ Tonf}$

Cortantes requeridas finales para diseño

Lado izquierdo	Lado central	Lado derecho
$V_{c,izq} = 14.34 \text{ Tonf}$	$V_{c,cen} = 4.29 \text{ Tonf}$	$V_{c,der} = 15.94 \text{ Tonf}$

5. Diseño por Corte

Resistencia nominal proporcionada por el Concreto:

$$V_c = 13.62 \text{ Tonf}$$

Resistencia nominal remanente a tomar por el refuerzo transversal:

$$V_{c,izq} = 3.26 \text{ Tonf}$$

$$V_{c,cen} = 0.00 \text{ Tonf}$$

$$V_{c,der} = 5.14 \text{ Tonf}$$

Cortante máxima permitida o verificación de las dimensiones de la sección por corte

$$V_{max} = \phi \cdot \left(V_c + 2.12 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot d \right) = 57.87 \text{ Tonf}$$

$V_u \leq V_{max}$ Sección_C = "Suficiente"

2.1 Resumen de cálculo

$$A_s | f_{c0c,izq} = 1.31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s | f_{c0c,cen} = \text{"No requiere"}$$

$$A_s | f_{c0c,der} = 2.07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Espac_estribos} = \begin{bmatrix} \text{"Caso"} & \text{"Estr_Lizq"} & \text{"Estr_Lcentral"} & \text{"Estr_Lder"} \\ \text{"Espac_Calculado"} & 1.08 \text{ m} & \text{"No requiere"} & 0.69 \text{ m} \\ \text{"Espac_Lim_Norma"} & 0.15 \text{ m} & \text{"No requiere"} & 0.15 \text{ m} \\ \text{"Espac_máx"} & 0.57 \text{ m} & 0.57 \text{ m} & 0.57 \text{ m} \end{bmatrix}$$

DISPOSICIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Longitud de confinamiento: $l_{conf} = 1.30 \text{ m}$

Diámetro de estribo: $ds = \text{"3/8 in"}$

Soporte lateral del refuerzo a compresión:

Debe colocarse refuerzo transversal a lo largo de toda la distancia donde se requiere refuerzo longitudinal a compresión, con un espaciamiento del menor de:

CONDICIONES NORMALES

- $16 d_s$ de la barra longitudinal.
- $48 d_s$ de la barra transversal.
- La menor dimensión de la viga.

DISPOSICIONES SÍSMICAS

- Máximo de $d/4$ ó 15 cm.
- $10 d_s$ de la barra longitudinal de menor diámetro.
- $24 d_s$ de barra transversal.
- 30 cm.

ADICIONAL POR DS.

- Fuera de las zonas de confinamiento no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

Parámetros:

- Continuidad: Continuo (1) / Discontinuo (0)
- Apoyo: Col / Placa

COMPONENTES PARA GRÁFICO REFERENCIAL

Parámetros	L_izq	L_der
"Continuidad"	1	1
"Tipo de Apoyo"	"Col"	"Col"
"Long del Apoyo"	30 cm	100 cm

Capa	nb_izq	db_izq
"Top_Capa 1"	1	"5/8 in"
"Top_Capa 2"	0	0
"Bottom_Capa 2"	0	0
"Bottom_Capa 1"	0	0

Capa	nb_cent	db_cent
"Top_Capa 1"	0	0
"Top_Capa 2"	0	0
"Bottom_Capa 2"	0	0
"Bottom_Capa 1"	0	0

Capa	nb_der	db_der
"Top_Capa 1"	1	"3/4 in"
"Top_Capa 2"	2	"1 in"
"Bottom_Capa 2"	0	0
"Bottom_Capa 1"	0	0

A considerar →

Espaciamiento	Tramo_izq	Tramo_central	Tramo_der
"1er estribo"	5 cm	"..."	5 cm
"Resto"	10 cm	22.5 cm	10 cm

Longitud_barr	Lado_izq (m)	Lado_central (m)	Lado_derecho (m)
"Top"	1.65	0	1.65
"Bottom"	0	0	0

DETALLE REFERENCIAL DE VIGA

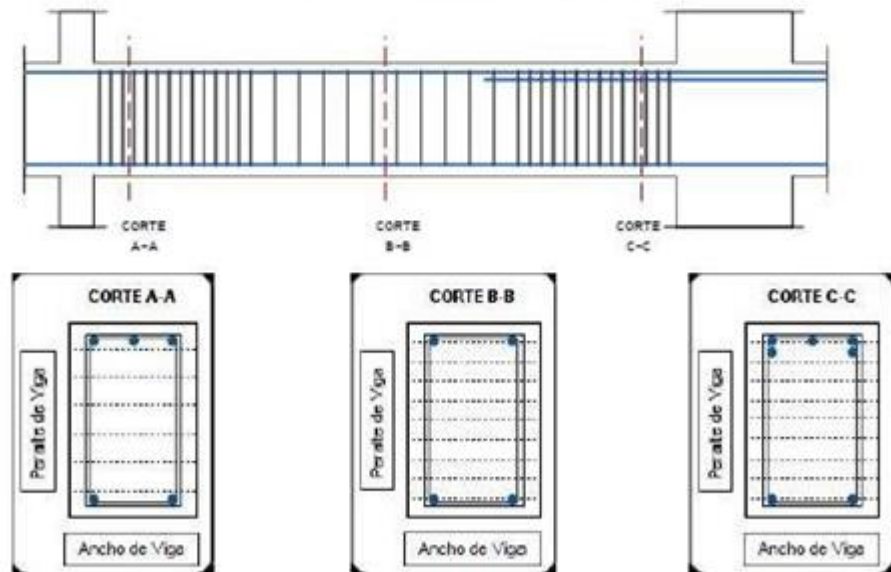
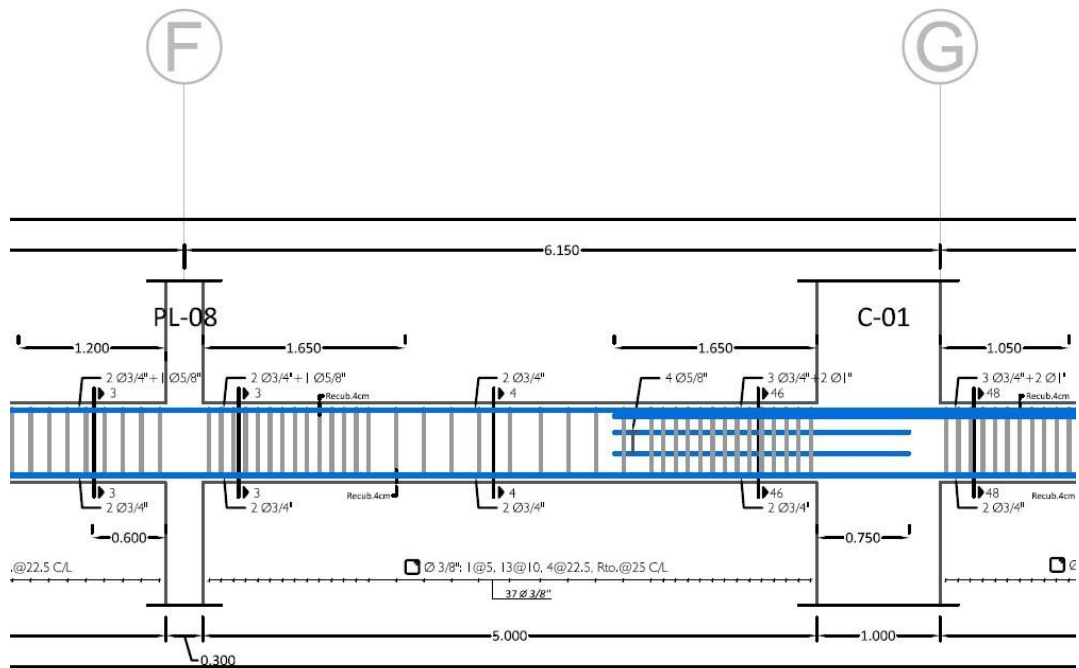


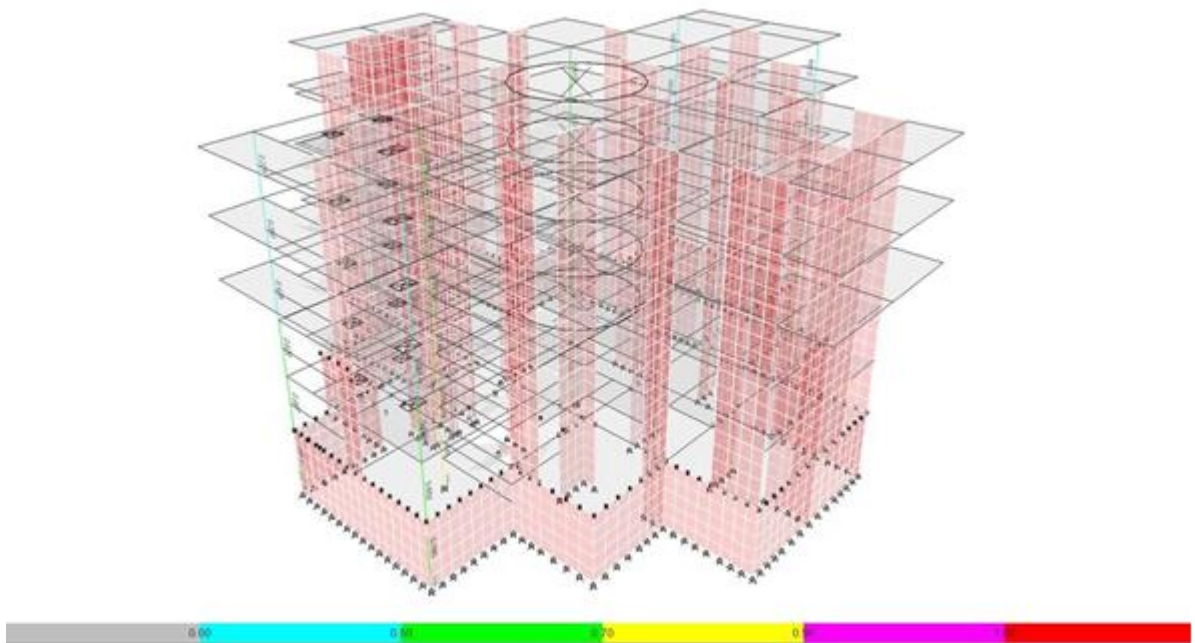
Figura 42- Detalle de plano de la viga.



Fuente: Elaboración propia.

3.- Diseño de columnas:

Figura 43- Ratio demanda/capacidad de columnas.



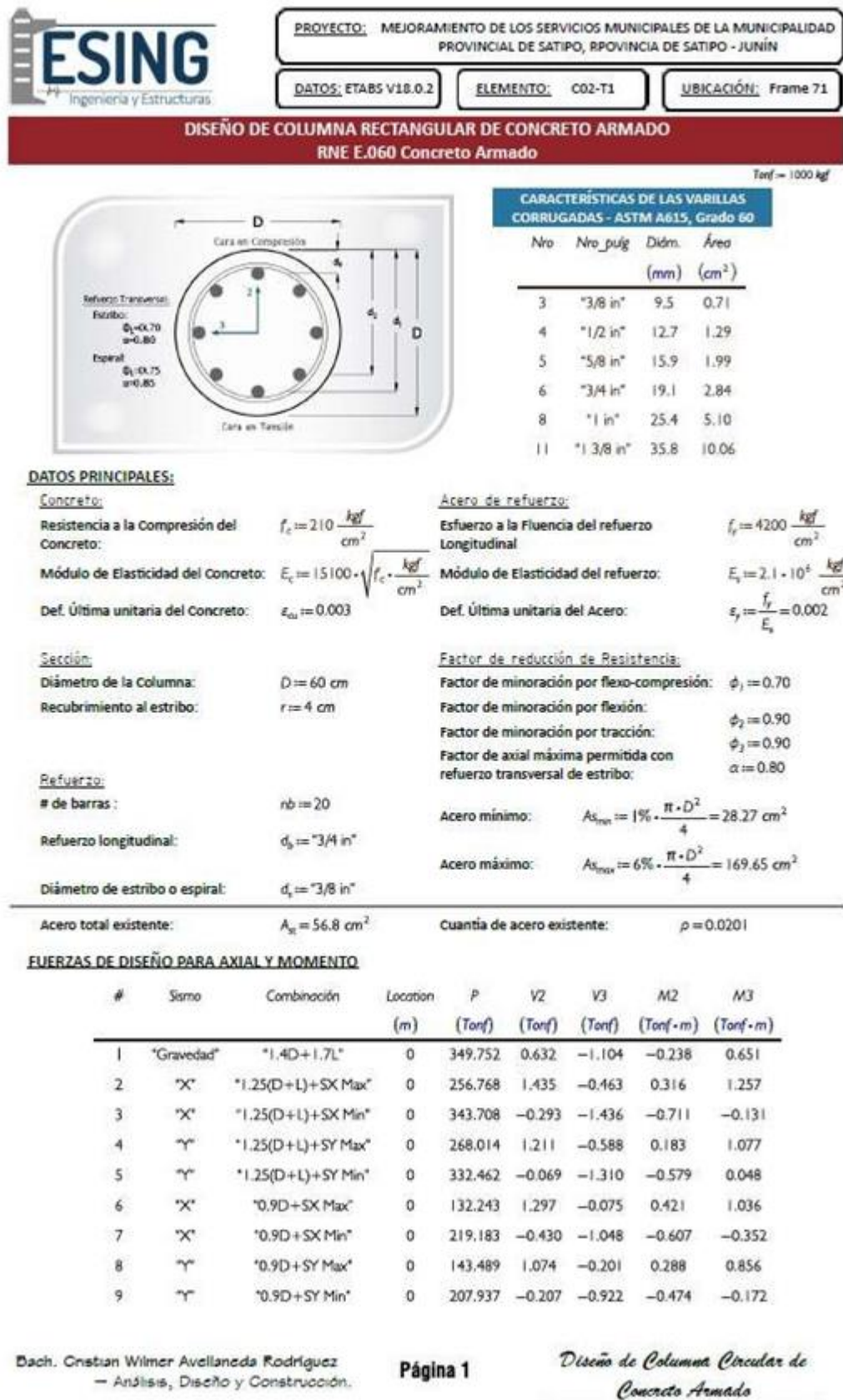
Fuente: Elaboración propia.

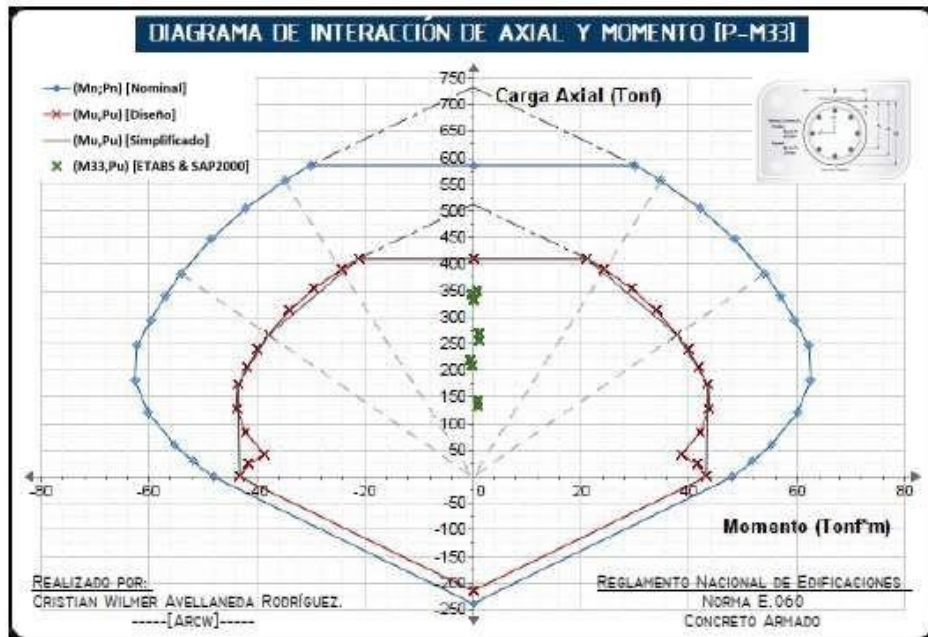
Figura 44- Ratio demanda capacidad - Axial /M33 para una combinación Columna a verificar [C6-71 / C02-T1].



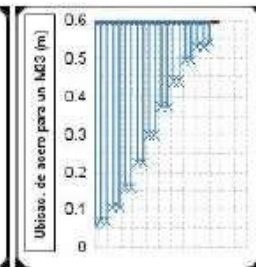
Fuente: Elaboración propia.

Figura 45- Diseño de columna rectangular de concreto armado.



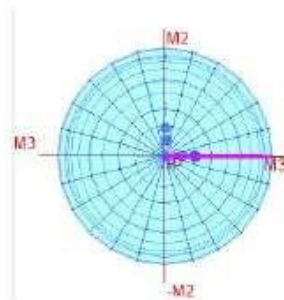
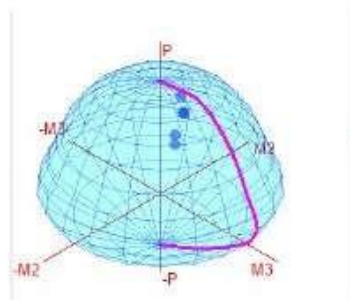


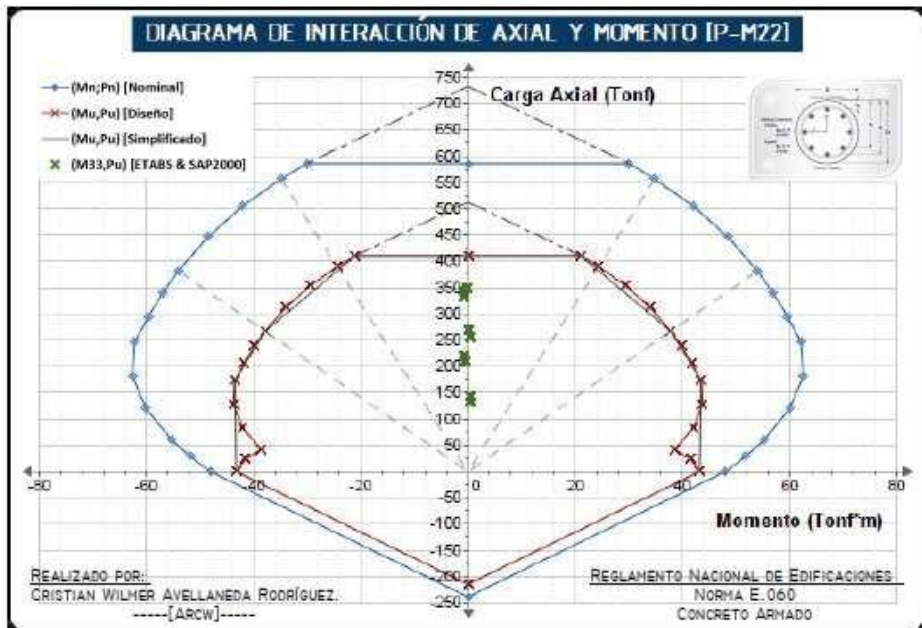
UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO PARA P-M33



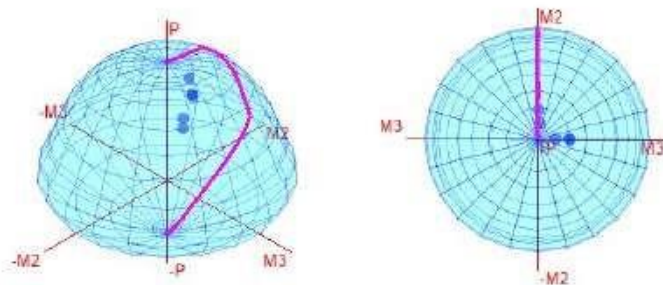
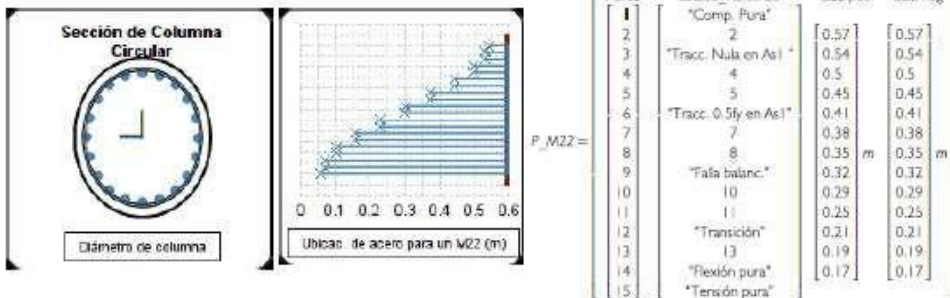
Punto	Estado Refuerzo	"C33 pos"	"C33 neg"
1	"Comp. Pura"		
2	2.	0.57	0.57
3	"Tracc. Nula en Asl."	0.54	0.54
4	4	0.5	0.5
5	5	0.45	0.45
6	"Tracc. 0.5fy en Asl"	0.41	0.41
7	7	0.38	0.38
8	8	0.35	0.35
9	"Falla balanc."	0.32	0.32
10	10	0.29	0.29
11	11	0.25	0.25
12	"Transición"	0.21	0.21
13	13	0.19	0.19
14	"Flexión pura"	0.17	0.17
15	"Tensión pura"		

m m





UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO PARA P-M22

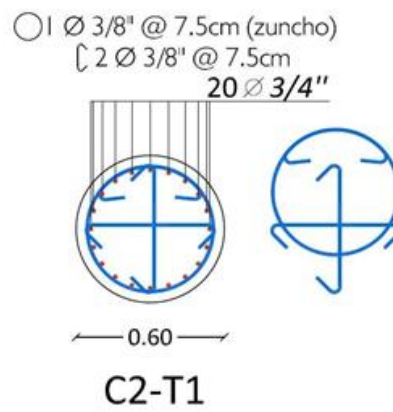


Fuente: Elaboración propia.

Como fase complementaria, se procede al diseño por capacidad para este tipo de estructura considerando los pórticos del sistema

de muros estructurales un diseño intermedio [disipación moderada] conforme a la Norma Peruana E.060 [Concreto Armado], sin embargo, al ser una columna circular y teniendo fuertes solicitaciones axiales, se optó reforzar por corte con espirales dándole una mayor ductilidad al elemento de manera tal que supla y cumpla las disposiciones sísmicas para este tipo de elemento.

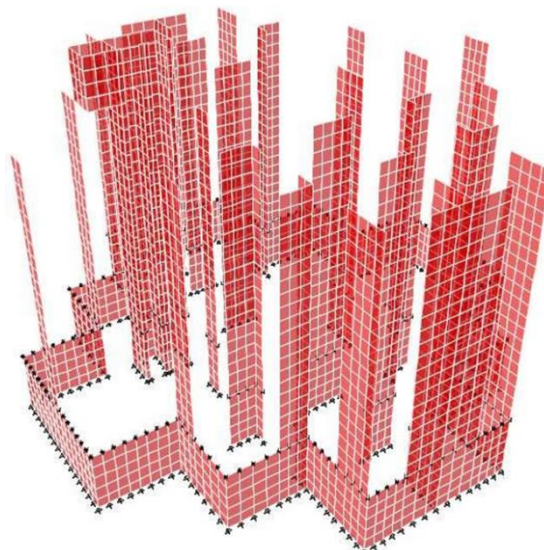
Figura 46 - Detalle de plano de la sección de columna.



Fuente: Elaboración propia.

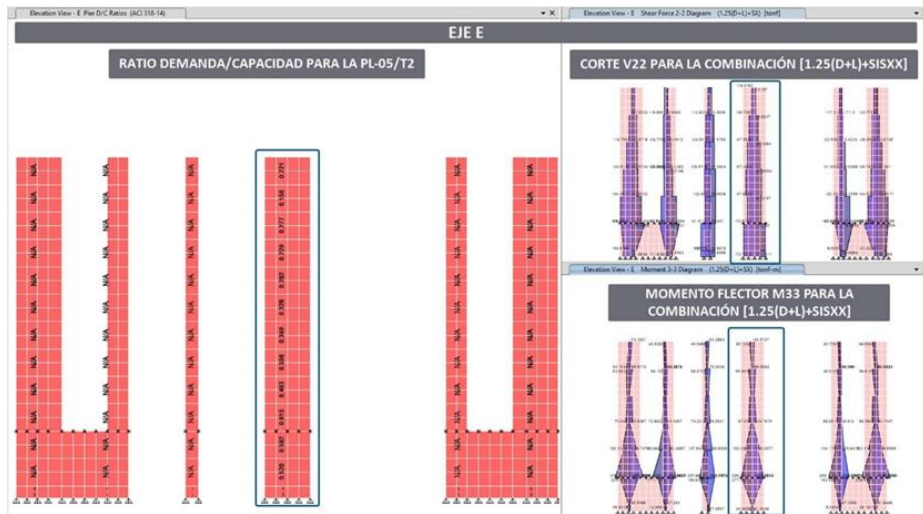
4.- Diseño de placas:

Figura 47 – Placas de Concreto Armado.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 48 – Ratio demanda capacidad – Corte V22 / Momento M33 para una combinación Placa a verificar [PL-05/T2].



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35 – Etabs shear Wall desing.

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Nivel 1	PL5 _{EE}	23.7	17.85	3	0.3	0.503

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2188197.89	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_s (Seismic)	IP _{MAX}	IP _{MIN}	P _{MAX}
0.9	0.85	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	23.7	16.35	23.7	19.35	3	0.3
Bottom	Leg 1	23.7	16.35	23.7	19.35	3	0.3

Flexural Design for P, M_u and M₂

Station	D/C	Flexural	P _u (tonf)	M _{u2} (tonf-m)	M _{u3} (tonf-m)
Top	0.493	1.25(D+L)+SX	405.2472	13.1717	-143.8945
Bottom	0.615	1.25(D+L)+SX	425.1664	-8.9027	-313.8853

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (cm ² /m)	Shear Combo	P _u (tonf)	M _u (tonf-m)	V _u (tonf)	ΦV_c (tonf)	ΦV_s (tonf)
Top	Leg 1	7.5	1.25(D+L)+SX	357.887	142.0187	47.8733	62.2478	118.9478
Bottom	Leg 1	7.5	1.25(D+L)+SX	376.8478	295.9819	47.8733	58.0426	114.7426

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u (tonf)	M _u (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)	C Limit (m)
Top-Left	Leg 1	0.94348	1.25(D+L)+SX	405.2472	-143.8945	770.04	420	1.24348	0.66667
Top-Right	Leg 1	0.94348	1.25(D+L)+SX	405.2472	142.0187	765.87	420	1.24348	0.66667
Bottom-Left	Leg 1	1.00626	1.25(D+L)+SX	425.1664	-313.8853	1169.93	420	1.30626	0.66667
Bottom-Right	Leg 1	1.00626	1.25(D+L)+SX	425.1664	295.9819	1130.1	420	1.30626	0.66667

Fuente: Elaboración propia.

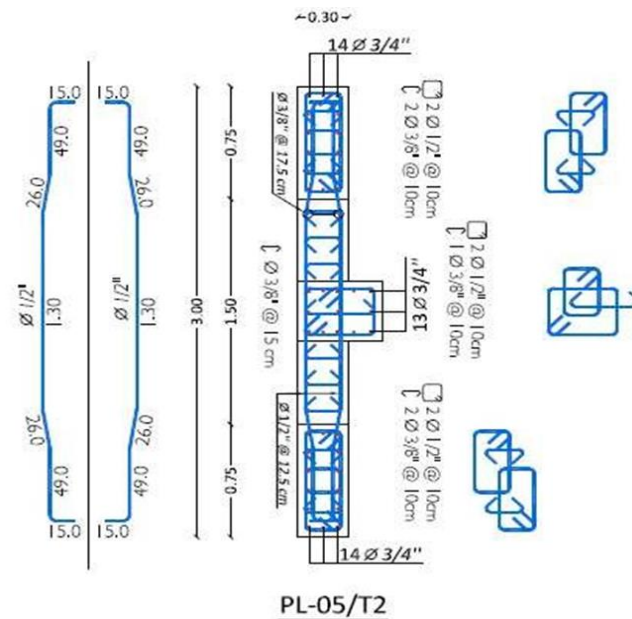
El elemento de borde calculado con nuestra Norma es de 0.75m mientras con el ACI de 1m, teniendo en cuenta que se va diseñar el corte por capacidad con las recomendaciones del ACI estamos considerando solo una longitud de borde de 0.75m.

Tabla 36 – Resumen del diseño de placas.

Elemento =	PL-	
Cortante requerida, Vu	57.001	T onf
Momento probable asociado, Mpr	996.052	T onf*
Momento requerido, Mu	330.349	T onf*
Factor de sobrerresistencia, Ω	3.015	
Factor de redundancia, δ	1.000	
Corte de diseño, Vd	171.002	T onf
Resistencia del concreto, fc	210.000	kgf/c
Longitud de Muro, Lm	300.000	cm
Peralte efectivo, d	240.000	cm
Espesor de Muro, tm	30.000	cm
Área de corte, Acv	7200.00	cm ²
Corte máximo, ϕV_n	207.372	T onf
Aporte del concreto, Vc	55.299	T onf
Distribución de acero	4 @	
Numero de capas	2.000	
Corte de capacidad, ϕV_n	169.978	T onf
Ratio =	1.006	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 49 – Detalle de plano de la placa.

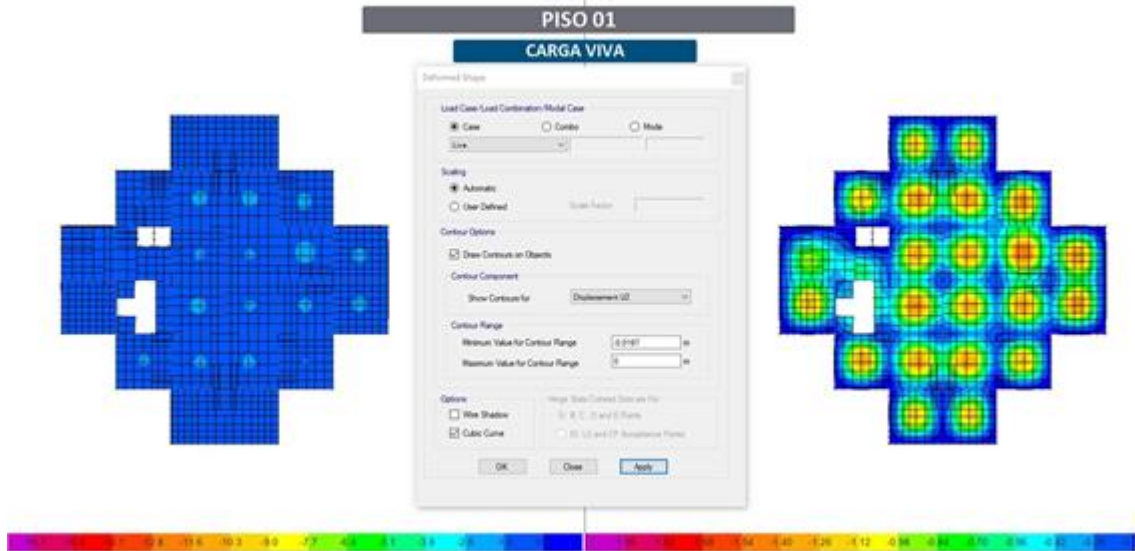


Fuente: Elaboración propia.

4.- Diseño de losas:

a.- Control de deflexiones:

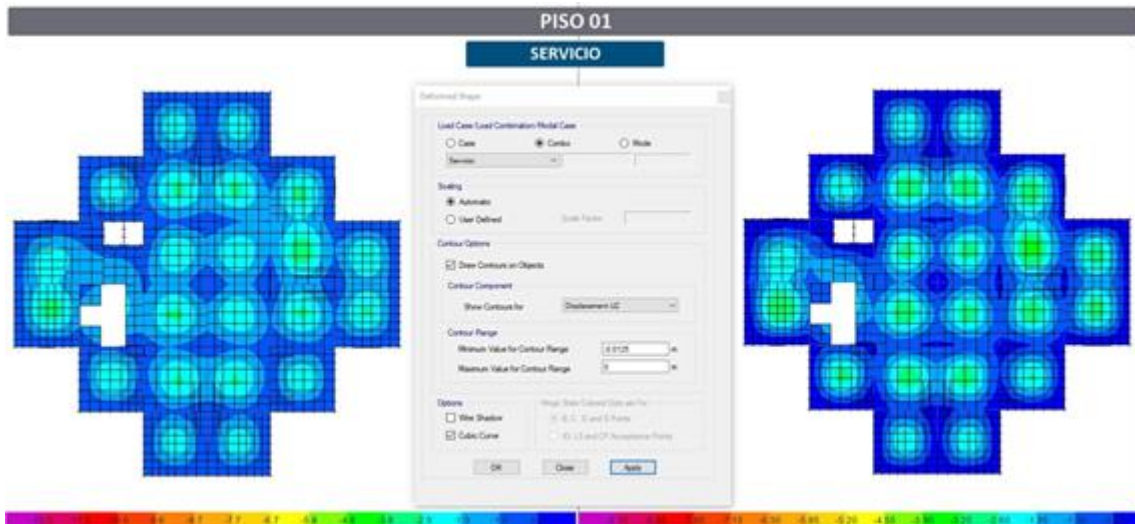
Figura 50 – Deflexión por carga viva / piso 01.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.18 \text{ cm} < (L/360) = 1.67 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

Figura 51 – Deflexión diferida / piso 01.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $2 \times 0.34 = 0.68 \text{ cm} < (L/480) = 1.25 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

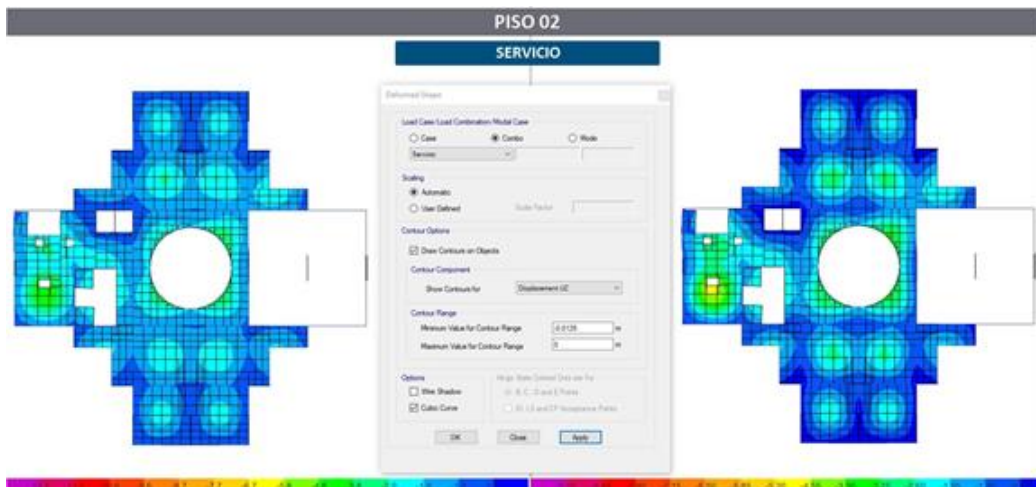
Figura 52 – Deflexión por carga viva / piso 02.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.18 \text{ cm} < (L/360) = 1.67 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

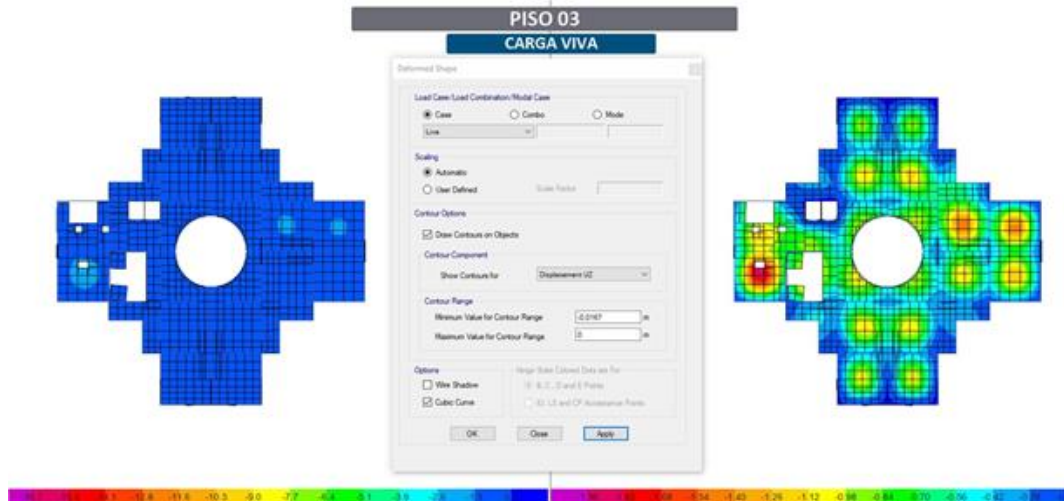
Figura 53 – Deflexión diferida / piso 02.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $2 \cdot 0.47 = 0.94 \text{ cm} < (L/480) = 1.25 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

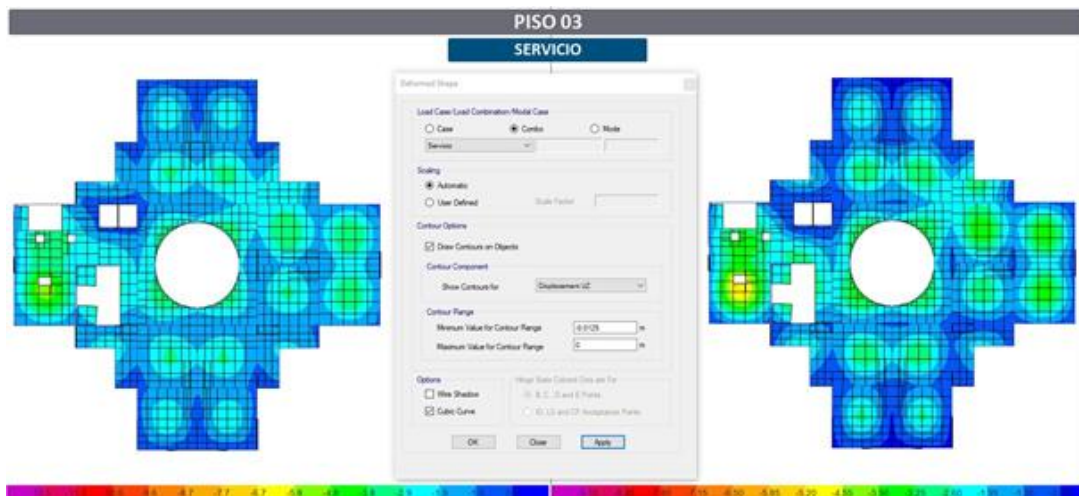
Figura 54 – Deflexión por carga viva / piso 03.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.19 \text{ cm} < (L/360) = 1.67 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

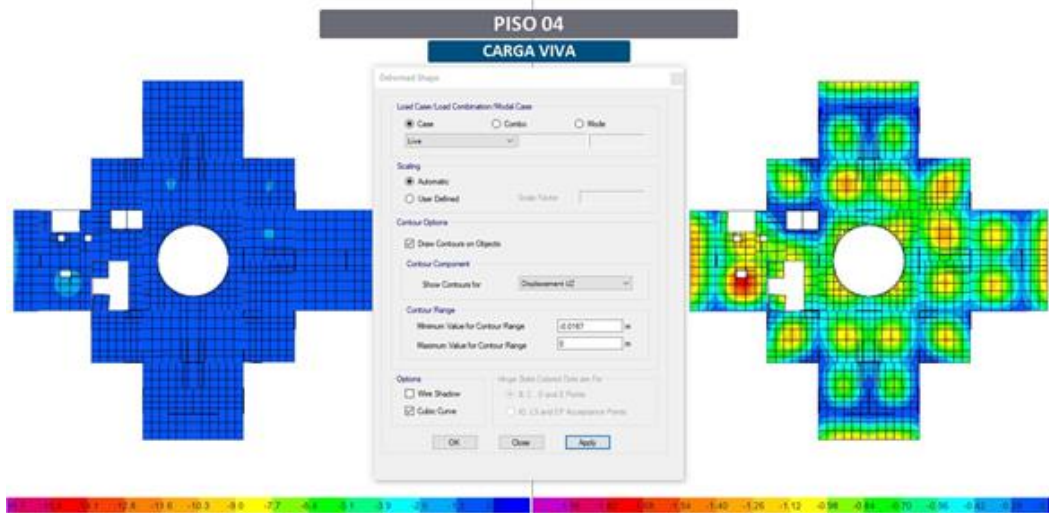
Figura 55 – Deflexión diferida / piso 03.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $2 \cdot 0.53 = 1.07 \text{ cm} < (L/480) = 1.25 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

Figura 56 – Deflexión por carga viva / piso 04.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.18 \text{ cm} < (L/360) = 1.67 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

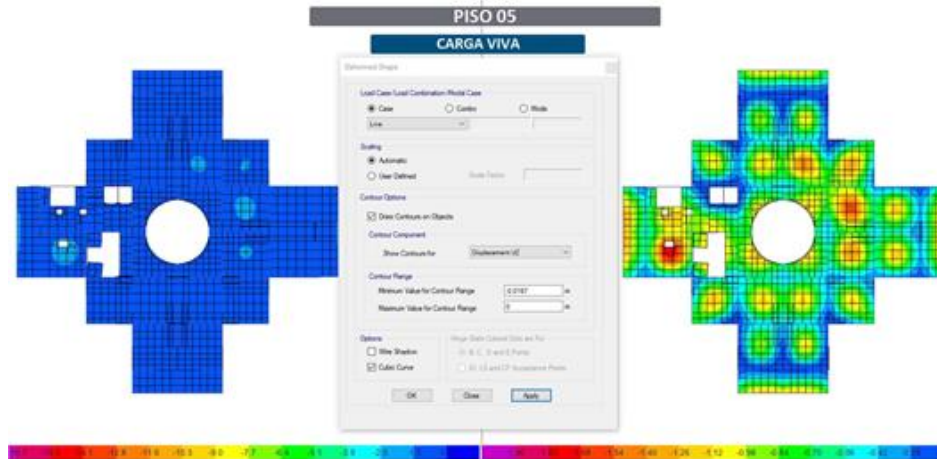
Figura 57 – Deflexión diferida / piso 04.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en los volados siendo el crítico de $2 \cdot 0.93 = 1.86 \text{ cm} < (2L/240) = 2.50 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

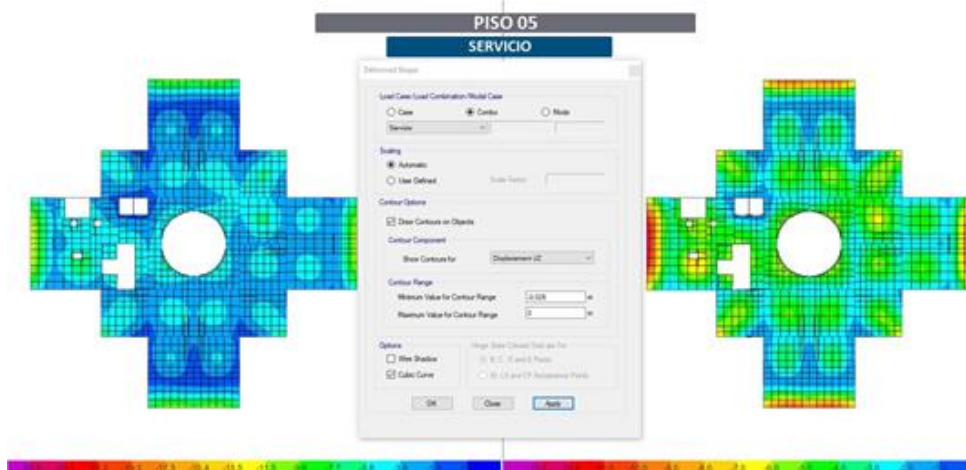
Figura 58 – Deflexión por carga viva / piso 05.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.19 \text{ cm} < (L/360) = 1.67 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

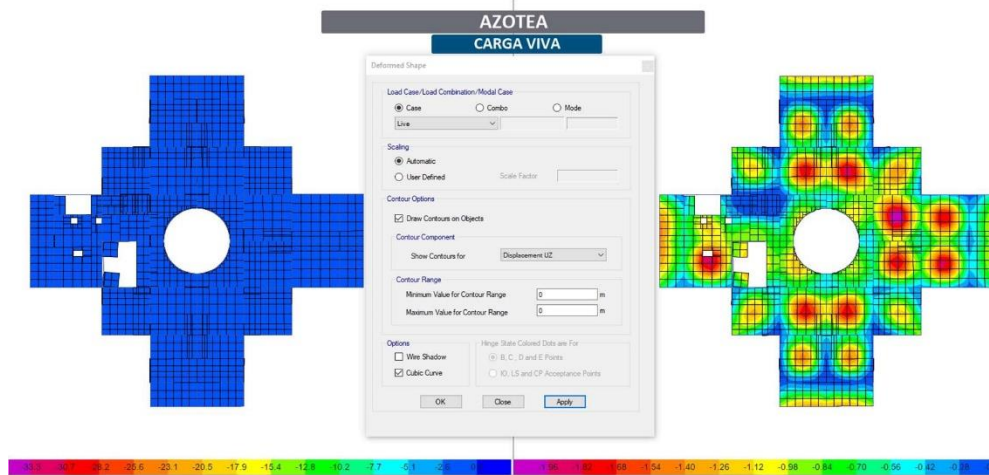
Figura 59 – Deflexión diferida / piso 05.



Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en los volados siendo el crítico de $2 \cdot 0.90 = 1.80 \text{ cm} < (2L/240) = 2.50 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

Figura 60 – Deflexión por carga viva / azotea.

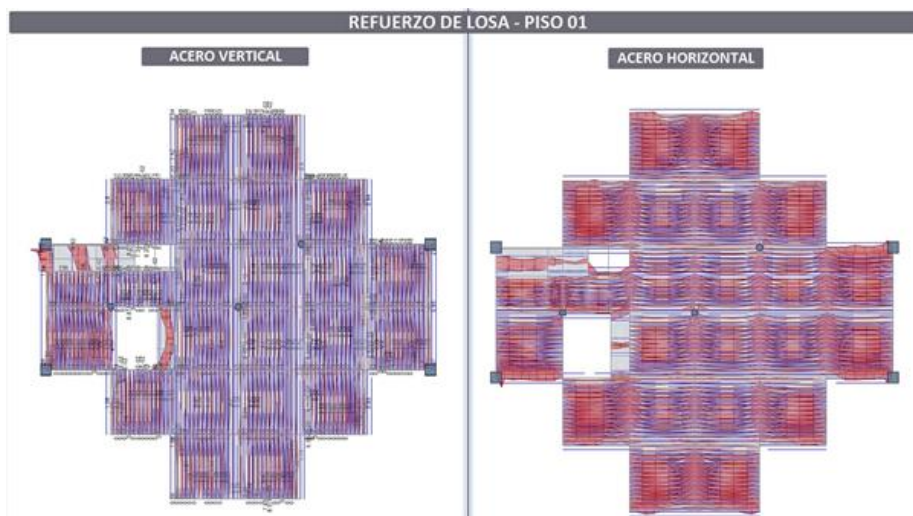


Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la escala de colores mostrado en unidades de milímetros, tiene las mayores deflexiones en centros de luz de paños siendo el crítico de $0.20 \text{ cm} < (L/180) = 3.33 \text{ cm}$. Siendo ACEPTABLE.

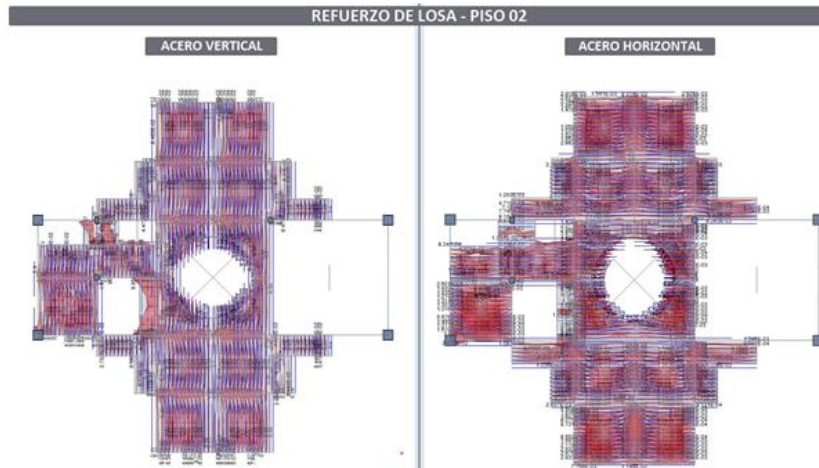
b.- Refuerzo en losa:

Figura 61 – Refuerzo piso 01.



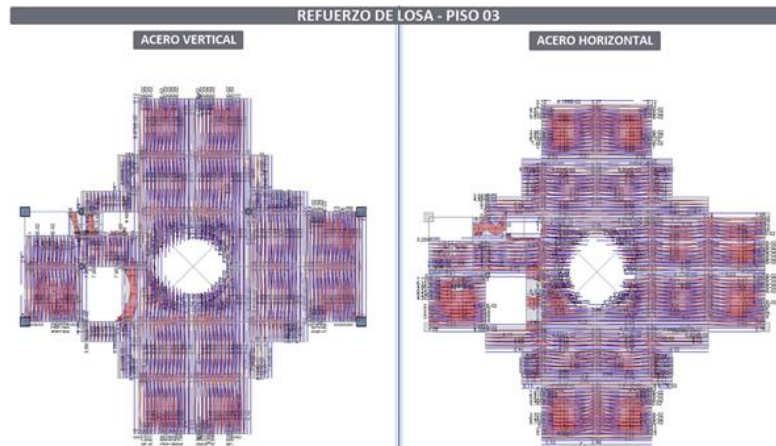
Fuente: Elaboración propia.

Figura 62 – Refuerzo piso 02.



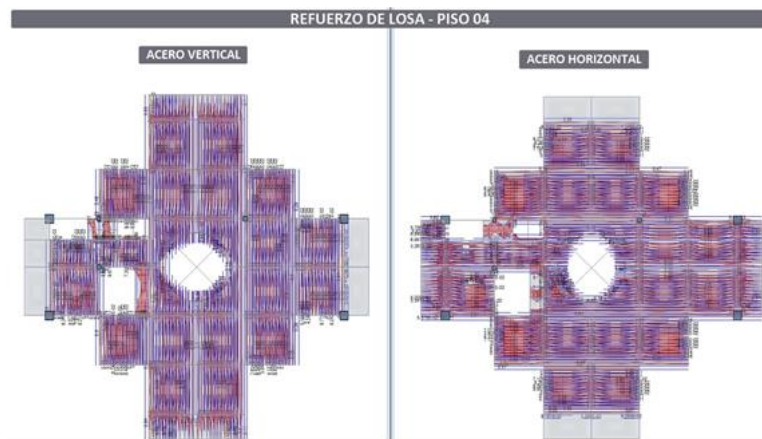
Fuente: Elaboración propia.

Figura 63 – Refuerzo piso 03.



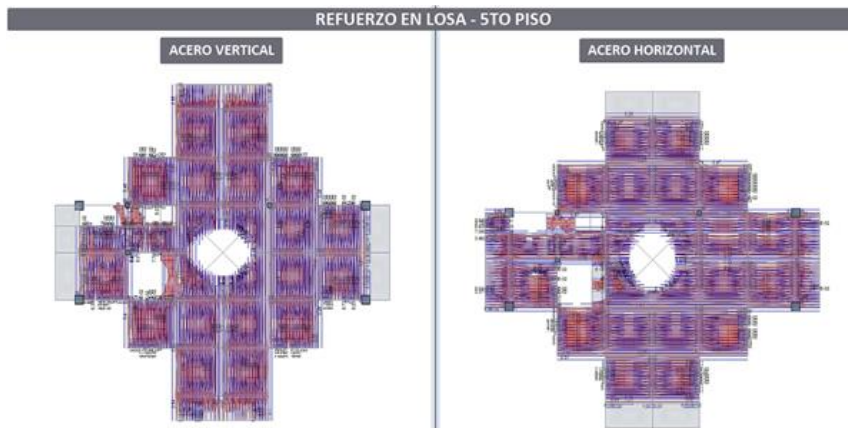
Fuente: Elaboración propia.

Figura 64 – Refuerzo piso 04.



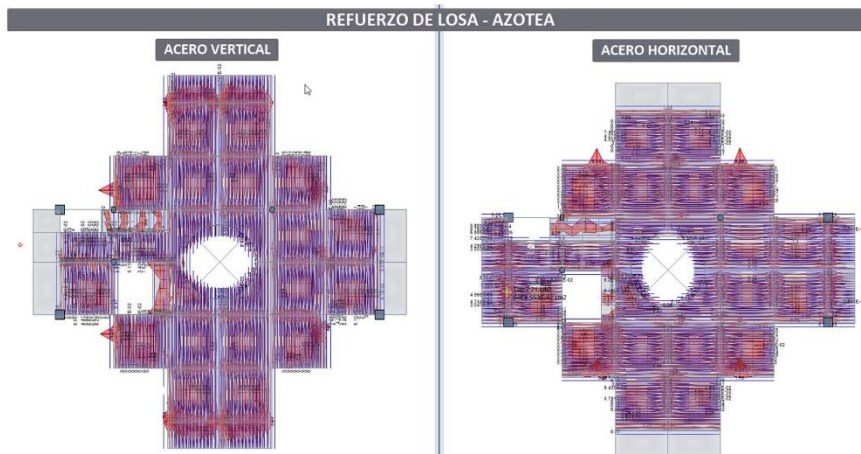
Fuente: Elaboración propia.

Figura 65 – Refuerzo piso 05.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 66 – Refuerzo azotea.

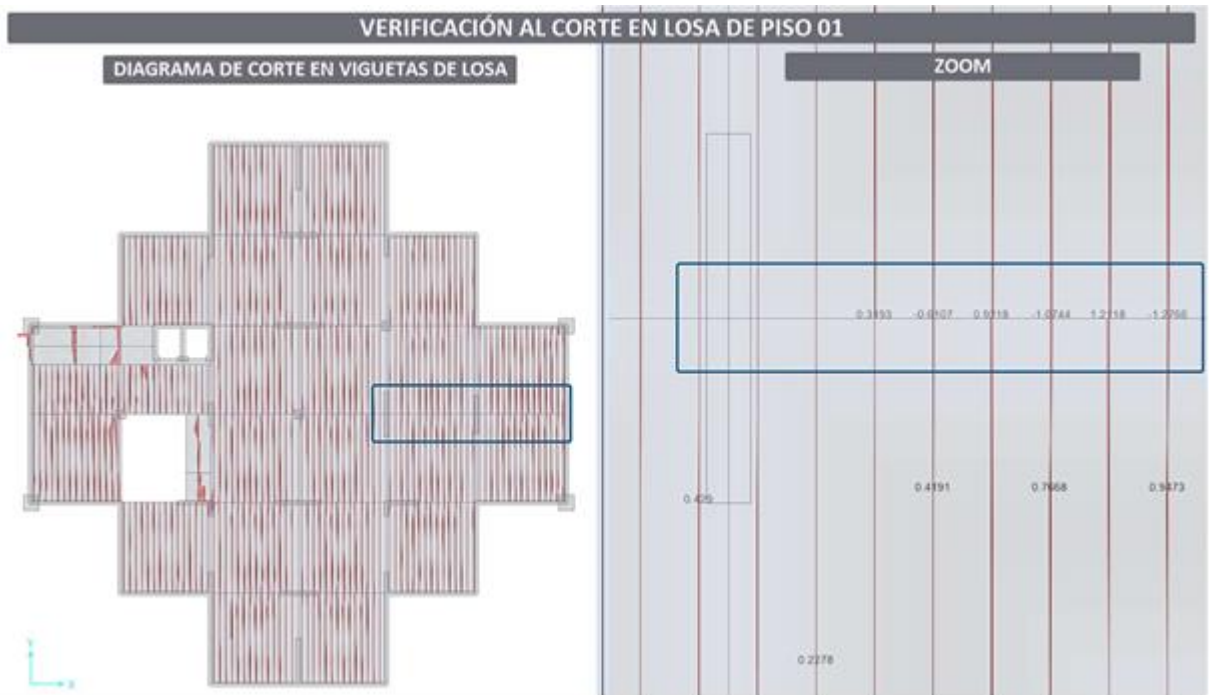


Fuente: Elaboración propia.

c.- Verificación al corte: Se realiza una verificación de comportamiento tipo viga, ya que efecto de corte en dos direcciones se verá suplido y no gobernará por existir vigas peraltadas en sus diferentes puntos de apoyo. Se muestra el caso más crítico dado en el piso 01.

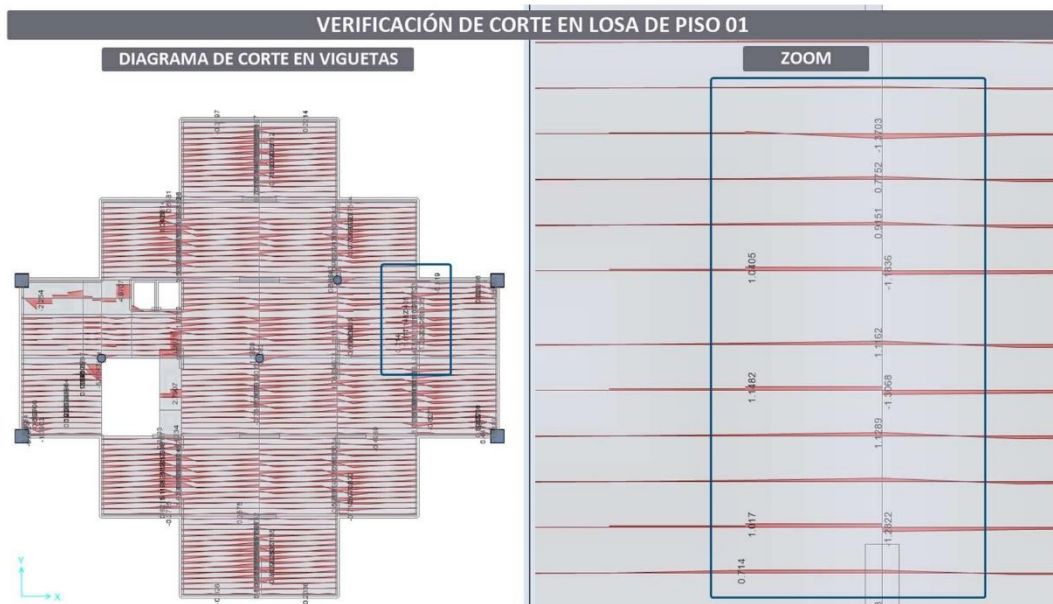
$$V_u = 1.1 * 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 10 * 17.5 = 1.26 \text{ Tonf}$$

Figura 67- Corte en viguetas de manera vertical - aceptable.



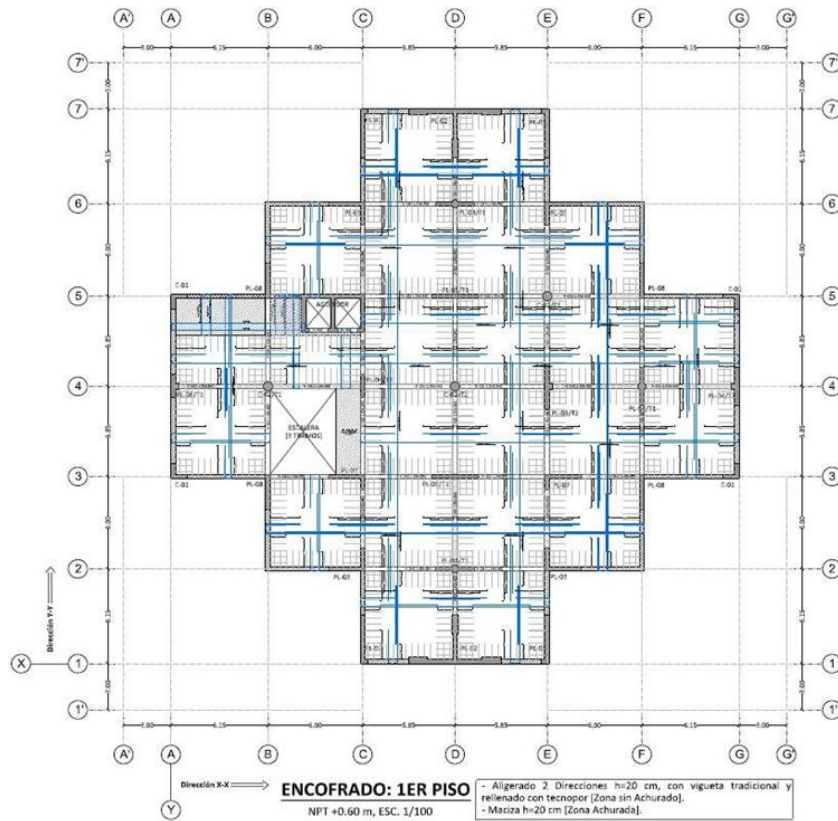
Fuente: Elaboración propia.

Figura 68- Corte en viguetas de manera horizontal - aceptable.



Fuente: Elaboración propia.

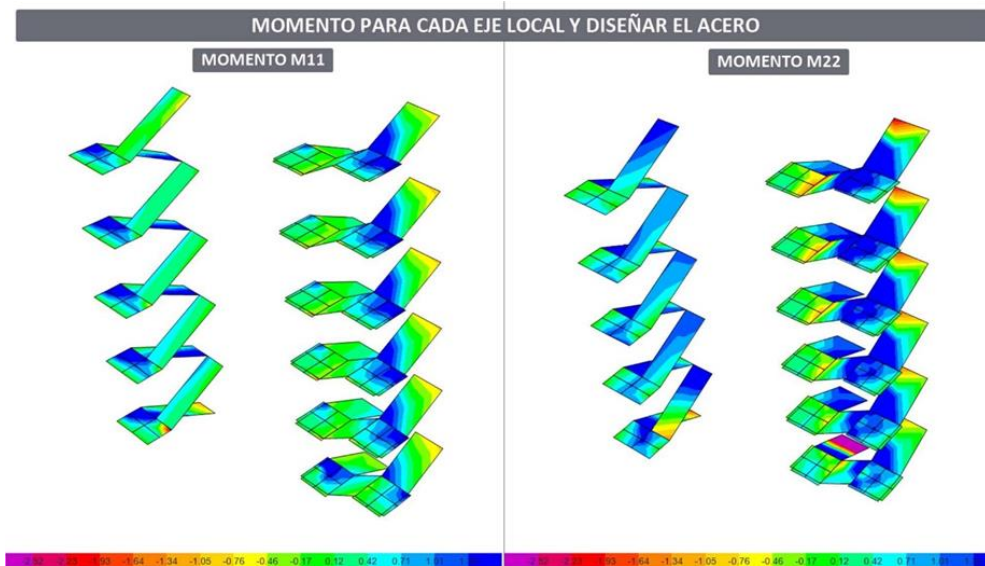
Figura 69- Plano de detalle para la losa del piso 01.



Fuente: Elaboración propia.

5.- Diseño de escalera:

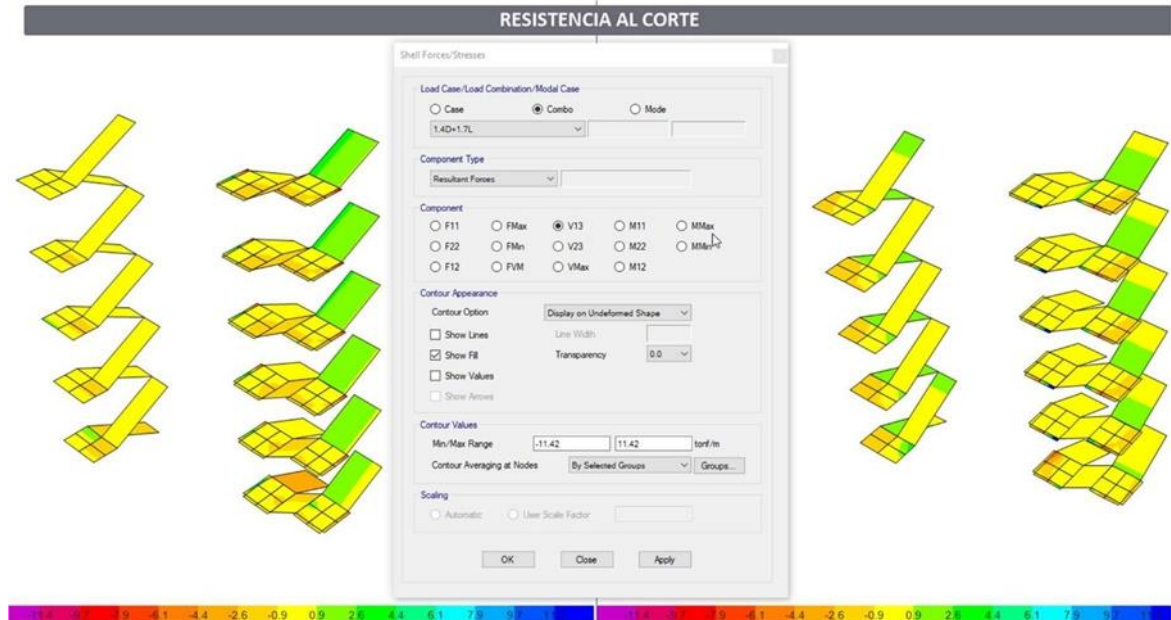
Figura 70- Momentos para diseño.



Fuente: Elaboración propia.

a.- Verificación al corte: $V_u = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 17.5 = 11.42 \text{ Tonf/m}$

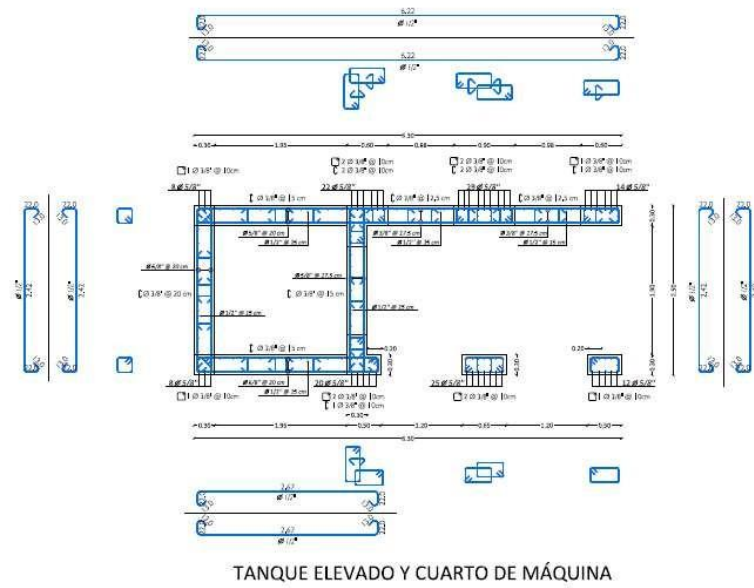
Figura 71- Corte en escaleras- aceptable.



Fuente: Elaboración propia.

6.- Diseño de tanque elevado: No se consideró el efecto del movimiento impulsivo y convectivo del líquido para el diseño de este a causa de ser parte de un sistema rígido, tener espesor bastante generoso por la continuidad de placas y un acero igualmente conservador, considerando las otras cargas adicionales de diseño para presión del líquido y peso de este.

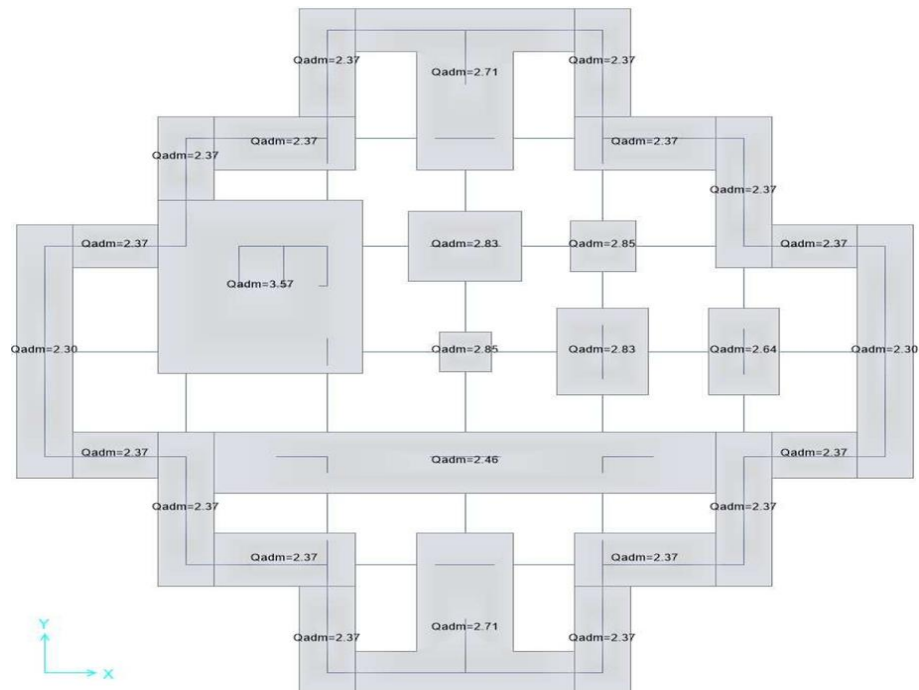
Figura 72- Plano de detalle de tanque elevado y cuarto de máquina.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Resultados del diseño de la subestructura del módulo
1.- Cimentación:

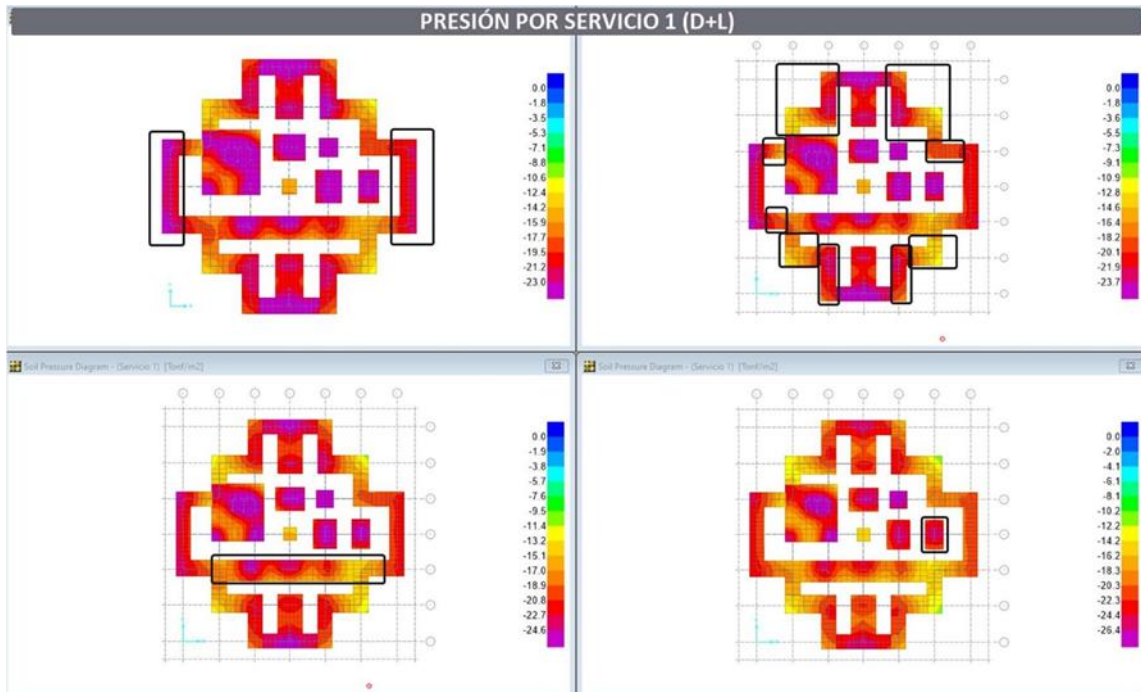
Figura 73 – Asignación de presiones en la cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

a.- Control de presiones actuantes:

Figura 74 – Presión – Servicio 1 (D+L) / Qadm = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40] Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 75 – Presión – Servicio 1 (D+L) / Qadm = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70] Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 76 – Presión – Servicio 2-X (D+0.70L+0.525SX) / Qadm = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]*4/3 Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 77 – Presión – Servicio 2-X (D+0.70L+0.525SX) / Qadm = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]*4/3 Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 78 – Presión – Servicio 2-Y (D+0.70L+0.525SY) / Qadm = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]*4/3 Tonf/m2.

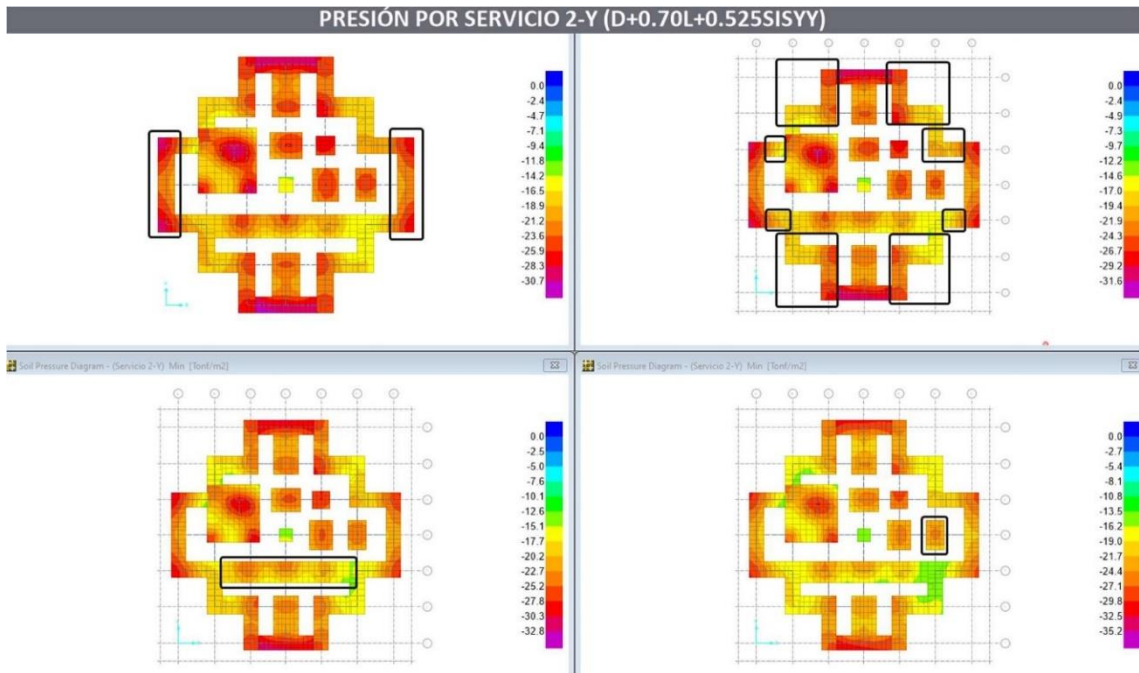


Figura 79 – Presión – Servicio 2-Y (D+0.70L+0.525SY) / Qadm = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]*4/3 Tonf/m2.

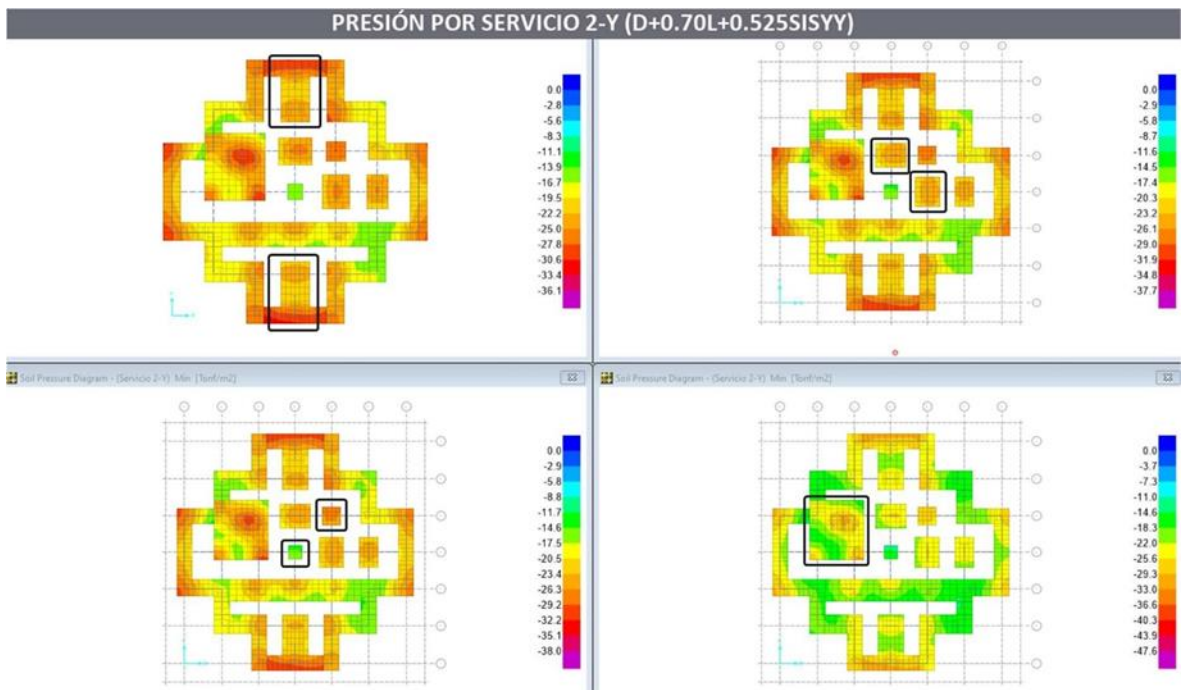
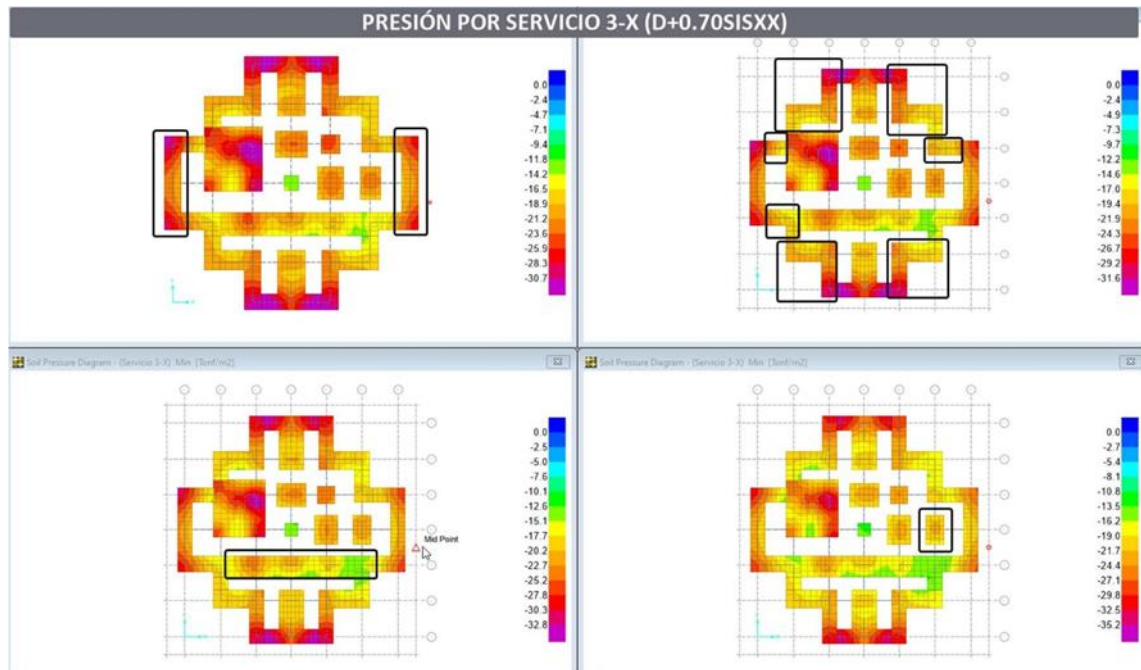


Figura 80 – Presión – Servicio 3-X (D+0.70SX) / Qadm = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]*4/3 Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 81 – Presión – Servicio 3-X (D+0.70SX) / Qadm = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]*4/3 Tonf/m2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 82 – Presión – Servicio 3-Y (D+0.70SY) / Qadm = [23.00, 23.70, 24.60, 26.40]*4/3 Tonf/m2.

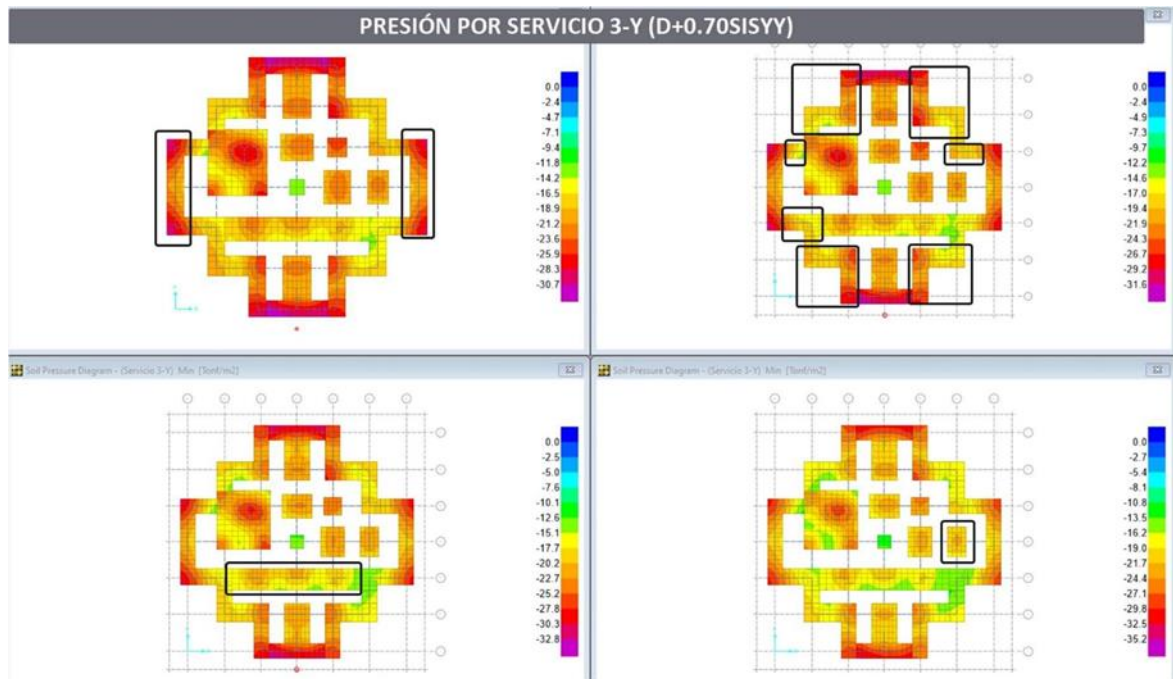
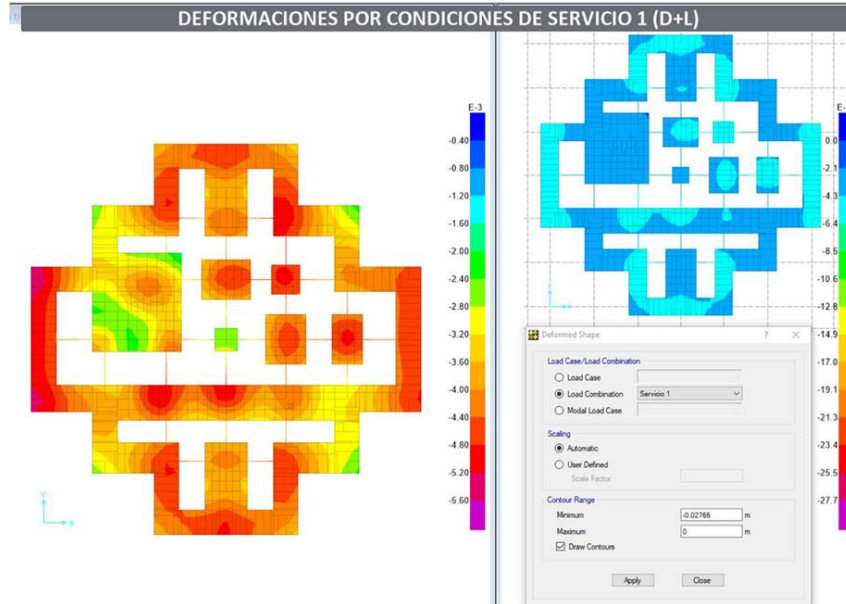


Figura 83 – Presión – Servicio 3-Y (D+0.70SY) / Qadm = [27.10, 28.30, 28.50, 35.70]*4/3 Tonf/m2.



b.- Control de asentamiento máximos:

Figura 84 – Asentamiento máximo de hasta 0.0056 m < 0.02766 m, aceptable.



Fuente: Elaboración propia.

c.- Control de asentamientos diferenciales:

Tabla 37 – Distorsión angular.

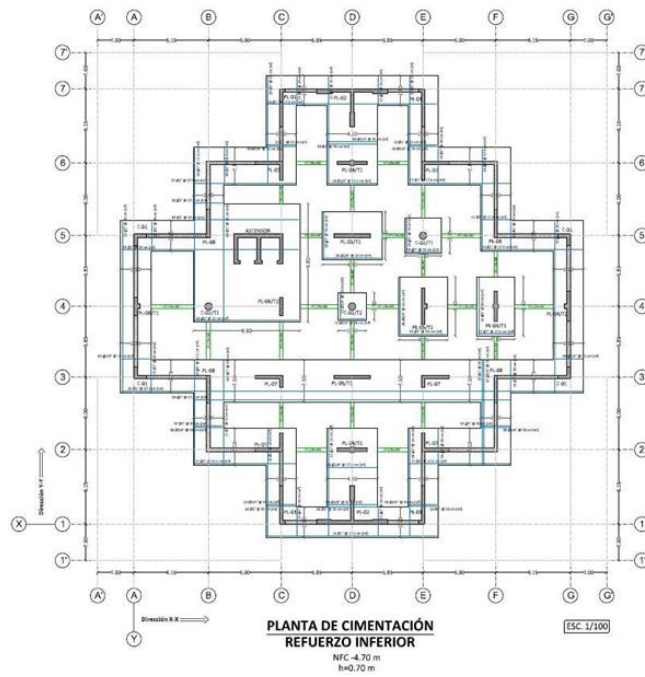
TABLA 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: Elaboración propia.

Dado la recomendación del EMS se considera una distorsión angular de $1/500 = 0.002 < 0.00027$ siendo este el más crítico, teniendo un comportamiento ACEPTABLE.

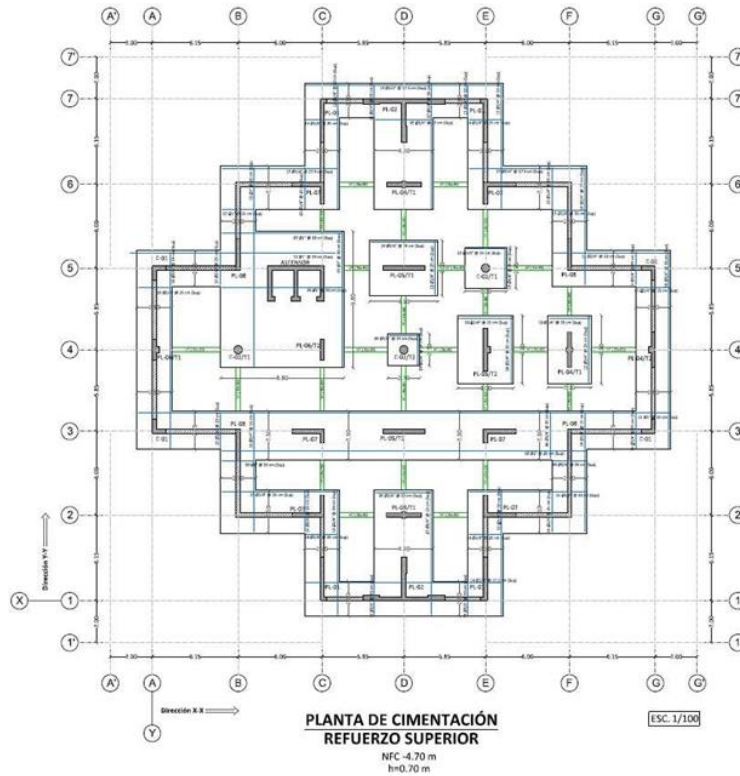
d.- Refuerzo en cimentación:

Figura 85 – Refuerzo inferior – planta de cimentación.



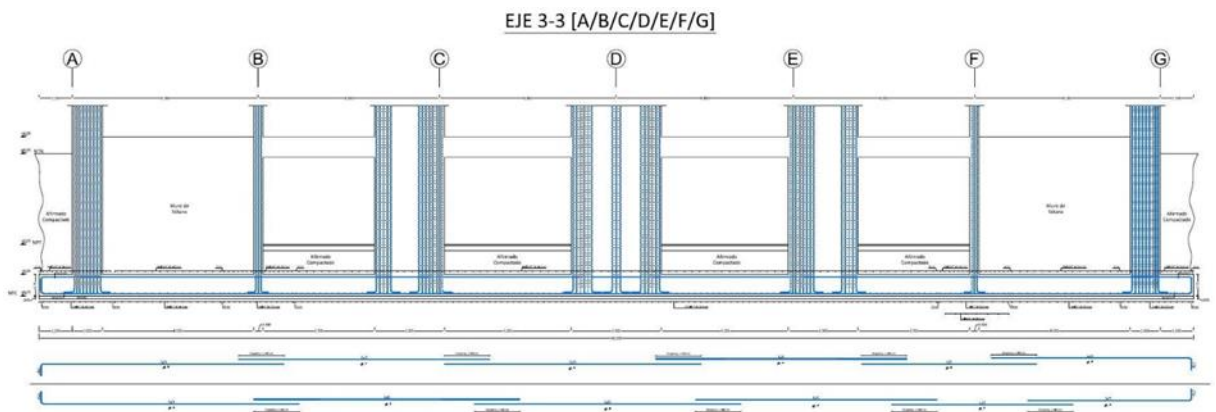
Fuente: Elaboración propia.

Figura 86 – Refuerzo superior – planta de cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

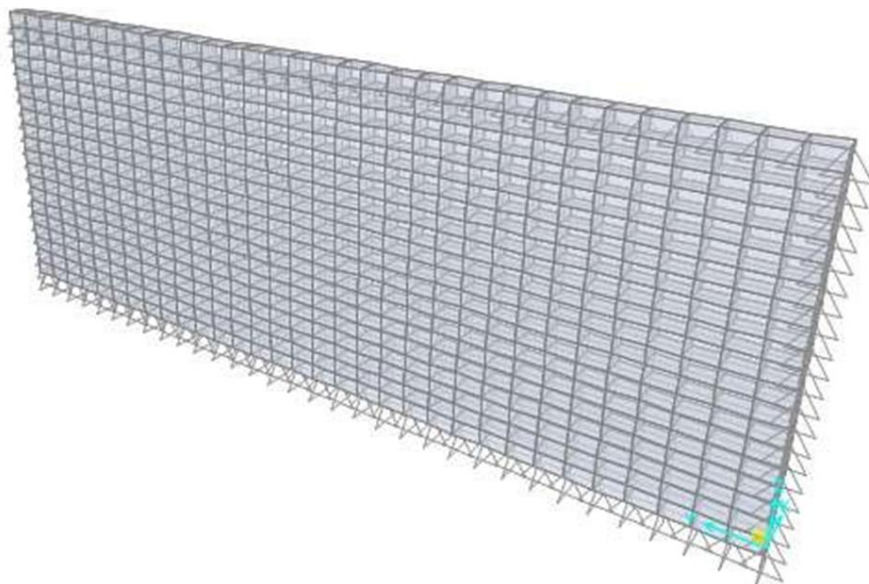
Figura 87 – Elevación de cimentación - eje representativo.



Fuente: Elaboración propia.

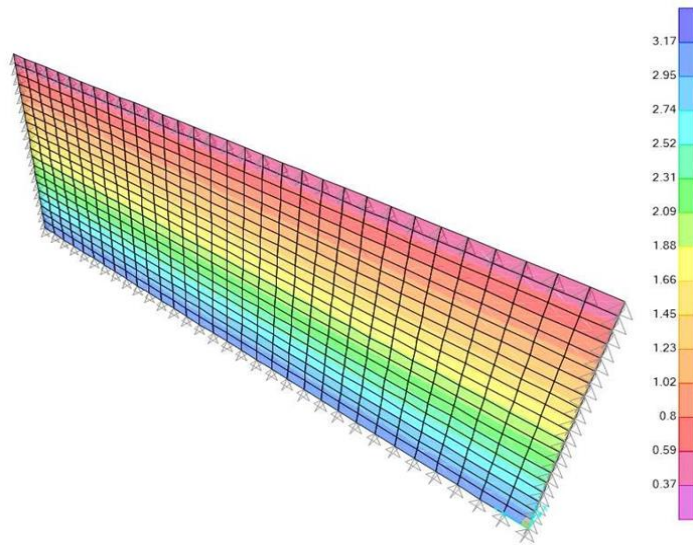
2.- Muro de sótano:

Figura 88 – Modelo representativo de muro de sótano.



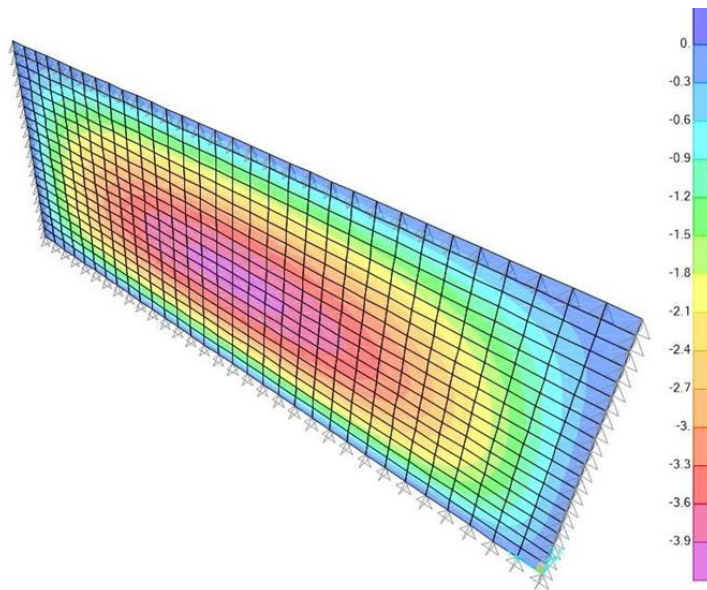
Fuente: Elaboración propia.

Figura 89 – Asignación de presiones.



Fuente: Elaboración propia.

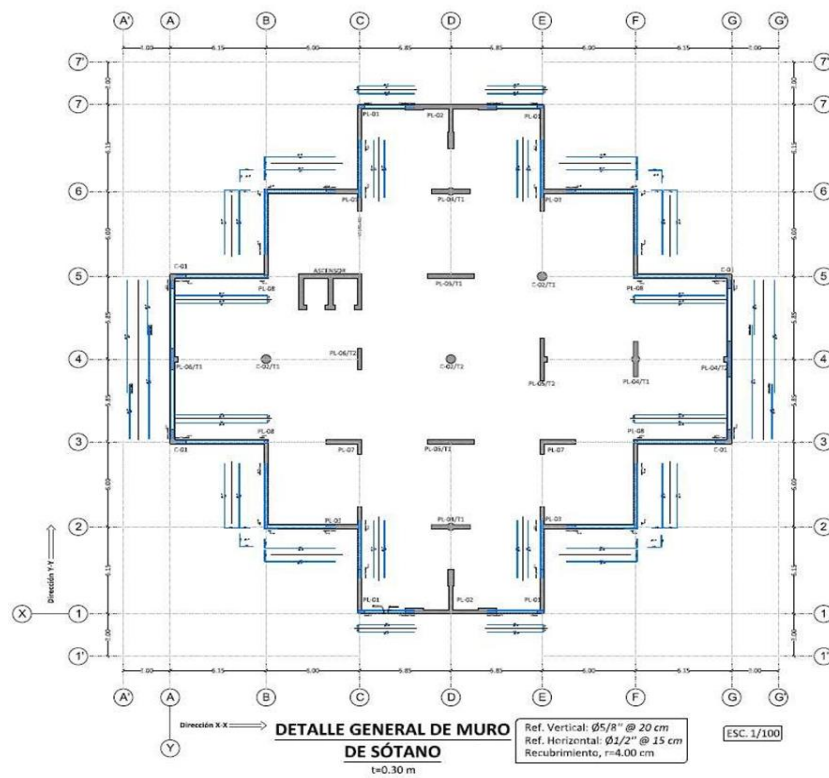
Figura 90 – Momento para diseño a flexión.



Fuente: Elaboración propia.

a.- Refuerzo en muro de sótano:

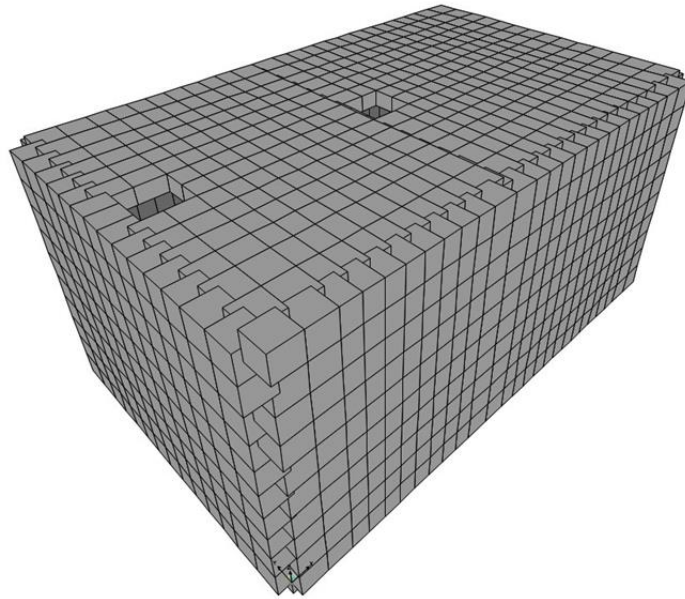
Figura 91 – Detalle de muro de sótano.



Fuente: Elaboración propia.

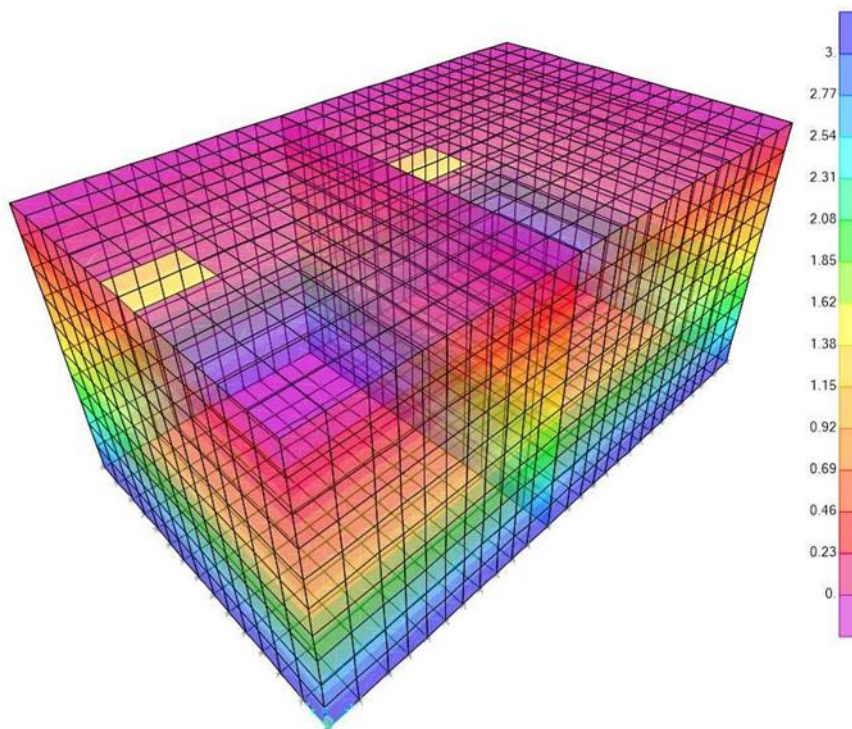
3.- Tanque Cisterna:

Figura 92 – Modelo representativo de tanque cisterna.



Fuente: Elaboración propia.

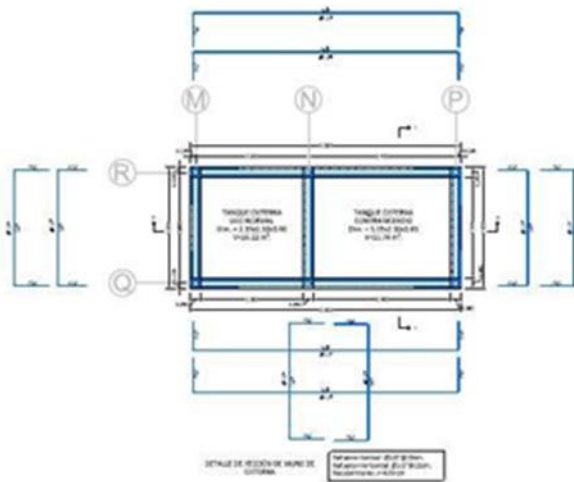
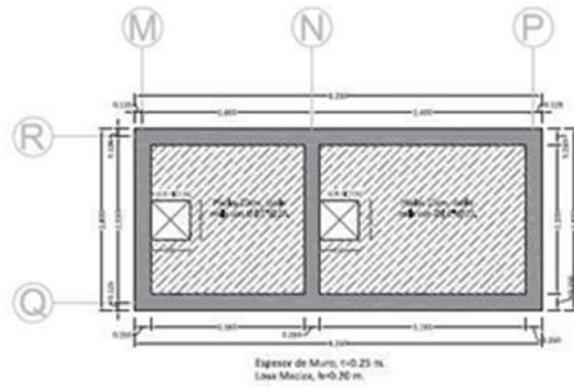
Figura 93 – Asignación de presión de líquido.



Fuente: Elaboración propia.

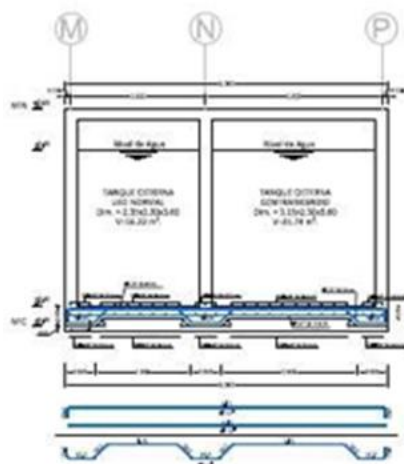
Figura 94 – Plano de tanque cisterna.

TANQUE CISTERNA

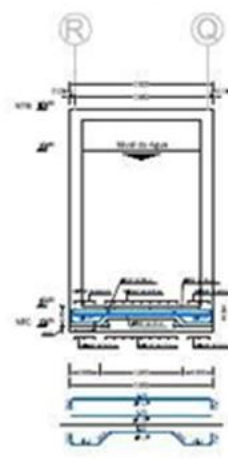


ELEVACIÓN X-X

ELEVACIÓN X-X



ELEVACIÓN Y-Y



Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de resultados específicos

- Para el cumplimiento del objetivo general que es “Realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.” Se realizó el análisis y diseño de la estructura del palacio municipal, el cual tiene un área en planta de 864 m² (piso 01), 799.94 m² (piso 02), 799.94 m² (piso03), 1008 m² (piso 04), 1008 m² (piso 05), 1008 m² (azotea) con forma de cruz en todos los niveles y aberturas conforme a la arquitectura, teniendo un nivel adicional encima de la azotea un techo o cobertura metálica liviana.
- Para el cumplimiento del primer objetivo específico que es “Realizar el procedimiento del modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.” Se cumplió con los procedimientos de modelos matemático, encontrándose los siguientes niveles de piso terminado, NTP -3.00 m (sótano), NPT +0.60 m (piso 01), NPT +3.60 m (piso 02), NPT +7.20 m (piso 03), NPT +10.80 m (piso 04), NTP +14.40 m (piso 05), NPT +18.00 m (Azotea), NPT +21.60 (Techo Cuarto de Maquina / Base de Armadura).
- Para el cumplimiento del segundo objetivo específico que es “Realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.” Se cumplió con el diseño de la superestructura, el cual posee como elementos estructurales verticales (columnas y placas), horizontales (vigas, losas), inclinados (escaleras) que junto a la cimentación y techo metálico forma el proyecto estructural completo, tales elementos con sus respectivas dimensiones se ven plasmados en los planos. También se ve en los planos elementos complementarios como el tanque elevado, tanque cisterna y cuarto de máquina.

- Para el cumplimiento del tercer objetivo específico que es “Realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.” Se cumplió con el diseño de la subestructura, el cual posee la cobertura al cual solo se llegó al proceso de análisis y diseño quedando perfiles básicos que servirán como referencia para un proyecto complementario, los perfiles dados no eximen de un análisis posterior a la cobertura tanto de los elementos y sus respectivas conexiones con su respectiva documentación.

CONCLUSIONES

- A. Para el mejoramiento de los servicios municipales se realizó el análisis y diseño del sistema estructural del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, el cual se desarrolló cumpliendo las normas establecidas en las normas vigentes peruanas (E-020, E-030, E-050 y E-060), ofreciendo una infraestructura adecuada, segura y funcional, para lo cual se aplicó las teorías del análisis y diseño estructural, obteniendo una buena estructuración, con dimensiones adecuadas.
- B. El diseño y 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 etabs, en concordancia con los artículos 14 y 18 de la norma de sismo resistente NT E-030.
- C. La superestructura posee como elementos estructurales verticales (columnas y placas), horizontales (vigas, losas), inclinados (escaleras) que, tales elementos con sus respectivas dimensiones se ven plasmados en los planos, también se ve en los planos elementos complementarios como el tanque elevado y cuarto de máquina.
- D. La subestructura posee como elementos estructurales verticales (muros de sótano), horizontales (cimentación) que, tales elementos con sus respectivas dimensiones se ven plasmados en los planos, también se ve en los planos elementos complementarios como el tanque cisterna.

RECOMENDACIONES

1. Si las estructuras se diseñan con software, como es el caso, entonces los resultados deben analizarse cuidadosamente para obtener un buen diseño estructural.
2. Presta especial atención al importar datos de software especializado, para que obtengas resultados más cercanos a la realidad.
3. Para un buen diseño estructural se debe respetar la normatividad vigente en el Perú para brindar una infraestructura adecuada, segura y funcional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Tesis: 2011. Yonel Henry Pecho "Pavimentación Y Construcción De VeredDe 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.

Blanco, A. (2010). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. S.l.: s.n.

Bolaños, A. y Monroy, O. (2004). Espectros de Peligro Sísmico Uniforme. S.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Burgos, M., (2007). T e s i s. S.l.: Universidad nacional de ingenieria.

Casimiro, S., (2012). Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. s.l.: Universidad Nacional de Ingeniería.

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.

Cisneros, Á. (2016). Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano. s.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.

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.

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.

FEMA, (2006). Designing for Earthquakes. S.l.: s.n.

Fratelli, M. (2001). Estructuras sismorresistentes -. S.l.: s.n.

Harmsen, T. (2012). Diseño de estructuras de concreto armado. 4. S.l.: s.n.

Ministerio de Vivienda, C.Y.S. (2010). Reglamento nacional de Edificaciones. Tercera. S.I.: s.n.

Moyano Rostworowski, G., 2016. Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores. S.I.: s.n.

Ortega, J. (2000). Concreto armado I. S.I.: s.n.

Otazzi, G., (2014). Diseño en concreto armado. 2. Lima: s.n.

Padilla, G., 2010. Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú [en línea]. S.I.: s.n. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/>.

SEAOC, 1995. Seismic Design Manual. S.I.: s.n.

Taboada, J. y Martín, A 2009. Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras. S.I.: PUCP.

ANEXOS

ANEXO 01 – Matriz de Consistencia.

ANEXO 02 – Estudio de Mecánica de Suelos.

ANEXO 03 – Planos.

MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS MUNICIPALES CON EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MÓDULO DEL PALACIO MUNICIPAL DE SATIPO - JUNÍN

PROBLEMA	OBJETIVOS	JUSTIFICACIÓN	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
<p>Problema general ¿De qué manera se puede dar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?</p> <p>Problemas específicos</p> <p>a) ¿Cuál será el modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?</p> <p>b) ¿Cuáles serán los resultados de realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?</p> <p>c) ¿Cuáles serán los resultados de realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín?</p>	<p>Objetivo general Realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>Objetivos específicos</p> <p>a) Realizar el procedimiento del modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>b) Realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>c) Realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p>	<p>Justificación metodológica Es importante optar una metodología más rígida 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 practica La Municipalidad Provincial de Satipo viene funcionando en infraestructura antigua ubicado por la plaza central, el mismo que se encuentra en condiciones no apropiadas para la prestación de los servicios municipales.</p>	<p>Hipótesis General Si es factible realizar el mejoramiento de los servicios municipales con el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>Problemas específicos</p> <p>a) Realizar el procedimiento del modelo matemático para el módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>b) Realizar el diseño de la superestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín.</p> <p>c) Realizar el diseño de la subestructura del módulo del palacio municipal de Satipo - Junín, es determinante para el análisis y diseño del módulo del</p>	<p>Variable Independiente Análisis y diseño estructural.</p> <p>Variable dependiente: Mejoramiento de los servicios municipales.</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>Justificación teórica Esta investigación se realizó 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>	palacio municipal de Satipo – Junín.		
--	--	--	--------------------------------------	--	--