



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Evaluación y Propuesta de Mejoramiento del Diseño Estructural de la
Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERA CIVIL**

AUTORAS:

Loyola Cayahuallpa, Betsy Alexia (ORCID: 0000-0001-8126-4603)

Sánchez Ávila, María Alejandra (ORCID: 0000-0001-6544-2369)

ASESOR:

Mg. Barrantes Mann, Luis Alfonso Juan (ORCID: 0000-0002-2026-0411)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA - PERÚ

2021

Índice de tablas

Tabla 1. Operacionalización de Variables.....	20
Tabla 2. <i>Excavación de calicatas</i>	30
Tabla 3. <i>Composición del suelo</i>	30
Tabla 4. <i>Factores de carga</i>	32
Tabla 5. <i>Reacciones en la base</i>	36
Tabla 6. <i>Formas modales de vibración de la estructura</i>	37
Tabla 7. <i>Irregularidad</i>	39
Tabla 8. <i>Categoría y regularidad de las edificaciones</i>	40
Tabla 9. <i>Control de desplazamientos</i>	41
Tabla 10. <i>Cargas actuantes con denominación Z5</i>	41
Tabla 11. <i>Cargas actuantes con denominación Z4</i>	42
Tabla 12. <i>Reporte de diseño de zapata aislada centrada</i>	42
Tabla 13. <i>Capacidad resistente de la Zapata Z4</i>	44
Tabla 14. <i>Capacidad resistente de la columna C3</i>	46
Tabla 15. <i>Diseño de losa aligerada</i>	50
Tabla 16. <i>Fuerzas cortantes actuales</i>	50
Tabla 17. <i>Condiciones de cimentación para el diseño</i>	56
Tabla 18. <i>Resultados del estudio de mecánica de suelos</i>	57
Tabla 19. <i>Propiedades del terreno para elementos de sostenimiento</i>	72
Tabla 20. <i>Esfuerzos actuantes de la columna</i>	80
Tabla 21. <i>Verificación por flexocompresión</i>	80
Tabla 22. <i>Esfuerzos actuantes en la columna</i>	82
Tabla 23. <i>Parámetros - propuesta inicial</i>	83
Tabla 24. <i>Verificación por flexocompresión</i>	83
Tabla 25. <i>Esfuerzos actuantes en la columna</i>	85
Tabla 26. <i>Propuesta inicial</i>	86
Tabla 27. <i>Verificación por flexocompresión</i>	86
Tabla 28. <i>Esfuerzos actuantes en la Columna</i>	88
Tabla 29. <i>Propuesta Inicial</i>	89

Tabla 30. <i>Verificación por flexo-compresión</i>	89
Tabla 31. <i>Distribución de acero principal en columnas</i>	91
Tabla 32. <i>Resultados de análisis</i>	100
Tabla 33. <i>Resultados de análisis - VP 205</i>	102
Tabla 34. <i>Datos generales del diseño de escaleras</i>	118

Índice de figuras

Figura 1. <i>Ubicación del proyecto</i>	23
Figura 2. <i>Modelamiento del Palacio Municipal de Cerro Azul</i>	34
Figura 3. <i>Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones</i>	36
Figura 4. <i>Modo 1: Movimiento rotacional del edificio</i>	38
Figura 5. <i>Modo 1 en elevación: Movimiento predominante dle tipo rotacional</i>	38
Figura 6. <i>Modo 2 en elevación: Movimiento predominante del tipo traslacional y rotacional</i>	39
Figura 7. <i>desplazamiento de la edificación</i>	40
Figura 8. <i>Acero mínimo en la columna C3</i>	45
Figura 9. <i>Capacidad resistente columna C3</i>	45
Figura 10. <i>Diagrama de momentos en vigas</i>	47
Figura 11. <i>Diagrama de momentos del análisis</i>	47
Figura 12. <i>Verificación de vigas EJE 3 - Tramo B-C</i>	48
Figura 13. <i>Verificación de vigas EJE B - Tramo 3-4</i>	48
Figura 14. <i>Paño de análisis en zonas de circulación</i>	49
Figura 15. <i>Sección transversal del mejoramiento del terreno y la platea de cimentación</i>	58
Figura 16. <i>Vista de planta de la sección de la platea</i>	60
Figura 17. <i>Vista en 3D de la sección de la platea</i>	60
Figura 18. <i>Vista en planta de la pltea de cimentación</i>	61
Figura 19. <i>Carga muerta en la platea de cimentación</i>	61
Figura 20. <i>Carga viva en la platea de cimentación</i>	62
Figura 21. <i>Carga de sismo en la dirección X - platea de cimentación</i>	62
Figura 22. <i>Carga de sismo en la dirección Y - platea de cimentación</i>	63
Figura 23. <i>Combinaciones de carga y la envolvente</i>	63
Figura 24. <i>Verificación de la presión de las cargas de servicio sobre el terreno, que está en 1.33kg/cm², siendo además en una zona puntual</i>	64
Figura 25. <i>Máximo momento en la platea de cimentación</i>	64
Figura 26. <i>Cortante máximo por flexión en la platea de cimentación</i>	66
Figura 27. <i>Verificación del corte por punzonamiento de la platea de cimentación</i>	67
Figura 28. <i>Verificación del corte por punzonamiento de la columna mas cargada (B-3) - platea de cimentación</i>	67

Figura 29. <i>Planta de edificación para ubicar la columna más cargada</i>	68
Figura 30. <i>Disposición del acero de refuerzo de la columna más cargada</i>	68
Figura 31. <i>Diagrama de interacción de la columna con la armadura dispuesta, para el eje X</i>	69
Figura 32. <i>Diagrama de interacción de la columna con la armadura dispuesta, para el eje Y</i>	70
Figura 33. <i>Diagrama de interacción de la columna con la carga ultima actuante.</i>	70
Figura 34. <i>Otra vista del diagrama de interacción con la carga última actuante</i> ..	71
Figura 35. <i>Geometría de planta de la cisterna</i>	72
Figura 36. <i>Geometría en altura de la cisterna</i>	73
Figura 37. <i>Cisterna con las presiones del terreno y la sobrecarga, la cara botton</i>	74
Figura 38. <i>Modelo matemático de la cisterna</i>	74
Figura 39. <i>Cisterna con las presiones del terreno y la sobrecarga</i>	75
Figura 40. <i>Diagrama de momento / Diagrama de cortante</i>	100
Figura 41. <i>Diagrama de momento / Diagrama de cortante - VP 205</i>	102
Figura 42. <i>Resultados de análisis - VP 104</i>	104
Figura 43. <i>Resultados de análisis - VP 205</i>	106
Figura 44. <i>Resultados de análisis - VP 201</i>	108
Figura 45. <i>Resultados de análisis - VP 106</i>	110
Figura 46. <i>Diseño típico de losas</i>	112
Figura 47. <i>Zona de altos esfuerzos de cortante</i>	114
Figura 48. <i>Momentos actuantes en la losa</i>	114
Figura 49. <i>Diseño final de losa aligerada del primero nivel</i>	115
Figura 50. <i>Diseño de escalera</i>	119

Resumen

La investigación titulada evaluación y propuesta de mejoramiento del diseño estructural de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete; ostenta como objetivo principal realizar estudios que evalúe el estado situacional del expediente técnico y presentar una mejor solución estructural; la misma que tiene como punto de partida el servicio de atención al público que brinda esta entidad, el cual no reúne las condiciones adecuadas en infraestructura, puesto que el expediente técnico subido al sistema SEACE cuenta con errores respecto al estudio de mecánica de suelos y un mal procedimiento para el análisis en el diseño estructural de la edificación.

La metodología empleada consistió en un estudio de tipo cuantitativo y diseño no experimental-transversal, asimismo, utilizó la técnica de la observación para reunir datos, así como el análisis documental de manera exhaustiva del expediente y planos originarios que permitirá un cotejo en campo apegado a la normativa legal vigente.

Los resultados obtenidos fueron que el expediente técnico no cuenta con datos correctos, respecto de lo que indica la norma a los asumidos por el consultor en la elaboración del expediente técnico.

Por lo cual se requiere una reformulación del proyecto que adopte todos los requerimientos normativos a fin de asegurar una adecuada resistencia, seguridad estructural y sísmica.

Palabras claves: Suelos, Diseño *estructural*, edificaciones, *evaluación estructural*.

Abstract

The investigation titled evaluation and proposal for improvement of the structural design of the District Municipality of Cerro Azul, Cañete; Its main objective is to carry out studies that evaluate the situation of the technical file and present a better structural solution; The same starting point is the customer service provided by this entity, which does not meet the appropriate conditions in infrastructure, since the technical file uploaded to the SEACE system does not have the technical information required for the execution of the edification.

The methodology used consisted of a quantitative study and non-experimental-cross-sectional design, likewise, it used the observation technique to gather data, as well as exhaustive documentary analysis of the original file and plans that will allow a collation in the field attached to current legal regulations.

The results obtained were that the technical file does not have relevant documentation, relative to the structures and calculation memories, the columns require greater reinforcement of steel, as well as the beams in negative and positive steel; on the other hand, the footings analyzed require greater steel reinforcement and the dimensions are not consistent with what was observed. Finally, the lightened slabs present a negative steel deficit and the acting shear is greater than the admissible one in their three supports. Therefore, a reformulation of the project is required that adopts all the regulatory requirements in order to ensure adequate resistance, structural and seismic safety.

Keywords: Soil, *Structural design, buildings, structural evaluation.*

I. INTRODUCCIÓN

El proyecto de investigación se encuentra ubicado en el Distrito de Cerro Azul, Provincia de Cañete departamento de Lima; es uno de los distritos más turísticos de la provincia, ya que se encuentra a orillas del mar, por tal motivo es que presenta un tipo de suelo con altos niveles freáticos para lo cual se debe realizar calicatas y así realizar la verificación del estado de los estratos y poder elaborar el perfil estratigráfico, el cual nos dará la información requerida para poder definir la cota más óptima para la cimentación de la edificación que tiene una proyección de 3 niveles, bajo un tema constructivo estructural.

Nuestro proyecto de investigación se centra en la edificación de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, ya que es una edificación de Categoría A, según el RNE (reglamento nacional de edificaciones), la norma E.0.30 de suelo y cimentación, en el artículo 15, nos indica la categoría y factor de uso; en la cual se observa que es una edificación esencial, que servirá de refugio ante un desastre.

El expediente técnico contempla una edificación en concreto armado, la cual debe estar respaldada en normativas nacionales e internacionales y así mismo garantizar un óptimo desempeño estructural ante posibles eventos sísmicos; es por ello que se busca mostrar el procedimiento y los resultados de la revisión del expediente técnico “MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE SERVICIO DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CERRO AZUL-CAÑETE-LIMA”

De todo lo descrito anteriormente, de formula el siguiente problema general:

¿La Evaluación del diseño estructural del expediente técnico, posibilitará una propuesta de mejoramiento a la edificación de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete?

Y a su vez, los siguientes problemas específicos:

¿Será adecuado el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico para la construcción de la edificación de la municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete?

¿Cómo ha sido elaborado el análisis estructural del Expediente Técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro azul, Cañete?

Justificación de la investigación

En el análisis del presente expediente, se ha podido concretar que es necesario realizar una investigación exhaustiva debido a que toda información que ha sido adjuntada en dicho expediente, puede ser mejorada estructuralmente, más aún por tratarse de una edificación de suma importancia como es la Municipalidad Distrital de Cerro Azul; es así, que se realizará la evaluación estructural y subsecuente a ello, se planteará en su necesidad, una propuesta que conlleve a mejorar dicha edificación. Sumado a lo anterior, el presente estudio es dado a necesidad para desarrollar nuestras prácticas profesionales donde se pudo dar apreciación de las observaciones del proyecto. En otros aspectos la investigación aporta socialmente dado que el proyecto evaluado nos permitirá conocer la situación de la edificación proyectada y de esa manera tener conocimiento si es de un nivel seguro; es así entonces que Habiéndose publicado el procedimiento de selección adjudicación simplificada AS-SM-1-2020-MDCA/OEC-1 con fecha 04/03/2020, para ejecutar el proyecto denominado “EJECUCION DE LA OBRA POR CONTRATA DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE SERVICIO DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CERRO AZUL- CANETE - LIMA META COMPONENTE 1 OBRAS CIVILES DEMOLICION DESMONTAJE Y COSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA MUNICIPALIDAD DE CERRO AZUL - CANETE – LIMA” por el monto S/ 1,058,953.29, con un plazo de ejecución de obra de 120 días calendario, se realizó la búsqueda mediante la plataforma del SEACE con la finalidad de realizar la descarga del Expediente Técnico de Obra, ya que al ser una construcción emblemática como es el PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE CERRO AZUL, las autoras de esta tesis en primer término realizaremos la evaluación del Expediente Técnico de Obra y demás documentos que lo conforman y en segundo término, presentar una propuesta de mejora si es que lo amerita, si no lo amerita dar la conformidad a los datos consignados en dicho proyecto.

La presente investigación se justifica en distintos aspectos como: Determinar si el expediente técnico debe ser reformulado en el diseño estructural.

En esa perspectiva, se plantea el siguiente objetivo general

Realizar la evaluación y propuesta de mejoramiento al diseño estructural de la edificación de la Municipalidad distrital de Cerro Azul – Cañete 2020.

Del objetivo general, su alcance es a razón de sus objetivos específicos

Evaluar los datos consignados en el estudio de mecánicas de suelo del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad distrital de Cerro Azul – Cañete 2020.

Describir el análisis estructural del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad distrital de Cerro Azul – Cañete 2020.

Hipótesis

La evaluación del diseño estructural del expediente técnico posibilitara una propuesta de mejoramiento a la edificación de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete.

Hipótesis específicas

La evaluación de los datos consignados en el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico, no concuerda con la norma vigente.

El análisis estructural del expediente técnico no cumple con la normativa vigente.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Trabajos previos

Internacionales

Estrada y Vivanco (2019) en su tesis de pregrado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos en el norte de Quito”. Tuvieron como objetivo: “Realizar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y análisis estructural lineal y no lineal de la vivienda, proponiendo alternativas de reforzamiento que garanticen una propuesta sismo resistente buscando que prevalezca la relación del costo y beneficio”. Metodología: Investigación de tipo aplicada y nivel descriptivo. Las conclusiones fueron: En concordancia con los estudios realizados la evaluación visual del edificio seleccionado, ostenta un vulnerabilidad sísmica sumamente alta; asimismo, se pudo identificar que la estructura ostenta patologías en elevación y planta que ponen en riesgo el comportamiento estructural de la vivienda; entre la patología más resaltante se encuentra el de los niveles divididos que es cuando la parte alta del edificio no se asocia otro nivel de piso; a su vez; se determinó que los componentes resistentes ante cargas gravitacionales y laterales no guardan comportamiento estructural asociado debido a que no cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional vigente NEC-SE-DS entre las que se encuentran secciones sísmicas, refuerzo transversal y consistencia de materiales; por otro lado, entre las propuestas dadas se considera que a razón que la totalidad del sistema es la mampostería, la mejor solución a ello sería el reforzamiento en base técnico-económico del enchapado que mejora el desempeño estructural; sumado a ello otra alternativa es el reforzamiento de la losa mediante fibras de carbono o reforzamiento con elementos metálicos.

Flores (2018) en su tesis de pregrado: “Modelación, diseño estructural comparativo y propuesta de ampliación vertical de la edificación Flores Mena en Quito”. Tuvo como objetivo: “Determinar, la factibilidad de ampliación estructural vertical, para la edificación Flores Mena y las familias aledañas del Sector Cofavi, que buscan tener un análisis y costos de ampliación referencial para impulsar su propio diseño y costo del proyecto”. Metodología: Estudio de nivel exploratorio-descriptivo-correlacional. Las conclusiones fueron: La modelación y las evaluaciones sísmicas lineales de la

edificación no presentan desperfectos en planta y tampoco en elevación, además se comprueba que en el análisis dinámico lineal las dos primeras maneras de vibración son trasnacionales y su tercera manera es rotacional; asimismo, se concluye que en la edificación es necesaria un reforzamiento estructural a razón de que las derivas sobrepasan su valor límite según la NEC 2015 y por ello no se puede implementar una ampliación estructural; por otra parte, se propone para mejoramiento de la edificación evaluada la colocación de muros de hormigón donde se considere un adecuada configuración y se limiten los desplazamientos con derivas menores a 0.015 para el diseño de sismo y mayores a 0.02 para el sismo máximo posible.

Ledesma y Martínez (2018) en su tesis de grado: “Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta, caso de estudio localidades de Bosa, Bolívar, San Cristóbal y Usme”. Tuvieron como objetivo: “Realizar la evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta, que puedan verse afectadas por la ocurrencia de un evento sísmico en las localidades de Bosa, Bolívar, San Cristóbal y Usme”. Metodología: Estudio de nivel exploratorio-descriptivo, con procedimiento metodológico de modelación mediante el SAP 2000, según el análisis estático no lineal o análisis pushover. Las conclusiones fueron: En relación a la evaluación mediante los valores desempeño y la formación de rótulas plásticas a medida que se aumentan los ciclos de carga, se puede observar que cuando sobrepaso el rango elástico, la estructura da inicio a la degradación admitiendo que los componentes principales pierdan resistencia, a su vez al llegar al punto de desempeño la estructura se hace inestable y hay necesidad de intervenir para evitar pérdida del factor humano y el factor económico; por otra parte, se concluye que con la implementación del método pushover se logra validar la capacidad que tiene como herramienta para realizar un diseño Sismoresistente por lo que ha permitido analizar el comportamiento de la estructura frente a muchas demandas sísmicas; finalmente los resultados arrojados fueron más precisos que los que admiten detectar el análisis estático lineal, evidenciando daños como: piso blando, comportamiento frágiles de componentes estructurales y desplazamientos.

López (2017) en su tesis de pregrado: “Evaluación estructural mediante aplicación de normativa NEC y propuestas de reforzamiento de la residencia universitaria

Hogar Santa Teresita”. Tuvo como objetivo: “Realizar la evaluación estructural a la residencia universitaria Hogar Santa Teresita, ubicada en el Distrito Metropolitano de Quito siguiendo la normativa ecuatoriana de construcción NEC para establecer propuestas de reforzamiento realizando un análisis técnico-económico”. Metodología: Investigación exploratoria-observacional-correlacional con método de investigación de síntesis y deductivo y técnica de recolección a través de la entrevista y la revisión de documentos. Las conclusiones fueron: En razón a la evaluación de carácter inspección visual se pudo concretar que la edificación ostenta lesiones de tipo físicas como humedad y mecánicas como fisuras además de problemas estructurales como columnas cortas, inestables a razón de viga fuerte-columna débil, por lo que se le asocia peculiaridades de edificación vulnerable ante un evento sísmico; asimismo, según la evaluación cualitativa se obtuvo un grado alto de vulnerabilidad con puntuación $S=0.7$ el cual es un indicativo de evaluación especial; sumado a ello la edificación presenta derivas mayores a 2% mayores a los admisibles por lo que se hace en consideración reforzar estructuralmente la edificación; por otro lado, en los aspectos de rehabilitación de la edificación se reincorporó reforzamiento encamisado metálico en las columnas reduciendo el periodo de la estructura en casi el 30%; es decir, de 0.64 segundos a 0.9097 segundos; asimismo, se incrementó el valor $F_c=340\text{kg/cm}^2$ que permite que las derivas no sobrepasen el 2% admisible en la normativa; además, se incluye diagonales de acero en los pórticos de la estructura que mejoran evidentemente la rigidez global y así minimizando el periodo de la estructura de 0.90 segundos a 0.56 segundos.

Nacionales

Dávila y Enríquez (2019) en su tesis de pregrado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento al “Hospital Referencial de Ferreñafe” en Lambayeque”. Tuvieron como objetivo: “Evaluar el comportamiento estructural y proponer un sistema de reforzamiento al “Hospital Referencial Ferreñafe” frente a un sismo severo”. Metodología: Investigación de tipo cuasi-experimental y como muestra de estudio los módulos del Hospital Referencial Ferreñafe, método de investigación basado en el análisis, síntesis, deductivo e inductivo y técnica de recolección de datos como la observación y el análisis de documentos. Las conclusiones fueron: El hospital no cuenta con planos estructurales y los planos de

arquitectura no tenían compatibilidad con el levantamiento realizado de la edificación; asimismo, en el análisis de la vulnerabilidad sísmica a través del método Hirosawa se determinó que los módulos en su totalidad son vulnerables; sumado a ello, mediante el programa Etabs V18.0.2 se realizó el modelamiento matemático de cada módulo considerando aceleración máxima del suelo según lo demandado por la norma E-030 donde el resultado muestran que los módulos superan el desplazamiento máximo de 0.007 y a su vez este resultado corrobora la evaluación de vulnerabilidad explicada y genera totalmente la necesidad de implementar un reforzamiento para minimizar los desplazamientos laterales de entrepiso; por otro lado, al ejecutar el reforzamiento estructural a través de muros de concreto armado se logró rigidizar los módulos del Hospital Ferreñafe, finalmente con el software utilizado se realizó el modelamiento matemático de los módulos dando como resultado desplazamientos máximos de 0.007 dada por el RNE E-030.

Saavedra (2019) en su tesis de pregrado: “Evaluación del diseño estructural del Centro Educativo-Nivel Primario en el caserío Chagavara”. Tuvo como objetivo: “Realizar la evaluación del diseño estructural del Centro Educativo-Nivel Primaria en el caserío de Chagavara”. Metodología: Investigación de diseño no experimental y de nivel descriptivo, técnica de recolección de datos fue la observación experimental y su instrumento de recolección de datos fue la guía de observación. Las conclusiones fueron: Al realizar el análisis estructural de la escuela en base a la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones y el ACi 318-14 se determinó que en el estudio de mecánica de suelos se encontró muestras de arcillas y capacidad portante del suelo de 2.81kg/cm²; asimismo, en el modelo estructural se obtiene un periodo en dirección X es 0.107 en el quinto modo donde la participación de masas mayores al 90%, en dirección Y el periodo es 0.109 en el cuarto modo donde también su porcentaje de masa es mayor al 90%, lo se comprende que en dirección X es un sistema aporticado donde las columnas absorben más del 90% de la cortante de la base y en la dirección Y es un sistema dual debido a que los muros absorben 42% de la cortante; por otro lado, el sistema estructural propuesto se obtiene la deriva mayor con sismo en sentido X de 0.00688 y en sentido Y de 0.00590, además se determinó se halló que la estructura de categoría A es regular en planta y en altura y además de evidenció que la estructura

es resistente al momento del volteo sin desplazamiento lateral. Finalmente entre las mejorar propuestas se realizó el diseño de la losa aligerada con peraltes de 20 cm y cuantías al 0.64%; además se diseñó vigas secundarias con secciones de 25x40cm² con la finalidad de que la estructura sea optimizado y los costos de materiales se reduzcan, además de lograr evitar rotulas plásticas y uniformar la estructura incluso mejorar el desempeño estructural; asimismo, se llegó a la conclusión que la más conveniente cimentación de la estructura fue el sistema de zapatas aisladas conectadas con vigas de conexión.

Medina (2019) en su tesis de pregrado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento de la I.E. Enrique Palacios Mendiburu PRE NDSR-1997”. Tuvo como objetivo: “Evaluar la vulnerabilidad sísmica y proponer el reforzamiento de la I.E. Enrique Palacios Mendiburu PRE-NDSR-1997”. Metodología: Investigación de tipo aplicada y nivel descriptivo bajo el enfoque cuantitativo con una población igual a 2 pabellones de 1A y 1B de la Institución Educativa Enrique Palacios Mendiburu. Las conclusiones fueron: A razón de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se concluye que la edificación mencionada presenta vulnerabilidad sísmica moderada en relación a que no cumple con las derivas máximas permitidas en el sentido longitudinal de pórticos, presenta fallas por existencia de columnas cortas y todos los parapetos en su totalidad inestables; asimismo, se halló derivas que superan el 30.7% en el sentido longitudinal superando así la permitida por la norma E.030 de solamente 7, empero la deriva en la sección transversal si cumple con un 1.3% de 5% permitidos; por otro lado, se las resistencias de cargas si cumplen con la normativa vigente E.070; sumado a que la estabilidad al volteo de los tabiques y parapetos son en su totalidad inestables al volteo debido a que el momento atenuante durante un sismo es mayor al momento resistente; finalmente, la evaluación de reforzamiento de cierre de paños cumplen con la rigidez lateral con un deriva de 2.64% sobre 30.7% de la estructura sin reforzar.

Requejo y Ríos (2018) en su tesis de pregrado: “Propuesta de un diseño estructural para la edificación del Mercado Central de Huacho”. Tuvieron como objetivo: “Proponer un nuevo diseño estructural de la edificación de concreto armado para lograr una adecuada seguridad en la infraestructura del Mercado Central de Huacho mediante la aplicación de pre dimensionamiento de los

elementos estructurales en técnicas computacionales”. Metodología: Investigación cuantitativa de diseño experimental con una población de 605 742 habitantes con técnicas de recolección de datos como la información indirecta e información directa. Las conclusiones fueron: Se concluye que los pres dimensionamientos de los componentes estructurales solamente conforman un punto de partida para los diseños finales siempre y cuando se considere los cálculos de acuerdo con las cargas de dichos elementos, asimismo el uso del programa ETAB mejora el diseño del concreto armando dándole precisión y a su vez permite observar de forma más real los efectos que pudieren suscitar ante los sismos sobre la estructura estudiada; en el análisis estructural se usó los criterios normativos como la revisión exhaustiva de normas vigentes así como criterios espaciales en razón a la calidad del espacio, distribución y proporción de puestos a construir; finalmente se pone atención a los criterios funcionales como la iluminación y ventilación por área circulante y asimismo se considera es estado total de la edificación, y es por este último es que debido a la concentración de acero en columnas se debe colocar en dos capas el acero positivo y negativo de las vigas.

2.2. Teoría relacionada con el tema de estudio

2.2.1. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad hace referencia a cuan susceptible es una estructura frente a situaciones que puedan posibilitar dañar las partes o componentes que lo mantienen en pie frente a un sismo que diferente severidad; tales como cimientos, columnas, muros, vigas y losas; de lo anterior Almirón y Yndigoyen (2019) clasifican:

Vulnerabilidad baja

La vulnerabilidad baja hace referencia a la edificación que ha sido bien diseñada y construida con peculiaridades sismoresistente sumado a todos los componentes estructurales en condiciones favorables; no se hayan realizado modificaciones que afecten la respuesta sísmica de la edificación principal y originaria de la edificación.

Vulnerabilidad media

Edificación diseñada y construida con particularidades sismoresistencias con un mantenimiento regular reflejado en un estado de conservación no tan bueno pero aceptable. Además, se afectarán, pero los daños producidos serán reparables, pero con ciertas posibilidades de que ocurra un colapso parcial.

Vulnerabilidad alta

Son aquellas edificaciones que han sido diseñadas y construidas sin ninguna particularidad sismoresistentes, además de no ostentar mantenimiento periódico y en un mal estado de conservación; con la mayoría de sus componentes estructurales de regular a malas condiciones; de ocurrir un sismo con intensidades severas, este sufrirá daños estructurales importantes y observables con una posibilidad muy alta de colapsar de forma parcial o total.

2.2.2. Vulnerabilidad de las edificaciones

Vulnerabilidad estructural

Para Almirón y Yndigoyen (2019), la denominación estructural; hace referencia al conjunto de elementos estructurales que mantienen de pie un edificio, tales como los cimientos, las columnas, los muros, las vigas, las diafragmas, este último entendido como los pisos y techos diseñados para aportar fuerza horizontal mediante vigas y columnas en dirección hacia los cimientos.

Cabe resaltar que los aspectos estructurales se consideran en su totalidad en la etapa de diseño y construcción, cuando este se refiere a un nuevo edificio, o durante su etapa de reparación, mantenimiento incluido la remodelación si se trataría de una estructura ya construida; asimismo, un diseño estructural diseñado eficientemente es totalmente la particularidad para que este pueda sobrevivir a lo largo del tiempo, imponiéndose a sismos severos que seguramente incidirán en daños pero más no en colapsos.

Vulnerabilidad no estructural

En relación a Almirón y Yndigoyen (2019), específicamente la denominación no estructural hace referencia a todos los componentes de una edificación que van unidos a las partes estructurales como techos, puertas, cielos rasos, entre otros; que tienen como función esencial en la estructura relacionado a plomería, calefacción o conexiones eléctricas; o están dentro de la estructura como los muebles, equipos mecánicos, entre otros; todos ellos agrupados en tres categorías; los arquitectónicos, las instalaciones generales y los equipos.

La vulnerabilidad no estructural tiene dependencia de manera directa de las modificaciones de la estructura durante el evento sísmico como la albañilería, acabados, puertas, ventanas; ya que si por ejemplo los tabiques se agrietan conlleva a que los componentes que se apoyan se dañen totalmente; por ello se le asocia la determinación de que, ante un sismo, en gran cantidad hay daños no estructurales que estructurales.

Vulnerabilidad funcional

La vulnerabilidad funcional hace referencia a los aspectos externos que se relacionan a la selección del terreno, su tamaño, servicios públicos, y las vías adyacentes y la conexión con el urbanismo, mediante el entramado; además hace referencia a los aspectos internos como la distribución y vinculación entre las zonas arquitectónicas y los servicios de apoyo interior como establecimientos particulares (Almirón & Yndigoyen, 2019).

Por otro lado; una correcta zonificación, así como una vinculación entre las áreas que integran el establecimiento podría garantizar un funcionamiento adecuado en condiciones normales sino también en casos necesarios de emergencia y desastres.

2.2.3. Diseño sismoresistente

La Norma E.030 – Diseño sismoresistente

La presente norma establece todos los aspectos de las edificaciones diseñadas que deben cumplir con un comportamiento sísmico acorde con los principios del diseño sismoresistente.

En tal sentido en su artículo 3 la norma establece las tres finalidades de su razón de ser:

- Se requiere prevenir las pérdidas del factor humano
- Se garantiza el desarrollo normal de los servicios básicos brindados a la sociedad en general
- Ante situaciones inesperadas, los daños ocasionados en la estructuración deben ser mínimas

Sumado a lo anterior, la Norma E.030, establece sus principales que rigen su filosofía, tal como sigue:

- Ante la severidad de un movimiento sísmico, la edificación no debería de colapsar y mucho menos causar daños que perjudiquen a las personas
- A través del tiempo de servicio de la edificación, este tiene que resistir movimientos sísmicos de índole moderada.
- A razón de un sismo de índole severo, las edificaciones tienen que continuar operando de manera normal.

Peligro sísmico

Pérez (2013) argumenta que el peligro sísmico es la probabilidad que existe de que un parámetro seleccionado para hacer la medición del movimiento del suelo (desplazamientos, aceleración, intensidad, entre otros) incremente su nivel hasta superarlo a lo largo del tiempo que haga necesario de interés y como consecuencia hay un efecto relativo a un fenómeno físico.

El peligro sísmico es determinado por la Norma E.030 en función del lugar y las características de terreno sobre el que se construirá la estructura; además de la zonificación, el perfil del suelo, los parámetros de sitio y el factor de amplificación sísmica; interpretados tal como sigue:

- **El Factor de Zona (Z)**; indica una aceleración máxima horizontal con una probabilidad de 10% si es que excede los 50 años en suelo rígido
- **El perfil del suelo**; definidos por los perfiles de suelo en concordancia con el EMS.

- **Los parámetros de sitio (S, TP y TL)**, el factor de suelo (S) y los periodos (TP y TL); son aspectos donde se considera el tipo de suelo que mejor detalla todas las condiciones locales.

Diseño sismoresistente

En Concordancia con Harnsen (2002) argumenta que el diseño sismoresistente debe ser único y exhaustivo en su proceder; ya que los sismos producen inercias que son superiores a la carga más severa que soporta la edificación durante la totalidad de su vida útil; es así que el diseño debe de estar orientado a evitar una falla frágil buscando alcanzar un comportamiento elástico de la estructura para sismos de índole leve que tienden a ser constantes y el comportamiento no elástico de la estructura para sismos de carácter severo que aunque son pequeñas, existe potencial de ocurrencia en nuestro país. Asimismo, Aguiar (2008) advierte que en razón a la ingeniería específica es importante que sea riguroso el análisis del comportamiento de las estructuras dependiendo de las fuerzas sísmicas, ya que el diseño ostentará de mayor confiabilidad y economía; pero no olvidando los aspectos característicos relevantes propias de la estructura.

2.2.4. Estructuración

Para Blanco (1994), las estructuras deben ser capaces de poder transmitir la totalidad de las cargas a razón de gravedad a las cuales son sometidas hacia su base, pero en el Perú, al ser un país con alta actividad sísmica, la estructuración no depende de la determinación de las cargas de la gravedad que normalmente son acontecidas por el pasar de los años hasta el cumplimiento de su vida útil, sino también quedan determinadas por las cargas sísmicas dinámicas.

En tal sentido Blanco (1994) sugiere con el fin de conseguir un diseño sismoresistente adecuado; los siguientes criterios de estructuración:

Simplicidad y simetría

Esto hace referencia a que la estructura sea lo más simple que se pueda, pero a su vez lo más simétrica dentro de las limitaciones al momento de estructurarla.

Resistencia y ductibilidad

La estructura debe de tener una resistencia adecuada para controlar el nivel de daño en eventos menores y una ductilidad considerada y suficiente para otorgar a la estructura la capacidad de poder soportar un evento mayor sin llegar a un colapso.

Hiperestaticidad y Monolitismo

La estructura debe ser hiperestática, admitiendo que se redistribuya las solicitaciones extraordinarias de un eventual sismo severo en múltiples elementos sin generar un colapso parcial o en algunos casos total; es así que esta característica permite que se forme rótulas plásticas sin crear mecanismos inestables capaces de liberar eficazmente la energía en su mayoría.

Uniformidad y continuidad de la estructura

Se debe evitar las configuraciones que se centren en solicitar ductilidades y liberación energía en menores componentes; por ello, es ideal evitar los bruscos cambios de resistencia y rigidez que generen concentraciones relevantes de esfuerzos tanto en la elevación como en el área de planta.

Rigidez lateral

La estructura debe de contar con una densidad pertinente y adecuada de componentes con capacidad de control sobre los desplazamientos laterales; además de considerar que las deformaciones relevantes siempre están acompañadas de daños superiores en los elementos estructurales, así como los no estructurales.

Existencia de un diafragma rígido

En la estructura idealizada se debe considerar que las losas de entrepiso actúan como diafragmas rígidos en su plano, que compatibilizan los desplazamientos de los componentes estructurales; debido a que el comportamiento debe de ser coherente con el supuesto; es así que se deben de evitar losas con aberturas relevantes o en forma alargada que admita que sus extremos se desplacen

Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales tales como los tabiques o parapetos tienen una influencia en el comportamiento dinámico de la estructura; además si bien es cierto los elementos no estructurales en muchos casos brindan mecanismos de liberación de gran parte de la energía, se debe de verificar que estos no afecten de manera perjudicial a toda la estructura.

2.2.5. Predimensionamiento

El predimensionamiento de los componentes estructurales son un punto de origen sobre el cual futuramente se definirá las dimensiones de los componentes estructurales; ya sean estas; columnas, lozas, vigas, entre otros; por otro lado, el predimensionamiento es sólo un base para las dimensiones de los componentes a razón de que éstas serán reajustadas en concordancia con las solicitaciones reales de la carga próximo de haber realizado los cálculos concernientes al diseño final de la estructura (Hancoo, 2017).

2.2.6. Análisis estructural

Las columnas

La columna es un elemento axial sometido a compresión, lo bastante delgado a diferencia de su longitud; a razón de que abajo la acción de la carga gradualmente aumentativa se rompa por flexión lateral o pandeo ante una carga mucho menos que la permitida para luego romperlo por acción de aplastamiento. Las columnas se dividen en columnas largas y columnas intermedias; de ello se considera que los componentes cortos a compresión son considerados como una tercera división de las columnas; radicando la diferencia primordialmente de las tres por su comportamiento.

Las columnas largas se rompen por acción de pandeo o flexión lateral. Las columnas intermedias se rompen por combinación de esfuerzos, pandeo y aplastamiento. Finalmente, las columnas cortas se rompen por aplastamiento (Uribe, 2000).

La construcción de una columna ideal es un componente de carácter homogéneo de sección recta constante originalmente que va de manera perpendicular al eje, que a su vez es sometido a compresión; pero las columnas siempre suelen tener pequeñas imperfecciones de material y de

fabricación, así como una inevitable excentricidad que es indeterminada, con respecto a su centro de gravedad, ella es una sección cualquiera. El estado de carga en esta sección es parecido al de un poste corto cargado excéntricamente y el esfuerzo resultante está producido por la superposición del esfuerzo directo de compresión y el esfuerzo de flexión (Sánchez, 1987). De lo anterior entonces sintetizamos que la excentricidad es pequeña o el elemento es corto, la flexión lateral es despreciable y el esfuerzo de flexión no es significativo comparado con el esfuerzo de compresión directo; empero un elemento largo que es mucho más flexible a razón de que las flexiones son totalmente proporcionales al cubo de la longitud con un valor relativamente pequeño. Entonces, en las dos situaciones explicadas una columna corta soporta fundamentalmente el esfuerzo directo de compresión, y una columna larga está sometida primordialmente al esfuerzo de flexión; ya que cuando aumenta la longitud de una columna se minimiza la importancia y los efectos del esfuerzo directo de compresión y aumenta relativamente los esfuerzos de flexión.

De manera general entonces; no se explica un criterio de diferenciación entre las columnas intermedias y largas; más si en su forma de trabajar; es decir, la columna larga siempre está sometida esencialmente a esfuerzos de flexión y la intermedia lo está a esfuerzos de flexión y compresión directa

Las vigas

Las vigas se entienden como elementos estructurales de forma rígida que son diseñadas para cargar y transferir las cargas transversales mediante el espacio a los componentes de apoyo. El patrón no ocasional de fuerzas sujetas a una viga a la flexión y a la deflexión, lo que debe ser resistido por la resistencia del material de su aspecto interno (Chang, 2015).

La deflexión se refiere a la distancia de carácter perpendicular que un miembro que está cubriendo un claro se desvía de la original geometría bajo cargas transversales, aumentando con la carga y con el claro, y así disminuyendo al aumentar el momento de inercia relativo a la sección o el módulo de elasticidad del material. El momento flexionante se refiere a un momento externo que se vincula con hacer que parte de la estructura se gire o relativo a ello se flexione y es igual a la suma algebraica de los momentos

alrededor del eje neutro de la sección que se ha considerado. Ahora bien, los esfuerzos relacionados a la flexión es una combinación de esfuerzos de compresión y de los esfuerzos de tensión que son desarrollados en la sección transversal de uno de los miembros estructurales (Mehdi, 1999).

Las losas

Las losas son elementos que se componen de una combinación monolítica de varias viguetas espaciadas regularmente en una o dos direcciones con un ángulo perpendicular y de una losa en la parte superior; el ancho normal de estas viguetas es de 0.1 metro como mínimo y el peralte no es mayor a 31/2 veces el ancho menor de la vigueta; asimismo, el espaciamiento entre las viguetas será como máximo de 0.75 metros (Uribe, 2000).

Las losas con una única dirección, los esfuerzos perpendiculares a las viguetas deberán cumplir con todos los requerimientos de flexión, considerando cargas concentradas si es que son pertinentes; pero a su vez estas no serán menores que el refuerzo requerido por contracción y temperatura.

Funciones de las losas

- **Función arquitectónica**

El cumplimiento de esta función, está basada en garantizar el aislamiento del ruido, la visión directa y sobre todo del calor; es decir que nada debe de oírse o en menor proporción, que no se vea cosas de lado a lado y que sea condicionante a razón del clima; de manera general es referida a la separación de espacios verticales que forman diferentes tipos de pisos en una construcción (Saavedra, 2019).

- **Función estructural**

Esta función hace referencia a que las losas deben tener capacidad de resistencia para sostener cargas como el mobiliario, equipos y las personas en distintas cantidades; así como su propio total peso, sumado a los acabados. Además de formar un diafragma rígido intermedio para atender la función sísmica del conjunto (Saavedra, 2019)

Clasificación de las losas

- **Según la dirección de la carga**

Están pueden ser losas unidireccionales; aquellas donde la carga es transmitida en una sola dirección hacia los muros portantes; son generalmente losas rectangulares; por lo general este tipo de losas son las más corrientes que se realizan.

Por otro lado, también pueden ser losas bidireccionales; aquellas donde existen muros portantes en los cuatro lados de la losa y tiene una relación de 1.5 a menos entre lado y lado; por lo general son reforzadas en las dos direcciones.

- **Según el tipo de material**

Ésta puede ser losas en concreto reforzado; las que utilizan refuerzo de barras de acero corrugado o mallas metálicas de acero.

También pueden ser losas de concreto pretensado; son las que utilizan cables traccionados y anclados que transmiten a la losa compresión; cabe resaltar que este tipo de losa es poco usado en el medio por hacer necesaria la existencia de equipo especial que tense los cables.

Pueden ser losas en lámina de acero; son aquellas que funden sobre una lámina de acero delgada y que configura simultáneamente el refuerzo interior del concreto que se funde encima de ella; este tipo de losas en el Perú vienen tomando un ascenso importante.

También pueden ser losas en otro material; aquellas que son prefabricadas en material especial como plástico reforzado, arcilla y perfiles metálicos, entre otros.

- **Según las losas vaciadas en el mismo sitio**

Losas aligeradas; las que utilizan un aligerante para bajar su peso e incrementar el espesor que le da mayor rigidez transversal a la losa; los aligerantes pueden ser rígidos o flexibles que pueden ser recuperables o perdidos.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación cuantitativo; porque el estudio en todo momento pretende dar respuesta en un fenómeno a razón de magnitudes numéricas que serán tratadas bajo herramientas del campo, estadísticamente comprobable (Valderrama, 2013); además Balestrini (2017) refuerza lo anterior aseverando que esta investigación sigue una relación entre las variables del problema, así como describir sus comportamientos; para futuramente generalizarla a la población.

Diseño de investigación no experimental – transversal; porque el estudio se realizará sin manipular ninguna de las variables pertinentes al mismo; es así que no se hará tratamiento alguno de grupos ni variables para evaluar un efecto; ya que solo se requiere la observación para dar síntesis a una mejora respecto del fenómeno encontrado; sumado a ello, será realizada en un lapso determinado de tiempo, por lo que el fenómeno indicado será medido en el tiempo pertinente del proyecto (Bernal, 2010)

3.2. Variables y operacionalización

Tabla 1. Operacionalización de Variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad para medición
Evaluación y propuesta de mejoramiento del diseño estructural de edificación	Hace referencia a todos los procedimientos para minimizar o maximizar aspectos de la edificación a razón de una evaluación de los elementos estructurales que componen dicha construcción.	La evaluación será a través del estudio de mecánica de suelos y análisis estructural	Estudio de mecánica de suelos	Capacidad portante	Razón
				Nivel freático	Razón
				Clasificación	Nominal
			Análisis estructural	Diseño de lozas	Razón
				Diseño de vigas	Razón
				Diseño de columnas	Razón

Nota: Autores de la investigación

3.3. Población, muestra y muestreo

Población: La población queda delimitada por toda el área que comprende la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, provincia de Cañete, Departamento de Lima.

Muestra: La muestra es un subconjunto de la población que se particulariza, porque será usada para insertar las técnicas, así como los instrumentos de la investigación, y en su alcance de resultados, generalizar toda la información a sus pares de la población; es decir, una parte estudiada para demostrar el resultado en general (Vara, 2012). En ese sentido los investigadores consideran que la muestra se cuantifique en igualdad de la población basado en relación a Hurtado (2000), quien afirma que es posible tomar el 100% de la población cuando se requiera la exhaustividad de análisis y en las posibilidades de quien le otorgue tratamiento.

Muestreo: No aplica; a razón de la igualdad ya explicada en párrafo anterior.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

En la actual investigación se usará la técnica de la observación.

Por otro lado, la investigación también se basará en hechos ya fundamentados, como la evaluación de expedientes y planos originarios del establecimiento, cotejándolo en campo aunado a la normativa nacional y vigente; para dar mejor empuje al análisis previo de la aplicación.

Instrumentos

- **En campo:** Para topografía (Estación total, Nivel de ingeniero, Cinta Métrica (5, 30 y 100 metros), Miras, Prismas, Libreta de campo) y para análisis de suelos (Balanzas, Tamices, Cucharas graduadas).
- **Documentarios:** Fichas de medición, Expediente existente de la obra.
- **Legales:** Normativa vigente (E.020 – Cargas, E.030 – Diseño Sismoresistente, E.050 – Suelo y Cimentaciones, E.060 – Concreto Armado, E.070 – Albañilería).
- **Tecnológicos:** Software (AutoCAD 2017, AutoCAD Civil 3d 2017, Microsoft Office 2016, Etabs 2016, S10 Costos y Presupuestos 2018).

3.5. Procedimientos

- I. En primera instancia se pone en práctica la técnica de la observación; por lo que, a través de ello, se reúne todos los datos necesarios en contrastación con lo estipulado para dar alcance o ultimar detalles.
- II. Evaluar el estudio de mecánica de suelos y sismicidad para dar seguridad de levantamiento de estructura.
- III. Evaluar el análisis estructural descrito en el expediente técnico.
- IV. Dar una propuesta de mejora en la especialidad de estructuras dada para la edificación de la municipalidad distrital de cerro azul.

3.6. Método de análisis de datos

En relación a Palomino et al. (2015) es como sigue:

- I. Orden y clasificación de la información (Microsoft Office)
- II. Revisión y Depuración de los datos (Microsoft Excel 2016)
- III. Verificación de los datos (Microsoft Excel 2016)
- IV. Procesamiento de la información (Etabs 2016)

3.7. Aspectos éticos

En el proceso del presente trabajo de investigación se han de respetar todos los principios al ser humano y su inclusión para ser partícipe del trabajo individual y grupal; asimismo, es relevante mencionar que se dará aplicación exhaustiva en todo nuestro alcance de la normativa vigente a razón de otorgar y servicio y estructura de calidad; a su vez, todos los protocolos que conlleven a ensayos o pruebas para con la estructura serán en concordancia con lo marcado en el proyecto sin escapar al hecho. Finalmente, el compromiso de la veracidad en todo el proceder por parte de nuestra integridad profesional para cumplir las técnicas asociadas a la Ingeniería Civil.

IV. RESULTADOS

4.1. Descripción general del proyecto

4.1.1. Ubicación

Departamento: Lima

Provincia: Cañete

Distrito: Cerro Azul

Figura 1. *Ubicación del proyecto*



4.1.2. Clima

El clima del distrito de Cerro Azul es por lo general cálido y saludable; la atmósfera de enero a abril se caracteriza por un amanecer cálido, en el cual los bañistas tienden a concurrir a las playas, mientras que en mayo a diciembre se caracteriza por un amanecer de nubes y nieblas, que sólo eventualmente producen una débil llovizna llamada garúa.

Esta carga de nubes tiene su origen en las húmedas y calientes masas aéreas ecuatoriales que soplan del mar hacia nuestras costas y que al desplazarse sobre la superficie fría de la Corriente Peruana se condensan produciendo la niebla que cubre cierta parte del distrito.

Estas nubes y nieblas se disipan cada día para dar paso a un ambiente templado y hasta soleado; contrariamente en las noches la temperatura desciende, causando una sensación de frío.

La presión atmosférica de la costa central peruana es casi constante, lo cual genera la presencia de grandes sectores con nieblas muy cerradas; sin embargo, algunas zonas ofrecen cierta variabilidad, como es el caso de Cerro Azul, con una niebla que fácilmente se disipa y permite el paso de un sol suave y tenue o de una simple resolana.0

4.2. Revisión estructural

4.2.1. Memoria descriptiva

4.2.1.1. Estructuras

De la revisión de los documentos del expediente se indica que no se encontró la Memoria de Descriptiva de la Especialidad de Estructuras ni ningún otro documento que defina de forma precisa todos los parámetros asumidos para el análisis y los resultados de los mismos.

Dentro de los anexos se ha podido encontrar el documento denominado “Desplazamiento Estructural” de donde podemos opinar lo siguiente:

- a) El consultor desarrolla el Análisis Sísmico del edificio por el método Estático. Dicho método no está permitido por la norma dado que la edificación presenta irregularidad torsional en planta, debiendo haberse realizado un análisis sísmico Dinámico Modal Espectral
- b) El Factor de zona (Z) asumido no corresponde a la establecida en la NTE.030
- c) El consultor asume un Coeficiente de reducción de Fuerza Sísmica (R) igual a 8 que corresponde a un sistema estructural de pórticos, visto en los planos y las imágenes del modelamiento adjunto al presente documento el sistema estructural podría ser DUAL y no aporticado como se asume en el cálculo, esto se corroborará en el ítem de verificación.
- d) El factor de suelo asumido (S) no corresponde a lo establecido en la NTE.030, para el tipo de suelo (S2) determinado en el Estudio de Mecánica de Suelo.

- e) No realiza el análisis o metrados de cargas para determinar el peso de la edificación, solo se asume un valor referencial por metro cuadrado de área techada.
- f) En la determinación de la fuerza sísmica considera a la edificación como una estructura regular (que es lo esperado según norma), cosa que se presenta en el diseño y planteamiento estructural del proyecto, dado que es evidente por la disposición de los elementos estructurales del proyecto.
- g) De los resultados de los desplazamientos del edificio que se muestra en el presente documento los cuales son casi iguales a cero (Desplazamiento $X = 0.000162 \text{ m} = 0.0162 \text{ cm} = 0.162 \text{ mm}$), se indica que estos resultados podrían ser no validos por la extrema rigidez que tendría el edificio cosa que no se presentaría en el diseño y planteamiento estructural del proyecto, esto se corroborará en el ítem de verificación.
- h) Respecto al control de la deriva el consultor asume unas derivas permisibles de 0.007 que corresponde a una edificación de concreto armado, según lo observado en los planos del proyecto la incorporación de muros de albañilería en el perímetro como elementos aportantes de rigidez, con esta participación se hace inválido el valor asumido en el cálculo.

4.2.1.2. Cálculo estructural

De la revisión de los documentos del expediente se indica que no se encontró la Memoria de Cálculo y Diseño Estructural de los elementos que intervienen en el sistema estructural.

No existe sustento cuantitativo del diseño propuesto de los elementos como zapatas, columnas, vigas, losas, muros de albañilería, escaleras, cisterna, etc.

4.2.1.3. Planos

Cabe indicar que al no contar con información de los resultados del análisis donde se determinan las cargas de diseño no ha sido posible realizar la verificación de algunos elementos estructurales, por lo que la revisión de los

planos se centrará en aspectos más normativos y criterio estructural del evaluador.

4.2.1.3.1. Plano de estructura cimentación

- a) En la vista en planta de cimentación se observa que existen diversos muros de albañilería de soga (interiores) que forman los SS.HH. y otros ambientes que no cuentan con columnas de confinamiento en algunos sectores, elementos que garanticen estabilidad y seguridad, estas características presentan al muro como una tabiquería y no como elementos estructurales aportantes de carga y rigidez.
- b) En cuadro de vigas (Viga de cimentación VC-1) se muestran estribos con diámetro igual $\varnothing 1/4"$, lo cual incumple lo establecido en la NTE.060.
- c) Se muestran secciones de cimientos 1, 2 y 3 se muestra que el sobre cimientos será armado no se observa detalle de la distribución de acero de este elemento.
- d) El detallado de acero de la escalera en la zona de los encuentros debe mejorarse, debiendo existir un nudo rígido que lo deben formar los aceros positivos y negativos.
- e) No es clara la disposición de los apoyos de la escalera, el cual no permite la correcta verificación estructural.
- f) En el cuadro de especificaciones no se muestran los recubrimientos que debe existir en la cisterna, además la resistencia del concreto especificado para la construcción de la cisterna es menor al reglamentado por el ACI.
- g) No se definen cargas de diseño.
- h) No se observa el cuadro donde se indiquen de los parámetros usados y los resultados del análisis sísmico como lo establece la norma.
- i) En los planos no se observa detalles de las tabiquerías donde se defina su composición estructural en elevación.
- j) Según lo establecido en la memoria descriptiva la edificación deberá ser diseñada para 03 niveles, analizada las cargas actuantes que

llegarían al suelo en función a los planos del proyecto estas superarían largamente la capacidad admisible del suelo para el número de pisos propuesto.

- k) En el detalle de armado de muros confinados se define un nivel de fondo de cimiento el cual es de -1.20 difiriendo esta cota de los niveles establecido en los cortes.

4.2.1.3.2. Plano estructura zapata

- a) En el cuadro de zapatas se definen las alturas de estas, así como la distribución del acero de refuerzo que es $\varnothing 1/2'' @ 0.20$, se indica que este acero no cumple con el requerimiento mínimo establecido por la norma, más aún requerimiento podría ser más que el mínimo el cual está en función a las cargas de diseño que se obtienen del análisis.
- b) En el cuadro de columnas la nomenclatura usada para los tipos PL-1, PL2 y PL-3 se refieren a los elementos cuyo comportamiento mecánico son iguales a las de las columnas por lo que deberán cumplir con los requisitos para este elemento.
- c) En este sentido se indica que las columnas PL-1, PL-2, PL-3, C-1, C-2, C- 3 no cumplen con la disposición mínima de acero longitudinal establecido por la norma, en el mismo cuadro se indica que el estribo deberá ser de $\varnothing 1/4''$ distribuidos 1 @0.05, 4 @0.10, 2 @0.15, resto @0.25, en ambos casos tampoco cumple lo requerido por la norma.
- d) En el detalle zapata tipo en corte se tiene una altura de zapata de 0.70 m el cual difiere de lo indicado en el cuadro de zapatas, así mismo el nivel.
- e) de fundación es de -1.20 es decir 2.40 m por debajo del nivel de piso terminado el cual se presenta con inconsistencia.
- f) En el cuadro de especificaciones técnicas no se define la resistencia del concreto para cimientos corridos, si se propone una proporción por volumen; debería proponerse una resistencia del concreto simple especifica en función a la necesidad de preparar un concreto de mejor calidad.

- g) En el mismo cuadro define una resistencia a la compresión del concreto no definiendo para que elementos corresponden.
- h) Se especifica una sobre carga de techo de 50 kg/m², la cual no corresponde para en nivel diseñado.
- i) Se definen resistencias de la albañilería la cual no está en marcada como unidad aceptable para el tipo de edificación.
- j) Existe una nota donde se indica que la edificación ha sido diseñada para una planta, existiendo inconsistencia con lo indicado en la memoria descriptiva y modelamiento desarrollado.
- k) Las longitudes de empalmes indicadas no cumplen con lo especificado por la norma.
- l) El detalle de armado de acero – Columna típica difiere de las profundidades establecidas en otro plano.

4.2.1.3.3. Plano losa aligerada y detalle de vigas

- a) En la vista de planta se observa que la viga VA (.25x.20) del eje C en su tramo 3-4 debajo existe un acceso el cual cambia el comportamiento estructural de la viga en ese tramo cosa que no se ve reflejada en este plano.
- b) Se observa que la viga VP (.40x.60) del eje A en sus apoyos 4 y 5 se apoyan de forma parcial sobre columna, producto del desplazamiento hacia el interior de estas columnas, disminuyendo el grado de conexión en esos apoyos.
- c) El ducto de la escalera se presenta abierto en toda la longitud de desarrollo, en los planos de arquitectura muestran que el techo deberá seguir la forma de la escalera, situación que no se muestra en el plano de análisis.
- d) En la misma zona descrita en el plano de planta de techo se observa que se ha colocado una viga de borde VB (.15x.20), sobre esta viga se entrega el tramo tres de la escalera y en su otro extremo arranca el tramo cuatro, por lo que el diseño planteado es inadecuado.

- e) La losa aligerada tiene un peralte de 0.20 m para el desarrollo de una luz de hasta 5.75 m en el paño entre los ejes B y C tramos 3, 4, 5 y 6, siendo este peralte inferior al que estructuralmente cumpliría un comportamiento estructural idóneo.
- f) Las grandes luces de losas y las sobrecargas actuantes generan altos esfuerzos sobre estas losas sobre todo en zona de circulación lo que hace que el planteamiento estructural del proyecto se presente con déficit de resistencia, esto se corroborará en el ítem de verificación.
- g) No se presenta detalle estructural de la viga VA (.40x.20) ubicada en el eje 6 entre A y B.
- h) La distribución de estribos de las vigas no cumple con lo indicado en la norma.
- i) Las especificaciones técnicas se presentan con similares observaciones al plano anterior.
- j) Los cuadros de traslapes y empalmes se presentan con longitudes menores a las permitida.

4.2.1.4. Plano estructura – cisterna

- a) No se define los recubrimientos a usar en la construcción de la cisterna, la los recubrimientos normados y la necesidad de la colocación de doble malla de cero impiden que estructuralmente se construya con paredes de 0.15 m de espesor según plano, por lo que deberá mejorarse el diseño aumentando espesor del muro.

4.2.2. Verificación estructural

4.2.2.1. Características del suelo

El Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación, presenta la siguiente información de importancia que se han asumido para la verificación estructural de la edificación.

- a) En su Numeral 2.2. SISMICIDAD, presenta la siguiente información:

Dónde:			
-	Factor de zona	(Zona 4)	: Z = 0.45
-	Factor de suelo.-	(S ₂ Suelo intermedio)	: S = 0,6
-	Período que define la Plataforma del espectro		: Ts = 1,2
Por lo expuesto y de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, los diseños estructurales deberán ser a sísmicas			

Fuente (Expediente técnico)

De donde se desprende que el Factor de suelo S2 suelo intermedio con valor de 0.60 no corresponde al valor indicado en la norma.

- b) En su Numeral 3.2 EXCAVACIÓN DE CALICATAS, indica que se han realizado 02 calicatas, según cuadro adjunto:

Tabla 2. *Excavación de calicatas*

Calicata	Profundidad (m)	Tipo de estructura
C-1	0.00 – 2.00	Cimentación
C-2	0.00 – 2.00	Cimentación

Tabla 3. *Composición del suelo*

CALICATA C-1	PROFUNDIDAD: 2.00 m
Primer estrato: el suelo desde 0.00 m. a 1.10 m es de Arena limosa mal graduada en estado semi denso húmeda de color marrón no plástico.	
Segundo estrato: el suelo desde 1.10 m es de Arena limosa mal graduada en estado semi denso húmeda de color marrón no plástico,	

Los resultados de la composición de suelo se muestran en el cuadro adjunto;

- c) En su Numeral 7.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE, presenta los siguientes resultados:

CAPACIDAD PORTANTE:**CALICATA -01****Parámetros de diseño:**

	ZONA 3
$\theta =$	38.2°
C =	0.00 kg/cm ²
Df =	1.30 m.
Y =	2.690
Qad =	1.017 kg/cm ²
q ult =	96.41 Tn/ m ²
F.S. =	4.00
	Qadm > 1.02 kg/cm ²

- d) En su Numeral 8.- AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN, indica que: Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá plantada de la cimentación contiene concentraciones Altas de sales solubles totales de sulfatos y Cloruros, que podrán atacar al concreto y la armadura del proyecto, lo cual se recomienda usar Cemento Portland tipo V.
- e) En su ítem 1.0 de las conclusiones indica: El nivel de cimentación es preferible llevarlo a una profundidad mínima Df= 2.00 m.
- f) En su ítem 2.0 de las conclusiones se indica: que el nivel freático no se presentó hasta alcanzar la profundidad alcanzada 2.00 m, se estima que se encuentra a unos 4.00 m.
- g) El estudio de suelos no analiza ni define el POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS, información importante por la cercanía de la edificación al mar y la posible presencia de agua en el sub suelo, sabiendo que es fenómeno genera la pérdida de resistencia del suelo ante una eventual agitación producto de un sismo fuerte.

“Por lo tanto, se asume el valor de Carga Admisible para la verificación de la edificación que sea de 1.00 kg/cm² a una profundidad de desplante de 2.00 m, y hacer extensivo este valor de tensión admisible a toda la zona en análisis”.

4.2.2.2. Características y propiedades de los materiales

Las características de resistencia de los materiales usado para la verificación son:

4.2.2.2.1. Concreto Armado:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Para columnas, zapatas, vigas y losas)

$E_c = 15,000 * \sqrt{210} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$ (Modulo de Elasticidad)

$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ (Peso específico)

$\mu = 0.20$ Coeficiente de deformación transversal (coef. poisson)

4.2.2.2.2. Acero de Refuerzo:

$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia a la Fluencia) $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
(Modulo de Elasticidad)

$\gamma_s = 7,850 \text{ kg/m}^3$ (Peso específico)

4.2.2.2.3. Unidades de Albañilería Tipo V

$f'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$

Tipo MACIZA de 18 Huecos de Arcilla

4.2.2.3. Cargas y factores de cargas

Las cargas asumidas para el análisis y diseño han sido en cumplimiento de la Norma Técnica E.020 "Cargas"

Tabla 4. Factores de carga

CARGAS MUERTAS O PERMANENTES	
Concreto Armado	: 2,400 kg/m ³
Muros de albañilería	: 1,800 kg/m ³
Losa Aligerada h=0.20m	: 300 kg/m ²
Piso terminado	: 100 kg/m ²
CARGAS VIVAS O VARIABLES	
Entrepisos Oficina	: 250 kg/m ²
Entrepisos circulación	: 400 kg/m ²
Techos	: 150 kg/m ² .

4.2.2.4. Análisis estructural

Para efecto del análisis estructural con el fin de determinar las fuerzas actuantes para la verificación de los elementos estructurales y el sistema global, se ha asumido las características geométricas y de resistencia de los

elementos según los planos del proyecto, así como también la disposición geométrica en planta y en elevación.

Se desarrolla el análisis estructural a fin de establecer las solicitaciones de diseño de los elementos individuales y verificar los desplazamientos laterales máximos de la edificación.

4.2.2.4.1. Estructuración

Se ha considerado y mantenido la concepción estructural de la edificación acorde a la propuesta del expediente original, proyectándola a la conclusión futura es decir una edificación de 03 niveles.

El sistema estructural está definido como:

- **En La Dirección X-X: Dual** (Columnas y muros estructurales).
- **En La Dirección X-X Dual** (Columnas y muros estructurales).

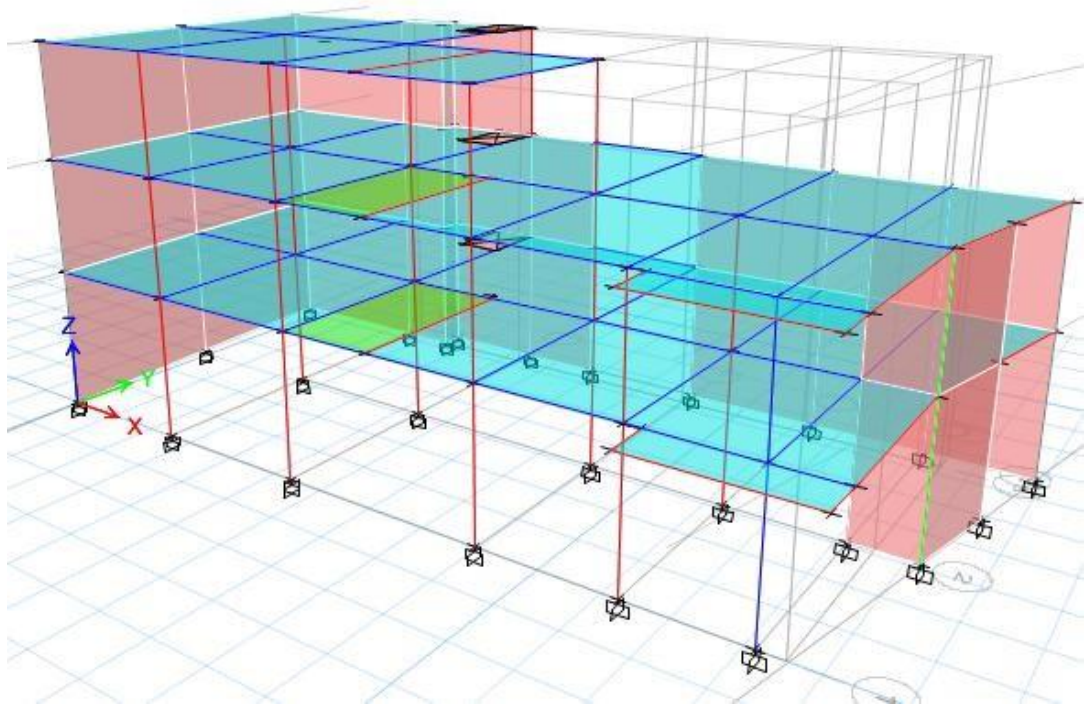
Cuya confirmación se dará luego de analizar los resultados

De acuerdo al expediente técnico original y en concordancia con la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", categorizamos la estructura como Edificación Esencial (A). Se tiene una edificación con una configuración en elevación con altura variable, la edificación se presenta con irregularidad geométrica vertical, por lo que manteniendo este criterio podemos determinar que la forma indicada clasifica a la edificación como Irregular. (De forma inicial se asumirá así, luego del análisis de los resultados se determinará el coeficiente real de irregularidad)

4.2.2.4.2. Modelamiento

En el modelamiento y análisis de la estructura, tanto por cargas de gravedad y cargas horizontales (Sismo), se ha utilizado el programa de cómputo Etabs 2016 para el análisis mixto en tres dimensiones.

Figura 2. Modelamiento del Palacio Municipal de Cerro Azul



Las disposiciones de las diversas tabiquerías fijas conllevaron a la aplicación directa de las cargas del tipo distribuidas y puntuales, las cuales fueron aplicadas sobre la estructura, logrado con esto un comportamiento muy próximo a la realidad.

4.2.2.4.3. Estados de carga y combinaciones

De acuerdo a las Normas respectivas se Consideran los siguientes Estados de Carga:

- D: Se refiere a la Carga Muerta de la edificación.
- L: Se refiere a la Carga Viva de la edificación.
- SDINX: Fuerza Sísmica Dinámicas en la Dirección. X-X.
- SDINY: Fuerza Sísmica Dinámicas en dirección. Y-Y.
- VP: Fuerza Estática de viento por Presión.
- VS: Fuerza Estática de viento por Succión.

4.2.2.4.4. Combinaciones de cargas

De acuerdo a la filosofía de diseño para concreto armado se considera una secuencia de combinaciones de carga que establecerán la carga última de

diseño para cada elemento estructural. Para nuestro trabajo estableceremos las combinaciones establecidas según la normativa E.060 del RNE.

- COMBINACIÓN 1: 1.4D +1.7L
- COMBINACIÓN 2: 1.25(D+L)+SDIN X
- COMBINACIÓN 3: 1.25(D+L)-SDIN X
- COMBINACIÓN 4: 1.25(D+L)+SDIN Y
- COMBINACIÓN 5: 1.25(D+L)-SDIN Y
- COMBINACIÓN 6: 0.90D+SDIN X
- COMBINACIÓN 7: 0.90D-SDIN X
- COMBINACIÓN 8: 0.90D+SDIN Y
- COMBINACIÓN 9: 0.90D-SDIN Y
- COMBINACIÓN U: ENVOLVENTE

4.2.2.4.5. Análisis sísmico

Los componentes asumidos para el análisis sísmico en concordancia con la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” son:

- Z (Factor de zona Z4) = 0.45
- U (Factor de importancia “A”) = 1.50
- C (Factor de amplificación sísmica) = 2.50
- Si: $T < T_P \rightarrow C = 2.50$; $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_P/T)$;
 $T > T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_P * T_L)/T^2$
- S (Factor de amplificación de suelos) = 1.05
- $T_P = 1.00$; $T_L = 1.60$
- R_o (Factor de reducción sísmica) = 7.00 (Dual)
- I (Irregularidad Estructural) = 0.90 (Inicial)

4.2.2.4.6. Análisis sísmico estático

Se han considerado los criterios de diseño sísmico estático según Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente con la siguiente Formula:
(Fuerza Cortante)

$$V = \frac{(Z U C S) P}{R}$$

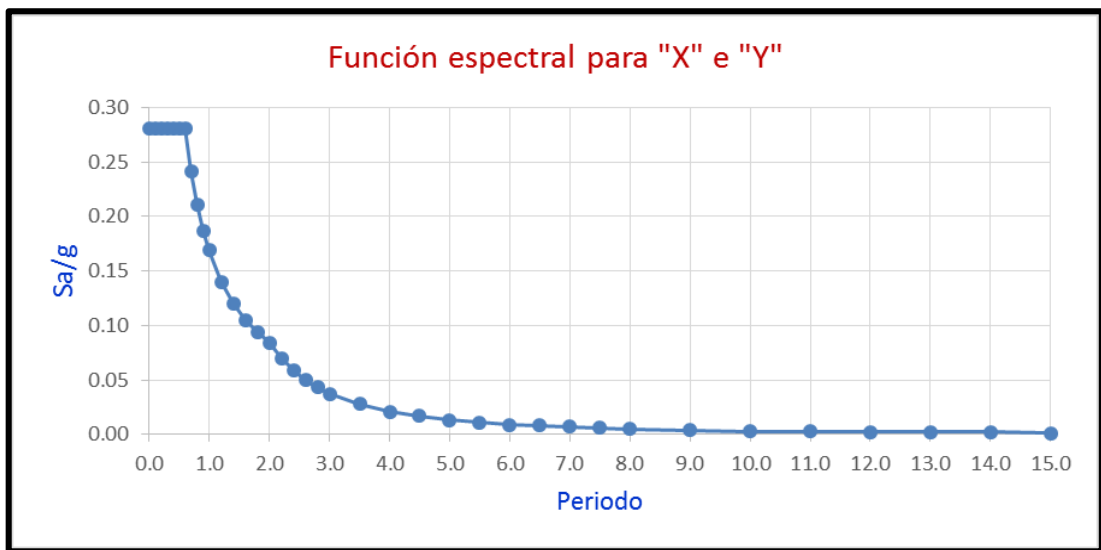
4.2.2.4.7. Análisis sísmico dinámico

De acuerdo a la normativa E.030 se establece un espectro sísmico reglamentario para realizar el análisis por sismo, el espectro inelástico de pseudo aceleraciones se define por la siguiente ecuación.

$$Sa = \frac{(ZUCS)}{R} * g$$

La Figura siguiente muestra la función del parámetro sísmico Sa en función del período.

Figura 3. Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones



4.2.2.4.8. Resultados de fuerzas en la base

En el siguiente cuadro se muestran los resultados de las Reacciones en la Base.

Tabla 5. Reacciones en la base

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	Tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead			784.94	4844.73	-8788.19	
Live			204.22	1099.60	-2205.60	
SDIN X Max	226.08	152.14		1186.88	1745.75	2611.76
SDIN Y Max	164.31	225.80		1721.19	1269.44	3477.89
S EST X	-240.25				-1850.95	1555.26
S EST Y		-240.25		1850.95		-2776.06

4.2.2.4.9. Verificación del cortante mínimo en la base

En el siguiente cuadro se muestran los resultados de las Reacciones en la Base

CORTANTE ESTÁTICO

VEx= 249.26 Ton	VEy= 249.26 Ton
------------------------	------------------------

CORTANTE DINÁMICO MÍNIMO

ESTRUCTURA: Ex= IRREGULAR ESTRUCTURA: Ey= IRREGULAR

VDminx= 224.33 Ton	VDminy= 224.33 Ton
---------------------------	---------------------------

Se concluye que el cortante en la base cumple con lo dispuesto por la norma donde: $V_{diseño} > V_{min} \rightarrow 225.80 \text{ Ton} > 224.33 \text{ Ton} \rightarrow \text{OK}$

4.2.2.4.10. Periodos de vibración y masas participativas

Se realiza el análisis modal espectral con una combinación CQC de acuerdo a lo indicado por la NTE.030. La siguiente Tabla muestra los parámetros modales de vibración del edificio donde se reconoce que los períodos principales de vibración son 0.330s en X y 0.185s en Y.

Tabla 6. Formas modales de vibración de la estructura

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0.330	0.0856	0.5059	0.0856	0.5059
Modal	2	0.185	0.5841	0.2215	0.6697	0.7275
Modal	3	0.15	0.0014	0.0194	0.6711	0.7469
Modal	4	0.136	0.0211	0.0332	0.6922	0.7801
Modal	5	0.132	0.0955	0.0552	0.7877	0.8353
Modal	6	0.121	0.0308	0.0001	0.8185	0.8355
Modal	7	0.113	0.0000	0.0000	0.8185	0.8355
Modal	8	0.106	0.0547	0.0754	0.8732	0.911
Modal	9	0.102	0.0197	0.0095	0.8929	0.9204
Modal	10	0.087	0.0009	0.0001	0.8938	0.9205
Modal	11	0.081	0.0072	0.0078	0.901	0.9283
Modal	12	0.077	0.0001	0.0012	0.9011	0.9295

Figura 4. *Modo 1: Movimiento rotacional del edificio*

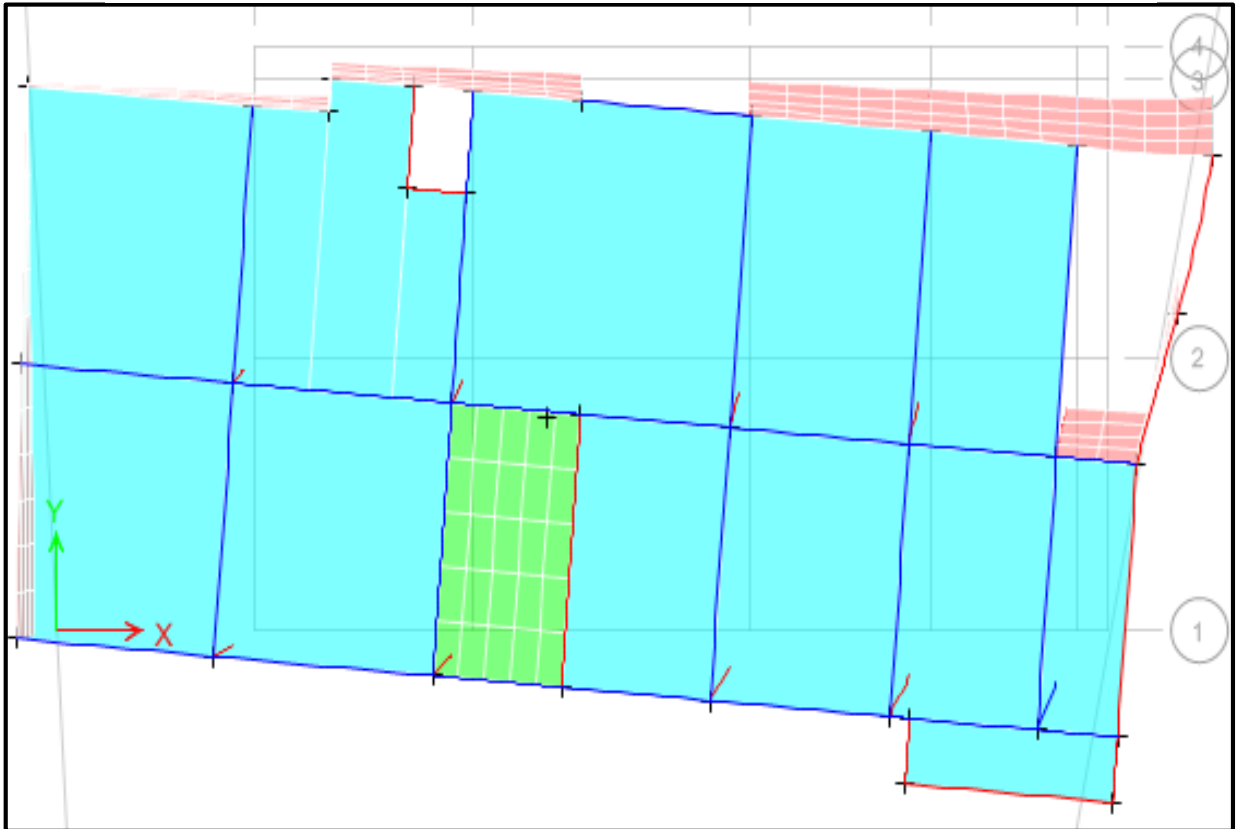


Figura 5. *Modo 1 en elevación: Movimiento predominante de tipo rotacional*

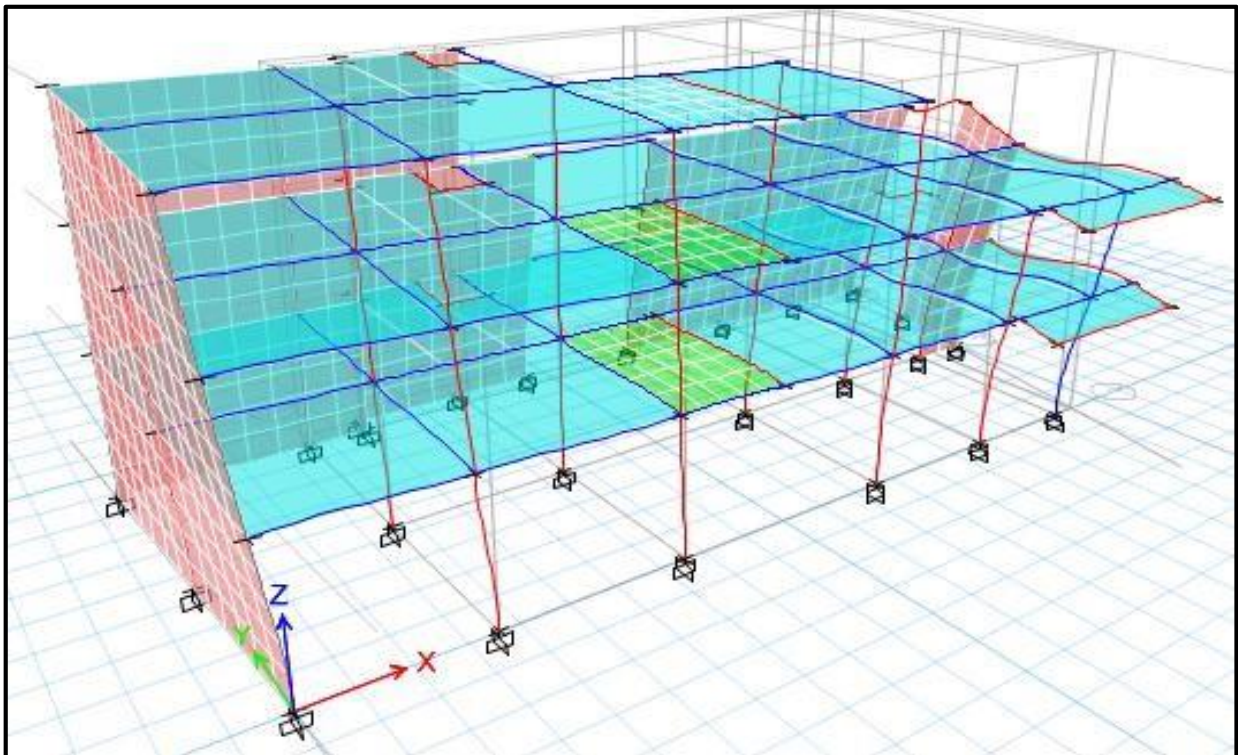
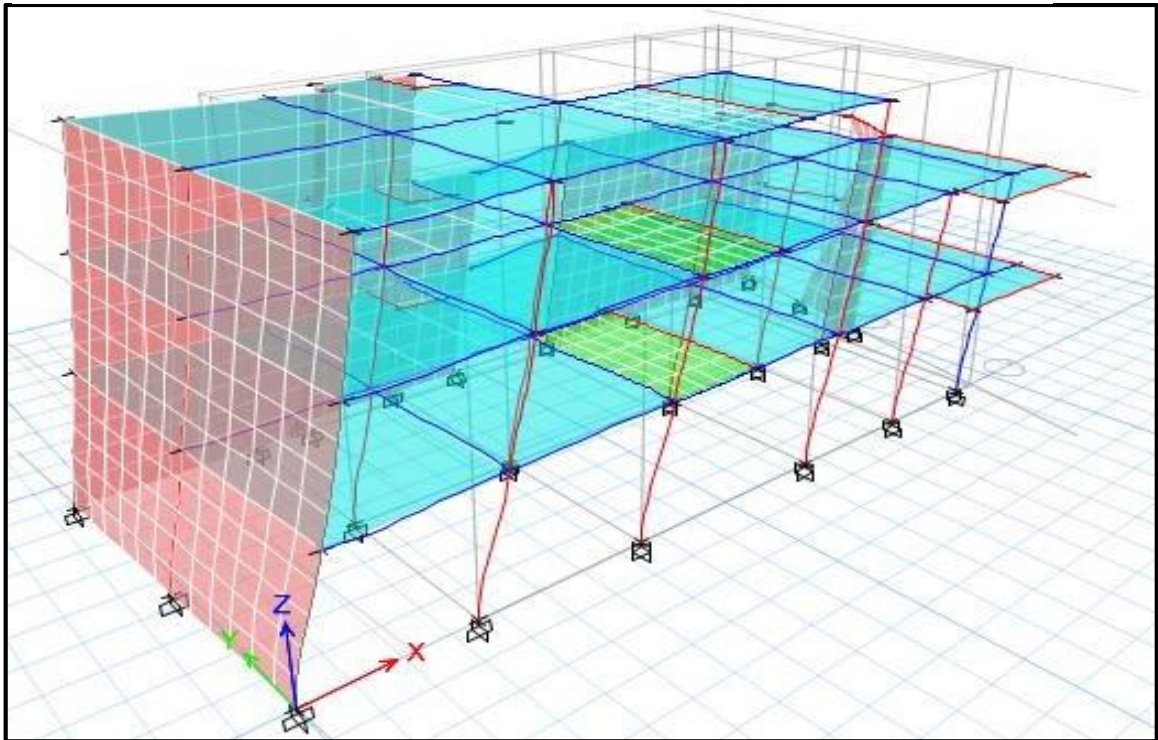


Figura 6. Modo 2 en elevación: Movimiento predominante del tipo traslacional y rotacional



4.2.2.4.11. Chequeo de irregularidad

El movimiento rotacional de la imagen anterior muestra que el edificio sufre un efecto de torsión, por lo que luego de la revisión de los resultados se concluye que la edificación presenta Irregularidad Torsional Extrema en el siguiente cuadro se observa los resultados, que demuestran lo manifestado.

Tabla 7. Irregularidad

PISO			Cond. Irreg	Cond. Irreg	Ip		Deriva Permissible	0.005
	X	Y	X	Y	X	Y		
3 PISO	0.429	0.473	REGULAR	REGULAR	1.00	1.00	No Aplica	No Aplica
2 PISO	1.602	1.899	IRREG-EXTREMA	IRREG-EXTREMA	0.60	0.60	Aplica IT	Aplica IT
1 PISO	1.507	1.634	IRREG-EXTREMA	IRREG-EXTREMA	0.60	0.60	Aplica IT	Aplica IT
			IRREG-TORSIONAL		0.60	0.60	Sismo X	Sismo Y

La norma técnica de edificación E.030 en su Art. 21 “Restricciones a la Irregularidad” define claramente que para el tipo de edificación categorizada como edificación Esencial del Tipo A y ubicados en la zona de mayor

sismicidad Z4 indica de forma clara que esta edificación no debe presentar ningún tipo de irregularidad como se muestra en la imagen adjunta.

Tabla 8. Categoría y regularidad de las edificaciones

TABLA N°10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricción

4.2.2.4.12. Control de desplazamiento

Solo para efectos comprobatorios se muestran el control de desplazamientos. Se aprecia que la edificación tiene un desplazamiento relativo admisible en la dirección X, mientras que en la dirección Y si se presenta problemas de falta de rigidez el análisis se realiza para los dos primeros por secuencia constructiva en planta.

Figura 7. desplazamiento de la edificación

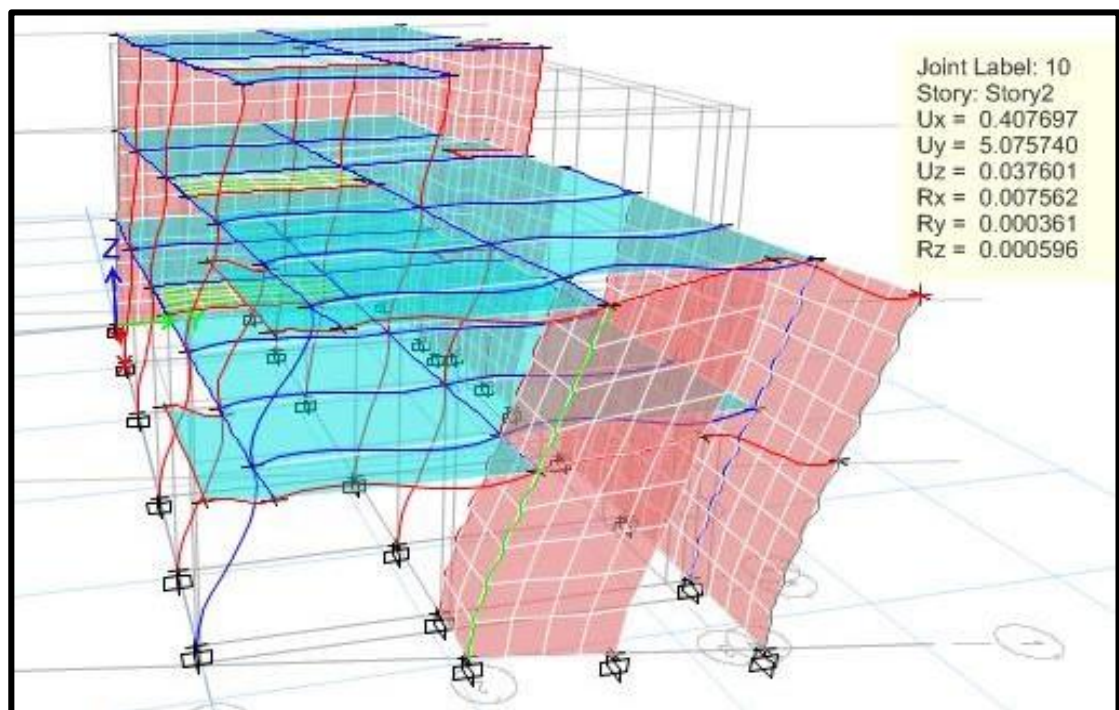


Tabla 9. Control de desplazamientos

NIVEL	Desp.Etabs.	Desp.Real.	he	$\Delta i/he$	De Admisible	OBS	NIVEL	Desp.Etabs.	Desp.Real.	he	$\Delta i/he$	De Admisible	OBS
	Absolt.(cm)	Δi (cm)	(cm)					Absolt.(m)	Δi (cm)	(cm)			
2	2.18	1.031	350	0.0029	0.005	CUMPLE	2	5.076	2.716	350	0.0078	0.005	NO PASA
1	1.15	1.153	430	0.0027	0.005	CUMPLE	1	2.360	2.36	430	0.0055	0.005	NO PASA
					0.005							0.005	

Distorsión Máxima en X de Entrepiso - Albañilería

Distorsión Máxima en Y de Entrepiso - Concreto

4.2.2.5. Verificación estructural de elementos más predominantes

4.2.2.5.1. Verificación de zapatas

Las zapatas son verificadas revisando los esfuerzos generados en el suelo de acuerdo a las medidas existentes, así mismo el punzonamiento al aplastamiento en la base y el diseño del acero de flexión.

Para determinar la Carga de Análisis y Carga Ultima de diseño se utilizaron las recomendaciones y combinaciones de Carga Muerta y Carga Viva y Cargas de Sismo según lo estipulado por la NTP E.030

Se ha realizado la verificación de 02 zapatas, la primera ubicada en la intersección de los ejes 2 y B (2.00m x 1.90m), la segunda ubicada en la intersección de los ejes 2 y A (2.00m x 1.60m)

En el siguiente cuadro se muestra las cargas actuantes sobre la zapata con denominación Z5 (ejes 2 y B).

Tabla 10. Cargas actuantes con denominación Z5

Story	Joint Label	Load Case/Comb o	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	Tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	27	Dead	0.1009	-0.0251	54.6739	0.038	0.1297	-0.0015
Base	27	Live	-0.0076	-0.0118	21.4543	0.0101	-0.0124	0.0005
Base	27	SDIN X Max	1.2859	2.0749	0.7663	4.428	2.5565	0.1577
Base	27	SDIN Y Max	1.5126	2.7154	0.9826	5.8236	3.013	0.2815

En el siguiente cuadro se muestra las cargas actuantes sobre la zapata con denominación Z4 (ejes 2 y A).

Tabla 11. Cargas actuantes con denominación Z4

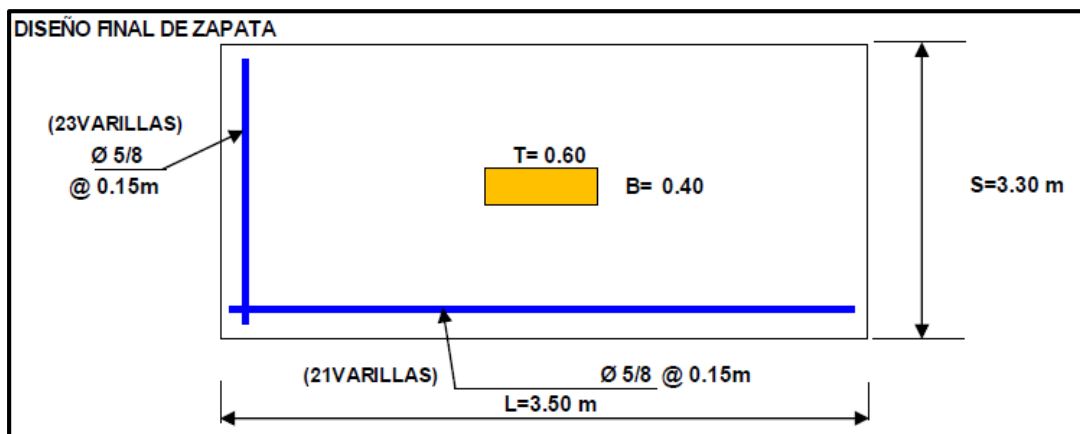
Story	Joint	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	26	Dead	0.0426	0.2873	32.6559	-0.3835	0.046	-0.0015
Base	26	Live	0.0385	0.0553	10.6838	-0.0805	0.0518	0.0005
Base	26	SDIN X Max	2.026	1.523	5.8927	3.6828	3.9149	0.1577
Base	26	SDIN Y Max	2.8605	1.9732	4.521	4.8192	5.5655	0.2815

Para la verificación se ha asumido como parámetro el valor de la capacidad portante admisible de 1.00 kg/cm² según EMS, así como también el peso específico del suelo que es de 2.14 Tn/m³.

Tabla 12. Reporte de diseño de zapata aislada centrada

CÁLCULO DEL REFUERZO POR FLEXIÓN

LADO DE ZAPATA	MOMENTO ACTUANTE	As (requerida)	As (mínima)	θ	S(m)	# DE VARILLAS
S=3.30 m	21.01 Tn-m	9.18 cm ²	44.10 cm ²	θ 5/8	0.15	23
L=3.50 m	19.81 Tn-m	8.65 cm ²	41.58 cm ²	θ 5/8	0.15	21



TRANSFERENCIA DE FUERZA EN LA INTERFASE COLUMNA – CIMENTACIÓN

Resistencia al aplastamiento sobre la columna (P_{nb})

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad 571.20 \text{ Tn}$$

$$P_n = P_u / \theta \quad 91.26 \text{ Tn}$$

Por lo tanto: $P_{nb} > P_n$ ok

Resistencia al aplastamiento del concreto de la cimentación:

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad 856.80 \text{ Tn}$$

Por lo tanto: $P_{nb} > P_n$ ok

Del diseño de la zapata Z4 (ejes 2 y A), se observa que para los tres niveles la zapata planteada en el expediente (2.00mx1.60m) se presenta insuficiente requiriendo una dimensión final de (3.50mx3.30m), esto en función a la edificación analizada.

Similar situación se presenta para el resto de zapatas y cimientos de la edificación.

El cuadro siguiente mostramos de manera referencial mediante un análisis práctico la capacidad resistente de la zapata Z4 (ejes 2 y A) planteada en el proyecto, el cual se realiza solo con cargas de gravedad sin considerar momentos ni cargas de sismo (solo como procedimiento didáctico), logrando observarse que la zapata estaría preparada solo para soportar 1 nivel, similar situación se presenta en casi todas las zapatas.

Tabla 13. Capacidad resistente de la Zapata Z4

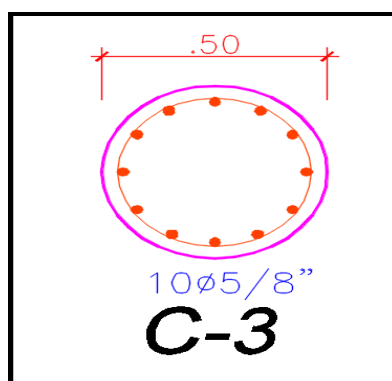
UBICACIÓN		EJE 2-A	EJE 2-A	EJE 2-A
TIPO ZAPATA		Z-4	Z-4	Z-4
LONGITUD EN X (m)	AC1	4.77	4.77	4.77
LONGITUD EN Y (m)	AC2	3.02	3.02	3.02
LADO B COLUMNA (m)	E1	0.40	0.40	0.40
LADO T COLUMNA (m)	E2	0.60	0.60	0.60
ESPESOR DE LA LOSA (m)	EL	0.20	0.20	0.20
ESPESOR DE PISO (m)	Ep	0.15	0.15	0.15
ALTURA LIBRE 1ER NIVEL (m)	H1	3.30	3.30	3.30
ALTURA LIBRE TIPICA (m)	H2	3.30	3.30	3.30
ALTURA DE VIGA X (m)	Hv1x	0.60	0.60	0.60
ANCHO DE VIGA X (m)	Bv1x	0.40	0.40	0.40
ALTURA DE VIGA Y (m)	Hv1y	0.60	0.60	0.60
ANCHO DE VIGA Y (m)	Bv1y	0.40	0.40	0.40
ALTURA DE ZAPATA (m)	Hz	0.80	0.80	0.80
LADO "L" DE ZAPATA (m)	Lz	2.00	2.00	2.00
LADO "B" DE ZAPATA (m)	Bz	1.60	1.60	1.60
ALTURA EXCAVACION (m)	Hex	2.00	2.00	2.00
COLCHON DE TIERRA (m)	Ct	1.20	1.20	1.20
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Qadm	1.00	1.00	1.00
NUMERO DE PLANTAS	NP	1	2	3
PESO TOTAL (KG)	P	30,412.35	43,781.50	57,150.65
BC/6		0.33	0.33	0.33
		CAE DENTRO DE B/3	CAE DENTRO DE B/3	CAE DENTRO DE B/3
PRESION ACTUANTE (+)		0.95 kg/cm ²	1.37 kg/cm ²	1.79 kg/cm ²
PRESION ACTUANTE (-)		0.95 kg/cm ²	1.37 kg/cm ²	1.79 kg/cm ²
RESULTADO		CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE

4.2.2.5.2. Verificación de columna

Para la verificación de las columnas se ha establecido las consideraciones de la normativa E.060. El diseño se realiza para cargas amplificadas de acuerdo a las combinaciones indicadas en el presente documento.

La verificación se realiza al considerar un diagrama de interacción para cada dirección de análisis, para dicho análisis se ha considerado la columna C3 ubicado en los ejes B y 4, en donde se ha colocado el acero mínimo según se muestra en la imagen adjunta.

Figura 8. Acero mínimo en la columna C3



Se ha observado del análisis que la Columna C3 presenta un diseño adecuado como se muestra en la siguiente figura:

Figura 9. Capacidad resistente columna C3

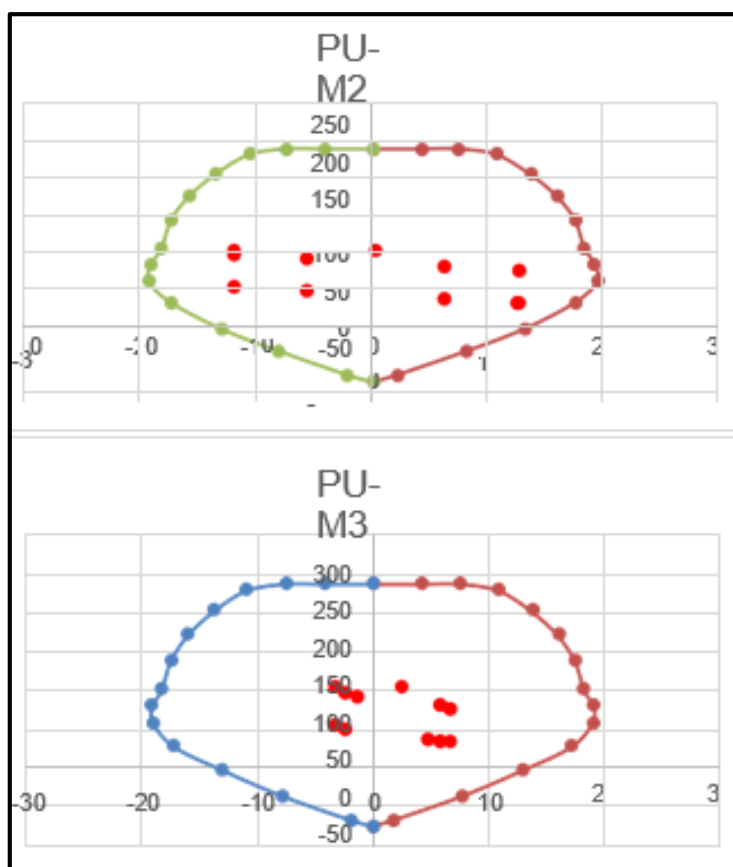


Tabla 14. Capacidad resistente de la columna C3

P	M3	M2
105.3582	2.4583	0.2001
82.6319	5.6665	6.0921
94.4807	-1.5125	-5.7554
82.6319	5.6665	6.0921
94.4807	-1.5125	-5.7554
78.1404	6.6312	12.4628
98.9721	-2.4772	-12.1261
78.1404	6.6312	12.4628
98.9721	-2.4772	-12.1261
39.3106	4.6888	6.0104
51.1594	-2.4902	-5.837
39.3106	4.6888	6.0104
51.1594	-2.4902	-5.837
34.8192	5.6535	12.3811
55.6509	-3.4549	-12.2077
34.8192	5.6535	12.3811
55.6509	-3.4549	-12.2077
34.8192	6.6312	12.4628
105.3582	-3.4549	-12.2077

Todas las columnas deberán diseñarse para los requerimientos estructurales obtenidos del análisis y en ningún caso debería colocarse como acero longitudinal menos del mínimo indicado en la NTE.060.

4.2.2.5.3. Verificación de vigas

Para la verificación de las vigas se ha establecido las consideraciones de la normativa E.060. El diseño se realiza para cargas amplificadas de acuerdo a las combinaciones indicadas en el presente documento. Las vigas forman parte de los pórticos de concreto armado, en la dirección X llevan una distribución de momentos con predominio de cargas de gravedad, y por otro lado en la dirección Y tienen comportamiento sísmico.

Figura 10. Diagrama de momentos en vigas

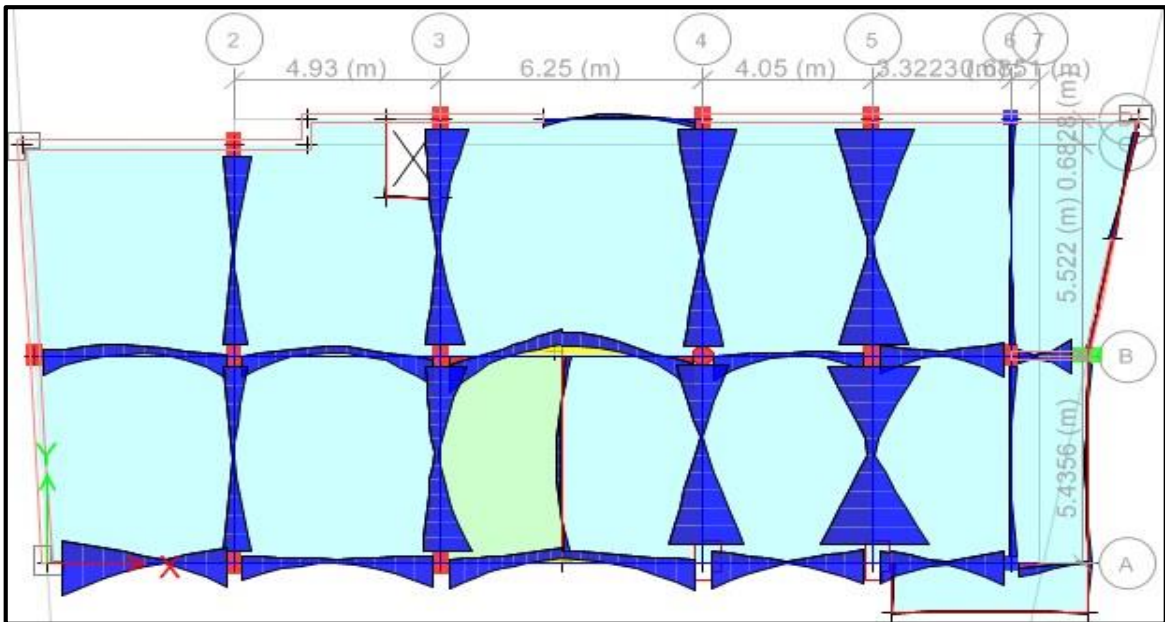
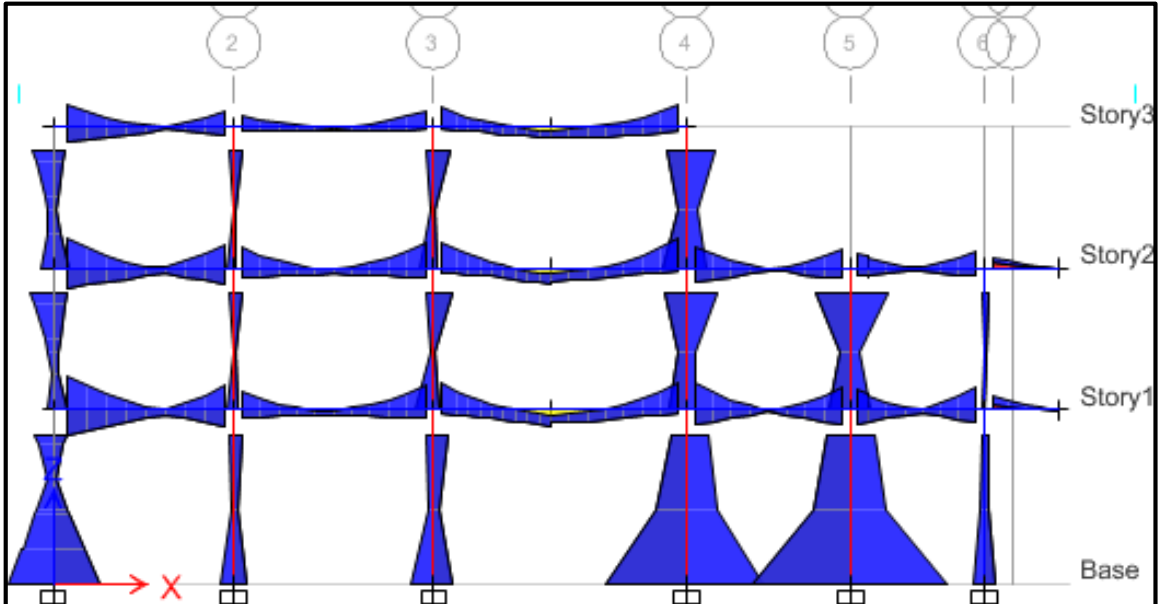


Figura 11. Diagrama de momentos del análisis



Se ha realizado la verificación de 02 vigas del proyecto y se ha podido determinar que tienen déficit de acero longitudinal tanto positivo como negativo, en los siguientes cuadros se muestra de forma comparativa los resultados de la verificación.

Figura 12. Verificación de vigas EJE 3 - Tramo B-C

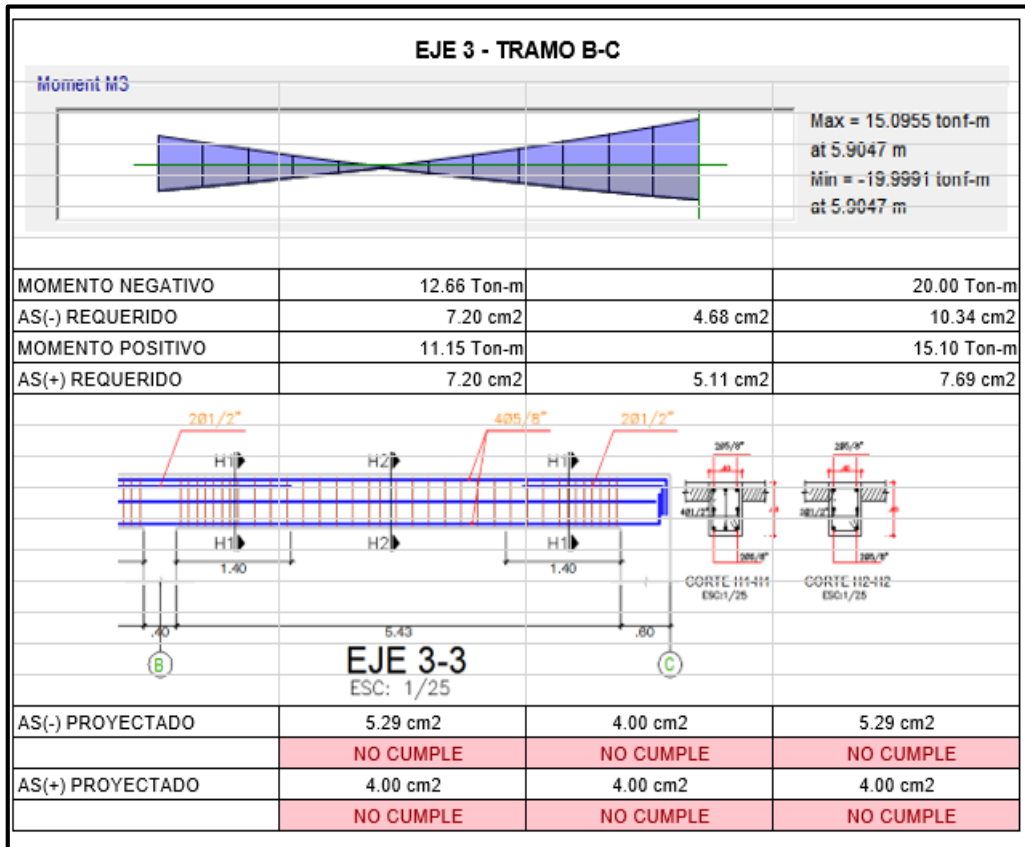
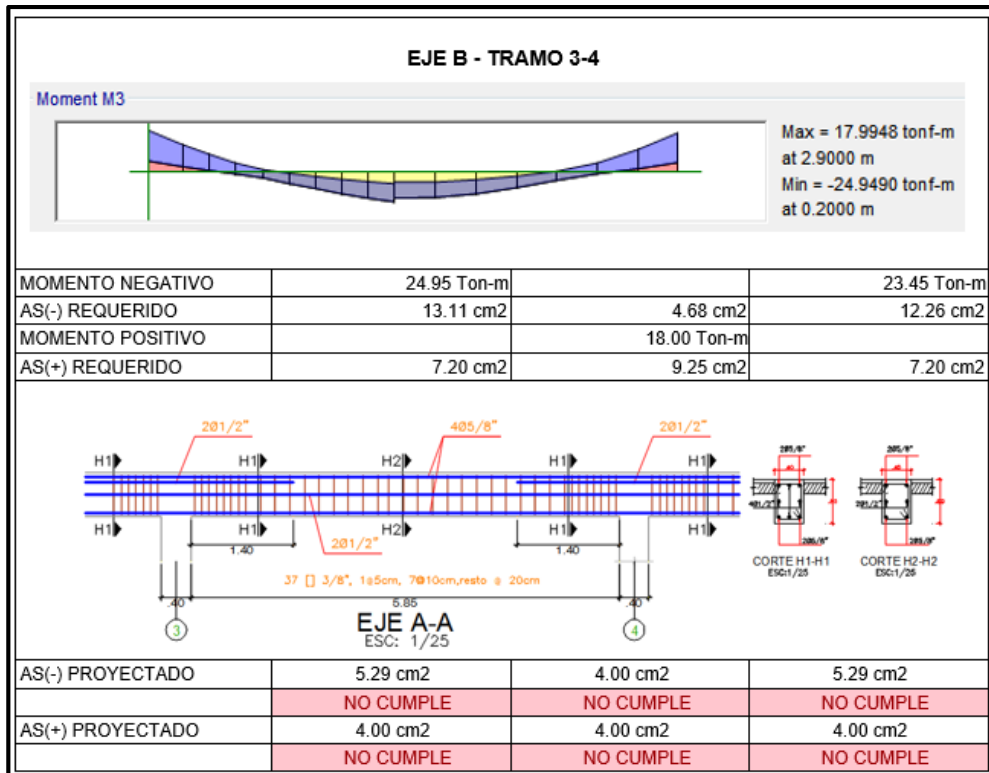


Figura 13. Verificación de vigas EJE B - Tramo 3-4



4.2.2.5.4. Verificación de losa aligerada

Primeramente, se establece que las losas alcanzan luces de hasta 5.78 m, en el paño ubicado entre los ejes B y C a partir del eje 2 hasta el 6.

Según los parámetros establecidos para el dimensionamiento del espesor de las losas y en función a la experiencia para la luz indicada se deberían tener losas aligeradas de mayor espesor, aun así, se realiza la verificación estructural para comprobar su resistencia estructural.

Asumiendo los parámetros de cargas indicados en el ítem 6.3 el paño con mayor carga actuante debido al uso es la losa de la zona de escalera por lo que se verificará los paños comprendidos en ese sector.

Figura 14. Paño de análisis en zonas de circulación

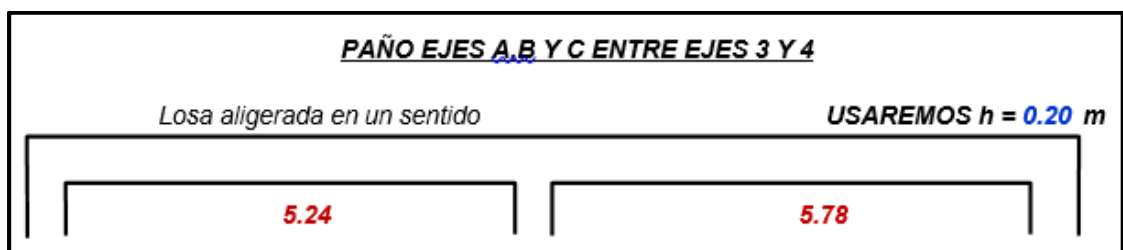
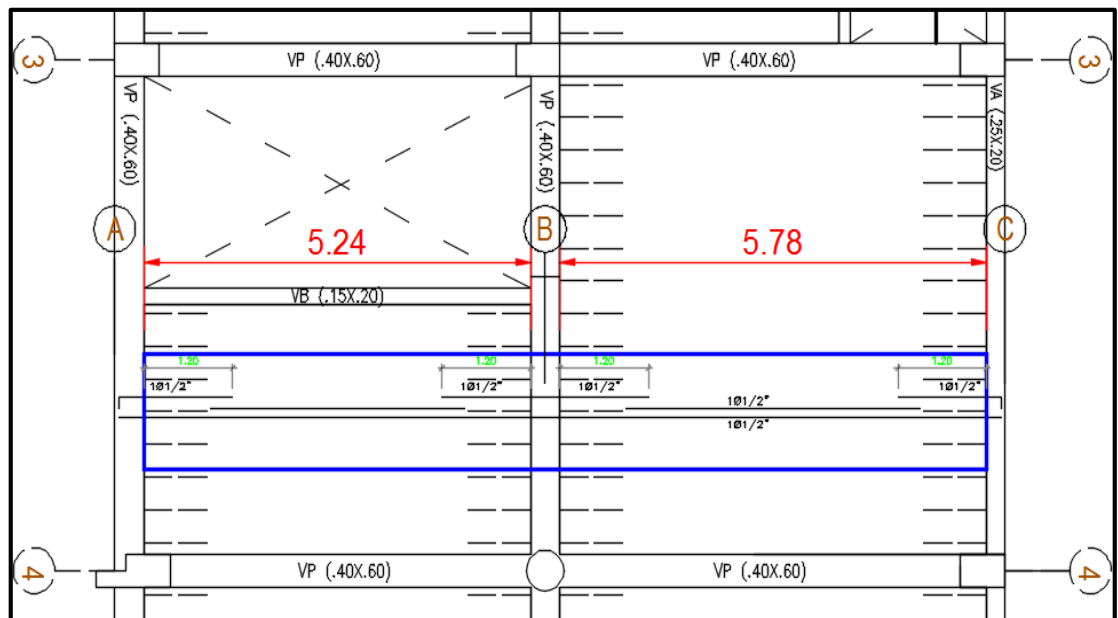


Tabla 15. Diseño de losa aligerada

MOMENTOS NEGATIVOS				MOMENTOS POSITIVOS		
Apoyos :	A	B	C	PAÑO :	A-B	C-D
a =	2.36	8.700	2.920	a =	1.250	1.520
M (-) =	600 kg-m	1768 kg-m	730 kg-m	M (-) =	1308 kg-m	1591 kg-m
As (-) =	1.00 cm ²	3.70 cm ²	1.24 cm ²	As (-) =	2.11 cm ²	2.58 cm ²
Elección	1/2	5/8	1/2	Elección	1/2	1/2
		5/8			1/2	1/2
As Coloc. (cm²)	1.29	3.98	1.29	As Coloc. (cm²)	2.58	2.58
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Resultado	Correcto	Correcto

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c}bw*d$

$$V_c = 1,306 \text{ kg}$$

Tabla 16. Fuerzas cortantes actuales

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo i	Cara de apoyo Exterior
V1 = 1373 kg-m	V2 = 1660 kg-m	V3 = 1514 kg-m
ENSANCHE	ENSANCHE	ENSANCHE

V. DISCUSIÓN

La Municipalidad Distrital de Cerro Azul, perteneciente a la provincia de Cañete, departamento de Lima; en su verificación estructural, contiene desperfectos e incumplimientos normativo en la construcción.

En tal sentido el análisis estructural de la edificación ha sido realizado en base a las normas E.020, E030, E050, E060, E070, ACI 318 y ACI 350; los mismo que rigen la buena construcción bajo parámetros preestablecidos e incurren en la calidad del proyecto, ya que este debe ser el resultado en coordinación con otras especialidades para garantizar una solución funcional, segura y sobre todo económica. Sumado a ello, la evaluación estructural utiliza primordialmente software para realizar el dimensionamiento de cada elemento estructural, los mismos que dan facilidad en el análisis y exigencias actuales que se dan a través de códigos de diseño sísmico mediante modelos matemáticos que simulan eventos sísmicos en la estructura dictaminada.

En la tesis de Dávila y Enríquez (2019), tuvieron como objetivo evaluar el comportamiento estructural y proponer un sistema de reforzamiento al Hospital Referencial de Ferreñafe; en el estudio los autores concluyen que la verificación ha sido dificultosa a razón que no cuanta con planos relativo a estructuras y los existentes pertinentes a la arquitectura no guaran ningún tipo de vinculación con el levantamiento realizado de la edificación, el mismo criterio favorece el presente estudio ya que no se encontraron memoria de cálculo y diseño de estructuras de aquellos elementos fundamentales que intervienen en el sistema estructural, y asimismo no hay un sustento cuantitativo del diseño de componentes como zapatas, columnas, vigas y losas, entre otros.

En la tesis de Saavedra (2019), tuvo como objetivo realizar la evaluación del diseño estructural del Centro Educativo nivel primario en el caserío de Chagavara; en el estudio el autor concluye que el sistema estructural propuesto se obtiene una deriva mayor con sismo en sentido X de 0.00688 y el sentido Y de 0.00590; en tal sentido, el criterio analizado es relativo al presente estudio ya que en la evaluación se determinó que los desplazamiento del edificio que se muestran son casi iguales a cero ($X=0.000162$ m) el cual se sugiere que estos resultados no son válidos por la extrema rigidez que tiene el edificio, la misma que no se presenta en el diseño y planteamiento estructural.

VI. CONCLUSIONES

- Se indica que el desarrollo del presente informe de revisión y verificación estructural se hace sobre la base de los documentos técnicos que forman parte del expediente técnico de obra el cual ha sido descargado de la página web SEACE, portal que es de acceso público.
- El expediente técnico no cuenta con documentos de vital importancia referida a la especialidad de estructuras como son Memorias de cálculo y de diseño estructural con información sobre metodología de análisis y resultados del análisis estructural y diseño estructural del edificio y sus partes.
- Ante la falta de información se ha desarrollado el análisis estructural del edificio con el fin de poder contar con resultados que sirvan para justificar los cálculos de las verificaciones de los elementos estructurales y del sistema estructural en su conjunto. Este análisis se ha desarrollado sobre la base de lo propuesto a nivel arquitectónico y estructural del proyecto materia de evaluación, con la finalidad de que los resultados sean los más próximos aquellos que han servido para el diseño por parte del consultor.
- Los documentos técnicos presentan diversos tipos de observaciones centrándose en temas normativos y de diseño los cuales han sido descritos de forma detallada en el ítem de “Revisión Estructural”.
- En el ítem “Chequeo de irregularidad” se ha determinado que, bajo la geometría estructural planteada en el proyecto, la edificación presentaría irregularidad extrema en planta situación no permitida para edificaciones municipales.
- Del análisis de los desplazamientos y derivas se observa que la edificación presenta derivas mayores a la permisible ubicadas en el extremo lateral derecho, la deriva de control usada ha sido de 0.005 para ambas direcciones.
- De la sección de verificación sea determinado que todas las Columnas requieren mayor acero de refuerzo, el cual está definido por el diseño estructural en función a los resultados de las fuerzas actuantes y en ningún caso deberá ser menos de 1% del área de la columna.

- De la verificación estructural se ha determinado que diversas vigas requieren mayor acero de refuerzo tanto en el acero negativo como en el acero positivo
- Para efectos de la verificación de las zapatas se ha realizado el análisis a dos zapatas representativas las correspondientes a las columnas ubicadas en la intersección de los ejes 2 y A con dimensiones de 1.60m x 2.00m y la ubicada entre los ejes 2 y B con dimensiones 1.90m x 2.00m, donde se determina que las dimensiones asumidas son menores a las calculadas además se requieren mayor acero de refuerzo, esto se presentaría también para todas las zapatas del proyecto, esta opinión se realiza en el sentido de la edificación analizada que alcanza hasta 03 niveles.
- De la verificación de las losas aligeradas se ha podido observar que estas presentan déficit de acero negativo en el apoyo central y también se observa que el cortante actuante es mayor al admisible en sus tres apoyos.

VII. RECOMENDACIONES

- Luego del análisis realizado se recomienda la reformulación del proyecto a nivel de la especialidad de estructuras, debido a que el proyecto revisado presenta diversas observaciones de índole técnico normativo.
- Se adopte lo indicado en el párrafo anterior con la finalidad de obtener una infraestructura que cumpla con todos los requerimientos normativos, esto con el fin de contar con una estructura que brinde adecuada resistencia y seguridad estructural y sísmica.
- Se haga de conocimiento a la entidad el presente documento para advertir situaciones encontradas durante el proceso de revisión y verificación estructural del proyecto indicado, sabiendo que la especialidad de estructuras es uno de los puntos neurálgicos de toda infraestructura y así pueda ejecutar la toma de acciones en bien del proyecto.

VIII. PROPUESTA DE MEJORA

8.1. Aspectos técnicos de diseño

8.1.1. Normas

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), el Proyecto en la especialidad de estructura debe ser el resultado de una acción coordinada con las otras especialidades, lo que se refleja en el presente proyecto y que garantiza una solución funcional, segura y económica.

Los componentes materia de la presente memoria en la especialidad de estructuras han sido analizados y diseñados de manera independiente, considerando las siguientes normas:

- NTE.020 - Normas de Cargas – 2006 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2006)
- NTE.030 - Normas de Diseño Sismorresistente – 2018 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018a)
- NTE.050 - Norma de Suelos y Cimentaciones – 2018 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018b)
- NTE.060 - Norma de Concreto Armado – 2009 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009)
- NTE.070 - Norma de Albañilería – 2006 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 6 C.E.)
- ACI 318 – 2014 Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
- ACI 350 – Environmental Engineering Concrete Structures

8.1.2. Características del suelo

Para la realización del presente proyecto en los componentes que corresponda se han usado valores en aplicación del “ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN”, para esto se ha contado con 02 EMS los cuales han sido elaborados por distintos profesionales que se describen:

- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS I) elaborado por el Ingeniero Ángel Rosan Huanca Borda, cuyo método utilizado es de Corte Directo. (Proporcionado por la Supervisión de Obra)

- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS II) elaborado por la empresa EMSGEO SAC, cuyo método utilizado es mediante ensayo SPT (Proporcionado por la empresa a cargo de la ejecución de obra)

A continuación, se describen los parámetros usados en el diseño:

Tabla 17. Condiciones de cimentación para el diseño

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION		
PARAMETROS	EMS I	EMS II
TIPO DE ENSAYO	CORTE DIRECTO	SONDEOS SPT
TIPO DE CIMENTACION	Para el caso de estructuras aporticadas en base a plateas de cimentación o zapatas conectadas con vigas de cimentación. Para estructuras de albañilería confinada, a base de losa de cimentación o cimientos continuos y muros de carga de densidad mínima en ambas direcciones.	Cimientos corridos armado, bajo una adecuada densidad en ambas direcciones de muro portantes, En el caso de estructuras aporticadas mediante zapatas conectadas. Asimismo, la opción por el empleo de zapatas conectas depende de giros en la zapata, torsión en planta, asimetría de la estructura.
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION	Arenas mal graduadas de playa, en estado de media a baja densidad, color gris oscuro, origen fluvio aluvial y marino.	Arena mal graduada (SP), arena bien graduado (SW), grava mal graduado (GP)
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION		
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.50 m	1.30 m
PRESION ADMISIBLE	$Q_{adm}=0.45 \text{ kg/cm}^2$	$Q_{adm}=1.024 \text{ kg/cm}^2$
FACTOR DE SEGURIDAD	3	3
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	1.90 cm	0.60 cm
NIVEL FREATICO	3.00 m	2.50 m
AGRESIVIDAD DE SUELO	MODERADO, Usar cemento Tipo HS empleando relación agua cemento igual a 0.50	SEVERO, Usar cemento Tipo V
PARAMETROS SISMICOS DEL SUELO		
FACTOR DE ZONA	$Z_4 = 0.45 \text{ g}$	$Z_4 = 0.45 \text{ g}$
FACTOR DE SUELO	$S_3= 1.10, T_P=1.0, T_L=1.60$	$S_2= 1.05, T_P=0.60, T_L=2.00$
RECOMENDACIONES ADICIONALES	No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial y estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir a estructura y ser reemplazados por materiales adecuados debidamente compactados.	Se considera como terrenos de regular estabilidad, por lo que es poco probable que ocurrirán fenómenos de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud debido a que los suelos en el área arena mal graduadas, será reemplazado por material afirmado, se recomienda mejorar por debajo de la cimentación un espesor de 1.20 m, con material afirmado controlado y deberá de compactarse al 100% de la MDS, del ensayo Proctor modificado.
OTROS PARAMETROS DEL SUELO		

PESO ESPECIFICO	1.54 gr/cm ³	1.86 gr/cm ³
ANGULO DE FRICCION	29.40°	23°
COEFICIENTE DE BALASTO	No define	1875 tn/m ³

8.2. Cálculo de la cimentación

8.2.1. Componentes

El Estudio de Mecánica de Suelos fue realizado por la empresa EMSGO SAC, lo cual nos presenta un cuadro resumen con los siguientes resultados:

Tabla 18. Resultados del estudio de mecánica de suelos

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO	Arena mal graduado (SP) , arena bien graduado(SW), grava mal graduado (GP)
Características	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE SERVICIO DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CERRO AZUL- CAÑETE –LIMA META: COMPONENTE 1: OBRAS CIVILES "DEMOLICIÓN, DESMONTAJE Y CONSTRUCCIÓN DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA MUNICIPALIDAD DE CERRO AZUL-CAÑETE -LIMA
Angulo de fricción	33.0°
Angulo de fricción corregido	23.0°
Profundidad de cimentación mínima (Df)	1.30 m
Ancho de cimentación (B)	1.20 m
Peso unitario del suelo de apoyo	1.86 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.024 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

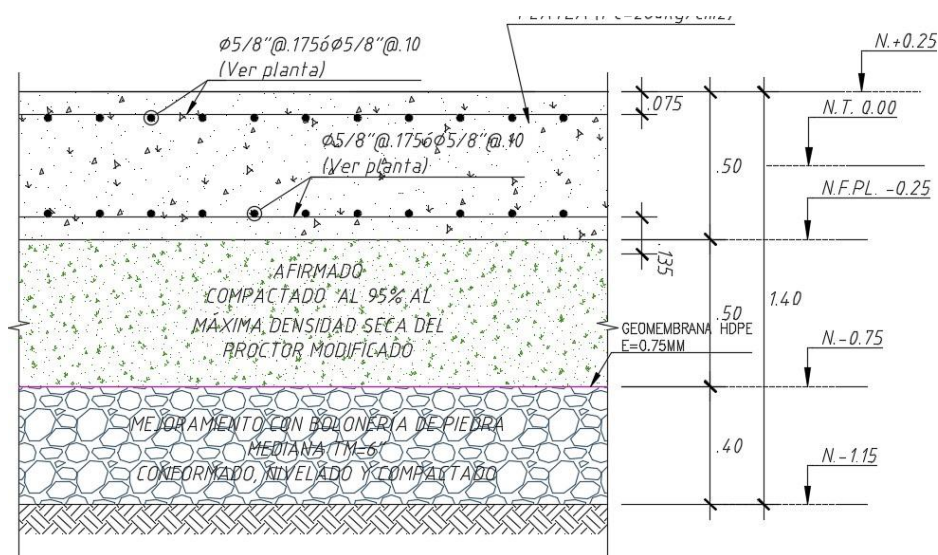
Se ha verificado que la superestructura de la edificación soporta grandes cargas de gravedad (carga muerta, carga viva) y cargas de sismo, para el tipo de suelo que tenemos, las zapatas aisladas no cubren la expectativa de un buen comportamiento y desempeño estructural, por lo que se plantea utilizar platea o losa de cimentación, para garantizar un buen comportamiento y distribución de esfuerzos al terreno, sin tener que correr el riesgo de que se sufra asentamientos de consideración.

Por otro lado, se ha optado realizar un mejoramiento del terreno con las siguientes características:

- Excavar hasta la cota -1.15m, colocar una capa de 0.40m de espesor de botonería de piedra mediana cuyo TM es de 6", conformado, nivelado y compactado, para soportar y distribuir las cargas de manera uniforme al terreno natural, esto también se coloca para romper la capilaridad y la presión de poros, ya que el Nivel Freático, se encuentra a -2.50m.
- Luego colocar una capa afirmado de 0.50m, compactados al 95% de la máxima densidad seca del ensayo próctor modificado, compactar en capas de 0.25m de espesor y realizar el ensayo de densidad de campo, hasta llegar a la cota donde se fundará la platea de fundación.
- En la interface o capas de botonería de piedra y afirmado colocar una geomenbrana HDP de espesor $e = 0.75\text{mm}$, con la finalidad de darle mayor estabilidad al mejoramiento, y uniformidad en la distribución de cargas del afirmado hacia la bolonería.

A continuación, se muestra la sección del mejoramiento.

Figura 15. Sección transversal del mejoramiento del terreno y la platea de cimentación



Este mejoramiento propuesto nos permitirá incrementar la capacidad admisible del terreno; el éxito del mismo está en el cumplimiento estricto de todos los procesos de control y ejecución del mejoramiento del terreno mediante el relleno de ingeniería o relleno controlado según lo indicado por la NTE.050 Suelos y

Cimentaciones, bajo este criterio lo óptimos procesos garantizaría que se alcance aproximadamente una capacidad admisible de mayor a 2.0 kg/cm².

El modelo de la cimentación se realizó con el programa SAFE Slab Analysis by the Finite Element en su versión 16.02.

Las cargas fueron importadas del programa ETABS Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, en su versión 16.2.1 al programa SAFE, las cargas importadas fueron en estado de servicio.

Definición de la geometría y características de los materiales de la platea de cimentación

- Concreto $f'c=280\text{kg/cm}^2$, para elementos que están en contacto con terreno con presencia de sulfatos y cloruros, ver EMS.
- Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
- $Q_{adm} = 1.024\text{kg/cm}^2$, corresponde un coeficiente de balasto o de Winkler de $K=2.29\text{kg/cm}^3$, para simular el apoyo en un medio semi infinito flexible (cimentación flexible) y de comportamiento solo a compresión.
- Espesor de la platea de cimentación $e=0.50$, se puede ir incrementando de acuerdo al esfuerzo por punzonamiento en la interfaz columna platea, se verifica para la columna más cargada, axiales por carga de gravedad y de sismo en cada dirección.
- El diseño se hará con los esfuerzos máximos de la envolvente ya sea para flexión, corte por flexión y punzonamiento, de acuerdo a la norma E.060 del RNE.
- En las siguientes imágenes se va observar la platea de cimentación con cargas actuantes, y las combinaciones para hallar la envolvente de esfuerzos.

Figura 16. Vista de planta de la sección de la platea

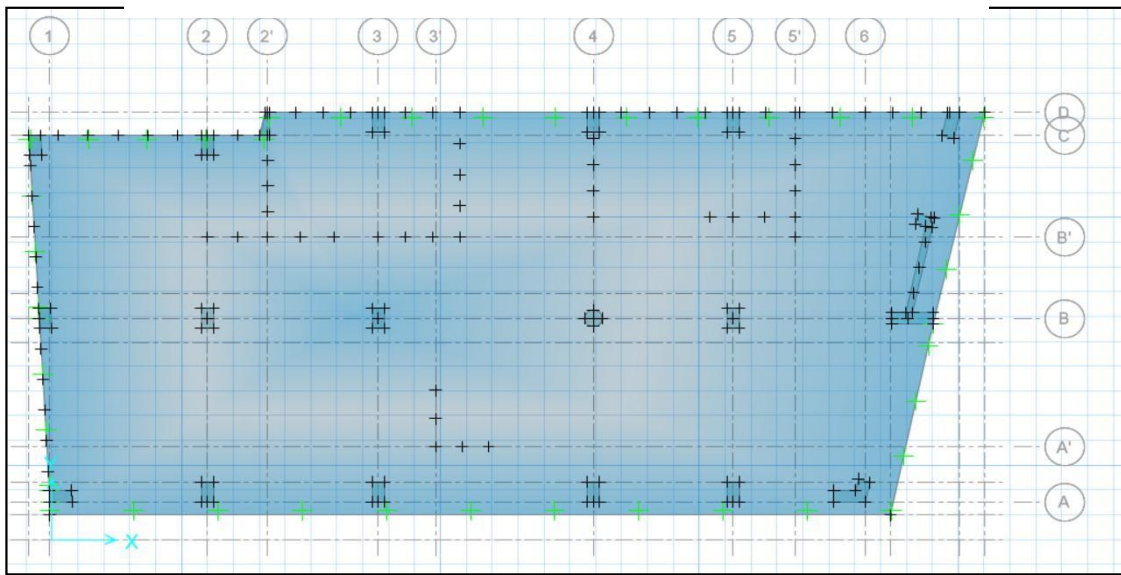


Figura 17. Vista en 3D de la sección de la platea

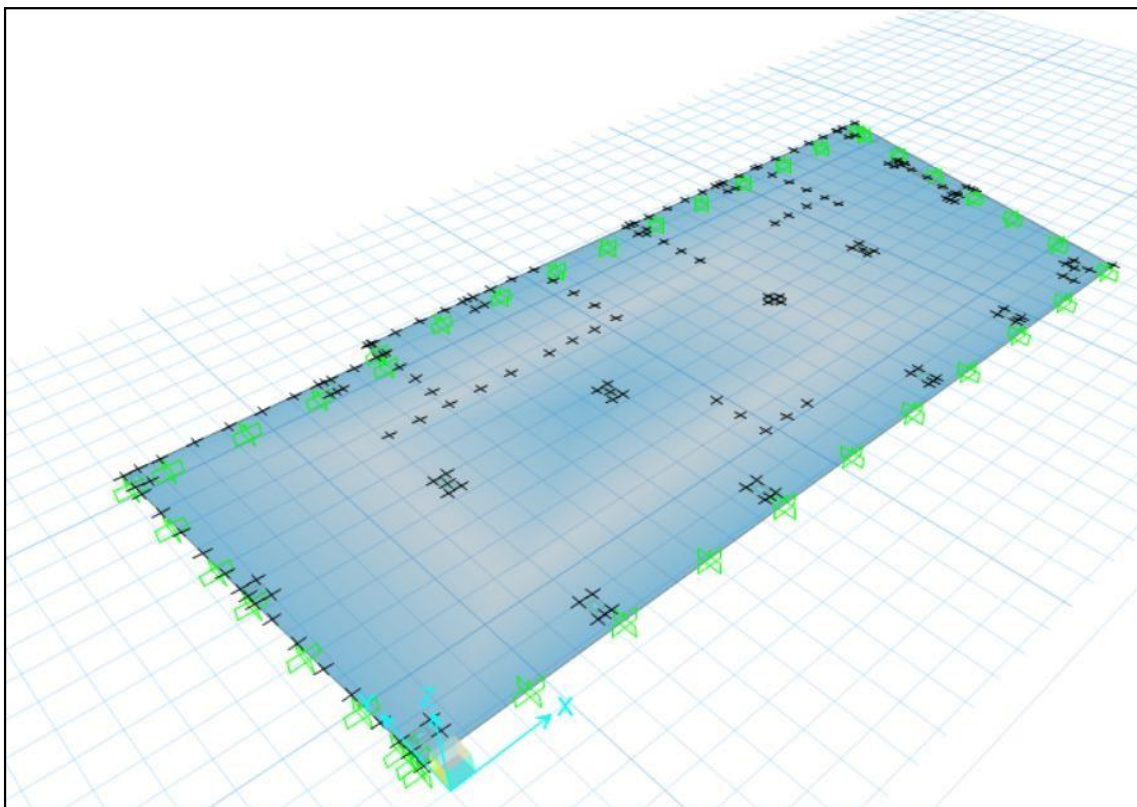


Figura 18. Vista en planta de la pltea de cimentación

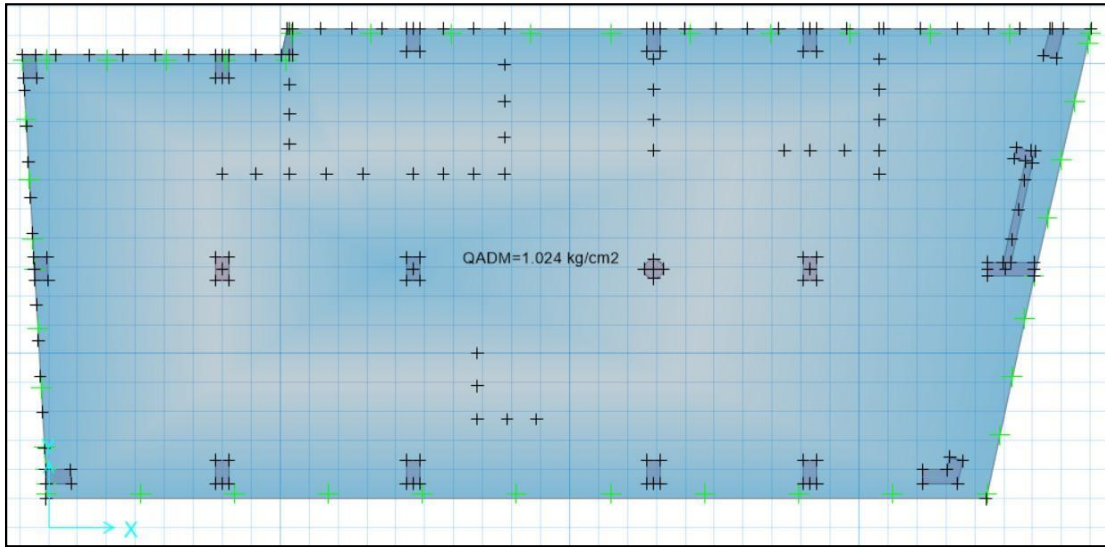


Figura 19. Carga muerta en la platea de cimentación

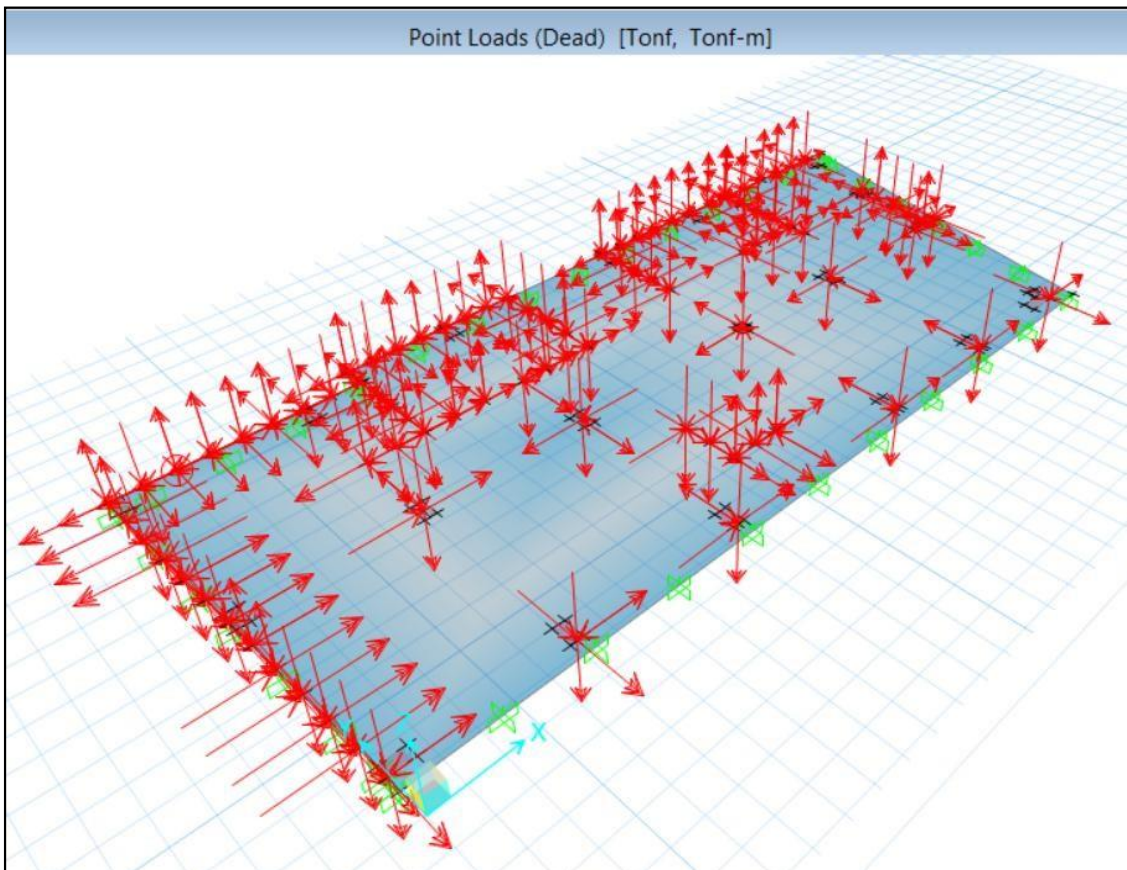


Figura 20. Carga viva en la platea de cimentación

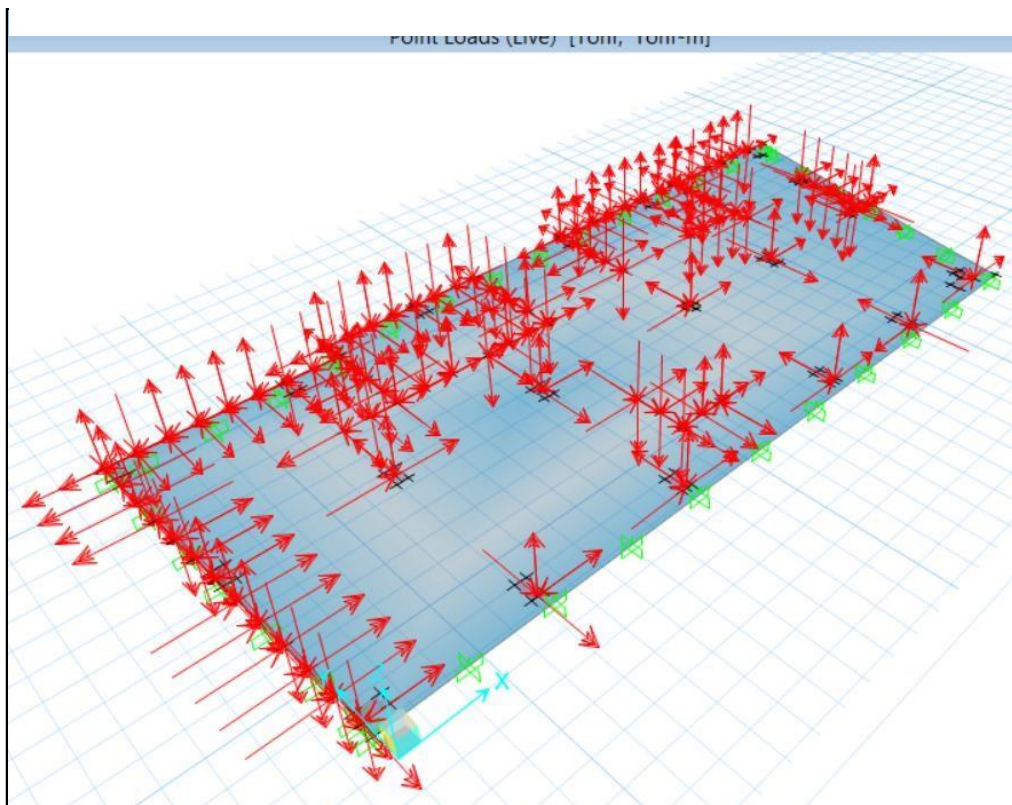


Figura 21. Carga de sismo en la dirección X - platea de cimentación

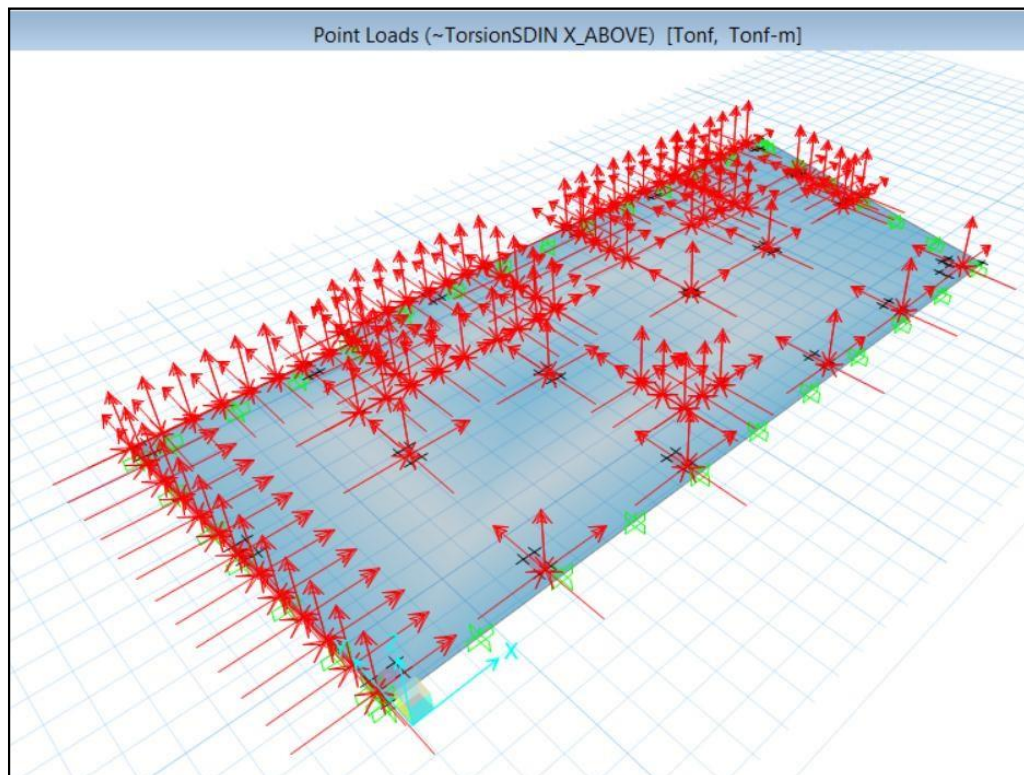
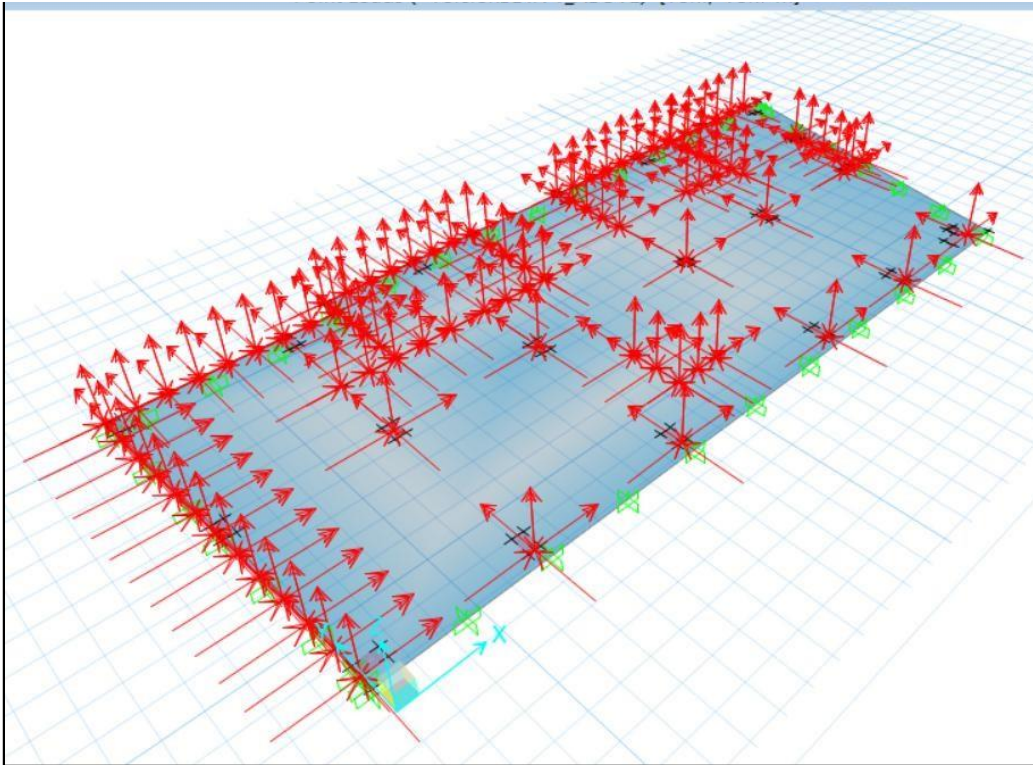
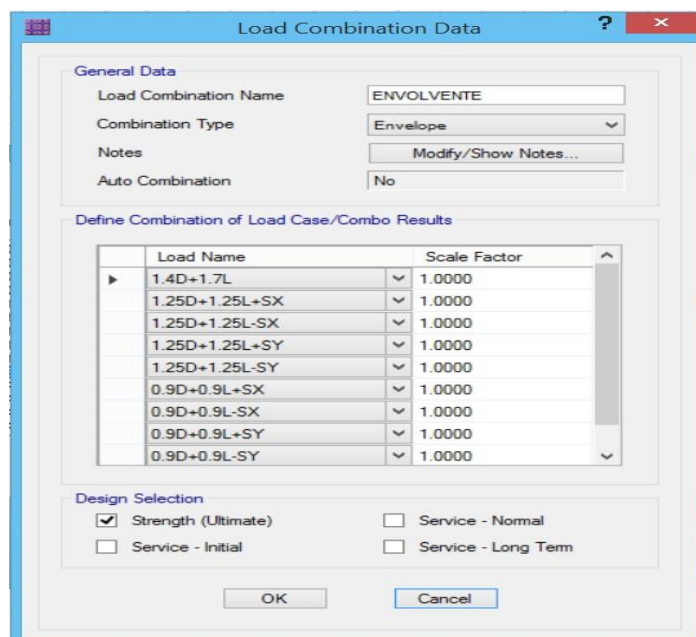


Figura 22. Carga de sismo en la dirección Y - platea de cimentación



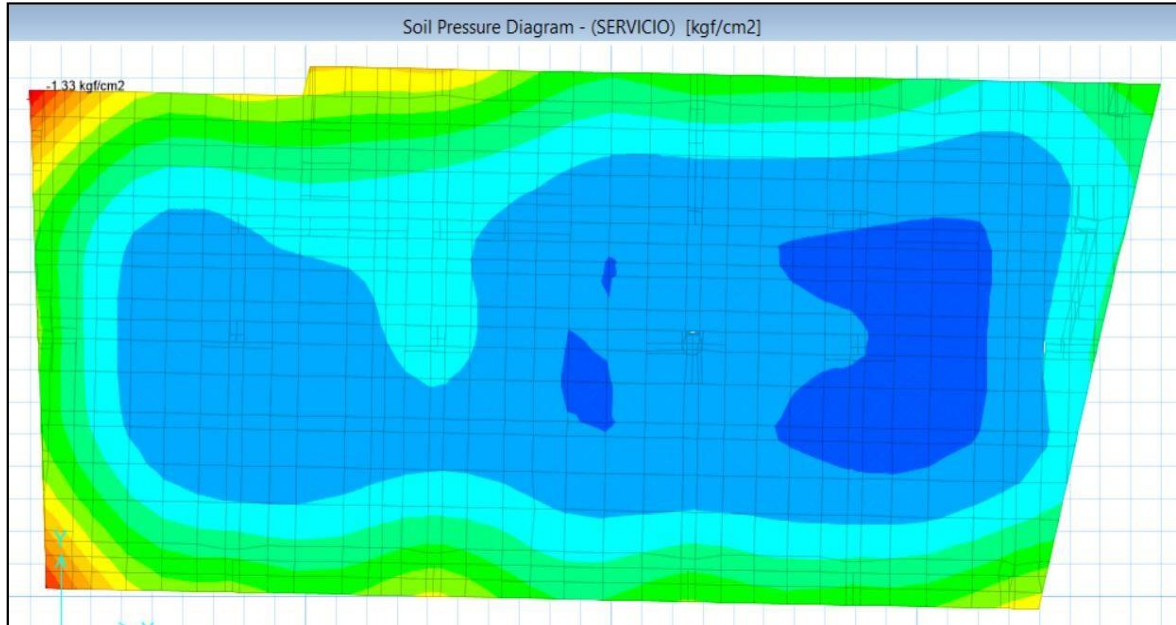
Una vez que se tiene las cargas en la platea de cimentación, se halla la envolvente de momentos

Figura 23. Combinaciones de carga y la envolvente



Verificamos presiones sobre el terreno

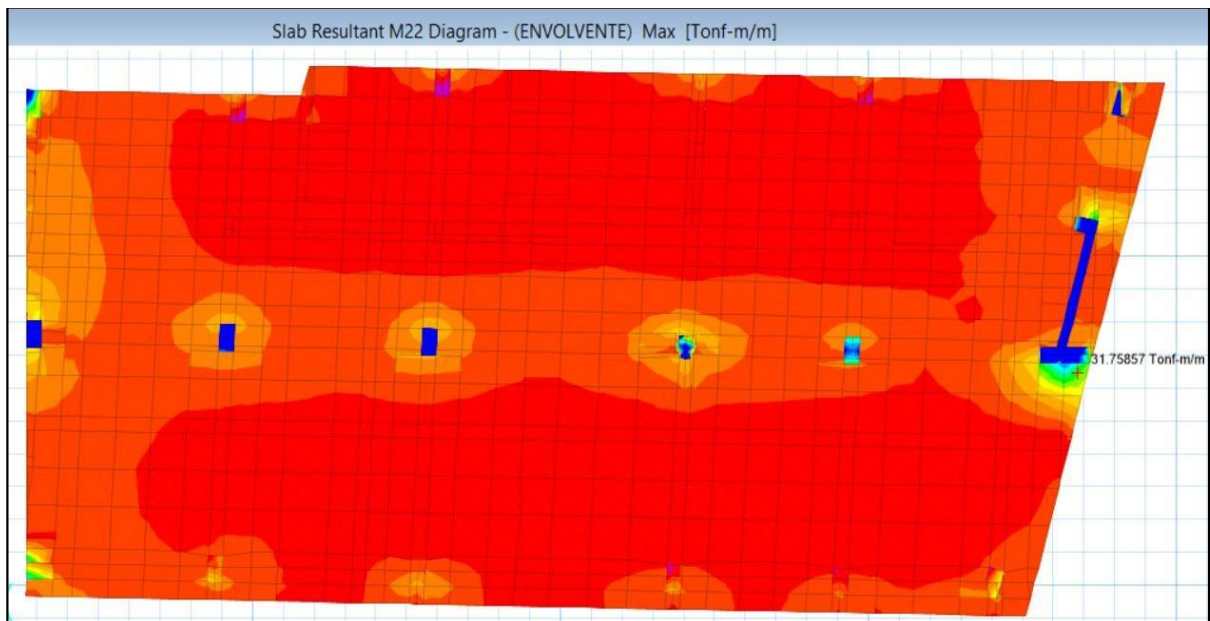
Figura 24. Verificación de la presión de las cargas de servicio sobre el terreno, que está en 1.33kg/cm^2 , siendo además en una zona puntual



8.2.2. Diseño por flexión de la platea

Hallamos el máximo momento de la platea de cimentación, $M_u=31.76\text{tn}\cdot\text{m}$

Figura 25. Máximo momento en la platea de cimentación



Mu=	31.76 tonf - m	El más crítico del modelo
d=	0.425 m	42.5 cm
f'c=	280 kg/cm ²	
fy=	4200 kg/cm ²	
b=	1 m	100 cm

Determinamos el bloque de compresiones y el área del acero:

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2M_u 10^5}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

$$a = 3.65 \text{ cm}$$

$$a_s = \frac{M_u 10^5}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = 20.66 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 bd$$

$$A_{smin} = 7.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } A_s$$

Separación:

$$\phi \frac{5}{8} \quad 2.00 \text{ cm}^2$$

$$S = 9.68 \text{ cm}$$

Usar $\phi \frac{5}{8} @ 0.10$ en franjas

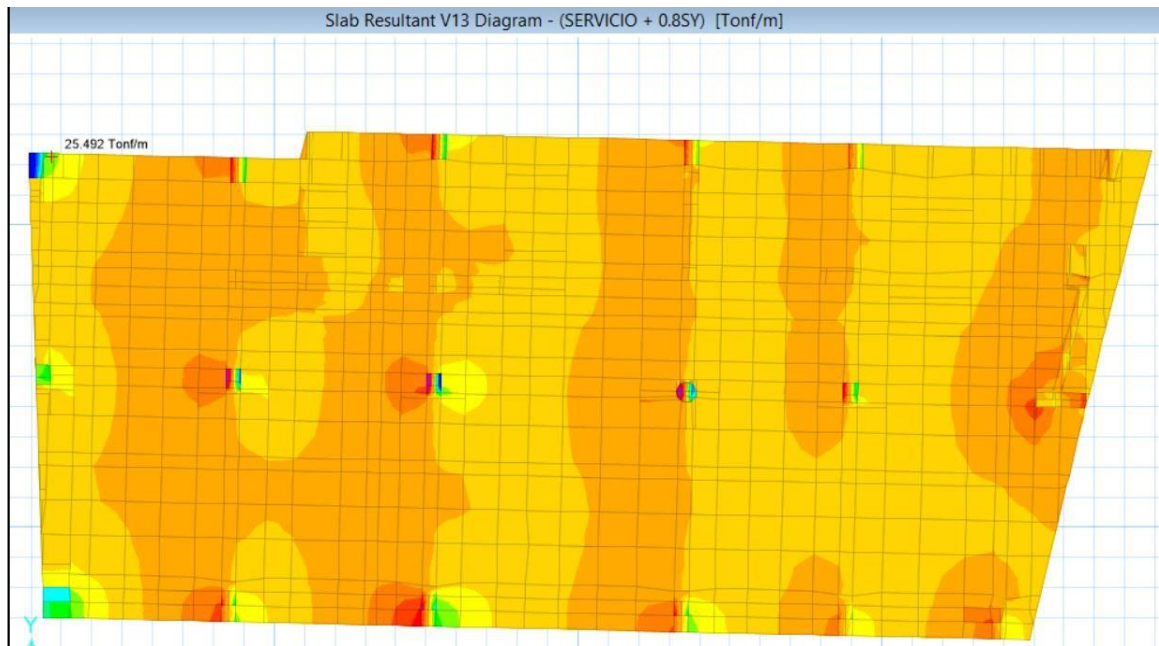
Como podemos observar los momentos más críticos están al lado de las columnas, por lo tanto se va a colocar en una franja de 1.0m acero de $\frac{5}{8} @ 0.10$ cm, tanto en la parte inferior.

Para lo demás se utilizara una malla $\frac{5}{8} @ 0.175$ cm tanto en la parte superior como en la inferior.

8.2.3. Diseño por corte por flexión de la platea

Hallamos el corte máximo a una distancia de la cara de la platea de cimentación, $V_u = 25.50 \text{ tn/m}$

Figura 26. Cortante máximo por flexión en la platea de cimentación



Corte permisible del concreto

$$V_c = \phi * 0.53 * \text{raíz}(f'_c) * b * d$$

$V_c = 32.04$ ton Para un metro de ancho

$V_u = 25.5$ ton – m/m

$V_c > V_u$ OK

8.2.4. Diseño por punzonamiento

Como en la siguiente figura mostrada, el esfuerzo de corte por punzonamiento actuante está por debajo del resistente, el programa SAFE realiza los cálculos del punzonamiento con una relación entre demanda y capacidad, dicha relación debe ser igual o menor a 1, si es menor eso indica que la demanda es menor a la capacidad, es decir el actuante es menor al resistente, por lo tanto, el espesor de zapata $e=0.50\text{m}$ es suficiente para soportar las cargas actuantes.

Figura 27. Verificación del corte por punzonamiento de la platea de cimentación

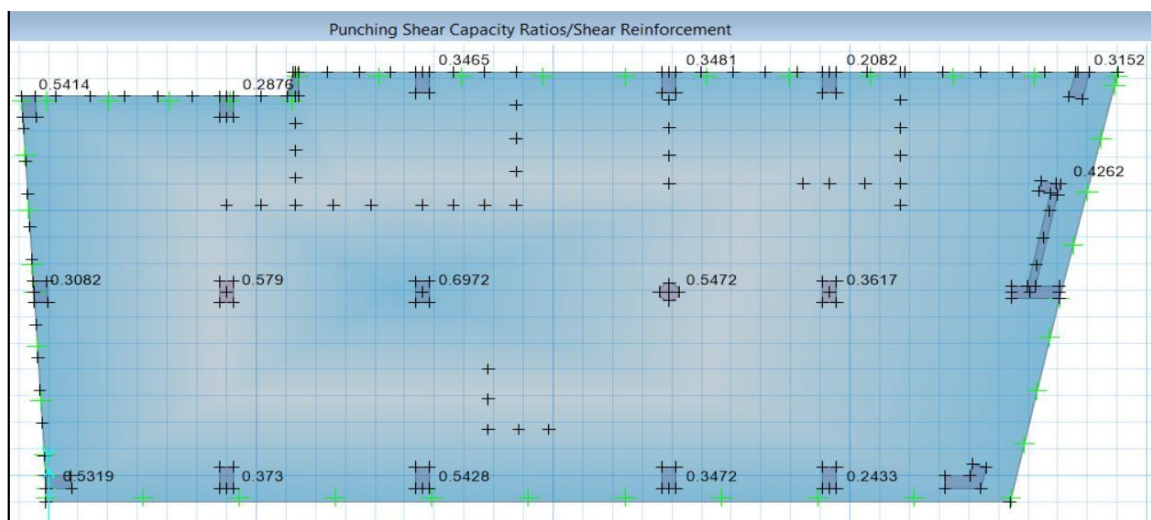
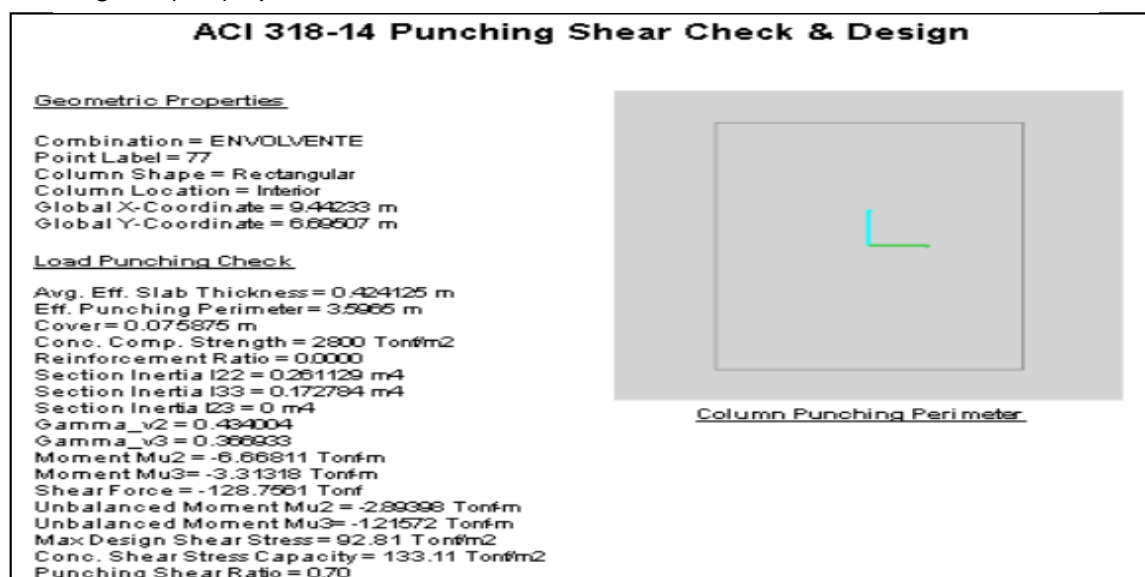


Figura 28. Verificación del corte por punzonamiento de la columna mas cargada (B-3) - platea de cimentación



8.3. Diseño de elementos verticales – columnas

Revisando cuales de las columnas son las más cargadas, la columna B-3 (C3 en planos) es una de las más cargadas.

Figura 29. Planta de edificación para ubicar la columna más cargada

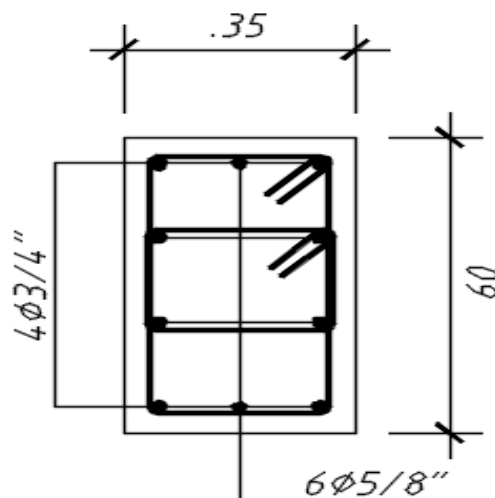


8.3.1. diseño por flexocompresión

Se plantea la siguiente disposición de acero de refuerzo:

$$4\phi 3/4" + 6\phi 1/2"$$

Figura 30. Disposición del acero de refuerzo de la columna más cargada



Con la armadura dispuesta en la columna de acuerdo a la siguiente figura mostrada, se construyen los diagramas de interacción para cada dirección.

Figura 31. Diagrama de interacción de la columna con la armadura dispuesta, para el eje X

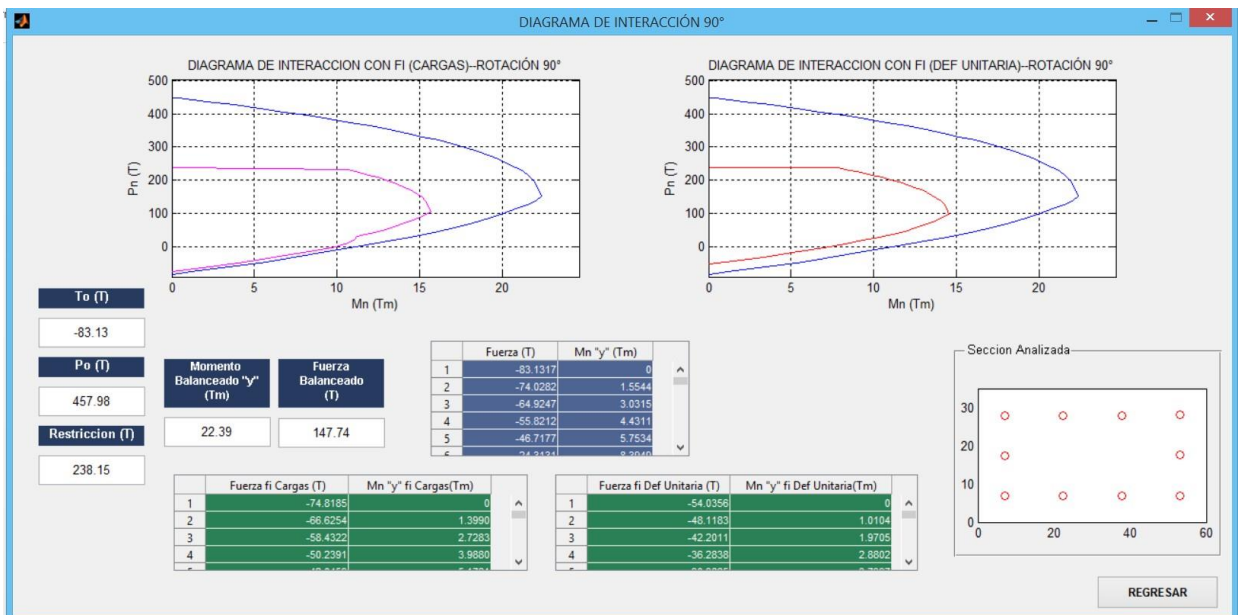
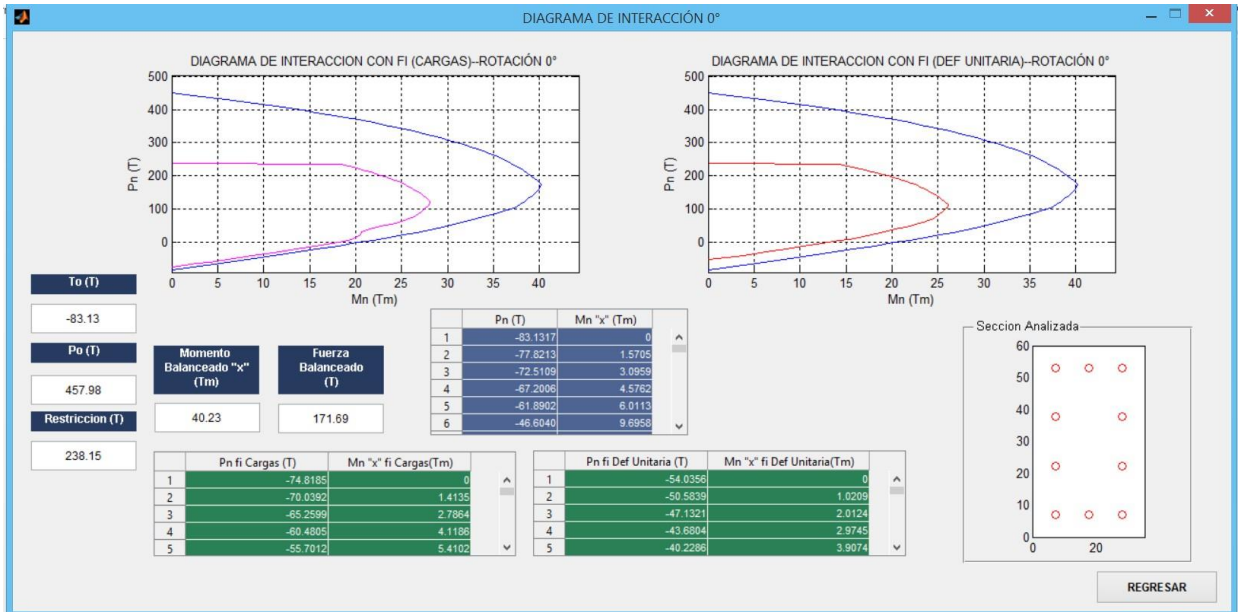


Figura 32. Diagrama de interacción de la columna con la armadura dispuesta, para el eje Y

Se diseña para la envolvente de carga axial y momentos por carga de gravedad y de sismo de la columna.

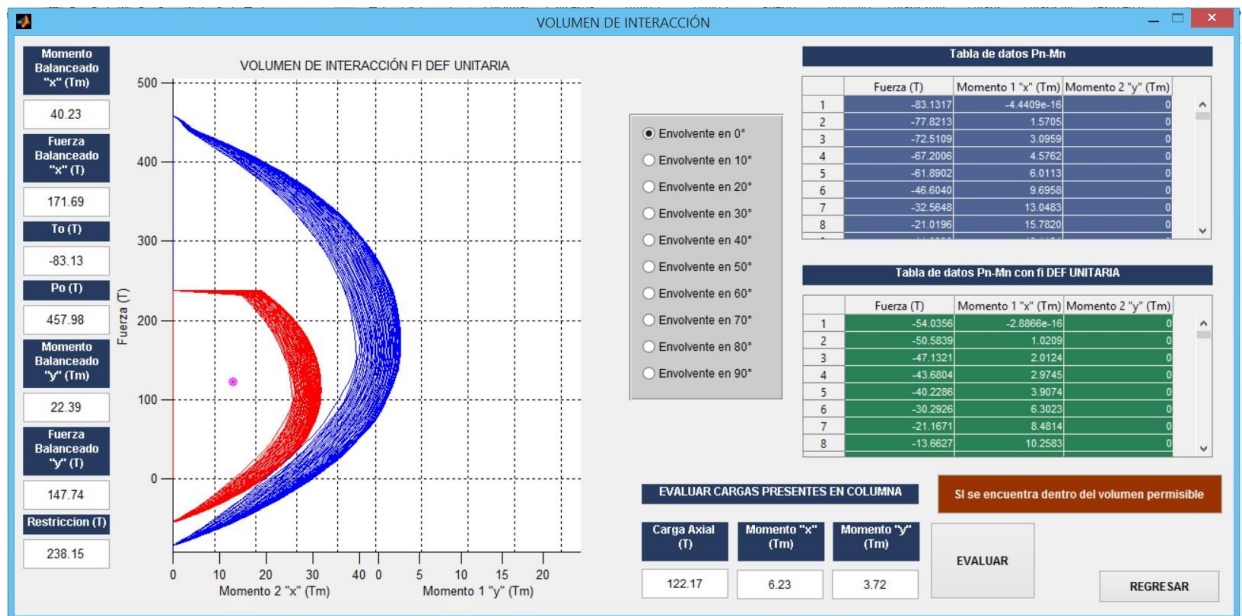
$P_u = 122.17$ tonf

$M_{ux} = 6.23$ tonf-m, $M_{uy} = 3.72$ tonf-m

$V_u = 3.08$ tonf

Luego en el diagrama de interacción se introduce la carga ultima actuante, para cada dirección.

Figura 33. Diagrama de interacción de la columna con la carga ultima actuante



8.3.2. Diseño por cortante

El cortante que resiste el concreto está dado por la expresión:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 14.25 \text{ tn}$$

El cortante que aporta el acero de los estribos

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s f_y d}{S}$$

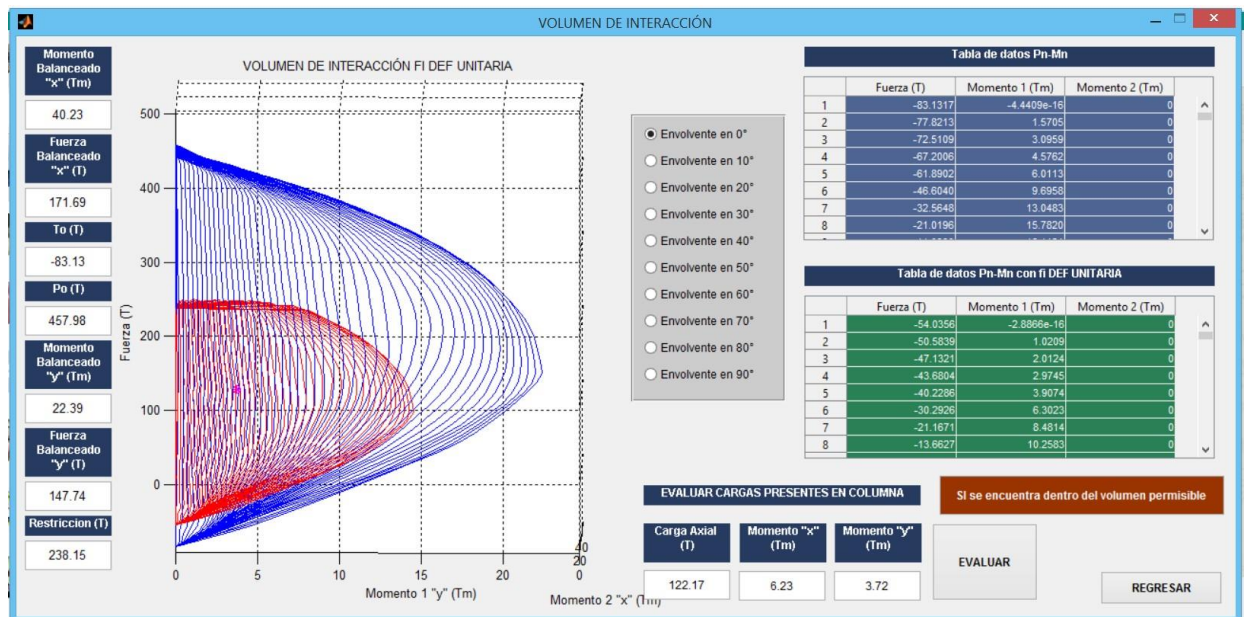
Donde:

A_s = Área de acero de los estribos $\phi \frac{3}{8} @ 0.25$

S = Separación del acero vertical

$$\phi V_s = 10.95 \text{ tn}$$

Figura 34. Otra vista del diagrama de interacción con la carga última actuante



El corte del concreto y del hacer es:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 25.20 \text{ tn} > V_u \text{ ok}$$

Se colorará estribos con la siguiente disposición:

2 estribos de $\phi 3/8$ ", 1@ 0.05, 7 @ 0.10 y el resto @ 0.20m C/E

8.4. Diseño de cisterna (VOL = 3.00 m³)

La cisterna es un elemento que va estar en contacto directo con el agua y con el terreno, y es una estructura a parte que va estar sometida a cargas verticales, va estar sometida a empujes del terreno y el agua.

Del estudio de Mecánica de Suelos se tiene los siguientes datos del terreno para elementos de sostenimiento:

Tabla 19. *Propiedades del terreno para elementos de sostenimiento*

N°	características	símbolo	valor
a	Peso unitario	γ (ton/m ³)	1.645
b	Cohesión	C (kg/cm ²)	0.0
c	Angulo de de fricción	ϕ (°)	34
d	Coeficiente activo estático	Ka	0.33
e	Coeficiente en reposo estático	Ko	0.52
f	coeficiente pasivo estático	Kp	6.40
g	Factor de reducción del empuje pasivo	R	0.48
h	Coeficiente activo dinamico	Kad	0.52
i	Coeficiente en reposo dinamico	Krd	0.72
j	Coeficiente pasivo dinamico	Kpd	5.62
k	Coeficiente de fricción bajo la cimentación	$\tan\theta$	0.54

De acuerdo a la capacidad del volumen de agua se tiene una cisterna con la siguiente geometría:

Figura 35. *Geometría de planta de la cisterna*

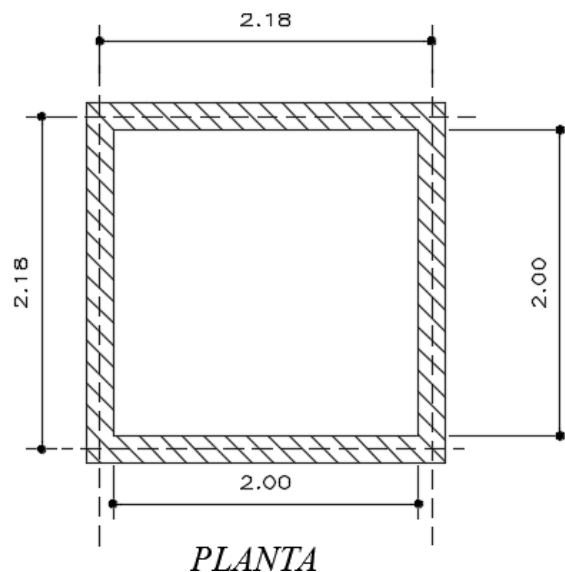
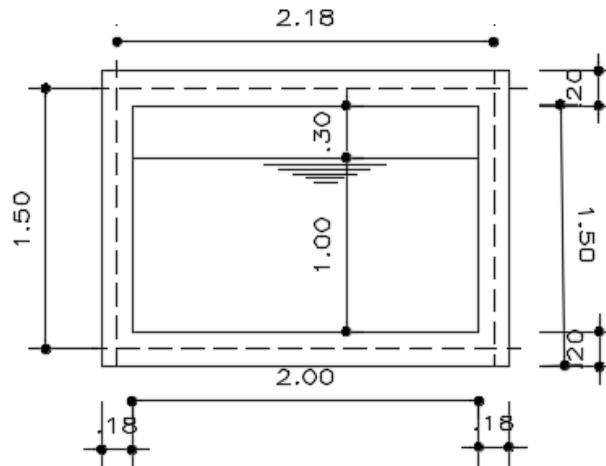


Figura 36. Geometría en altura de la cisterna



ELEVACION

Calculo de las presiones:

PRESIÓN DEL TERRENO		
γ	Peso específico	1.645 tnf/m ³
h	Altura	1.5m
k	Coefficiente de empuje activo	0.33

Presión de terreno:

0.814 tnf/m²

814.275 kg/m²

PRESIÓN DE LA SOBRECARGA

S/C : SOBRE CARGA 0.30 tn/m²

Presión de la sobrecarga 0.099 tn/m²

99 kg/m²

tanque está vacío. Sobre el techo, si está presente, actúa su peso propio, el peso del piso terminado y la sobrecarga. En las paredes actúa el empuje del suelo y el empuje de la sobrecarga del terreno, y en la base, la reacción del suelo

correspondiente al peso de las paredes, del techo y a las cargas que actúan sobre éste. El peso propio del fondo no genera flexión sobre sí mismo.

Para el análisis estructural se ha realizado el modelo en el programa SAP 2000 en su versión 14.0.0.

Figura 37. *Cisterna con las presiones del terreno y la sobrecarga, la cara botton*

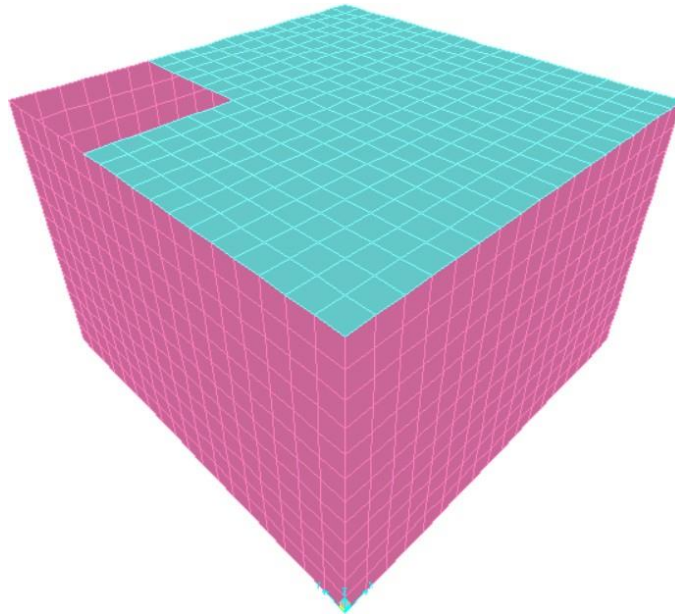


Figura 38. *Modelo matemático de la cisterna*

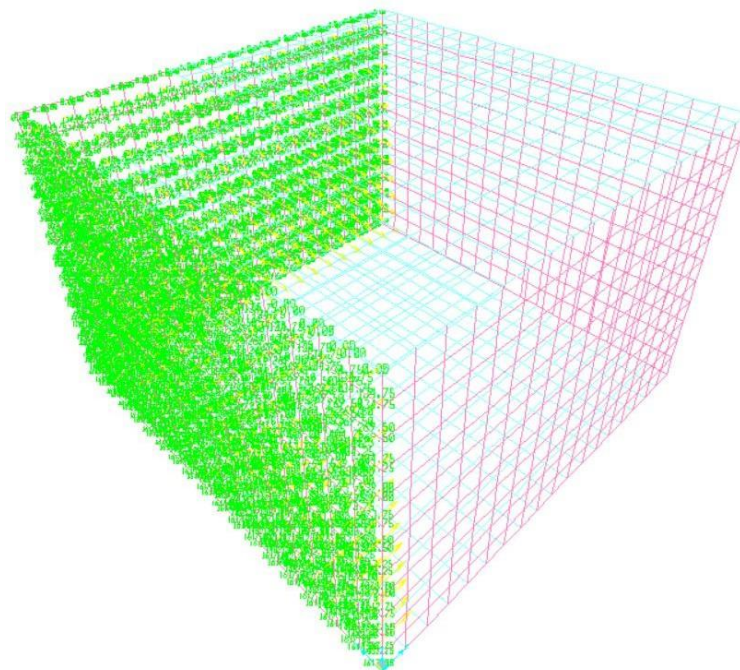
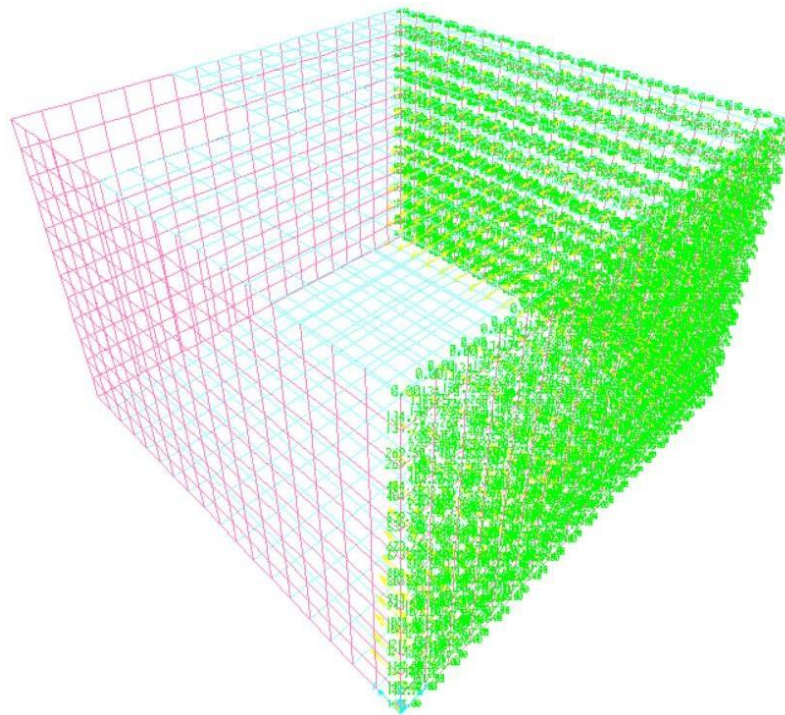


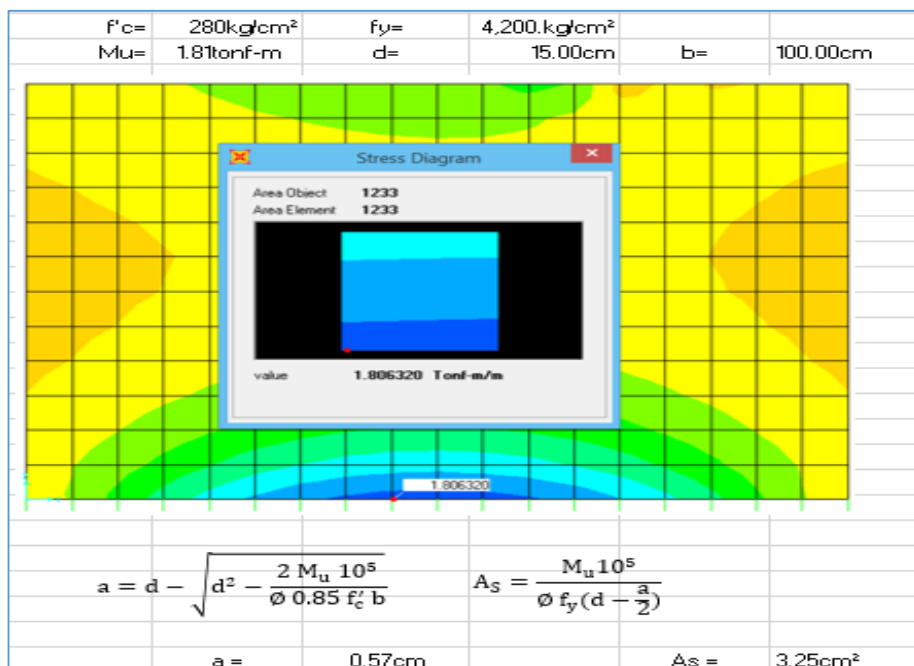
Figura 39. Cisterna con las presiones del terreno y la sobrecarga



8.4.1. Diseño de los elementos de la cisterna

Diseño de los Muros de la Cisterna

Por flexión:



El acero mínimo para elemento en contacto con el terreno está dado por el ACI 350-06, en la tabla 7.12.2.1

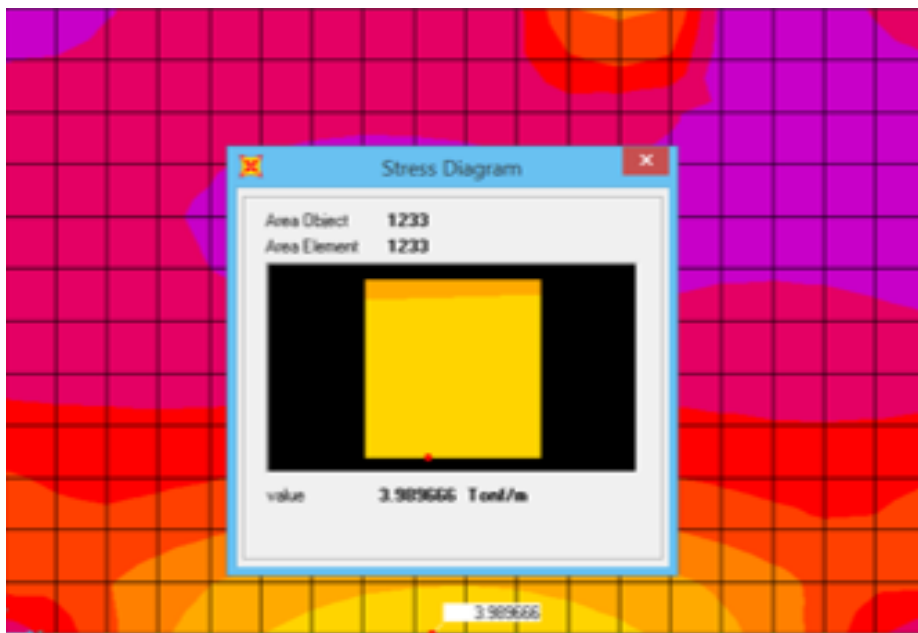
Length between movement joints, ft	Minimum shrinkage and temperature reinforcement ratio	
	Grade 40	Grade 60
Less than 20	0.0030	0.0030
20 to less than 30	0.0040	0.0030
30 to less than 40	0.0050	0.0040
40 and greater	0.0060*	0.0050*

$A_{smin} = 0.003 \cdot b \cdot d$ 4.5cm²

Con $\phi \frac{3}{8}$ 15.78 cm

Muros Malla de $\phi \frac{3}{8} @ 0.15$, anterior y posterior

Por corte:



$\phi V_c = \phi \cdot 0.53(\text{raizf}'c) b \cdot d$			
$\phi V_c =$	11.31tonf		
$V_u =$	4.00tonf		
$\phi V_c > V_u$Ok		

DISEÑO DE LOSA DE TECHO DE LA CISTERNA

Por flexión

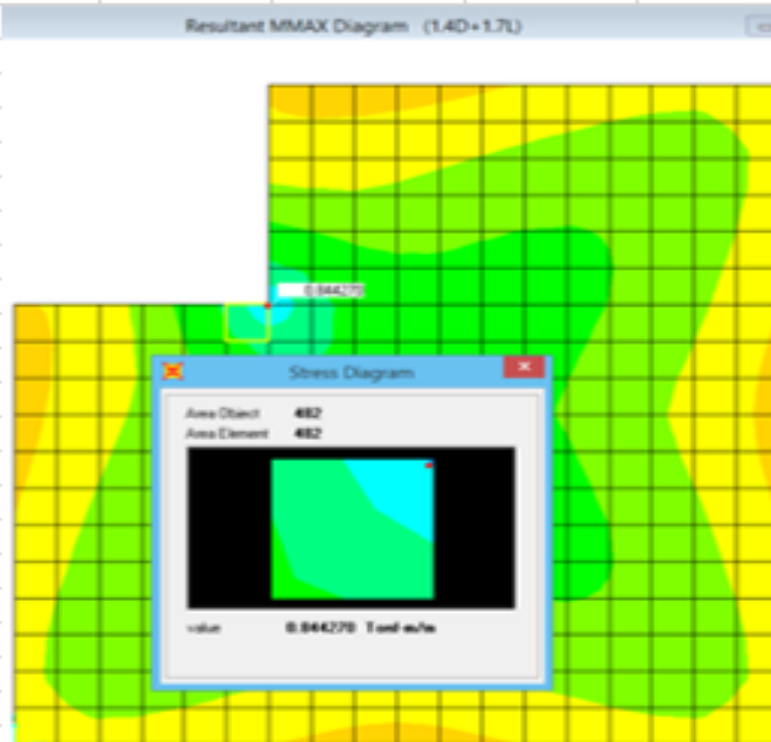
$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = \text{#####}$$

$$M_u = 0.86 \text{ tonf-m}$$

$$d = 15.00 \text{ cm}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$



$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u 10^5}{\phi 0.85 f'_c b}} \quad A_s = \frac{M_u 10^5}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = 0.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 2.7 \text{ cm}^2$$

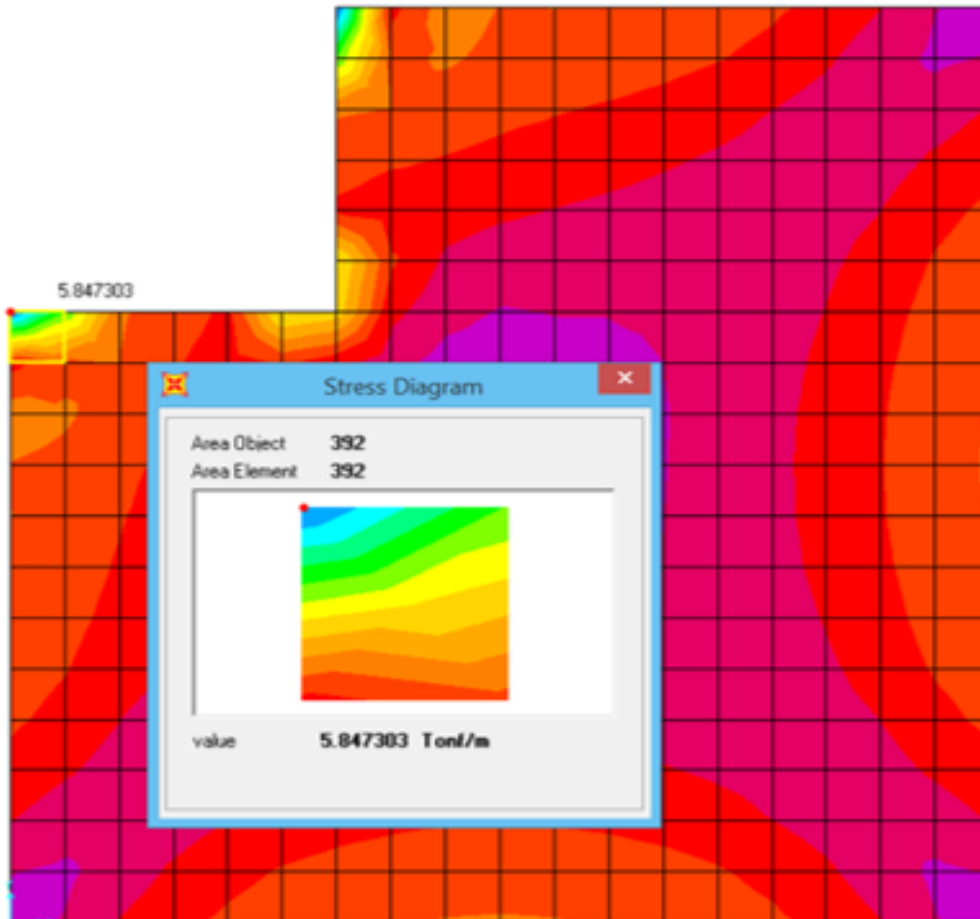
$A_{smin} > A_s$ usar A_s

$$\text{Con } \emptyset 3/8'' \quad 26.30 \text{ cm}$$

LOSA TECHO Malla de $\emptyset 3/8'' @ 0.20$, superior e inferior

Por corte

Resultant VMAX Diagram (1.4D+1.7L)



$$\phi V_c = \phi * 0.53(\text{raiz}'c) b-d$$

$$\phi V_c = 11.31\text{tonf}$$

$$V_u = 5.90\text{tonf}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \dots \text{Ok}$$

8.5. Diseño de columna (C-3 / A3 / C6)

8.5.1. Diseño por flexocompresión

Altura libre:	4.15 m	$\phi_{\text{cort.}} = 0.85$
b =	35.00 cm	$\phi_{\text{flex-cp.}} = 0.70$
h =	60.00 cm	
$d' = \text{Recub.} + \phi_{\text{Est}} + \phi_{\text{barra long}}/2 =$		6 cm
d =	54.00 cm	
$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

Se tiene que:

$$g = \frac{h - 2R}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{f_c \cdot A_g}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b \cdot h$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

ρ (rho) = del Diagrama de Interacción

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

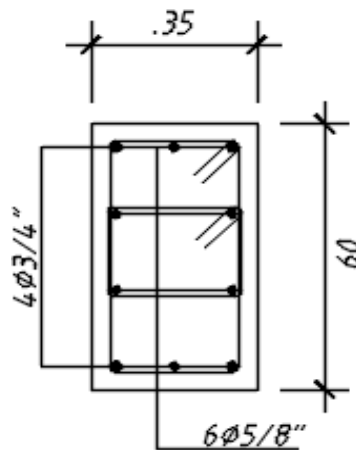


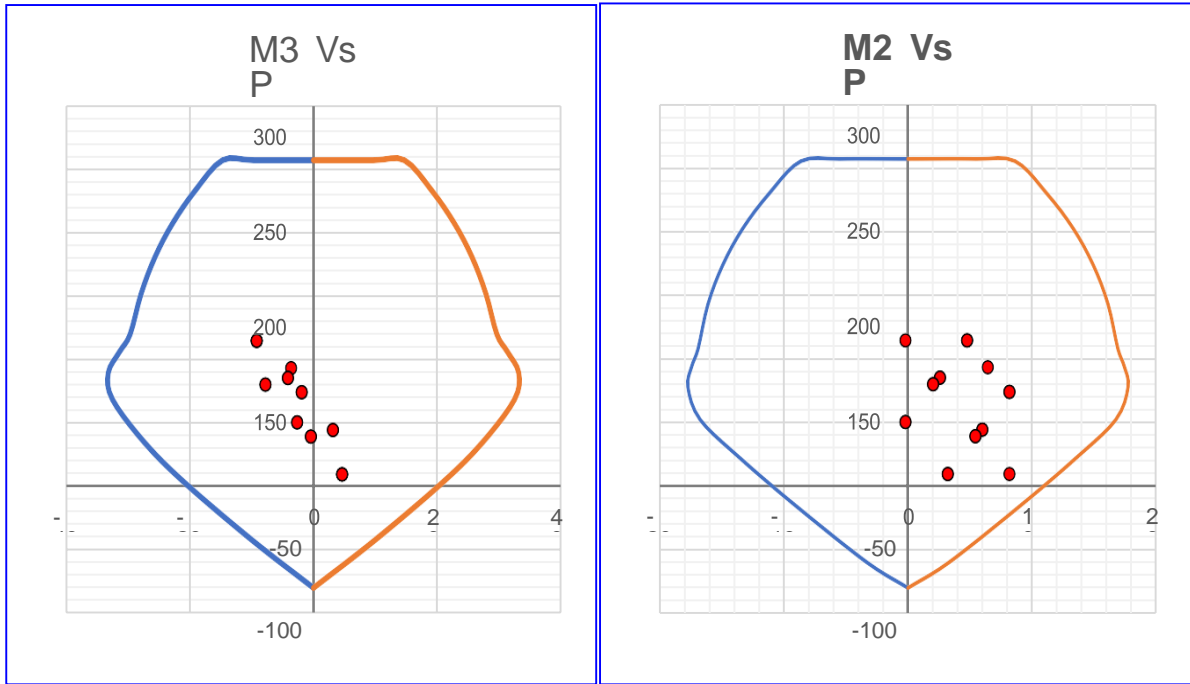
Tabla 20. Esfuerzos actuantes de la columna

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	93.00	-3.14	6.83	0.03	6.47	-3.52
1.25(CM+CV)+SX Max	73.74	-2.11	7.23	0.08	8.21	-1.84
1.25(CM+CV)+SX Min	84.83	-3.15	4.19	-0.04	2.60	-4.06
1.25(CM+CV)-SX Max	73.74	-2.11	7.23	0.08	8.21	-1.84
1.25(CM+CV)-SX Min	84.83	-3.15	4.19	-0.04	2.60	-4.06
1.25(CM+CV)+SY Max	44.11	0.83	6.41	0.05	6.01	3.25
1.25(CM+CV)+SY Min	114.45	-6.09	5.01	-0.01	4.81	-9.15
1.25(CM+CV)-SY Max	44.11	0.83	6.41	0.05	6.01	3.25
1.25(CM+CV)-SY Min	114.45	-6.09	5.01	-0.01	4.81	-9.15
0.9CM+SX Max	38.94	-0.79	4.31	0.07	5.45	-0.36
0.9CM+SX Min	50.04	-1.83	1.27	-0.05	-0.16	-2.58
0.9CM-SX Max	38.94	-0.79	4.31	0.07	5.45	-0.36
0.9CM-SX Min	50.04	-1.83	1.27	-0.05	-0.16	-2.58
0.9CM+SY Max	9.32	2.15	3.49	0.04	3.25	4.73
0.9CM+SY Min	79.66	-4.78	2.09	-0.02	2.05	-7.67
0.9CM-SY Max	9.32	2.15	3.49	0.04	3.25	4.73
0.9CM-SY Min	79.66	-4.78	2.09	-0.02	2.05	-7.67
ENVOLVENTE Max	9.32	2.15	7.23	0.08	8.21	4.73
ENVOLVENTE Min	114.45	-6.09	1.27	-0.05	-0.16	-9.15

	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	As
ENVOLVENTE Max	0.80	0.021	0.51	0.85	0.018	0.010	21.0 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.80	0.260	0.08	0.13	0.035	0.010	21.0 cm ²

Tabla 21. Verificación por flexocompresión

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	257.19		257.19		257.19		257.19	
2	257.19	-9.68	257.19	9.68	257.19	-5.49	257.19	5.49
3	257.19	-14.72	257.19	14.72	255.42	-8.62	255.42	8.62
4	233.22	-19.16	233.22	19.16	230.06	-11.18	230.06	11.18
5	207.51	-22.79	207.51	22.79	202.91	-13.28	202.91	13.28
6	180.95	-25.65	180.95	25.65	174.23	-14.90	174.23	14.90
7	151.96	-27.91	151.96	27.91	143.26	-16.10	143.26	16.10
8	120.03	-29.68	120.03	29.68	108.15	-16.90	108.15	16.90
9	106.15	-31.41	106.15	31.41	94.71	-17.40	94.71	17.40
10	89.60	-33.22	89.60	33.22	78.06	-17.72	78.06	17.72
11	68.55	-32.52	68.55	32.52	52.44	-16.74	52.44	16.74
12	34.67	-27.33	34.67	27.33	22.75	-13.58	22.75	13.58
13	2.81	-20.78	2.81	20.78	-14.81	-9.09	-14.81	9.09
14	-42.17	-9.92	-42.17	9.92	-59.46	-3.33	-59.46	3.33
15	-79.73		-79.73		-79.73		-79.73	



Se usa entonces:

	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección	4 Ø 3/4	6 Ø 5/8	23.40 cm ²	OK

8.5.2. diseño por cortante

Cortante	Cantidad	unidad
V_u	6,089.70	kg
ϕV_c	12,338.61	kg
Estribos	3/8"	
Brazos d estribos:	2	
A_{sv} (elección)	1.42	cm ²
S (elección)	0.20	m
ϕV_s	13,687.38	kg
ϕV_n	26,025.99	kg
Se cumple $\phi V_n > V_u$?		Solo estribo mínimo

Verificar:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$$

Condición: **Muros Estructurales o Dual Tipo I**

b =	35.00 cm
h =	60.00 cm

hn =	4.15 m
dbl =	3/4"

$$Lo = \frac{hn}{6} = 0.69$$

$$Lo = \frac{B_{max}}{50} = 0.60$$

$$Lo = 0.50$$

$$Lo_1 = 0.69 \text{ m}$$

$$So = \frac{8dbl}{10} = 0.15$$

$$So = \frac{B_{min}}{10} = 0.17$$

$$So = 0.10$$

$$So = 0.10 \text{ m}$$

$$S = \frac{16dbl}{25} = 0.30$$

$$S = 0.25$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$

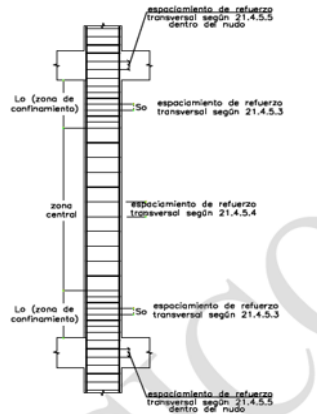


Fig. 21.4.5. Requerimientos de estribos en columnas

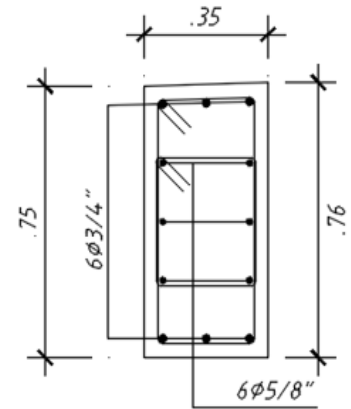
Colocacion de Estribos por confinamiento

Ø ESTRIBOS	Lo	So	S
3/8	0.69	0.10	0.25 m
SEPARACION	1 @ 0.05 +	7 @ 0.1	Rto @ 0.25

8.6. Diseño de columna (C-1 / A1 / C17)

8.6.1. Diseño por flexocompresión

Altura libre:	4.15 m	$\phi_{\text{cort.}} = 0.85$
b =	35.00 cm	$\phi_{\text{fix-cp.}} = 0.70$
h =	75.00 cm	
$d' = \text{Recub.} + \phi_{\text{Est}} + \phi_{\text{barra long}}/2 =$	6 cm	
d =	69.00 cm	
$f_c =$	210 kg/cm ²	
$f_y =$	4200 kg/cm ²	



Se tiene que:

$$g = \frac{h - 2R}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{f_c' A_g}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b * h$$

$$A_s = \rho * b * h$$

ρ (rho) = del Diagrama de Interacción

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

Tabla 22. Esfuerzos actuantes en la columna.

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	45.80	-0.76	-1.02	0.00	-0.73	-1.04
1.25(CM+CV)+SX Max	12.47	3.74	1.68	0.11	1.89	10.64
1.25(CM+CV)+SX Min	65.53	-5.06	-3.41	-0.12	-3.13	-12.43
1.25(CM+CV)-SX Max	12.47	3.74	1.68	0.11	1.89	10.64
1.25(CM+CV)-SX Min	65.53	-5.06	-3.41	-0.12	-3.13	-12.43
1.25(CM+CV)+SY Max	-7.88	0.55	3.52	0.06	3.80	1.69
1.25(CM+CV)+SY Min	85.88	-1.87	-5.25	-0.07	-5.03	-3.48
1.25(CM+CV)-SY Max	-7.88	0.55	3.52	0.06	3.80	1.69
1.25(CM+CV)-SY Min	85.88	-1.87	-5.25	-0.07	-5.03	-3.48
0.9CM+SX Max	-4.80	4.00	2.10	0.11	2.19	11.00
0.9CM+SX Min	48.26	-4.80	-3.00	-0.12	-2.83	-12.07
0.9CM-SX Max	-4.80	4.00	2.10	0.11	2.19	11.00
0.9CM-SX Min	48.26	-4.80	-3.00	-0.12	-2.83	-12.07
0.9CM+SY Max	-25.15	0.81	3.94	0.06	4.10	2.05
0.9CM+SY Min	68.62	-1.61	-4.84	-0.07	-4.73	-3.12
0.9CM-SY Max	-25.15	0.81	3.94	0.06	4.10	2.05
0.9CM-SY Min	68.62	-1.61	-4.84	-0.07	-4.73	-3.12
ENVOLVENTE Max	-25.15	4.00	3.94	0.11	4.10	11.00
ENVOLVENTE Min	85.88	-5.06	-5.25	-0.12	-5.03	-12.43

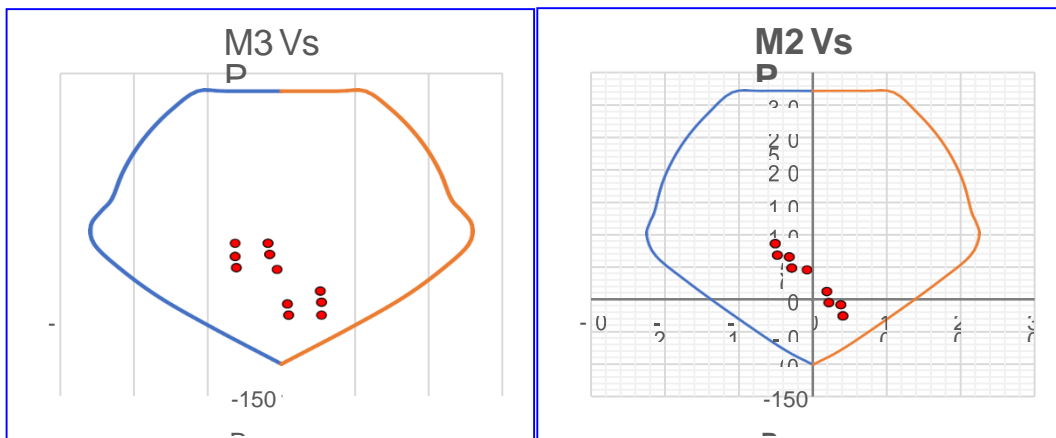
	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	As
ENVOLVENTE Max	0.84	0.046	0.44	0.58	0.027	0.010	26.3 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.84	0.156	0.14	0.19	0.030	0.010	26.3 cm ²

Tabla 23. Parámetros - propuesta inicial

	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección	6 Ø 3/4	6 Ø 5/8	29.10 cm ²	OK

Tabla 24. Verificación por flexocompresión

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	321.67		321.67		321.67		321.67	
2	321.67	-14.95	321.67	14.95	321.67	-6.95	321.67	6.95
3	321.67	-22.82	321.67	22.82	319.41	-10.86	319.41	10.86
4	293.59	-29.70	293.59	29.70	287.55	-14.09	287.55	14.09
5	262.47	-35.25	262.47	35.25	253.65	-16.74	253.65	16.74
6	229.23	-39.74	229.23	39.74	217.84	-18.79	217.84	18.79
7	193.68	-43.23	193.68	43.23	179.18	-20.33	179.18	20.33
8	155.19	-45.95	155.19	45.95	135.24	-21.37	135.24	21.37
9	136.17	-48.91	136.17	48.91	118.92	-22.00	118.92	22.00
10	114.58	-51.64	114.58	51.64	98.83	-22.42	98.83	22.42
11	84.98	-50.69	84.98	50.69	67.71	-21.18	67.71	21.18
12	47.65	-43.74	47.65	43.74	30.27	-17.20	30.27	17.20
13	3.30	-33.07	3.30	33.07	-17.39	-11.49	-17.39	11.49
14	-43.76	-18.63	-43.76	18.63	-74.33	-4.17	-74.33	4.17
15	-99.66		-99.66		-99.66		-99.66	



Se Usa, entonces:

	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección	6 Ø 3/4	6 Ø 5/8	29.10 cm ²	OK

8.6.2. Diseño por cortante

Cortante	Cantidad	und.
V_u	5,058.40	kg
ϕV_c	15,768.00	kg
Estribos	3/8"	
Brazos d estribos:	2	
A_{sv} (elección)	1.42	cm ²
S (elección)	0.20	m
ϕV_c	17,489.43	kg
ϕV_c	33,255.43	kg
Se cumple $\phi V_c > V_u$?		Solo estribo mínimo

Verificar:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$$

Condición **Muros Estructurales o Dual Tipo I**

b =	35.00 cm
h =	75.00 cm

hn = 4.15 m
dbl = 3/4"

$$L_o = \frac{h_n/6}{B_{max}} = \frac{0.69}{50} = 0.0138$$

$$L_o = 0.75 \text{ m}$$

$$S_o = \frac{8dbl}{B_{min}/2} = \frac{0.15}{10} = 0.015$$

$$S_o = 0.10 \text{ m}$$

$$S = \frac{16dbl}{25} = \frac{0.30}{25} = 0.012$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$



Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

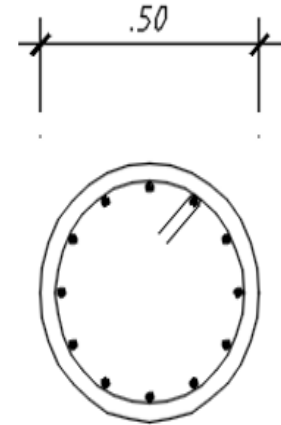
Colocacion de Estribos por confinamiento

ϕ ESTRIBOS	L_o	S_o	S
3/8	0.75	0.10	0.25 m
SEPARACION	1 @ 0.05 +	7 @ 0.1	Rto @ 0.25

8.7. Diseño de columna (C-4 / B4 / C16)

8.7.1. Diseño por flexocompresión

Altura libre:	4.15 m	$\phi_{\text{cort}} = 0.85$
b =	45.00 cm	$\phi_{\text{fix-cp}} = 0.70$
h =	45.00 cm	
$d' = \text{Recub.} + \phi_{\text{Est}} + \phi_{\text{barra long}}/2 =$		6 cm
d =	39.00 cm	
$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²



Se tiene que:

$$g = \frac{h - 2R}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{f_c \cdot A_g}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b \cdot h$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

ρ (rho) = del Diagrama de Interacción

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

Tabla 25. Esfuerzos actuantes en la columna

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	96.56	1.40	0.71	0.00	0.96	1.90
1.25(CM+CV)+SX Max	71.79	3.40	0.77	0.08	1.16	5.82
1.25(CM+CV)+SX Min	90.85	-1.05	0.41	-0.08	0.44	-2.64
1.25(CM+CV)-SX Max	71.79	3.40	0.77	0.08	1.16	5.82
1.25(CM+CV)-SX Min	90.85	-1.05	0.41	-0.08	0.44	-2.64
1.25(CM+CV)+SY Max	74.61	1.44	2.16	0.04	3.82	2.10
1.25(CM+CV)+SY Min	88.03	0.91	-0.97	-0.05	-2.21	1.07
1.25(CM+CV)-SY Max	74.61	1.44	2.16	0.04	3.82	2.10
1.25(CM+CV)-SY Min	88.03	0.91	-0.97	-0.05	-2.21	1.07
0.9CM+SX Max	32.58	2.80	0.47	0.08	0.75	5.01
0.9CM+SX Min	51.65	-1.64	0.11	-0.08	0.03	-3.45
0.9CM-SX Max	32.58	2.80	0.47	0.08	0.75	5.01
0.9CM-SX Min	51.65	-1.64	0.11	-0.08	0.03	-3.45
0.9CM+SY Max	35.41	0.84	1.85	0.04	3.41	1.30
0.9CM+SY Min	48.83	0.31	-1.28	-0.05	-2.62	0.27
0.9CM-SY Max	35.41	0.84	1.85	0.04	3.41	1.30
0.9CM-SY Min	48.83	0.31	-1.28	-0.05	-2.62	0.27
ENVOLVENTE Max	32.58	3.40	2.16	0.08	3.82	5.82
ENVOLVENTE Min	96.56	-1.64	-1.28	-0.08	-2.62	-3.45

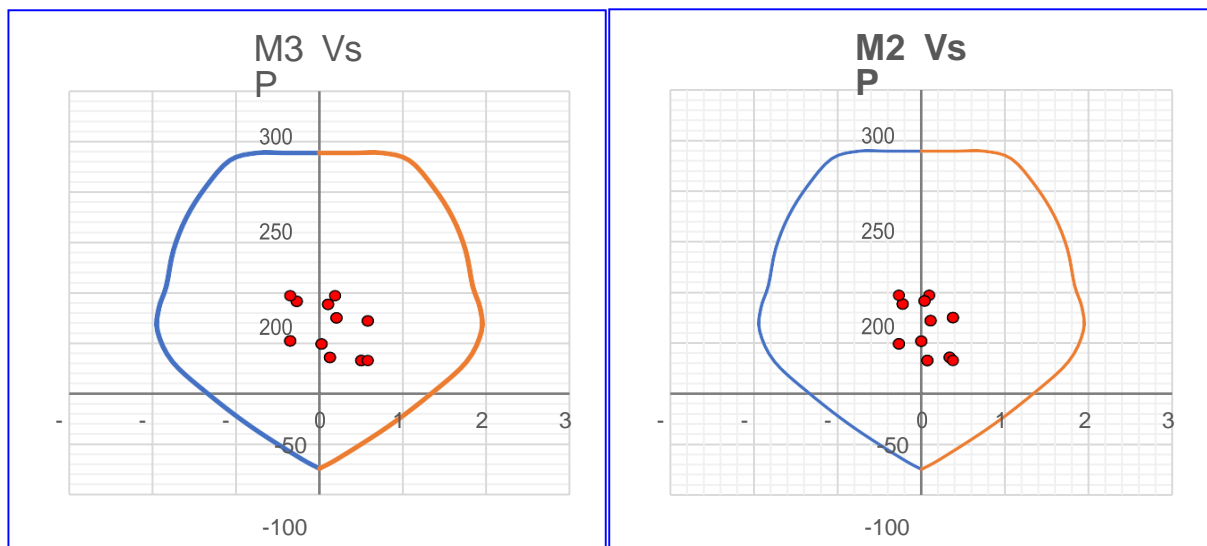
	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	As
ENVOLVENTE Max	0.73	0.077	0.18	0.40	0.030	0.010	20.3 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.73	0.227	0.04	0.08	0.018	0.010	20.3 cm ²

Tabla 26. Propuesta inicial.

	Ø longitudinal	As Coloc.	CONDICION
Elección	12 Ø 5/8	24.00 cm ²	OK

Tabla 27. Verificación por flexocompresión

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	238.70		238.70		238.70		238.70	
2	238.70	-4.17	238.70	4.17	238.70	-4.17	238.70	4.17
3	238.70	-7.47	238.70	7.47	238.70	-7.47	238.70	7.47
4	231.29	-10.72	231.29	10.72	231.29	-10.72	231.29	10.72
5	204.75	-13.58	204.75	13.58	204.75	-13.58	204.75	13.58
6	174.85	-15.87	174.85	15.87	174.85	-15.87	174.85	15.87
7	142.19	-17.42	142.19	17.42	142.19	-17.42	142.19	17.42
8	106.79	-18.27	106.79	18.27	106.79	-18.27	106.79	18.27
9	85.00	-19.15	85.00	19.15	85.00	-19.15	85.00	19.15
10	61.79	-19.31	61.79	19.31	61.79	-19.31	61.79	19.31
11	31.68	-17.53	31.68	17.53	31.68	-17.53	31.68	17.53
12	-0.39	-13.24	-0.39	13.24	-0.39	-13.24	-0.39	13.24
13	-32.94	-8.09	-32.94	8.09	-32.94	-8.09	-32.94	8.09
14	-64.60	-2.13	-64.60	2.13	-64.60	-2.13	-64.60	2.13
15	-74.07		-74.07		-74.07		-74.07	



	Ø LONGITUDINAL	AS COLOC.	CONDICION
Elección	12 Ø 5/8	24.00 cm ²	OK

8.7.2. Diseño por cortante

Cortante	Cantidad	und.
V_u	3,395.70	kg
ϕV_c	11,457.28	kg
Estribos	3/8"	
Brazos d estribos:	2	
A_{sv} (elección)	1.42	cm ²
S (elección)	0.20	m
ϕV_c	9,885.33	kg
ϕV_c	21,342.61	kg
Se cumple $\phi V_c > V_u$?	Solo estribo mínimo	

Verificar:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$$

Condición **Muros Estructurales o Dual Tipo I**

b =	45.00 cm
h =	45.00 cm

hn = 4.15 m
dbl = 3/4"

$$Lo = \frac{hn}{6} = 0.69$$

$$Lo = \frac{B_{max}}{50} = 0.45$$

$$Lo_1 = 0.69 \text{ m}$$

$$So = \frac{8dbl}{10} = 0.15$$

$$So = \frac{B_{min}}{2} = 0.22$$

$$So = 0.10 \text{ m}$$

$S = \frac{16dbl}{25} = 0.30$
$S = 0.25 \text{ m}$



Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

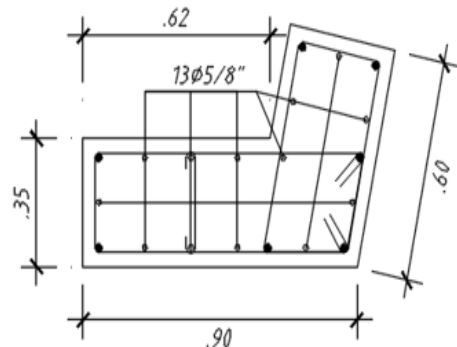
Colocacion de Estribos por confinamiento

ϕ ESTRIBOS	Lo	So	S
3/8	0.69	0.10	0.25 m
SEPARACION	1 @ 0.05 +	7 @ 0.1	Rto @ 0.25

8.8. Diseño de columnas (C-7 / A7 / C19)

8.8.1. Diseño por flexocompresión

Altura libre:	4.15 m	$\phi_{\text{cort}} = 0.85$
b =	35.00 cm	$\phi_{\text{flx-cp}} = 0.70$
h =	90.00 cm	
d' = Recub. + ϕ_{Est} + $\phi_{\text{barra longa}}/2 =$	6 cm	
d =	84.00 cm	
$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²



Se tiene que:

$$g = \frac{h - 2R}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{f_c^2 A_g}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b \cdot h$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

ρ (rho) = del Diagrama de Interacción

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

Tabla 28. Esfuerzos actuantes en la Columna

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	51.65	-1.02	1.64	0.00	2.11	-1.36
1.25(CM+CV)+SX Max	39.08	-0.18	8.87	0.16	24.33	1.17
1.25(CM+CV)+SX Min	49.74	-1.52	-6.04	-0.16	-20.70	-3.46
1.25(CM+CV)-SX Max	39.08	-0.18	8.87	0.16	24.33	1.17
1.25(CM+CV)-SX Min	49.74	-1.52	-6.04	-0.16	-20.70	-3.46
1.25(CM+CV)+SY Max	39.64	0.23	3.81	0.08	7.45	2.92
1.25(CM+CV)+SY Min	49.18	-1.93	-0.98	-0.09	-3.81	-5.20
1.25(CM+CV)-SY Max	39.64	0.23	3.81	0.08	7.45	2.92
1.25(CM+CV)-SY Min	49.18	-1.93	-0.98	-0.09	-3.81	-5.20
0.9CM+SX Max	20.93	0.24	8.32	0.16	23.60	1.74
0.9CM+SX Min	31.59	-1.10	-6.60	-0.16	-21.43	-2.89
0.9CM-SX Max	20.93	0.24	8.32	0.16	23.60	1.74
0.9CM-SX Min	31.59	-1.10	-6.60	-0.16	-21.43	-2.89
0.9CM+SY Max	21.49	0.65	3.25	0.09	6.71	3.49
0.9CM+SY Min	31.03	-1.51	-1.54	-0.09	-4.55	-4.64
0.9CM-SY Max	21.49	0.65	3.25	0.09	6.71	3.49
0.9CM-SY Min	31.03	-1.51	-1.54	-0.09	-4.55	-4.64
ENVOLVENTE Max	20.93	0.65	8.87	0.16	24.33	3.49
ENVOLVENTE Min	51.65	-1.93	-6.60	-0.16	-21.43	-5.20

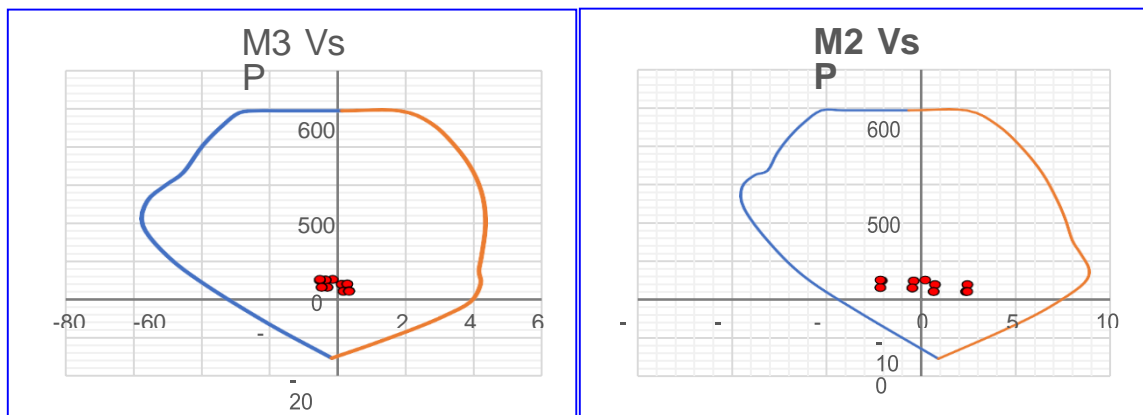
	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	As
ENVOLVENTE Max	0.87	0.032	0.17	0.19	0.006	0.010	40.3 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.87	0.078	0.10	0.11	0.009	0.010	40.3 cm ²

Tabla 29. Propuesta Inicial

	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección	7 Ø 3/4	13 Ø 5/8	45.95 cm ²	OK

Tabla 30. Verificación por flexo-compresión

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	493.84	1.30	493.84	1.30	493.84	-6.66	493.84	-6.66
2	493.84	-10.91	493.84	18.04	493.84	-28.26	493.84	23.71
3	493.84	-17.49	460.75	27.37	493.84	-41.43	454.77	40.16
4	493.84	-23.51	398.24	34.66	493.84	-52.71	393.31	53.48
5	488.82	-28.79	333.48	39.68	460.89	-62.21	329.57	63.78
6	458.33	-33.38	266.11	42.49	422.73	-69.92	264.45	71.08
7	402.92	-39.55	193.75	43.21	381.61	-76.19	211.40	75.74
8	333.19	-45.19	115.81	42.09	336.85	-81.15	154.95	79.53
9	299.17	-50.42	75.09	41.30	324.83	-88.02	122.39	83.68
10	257.38	-55.85	40.75	41.79	293.22	-94.64	79.74	88.37
11	193.70	-57.10	-5.37	38.85	238.79	-93.54	44.72	85.83
12	113.64	-49.84	-41.44	31.42	150.94	-80.44	1.39	73.94
13	38.75	-38.76	-73.20	23.08	60.49	-61.63	-40.91	59.23
14	-64.93	-19.91	-116.78	9.96	-29.59	-33.63	-89.49	38.41
15	-152.81	-1.74	-152.81	-1.74	-152.81	8.89	-152.81	8.89



	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección	7 Ø 3/4	13 Ø 5/8	45.95 cm ²	OK

8.8.2. Diseño por cortante

Cortante	Cantidad	und.
V_u	1,932.70	kg
ϕV_c	19,193.39	kg
Estribos	3/8"	
Brazos d estribos:	2	
A_{sv} (elección)	1.42	cm ²
S (elección)	0.20	m
ϕV_c	21,291.48	kg
ϕV_c	40,484.87	kg
Se cumple $\phi V_c > V_u$?		Solo estribo mínimo

Verificar:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$$

Condición: Muros Estructurales o Dual Tipo I

b =	35.00 cm
h =	90.00 cm

hn = 4.15 m
dbl = 3/4"

$$L_o = \frac{h_n/6}{B_{max}} = \frac{0.69}{50} = 0.50$$

$$L_o = 0.90 \text{ m}$$

$$S_o = \frac{8dbl}{B_{min}/2} = \frac{0.15}{10} = 0.10$$

$$S_o = 0.10 \text{ m}$$

$$S = \frac{16dbl}{25} = \frac{0.30}{0.25} = 0.25 \text{ m}$$



Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

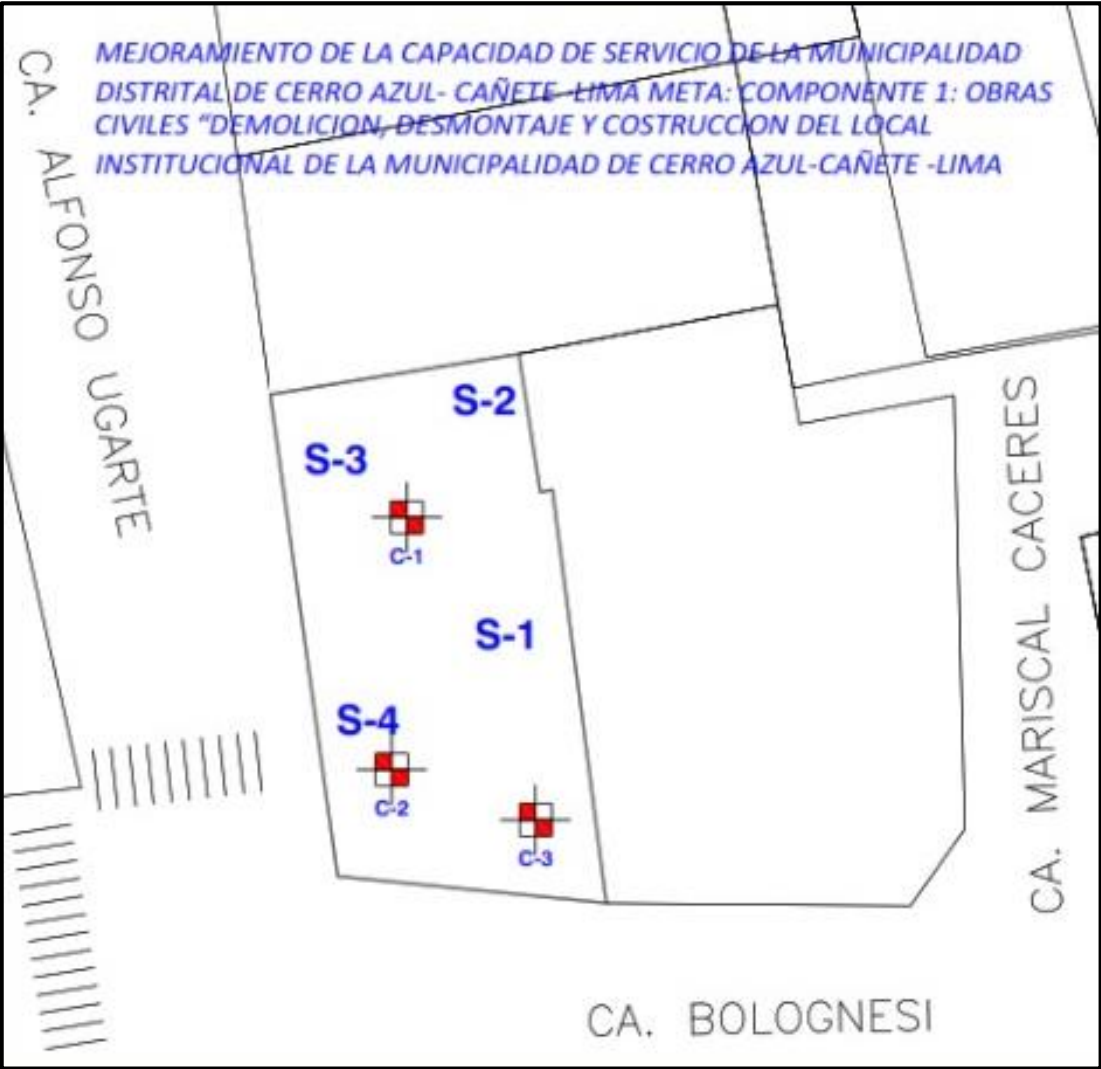
Colocación de Estribos por confinamiento


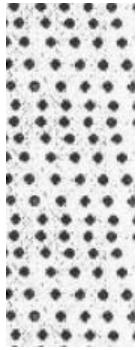

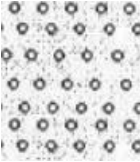
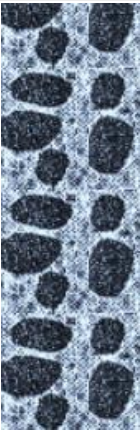



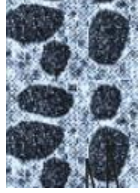
ϕ ESTRIBOS	L_o	S_o	S
3/8	0.90	0.10	0.25 m
SEPARACION	1 @ 0.05 +	9 @ 0.1	Rto @ 0.25


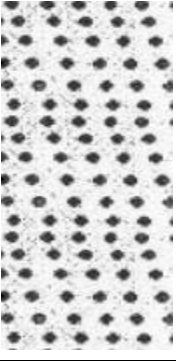


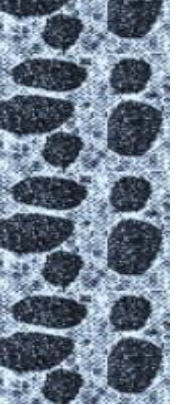

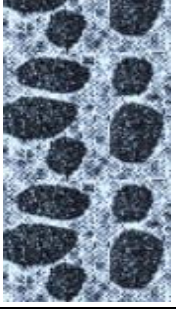
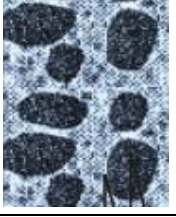

Tabla 31. Distribución de acero principal en columnas


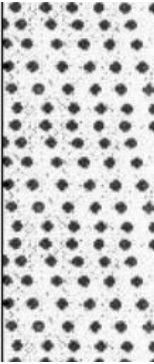

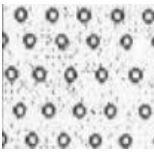
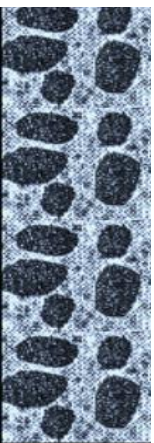

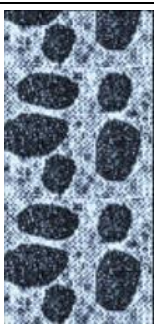


MEMORIA DE CALCULO N° 11.2020		Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE SERVICIO DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CERRO AZUL-CAÑETE-LIMA						
DISTRIBUCION DE ACERO PRINCIPAL EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES COLUMNAS								
Tipo de Elemento	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna
Condición	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8
Ancho "b"	0.35 m	0.35 m	0.35 m	0.50 m	0.35 m	0.25 m	0.35 m	0.25 m
Largo "t"	0.75 m	0.60 m	0.60 m	0.39 m	0.75 m	0.50 m	1.15 m	0.25 m
Recubrimiento Usado	0.040 m	0.040 m	0.040 m	0.040 m	0.040 m	0.040 m	0.040 m	0.040 m
Condición 1	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo	Acero Minimo
Condición 2	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo
Area de Acero Minimo	26.25 cm ²	21.00 cm ²	21.00 cm ²	19.70 cm ²	26.25 cm ²	12.50 cm ²	40.25 cm ²	6.25 cm ²
Area de Acero Maximo	157.50 cm ²	126.00 cm ²	126.00 cm ²	118.20 cm ²	157.50 cm ²	75.00 cm ²	241.50 cm ²	37.50 cm ²
NIVELES	Todos Niveles	1er Nivel	Todos Niveles	Todos Niveles	Todos Niveles	Todos Niveles	Todos Niveles	Todos Niveles
Area de Acero Requerida	26.25 cm ²	24.00 cm ²	21.00 cm ²	19.63 cm ²	26.25 cm ²	12.50 cm ²	40.25 cm ²	6.25 cm ²
Ø As Principal 1	3/4	3/4	3/4	5/8	3/4	5/8	3/4	5/8
N° de Varillas As 1	6	6	4	12	6	8	7	4
Ø As Principal 2	5/8	5/8	5/8		5/8		5/8	
N° de Varillas As 2	6	4	6		6		13	
Area de Acero Colocada	29.10 cm ²	25.10 cm ²	23.40 cm ²	24.00 cm ²	29.10 cm ²	16.00 cm ²	45.95 cm ²	8.00 cm ²
Estado	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!
NIVELES		Resto Niveles						
Area de Acero Requerida		21.00 cm ²						
Ø As Principal 1		3/4						
N° de Varillas As 1		4						
Ø As Principal 2		5/8						
N° de Varillas As 2		6						
Area de Acero Colocada		23.40 cm ²						
Estado		¡Cumple!						


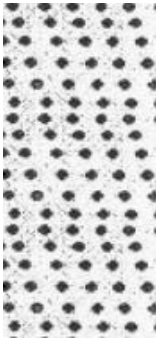

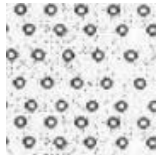


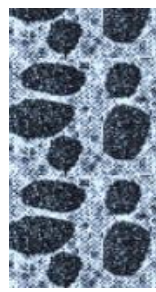


Ubicación de las Calicatas:



PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00 0.20	R	0.20		RELLENO	CALICATA: 1 MUESTRA: 1 .2.3.4.5.6 TIPO EXCAVACIÓN: MANUAL /SPT PROF. EXCAVACIÓN:
1.00 1.90	SP	1.70		Compuesto por material de origen eólico antiguo: Arena mal graduada de grano grueso y fino, inorgánica, limpia, de color marrón claro, ligeramente húmeda.	
2.00 2.50	SW	0.60		Arena bien graduada (SW), Color marrón, estado natural Semi compacto, ligeramente húmedo, hasta la profundidad excavada no se encontró napa freática.	
3.00 4.00 4.50	GP	2.00		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, colo marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
5.00 5.80	GP	1.30		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, colo marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
6.00 6.80	GP	1.00		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, colo marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
7.00					SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO

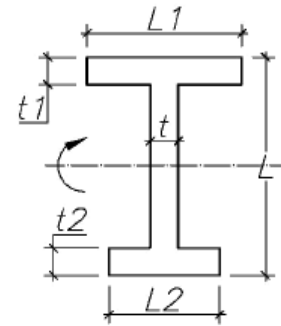
PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00 0.20	R	0.20		RELLENO	CALICATA: 2 MUESTRA: 1 .2.3.4.5.6 TIPO EXCAVACIÓN: MANUAL /SPT PROF. EXCAVACIÓN:
1.00 1.90	SP	1.70		Compuesto por material de origen eólico antiguo: Arena mal graduado grueso y fino, inorgánico, limpia, de color marrón claro, ligeramente húmeda.	
2.00 2.40	SW	0.50		Arena bien graduada (SW), Color marrón, estado natural Semi compacto, ligeramente húmedo, hasta la profundidad excavada no se encontró napa freática.	
3.00 4.00 4.50	GP	2.10		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural , esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
5.00 5.80	GP	1.30		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural , esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
6.00 6.80	GP	1.00		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural , esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
7.00					

PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00 0.20	R	0.20		RELLENO	CALICATA: 3 MUESTRA: 1 .2.3.4.5.6 TIPO EXCAVACIÓN: MANUAL /SPT PROF. EXCAVACIÓN:
1.00 1.90	SP	1.70		Compuesto por material de origen eólico antiguo: Arena mal graduada de grano grueso y fino, inorgánica, limpia, de color marrón claro, ligeramente húmeda.	
2.00 2.20	SW	0.30		Arena bien graduada (SW), Color marrón, estado natural Semi compacto, ligeramente húmedo, hasta la profundidad excavada no se encontró napa freática.	
2.40 3.00 - 4.00 4.50	GP	2.30		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
5.00 5.80	GP	1.30		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
6.00 6.80	GP	1.00		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
7.00					SE ENCONTRO NIVEL FREÁTICO

PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00 0.20	R	0.20		RELLENO	CALICATA: 4 MUESTRA: 1 .2.3.4.5.6 TIPO EXCAVACIÓN: MANUAL /SPT PROF. EXCAVACIÓN:
1.00 1.90	SP	1.70		Compuesto por material de origen eólico antiguo: Arena mal graduado de grano grueso y fino, inorgánica, limpia, de color marrón claro, ligeramente húmeda.	
2.00 2.20 2.40	SW	0.50		Arena bien graduada (SW), Color marrón, estado natural Semi compacto, ligeramente húmedo, hasta la profundidad excavada no se encontró napa freática.	
3.00 4.00 4.50	GP	2.10		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
5.00 5.80	GP	1.30		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
6.00 6.80	GP	1.00		Suelo conformado por piedras de canto rodado, con mezcla de arena gruesa y fino suelo natural, esta conformado por gravas mal graduada, no plástico, compacto y en estado denso, color marrón claro, hasta la profundidad excava presenta napa freática.	
7.00					SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO

8.9. Diseño de placa de concreto armado (placa 01 – piso 1)

Geometría:	$t =$	35 cm	(Ancho)
	$L =$	120 cm	(Longitud, dirección del momento)
	$d1 =$	6 cm	(Distancia de As1 al borde)
	$t1 =$	12 cm	(Espesor del ala en compresión)
	$L1 =$	35 cm	(Ancho del ala en compresión)
	$d2 =$	6 cm	(Distancia de As2 al borde)
	$t2 =$	12 cm	(Espesor del ala en tracción)
	$L2 =$	35 cm	(Ancho del ala en tracción)
	$Ag =$	4200 cm ²	(Área bruta de concreto)



Refuerzo	$As1 =$	8.55 cm ²	(Área de acero en extremo-1)
Concentrado	$As2 =$	8.55 cm ²	(Área de acero en extremo-2)

Refuerzo	As por fila =	4.00 cm ²	(Refuerzo para una fila)
Distribuido	$s =$	12 cm	(Espaciamiento entre filas)
	$As_{tot} =$	28.00 cm ²	(Acero distribuido total)
		(7 filas)	

Refuerzo Concentrado
(2) Indicar As1 y As2

Para opción (2):

$As1 =$	8.55 cm ²
$As2 =$	8.55 cm ²

Opción = 2

Concreto	$f_c =$	210 Kg/cm ²	(Resistencia característica)
	$\epsilon_c =$	0.003	(Deformación a la rotura)
	$\beta_1 =$	0.85	

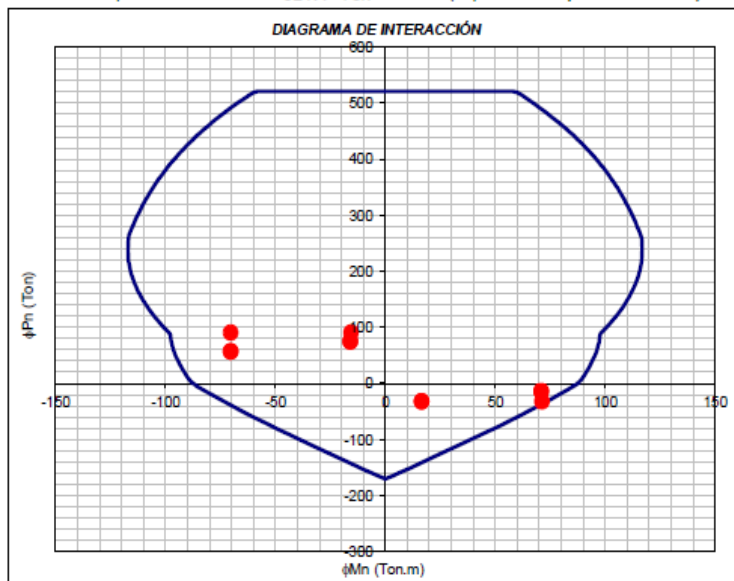
Acero	$f_y =$	4200 Kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia)
	$E_s =$	2000000 Kg/cm ²	(Módulo de elasticidad)
	$\epsilon_s =$	0.0021	(Deformación unitaria de fluencia)

FSeguridad	$\alpha =$	0.8	(Factor para determinar ϕP_n máx)
	$\phi_1 =$	0.7	0.7 (ϕ para $P > 0.1 f_c Ag$)
	$\phi_2 =$	0.9	0.9 (ϕ Para $P = 0$ ó $P < 0$)

Cargas (Ton. m)

P_u	M_{ux}	ϕM_n para P_u	
90.9	-15.6	-98.4	98.4
-13.9	70.9	-73.7	73.7
57.4	-70.4	-97.3	97.3
-13.9	70.9	0.0	0.0
57.4	-70.4	0.0	0.0
-31.7	16.5	-87.5	87.5
75.2	-16.0	-36.3	36.3
-31.7	16.5	-15.2	15.2
75.2	-16.0	-32.9	32.9
-31.7	71.2	0.0	0.0
90.9	-70.4	0.0	0.0

ϕP_n máx = 521.4 Ton ($\alpha \phi P_0 =$ Compresión Máxima)



Diseño por Cortante	
$h_m =$	7.75 m
$h_m/l_m =$	6.46
$\alpha_c =$	0.53
$P_u =$	90.86 Ton.m
$V_u =$	25.29 Ton
$M_u =$	71.23 Ton.m
$M_n =$	150.30 Ton.m
V_u (dis) =	53 Ton
ϕV_n (máx) =	135 Ton
$\phi V_c =$	27 Ton
$A_{sh} =$	1.42 cm ²
$s_h =$	23.4 cm
$\mu =$	1.00
A_{sv} (adic.) =	cm ²
$\phi V_{nv} =$	238 Ton

OK

Refuerzo Concentrado
As = Indicado cm²

No se requieren núcleos confinados

8.10. Diseño de placa de concreto armado (placa 01 – piso 2)

Geometría:	$t =$	35 cm	(Ancho)
	$L =$	120 cm	(Longitud, dirección del momento)
	$d1 =$	6 cm	(Distancia de As1 al borde)
	$t1 =$	12 cm	(Espesor del ala en compresión)
	$L1 =$	35 cm	(Ancho del ala en compresión)
	$d2 =$	6 cm	(Distancia de As2 al borde)
	$t2 =$	12 cm	(Espesor del ala en tracción)
	$L2 =$	35 cm	(Ancho del ala en tracción)
	$Ag =$	4200 cm ²	(Área bruta de concreto)

Refuerzo	$As1 =$	4.00 cm ²	(Área de acero en extremo-1)
Concentrado	$As2 =$	4.00 cm ²	(Área de acero en extremo-2)

Refuerzo	As por fila =	2.58 cm ²	(Refuerzo para una fila)
Distribuido	$s =$	12 cm	(Espaciamiento entre filas)
	$As_{tot} =$	18.06 cm ²	(Acero distribuido total)
		(7 filas)	

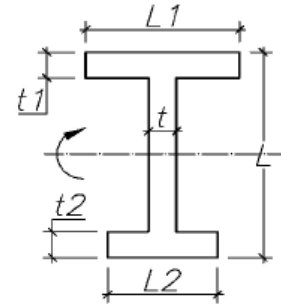
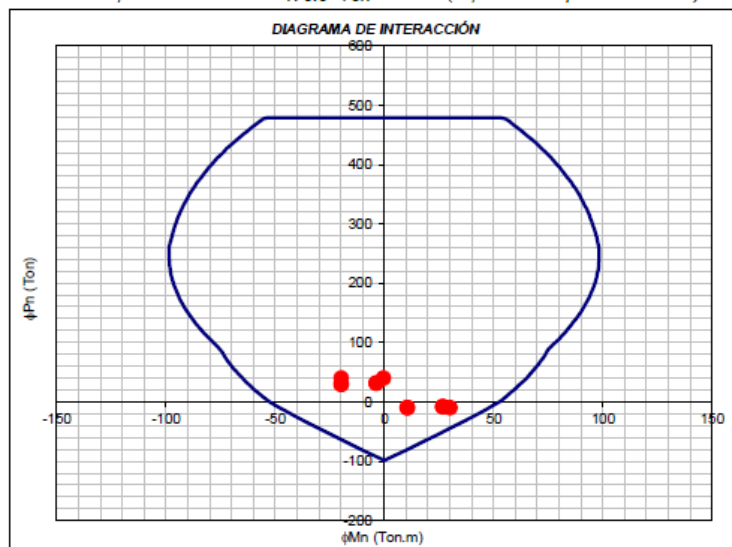
Concreto	$f_c =$	210 Kg/cm ²	(Resistencia característica)
	$\epsilon_c =$	0.003	(Deformación a la rotura)
	$\beta_1 =$	0.85	

Acero	$f_y =$	4200 Kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia)
	$E_s =$	2000000 Kg/cm ²	(Módulo de elasticidad)
	$\epsilon_s =$	0.0021	(Deformación unitaria de fluencia)

FSeguridad	$\alpha =$	0.8	(Factor para determinar $\phi P_{n\max}$)
	$\phi_1 =$	0.7	0.7 (ϕ para $P > 0.1 f_c Ag$)
	$\phi_2 =$	0.9	0.9 (ϕ Para $P = 0$ ó $P < 0$)

P_u	M_{ux}	ϕM_n para P_u	
40.2	-0.3	-65.0	65.0
-8.1	26.7	-48.0	48.0
29.9	-19.7	-62.7	62.7
-8.1	26.7	0.0	0.0
29.9	-19.7	0.0	0.0
-9.8	10.6	-52.6	52.6
31.6	-3.6	-21.3	21.3
-9.8	10.6	-12.7	12.7
31.6	-3.6	-19.6	19.6
-9.8	30.0	-1760.5	1760.5
40.2	-19.7	0.0	0.0

$\phi P_n \max = 478.5 \text{ Ton}$ ($\alpha \phi P_0 = \text{Compresión Máxima}$)



Refuerzo Concentrado
(2) Indicar As1 y As2

Para opción (2):

$As1 =$	4.00	cm ²
$As2 =$	4.00	cm ²

Opción = 2

Diseño por Cortante	
hm =	7.75 m
hm/lm =	6.46
$\alpha_c =$	0.53
$P_u =$	9.38 Ton.m
$V_u =$	10.45 Ton
$M_u =$	30.00 Ton.m
$M_n =$	75.90 Ton.m
V_u (dis) =	26 Ton
ϕV_n (máx) =	135 Ton
$\phi V_c =$	27 Ton
$A_{sh} =$	1.42 cm ²
$sh =$	-611.0 cm
$\mu =$	1.00
A_{sv} (adic.) =	cm ²
$\phi V_{nv} =$	101 Ton

OK

Refuerzo Concentrado
As = Indicado cm²

No se requieren núcleos confinados

8.11. Diseño de placa de concreto armado (placa 02 – piso 1)

<u>Geometría:</u>	$t =$	<input type="text" value="20"/>	cm	(Ancho)
	$L =$	<input type="text" value="320"/>	cm	(Longitud, dirección del momento)
	$d1 =$	<input type="text"/>	cm	(Distancia de As1 al borde)
	$t1 =$	<input type="text"/>	cm	(Espesor del ala en compresión)
	$L1 =$	<input type="text"/>	cm	(Ancho del ala en compresión)
	$d2 =$	<input type="text"/>	cm	(Distancia de As2 al borde)
	$t2 =$	<input type="text"/>	cm	(Espesor del ala en tracción)
	$L2 =$	<input type="text"/>	cm	(Ancho del ala en tracción)
	$A_g =$	<input type="text" value="6400"/>	cm ²	(Área bruta de concreto)

<u>Refuerzo</u>	$As1 =$	<input type="text" value="0.00"/>	cm ²	(Área de acero en extremo-1)
<u>Concentrado</u>	$As2 =$	<input type="text" value="0.00"/>	cm ²	(Área de acero en extremo-2)

<u>Refuerzo</u>	As por fila =	<input type="text" value="1.42"/>	cm ²	(Refuerzo para una fila)
<u>Distribuido</u>	$s =$	<input type="text" value="15"/>	cm	(Espaciamiento entre filas)
	$A_{stot} =$	<input type="text" value="28.40"/>	cm ²	(Acero distribuido total)
				(20 filas)

<u>Concreto</u>	$f_c =$	<input type="text" value="210"/>	Kg/cm ²	(Resistencia característica)
	$\epsilon_c =$	<input type="text" value="0.003"/>		(Deformación a la rotura)
	$\beta_1 =$	<input type="text" value="0.85"/>		

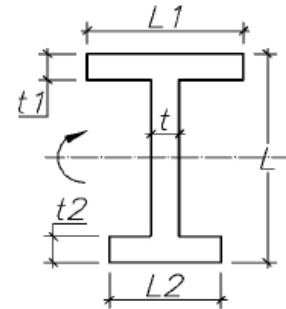
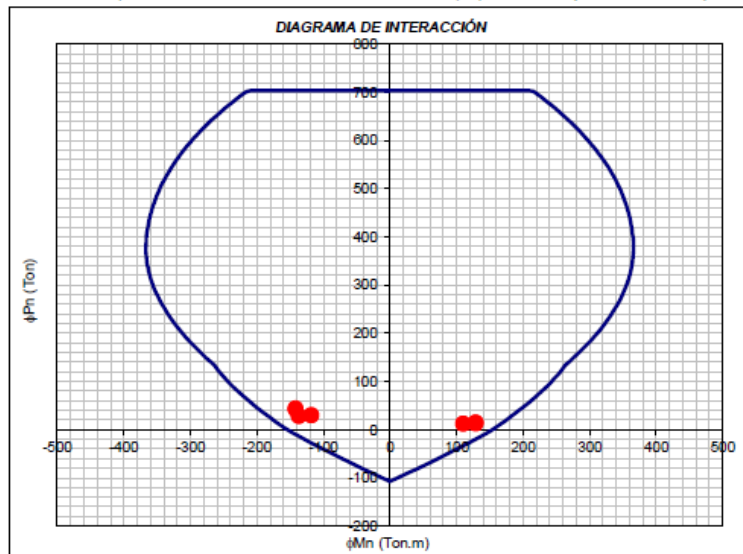
<u>Acero</u>	$f_y =$	<input type="text" value="4200"/>	Kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia)
	$E_s =$	<input type="text" value="2000000"/>	Kg/cm ²	(Módulo de elasticidad)
	$\epsilon_s =$	<input type="text" value="0.0021"/>		(Deformación unitaria de fluencia)

<u>FSeguridad</u>	$\alpha =$	<input type="text" value="0.8"/>		(Factor para determinar ϕP_n máx)
	$\phi_1 =$	<input type="text" value="0.7"/>		0.7 (ϕ para $P > 0.1 f_c A_g$)
	$\phi_2 =$	<input type="text" value="0.9"/>		0.9 (ϕ Para $P = 0$ ó $P < 0$)

Cargas (Ton, m)

P_u	M_{ux}	ϕM_n para P_u	
42.5	-142.1	-196.6	196.6
12.7	110.0	-169.7	169.7
30.1	-118.4	-183.1	183.1
12.7	110.0	0.0	0.0
30.1	-118.4	0.0	0.0
14.5	128.8	-154.2	154.2
28.2	-137.1	-46.3	46.3
14.5	128.8	-37.4	37.4
28.2	-137.1	-41.6	41.6
12.7	128.8	3151.2	-3151.2
44.4	-142.1	3113.7	-3113.7

ϕP_n máx = 703.7 Ton ($\alpha \phi P_0 =$ Compresión Máxima)



Refuerzo Concentrado
(2) Indicar As1 y As2

Para opción (2):

$As1 =$	<input type="text" value="0.00"/>	cm ²
$As2 =$	<input type="text" value="0.00"/>	cm ²

Opción = 2

Diseño por Cortante	
hm =	7.75 m
hm/lm =	2.42
$\alpha_c =$	0.53
$P_u =$	44.41 Ton.m
$V_u =$	60.81 Ton
$M_u =$	142.08 Ton.m
$M_n =$	227.40 Ton.m
V_u (dis) =	97 Ton
ϕV_n (máx) =	205 Ton
$\phi V_c =$	42 Ton
$A_{sh} =$	1.42 cm ²
$s_h =$	29.2 cm
$\mu =$	1.00
A_{sv} (adic.) =	cm ²
$\phi V_{nv} =$	139 Ton

OK

Refuerzo Concentrado
As = Indicado cm²

No se requieren núcleos confinados

8.12. Diseño de vigas (VP 104 (eje A) – 1er Nivel)

Figura 40. Diagrama de momento / Diagrama de cortante

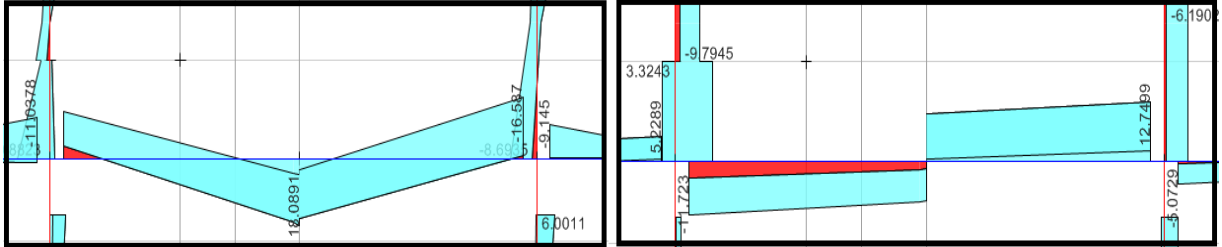


Tabla 32. Resultados de análisis

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	V	M
			m	tonf	tonf-m
Story1	B20	ENVOLVENTE Max	0.175	-3.6799	-3.4169
Story1	B20	ENVOLVENTE Max	3.2	-1.7089	18.0891
Story1	B20	ENVOLVENTE Max	6.065	12.7499	-0.693
Story1	B20	ENVOLVENTE Min	0.175	-11.723	-12.7355
Story1	B20	ENVOLVENTE Min	3.2	-8.6569	4.2654
Story1	B20	ENVOLVENTE Min	6.065	2.2142	-16.587

PROPIEDADES:				
f'c =	210 kg/cm ²	b= 35 cm	h= 60 cm	As min = 4.56 cm ²
fy =	4200 kg/cm ²		d= 54 cm	β1= 0.90

$$\rho_{bal} = 0.0225$$

$$\rho_{min} = 0.00244$$

$$\rho_{max} = 0.01688$$

Elemento	TRAMO 3-4 Superior			TRAMO 3-4 Inferior		
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	12.74	4.27	16.59	3.42	18.09	0.69
As (cm ²)	6.93	2.32	9.03	1.86	9.85	0.38
a (cm)	4.70	1.60	6.10	1.30	6.60	0.30
As (cm ²)	6.52	4.56	8.61	4.56	9.44	4.56
Elección						
	4 Ø 5/8	3 Ø 5/8	4 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8
As Coloc. (cm ²)	8.00	6.00	8.00	6.00	10.00	6.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto

Elección	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mn (ton-m)	15.62		15.41			
Mn(-)/2 (ton-m)	7.81		7.70			
As (cm ²)	4.56	4.56	4.56			
Elección						
	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8			
As Coloc. (cm ²)	6.00	6.00	6.00			
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto			

Se diseña la viga por Cortante

Se tiene que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * V_{fc} * b * d \quad \phi V_s = V_u - \phi V_c \quad V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} \quad s = \frac{A_{vs} * f_{vs} * d}{V_s}$$

TRAMO 3-4						
Elemento	Izq. (Cara)	Izq. (d)	Izq. (2d)	Der. (Cara)	Der. (d)	Der. (2d)
V_u (ton)	11.72	9.94	8.15	12.75	11.98	11.21
ϕV_c (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339
ϕV_s (kg)	-616	-2,403	-4,191	411	-360	-1,132
V_s (kg)	-724	-2,827	-4,930	484	-424	-1,331
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
A_{sv} (cm ²)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
"s" (cm)	-444.68	-113.91	-65.32	665.58	-760.06	-241.91
Elección	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.25

Separación estribos permitidos en zona de altos esfuerzos hasta 2h

d/4 =	13.50	24 de =	22.80 3/8"
10 db =	15.90 5/8"	300 mm	30.00 cm

Separación Máxima = 13.50 cm Asumiremos como espaciamiento máximo = 0.10 m

Diseño del cortante en vigas por capacidad

Ø = 0.90	Ancho Trib =	2.60 m
$V_u = 1.25 (Mn1 + Mn2)/L_n + w_u * L_n/2$	$W_m =$	1,726.00
	$W_x =$	910.00
$V_u = 1.25 (Mn1 + Mn2)/L_n + 1.25 (w_m + w_x) * L_n/2$	l_n (Luz Libre) =	3.80 m

TRAMO 3-4						
Elección	(+) Izquierda		(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
As colocada	8.00		8.00			
ϕM_n (kg-m)	15,619		15,407			
Mn (kg-m)	17,354		17,119			
V_u (kg)		17,601				
ϕV_c (kg)		12,339				
ϕV_s (kg)		5,262				
V_s (kg)		6,190				
Estribos		3/8"				
A_{sv} (cm ²)		1.42				
"s" (cm)		52.02				
Elección	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.25			

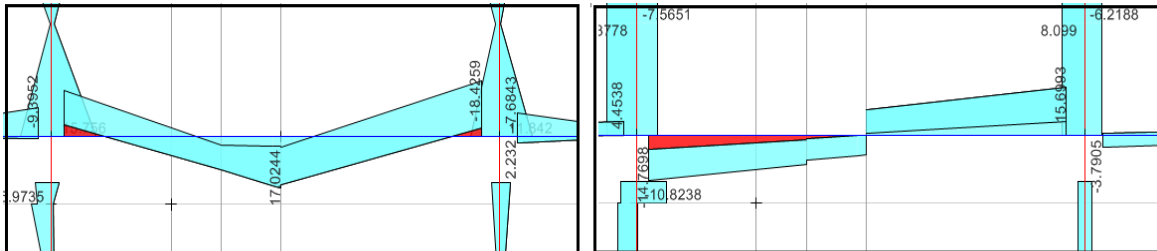
Asumiremos como espaciamiento máximo = 0.10 m

8.13. Diseño de vigas (VP 205 (eje B) – 2do Nivel)

Tabla 33. Resultados de análisis - VP 205

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	V2	M
			m	tonf	tonf-m
Story2	B14	ENVOLVENTE Max	0.175	-4.481	-3.8156
Story2	B14	ENVOLVENTE Max	3.2	-0.0012	17.0244
Story2	B14	ENVOLVENTE Max	5.99	15.6993	-2.8058
Story2	B14	ENVOLVENTE Min	0.175	-14.7698	-15.2333
Story2	B14	ENVOLVENTE Min	3.2	0.5833	3.6785
Story2	B14	ENVOLVENTE Min	5.99	4.6682	-18.4259

Figura 41. Diagrama de momento / Diagrama de cortante - VP 205



PROPIEDADES:				
f'c =	210 kg/cm ²	b= 35 cm	h= 60 cm	As min = 4.56 cm ²
fy =	4200 kg/cm ²		d= 54 cm	β1= 0.90

$\rho_{bal} = 0.0225$

$\rho_{min} = 0.00244$

$\rho_{max} = 0.01688$

Elemento	TRAMO 3-4 Superior		TRAMO 3-4 Inferior			
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	15.23	3.68	18.43	3.82	17.02	2.81
As (cm ²)	8.29	2.00	10.03	2.08	9.27	1.53
a (cm)	5.60	1.30	6.70	1.40	6.20	1.00
As (cm ²)	7.87	4.56	9.62	4.56	8.85	4.56
Elección						
	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8
As Coloc. (cm ²)	10.00	6.00	10.00	6.00	10.00	6.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto

Elección	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mn (ton-m)	19.35		19.15			
Mn(-)/2 (ton-m)	9.68		9.57			
As (cm ²)	5.00	4.56	5.00			
Elección						
	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8			
As Coloc. (cm ²)	6.00	6.00	6.00			
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto			

Se diseña la viga por Cortante

Se tiene que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \quad \phi V_s = V_u - \phi V_c \quad V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} \quad s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

TRAMO 3-4						
Elemento	Izq. (Cara)	Izq. (d)	Izq. (2d)	Der. (Cara)	Der. (d)	Der. (2d)
Vu (ton)	14.77	12.24	9.70	15.70	12.66	9.62
ØVc (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339
ØVs (kg)	2,431	-101	-2,634	3,361	322	-2,716
Vs (kg)	2,860	-119	-3,099	3,954	379	-3,195
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
Asv (cm ²)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
"s" (cm)	112.60	-2702.98	-103.94	81.46	849.23	-100.79
Elección	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.25

Separación estribos permitidos en zona de altos esfuerzos hasta 2h

d/4 =	13.50	24 de =	22.80 3/8"
10 db =	15.90 5/8"	300 mm	30.00 cm

Separación Máxima = 13.50 cm Asumiremos como espaciamiento máxima = 0.10 m

Diseño del cortante en vigas por capacidad

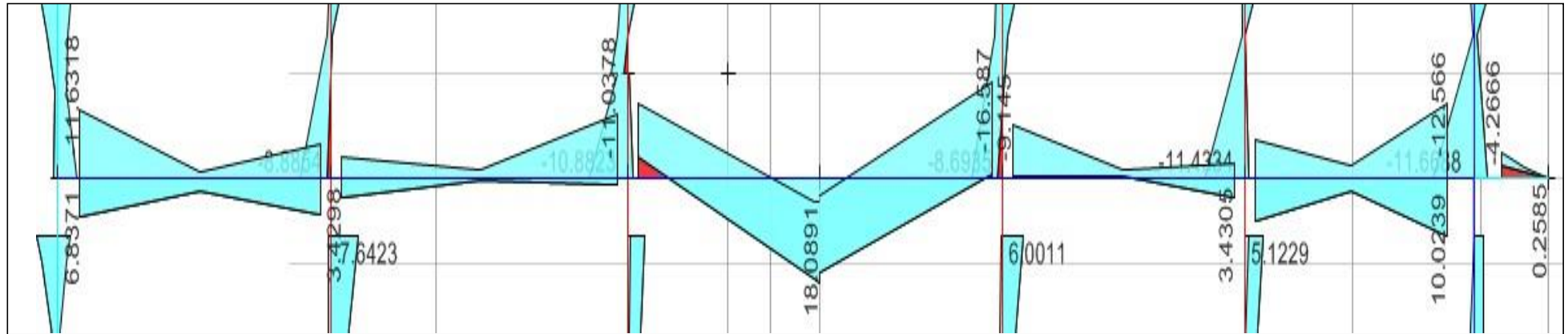
Ø = 0.90	Ancho Trib. =	5.60 m
Vu = 1.25 (Mn1 + Mn2)/L0 + vu * L0/2	Wn =	3,136.00
	Wv =	1,960.00
Vu = 1.25 (Mn1 + Mn2)/L0 + 1.25 (vn + vv) * L0/2	ln (Luz Libre) =	3.80 m

TRAMO 3-4						
Elección	(+) Izquierda		(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
As colocada	10.00		10.00			
ØMn (kg-m)	19,354		19,146			
Mn (kg-m)	21,504		21,273			
Vu (kg)		26,174				
ØVc (kg)		12,339				
ØVs (kg)		13,836				
Vs (kg)		16,277				
Estribos		3/8"				
Asv (cm ²)		1.42				
"s" (cm)		19.79				
Elección	1 @ 0.05 +	12@0.1	Rto @ 0.15			

Asumiremos como espaciamiento máxima = 0.10 m

8.14. Diseño de vigas – VP 104 (Eje A) – Primer Nivel

Figura 42. Resultados de análisis - VP 104

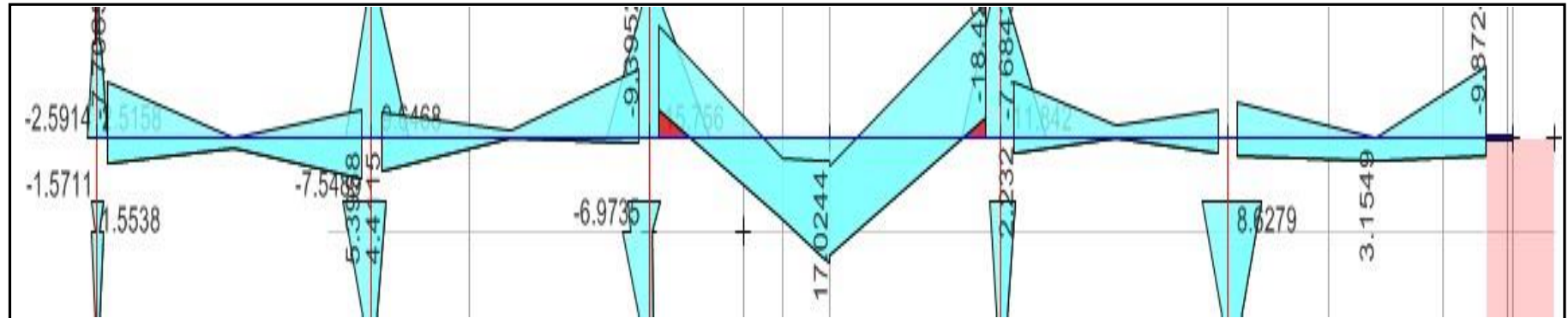


$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 35 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ $A_{s \text{ min}} = 4.56 \text{ cm}^2$ $\rho_{\text{bal}} = 0.0225$ $\rho_{\text{min}} = 0.00244$ $\rho_{\text{max}} = 0.01688$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}$ $d = 54 \text{ cm}$ $\phi = 0.85$ $\beta_1 = 0.90$

Elemento	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha
Mu (ton-m)	11.63	0.84	5.87	3.67	1.42	11.04	12.74	4.27	16.59	9.15	1.40	2.37	6.66	1.94	12.57
As (cm2)	5.93	4.56	4.56	4.56	4.56	5.62	6.52	4.56	8.61	4.62	4.56	4.56	4.56	4.56	6.43
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	4 Ø 5/8	4 Ø 5/8	3 Ø 5/8	4 Ø 5/8	4 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	4 Ø 5/8
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00	6.00	6.00	6.00	8.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto
Elemento	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	6.84	2.32	6.18	3.43	0.45	1.14	3.42	18.09	0.69	0.29	0.17	3.43	7.38	2.41	10.02
As (cm2)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	9.44	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	5.08
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	6.98	6.25	5.52	5.23	4.25	3.26	12.75	10.78	8.81	5.07	4.58	4.10	7.25	6.91	6.57
ØVc (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339
ØVs (kg)	-6,307	-7,165	-8,024	-8,364	-9,522	-10,679	484	-1,835	-4,154	-8,548	-9,123	-9,698	-5,986	-6,386	-6,787
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
"s" (cm)	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	665.58	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.	S Confinam.
"S" (cm)xCapacidad	84.22			61.97			48.19			56.06			44.50		
Eleccion	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25

8.15. Diseño de vigas – VP 205 (Eje B) – Segundo Nivel

Figura 43. Resultados de análisis - VP 205

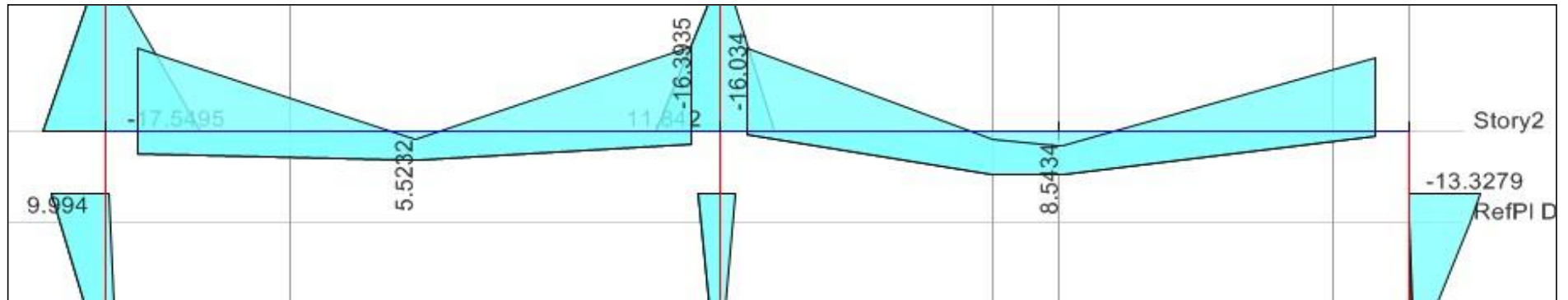


$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 35 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ $A_s \text{ min} = 4.56 \text{ cm}^2$ $\rho \text{ bal} = 0.0225$ $\rho \text{ min} = 0.00244$ $\rho \text{ max} = 0.01688$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $d = 54 \text{ cm}$ $\emptyset = 0.85$ $\beta_1 = 0.90$

Elemento	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha
Mu (ton-m)	7.71	0.16	3.94	3.58	1.00	9.40	15.23	3.68	18.43	7.68	1.86	3.73	4.95	0.09	9.87
As (cm2)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.75	7.87	4.56	9.62	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	5.00
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto
Elemento	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	3.46	1.22	5.40	4.41	0.12	0.76	3.82	17.02	2.81	2.23	0.14	2.18	2.52	3.15	2.26
As (cm2)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	8.85	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	4.32	3.98	3.64	4.45	3.63	2.80	15.70	12.90	10.09	3.79	3.45	3.11	7.02	6.17	5.32
ØVc (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339
ØVs (kg)	-9,432	-9,832	-10,232	-9,276	-10,248	-11,219	3,954	657	-2,640	-10,057	-10,457	-10,857	-6,256	-7,255	-8,253
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
"s" (cm)	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	81.46	490.25	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam
"S" (cm)xCapacidad		81.92			84.21			36.79			80.58			62.70	
Eleccion	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05+	12 @ 0.1	Rto @ 0.20

8.16. Diseño de vigas – VP 201 (Eje 4) – Segundo Nivel

Figura 44. Resultados de análisis - VP 201

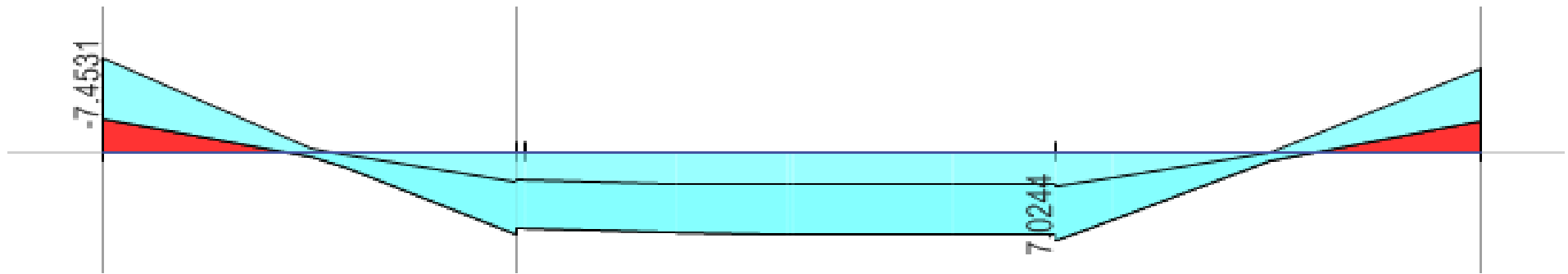


$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 35 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ $A_s \text{ min} = 4.56 \text{ cm}^2$ $\rho_{\text{bal}} = 0.0225$ $\rho_{\text{min}} = 0.00244$ $\rho_{\text{max}} = 0.01688$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $d = 54 \text{ cm}$ $\emptyset = 0.85$ $\beta_1 = 0.90$

Elemento	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha
Mu (ton-m)	16.26	1.56	16.39	16.03	1.76	14.32									
As (cm2)	8.44	4.56	8.50	8.31	4.56	7.37									
Elección As 1															
As 2	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	5 Ø 5/8	5 Ø 5/8	3 Ø 5/8	4 Ø 5/8									
As Coloc. (cm2)	10.00	6.00	10.00	10.00	6.00	8.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
Elemento	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	4.51	5.52	2.51	0.67	8.35	0.96									
As (cm2)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56									
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8									
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	13.65	11.03	8.42	13.96	11.58	9.20									
ØVc (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339									
ØVs (kg)	1,540	-1,538	-4,616	1,906	-892	-3,690									
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"									
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42									
"s" (cm)	209.16	S Confinam	S Confinam	168.99	S Confinam.	S Confinam									
"S" (cm)xCapacidad	36.51			42.53											
Eleccion	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25									

Figura 45. Resultados de análisis - VP 106

8.17. Diseño de vigas – VP 106 (Eje 3) – Primer Nivel



$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 35 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ $A_s \text{ min} = 4.56 \text{ cm}^2$ $\rho_{\text{bal}} = 0.0225$ $\rho_{\text{min}} = 0.00244$ $\rho_{\text{max}} = 0.01688$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $d = 54 \text{ cm}$ $\emptyset = 0.85$ $\beta_1 = 0.90$

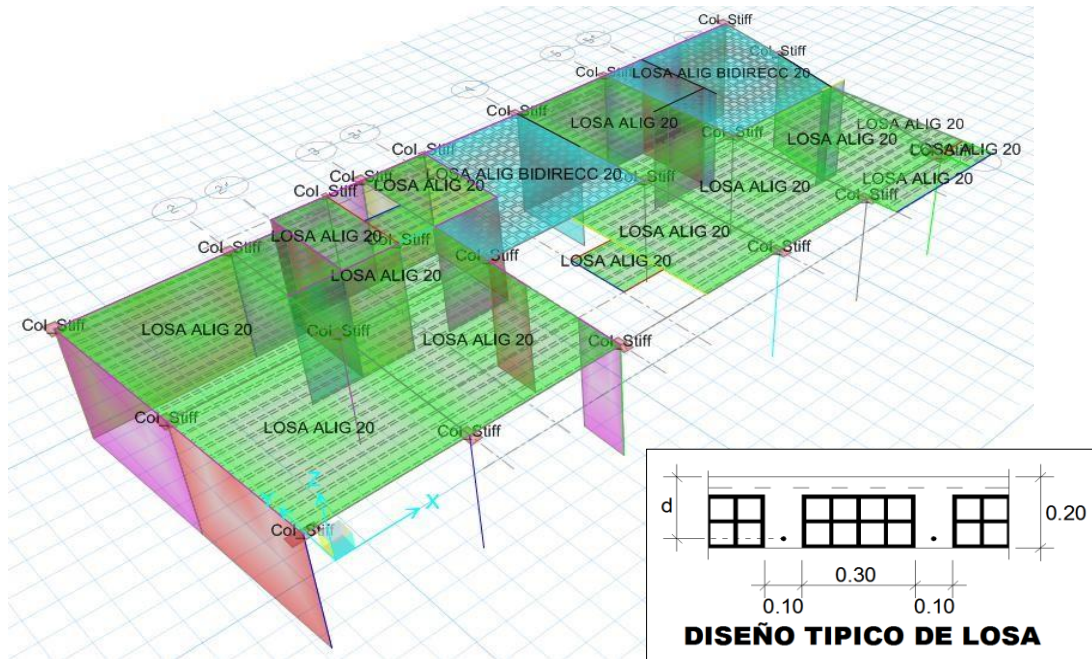
Elemento	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha	(-) Izquierda	(-) Centro	(-) Derecha
Mu (ton-m)	15.66	2.33	14.73	11.69	1.88	9.29									
As (cm2)	8.10	4.56	7.60	5.97	4.56	4.70									
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8									
As 3	2 Ø 1/2		2 Ø 1/2												
As Coloc. (cm2)	8.58	6.00	8.58	6.00	6.00	6.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
Elemento	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mu (ton-m)	1.36	7.69	0.73	5.10	3.41	2.94									
As (cm2)	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56	4.56									
Elección As 1															
As 2	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8	3 Ø 5/8									
As 3															
As Coloc. (cm2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	15.94	12.95	9.95	12.17	10.72	9.27									
ØVc (kg)	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339	12,339									
ØVs (kg)	4,239	715	-2,808	-203	-1,908	-3,613									
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"									
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42									
"s" (cm)	75.98	450.15	S Confinam	S Confinam	S Confinam	S Confinam									
"S" (cm)xCapacidad	42.19			76.63											
Eleccion	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.25	1 @ 0.05 +	12 @ 0.1	Rto @ 0.20

8.18. Diseño de losa aligerada

8.18.1. Disposición de losas típicas del primer y segundo nivel

Se ha dispuesto de losas aligeradas unidireccionales y bidireccionales de $h=0.20$ m

Figura 46. Diseño típico de losas



8.18.2. Cargas de diseño de losas

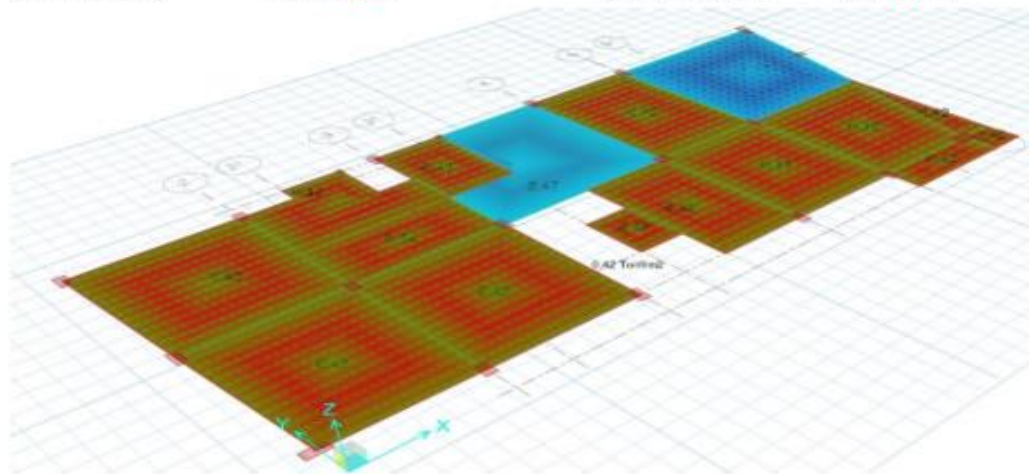
Las cargas muertas actuantes son:

Losa aligerada Unidireccional

Peso de Losa	0.30 tn/m^2
Acabado	0.12 tn/m^2
Carga Muerta	0.42 tn/m^2

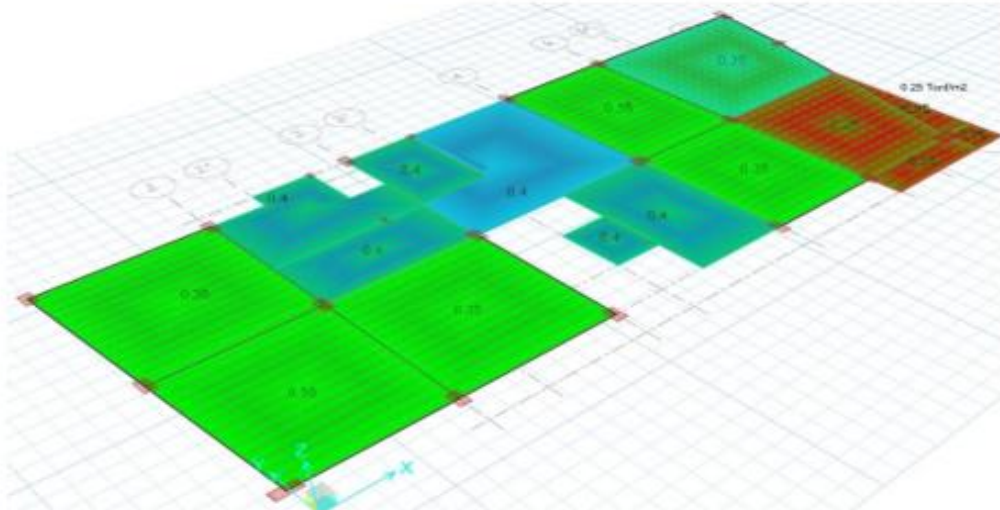
Losa aligerada Bidireccional

Peso de Losa	0.35 tn/m^2
Acabado	0.12 tn/m^2
Carga Muerta	0.47 tn/m^2

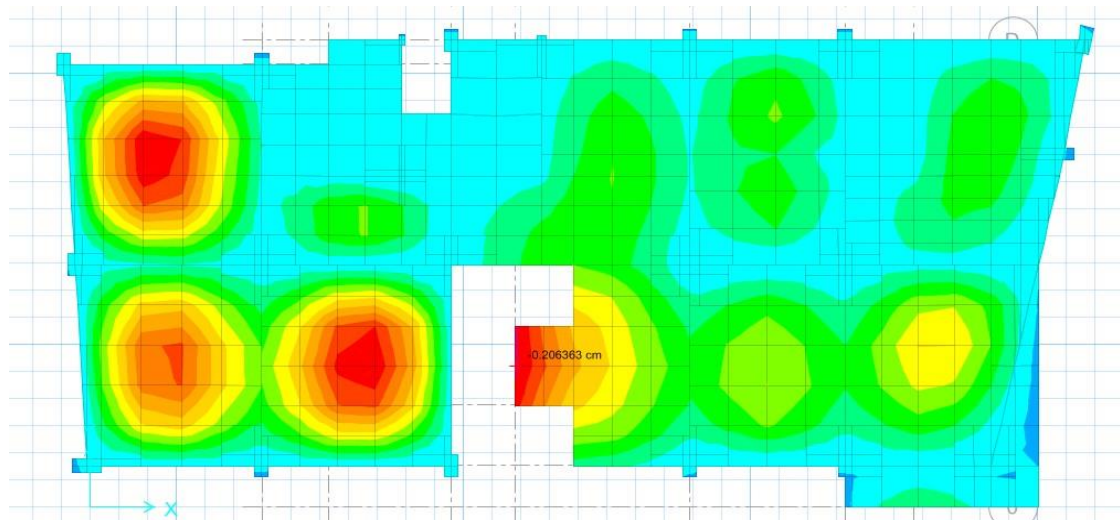


Las cargas vivas actuantes son:

Oficina	0.25 tn/m^2	Corredores	0.40 tn/m^2
<u>Tabiquería Móvil</u>	<u>0.10 tn/m^2</u>	Oficina	0.25 tn/m^2
Carga Viva	0.35 tn/m^2		



8.18.3. Deformada por carga viva



Δ Live = 0.206 cm (Deformada Crítica en zona de Volado)

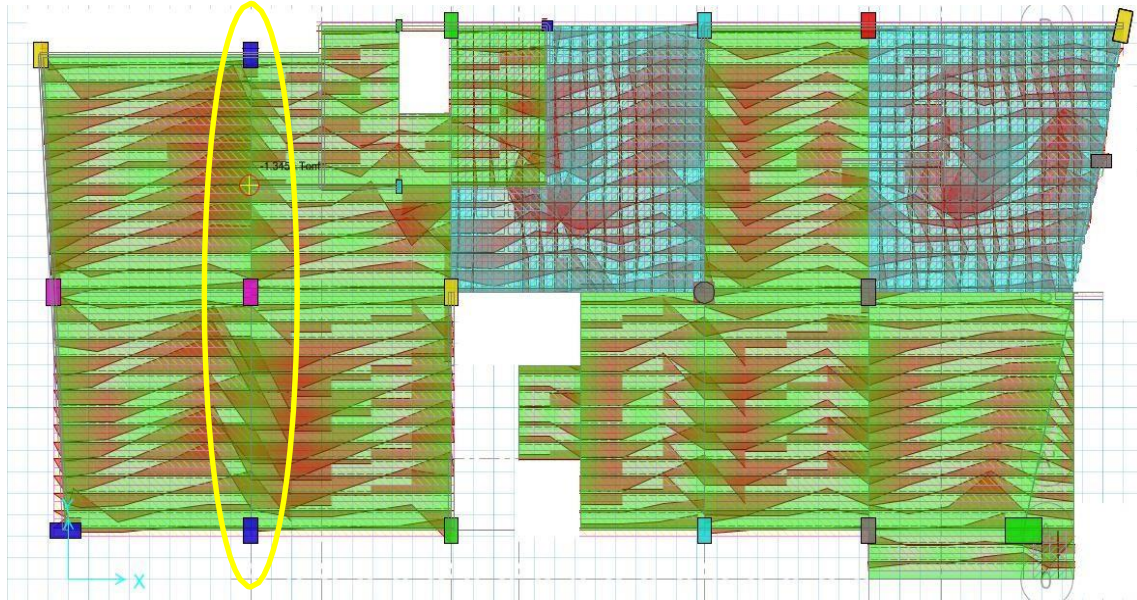
Long = 150 cm (Volado)

Δ Perm. = 0.4167 cm L/360.....NTE.060

Condición: Δ act. \lll Δ adm. Peralte Correcto

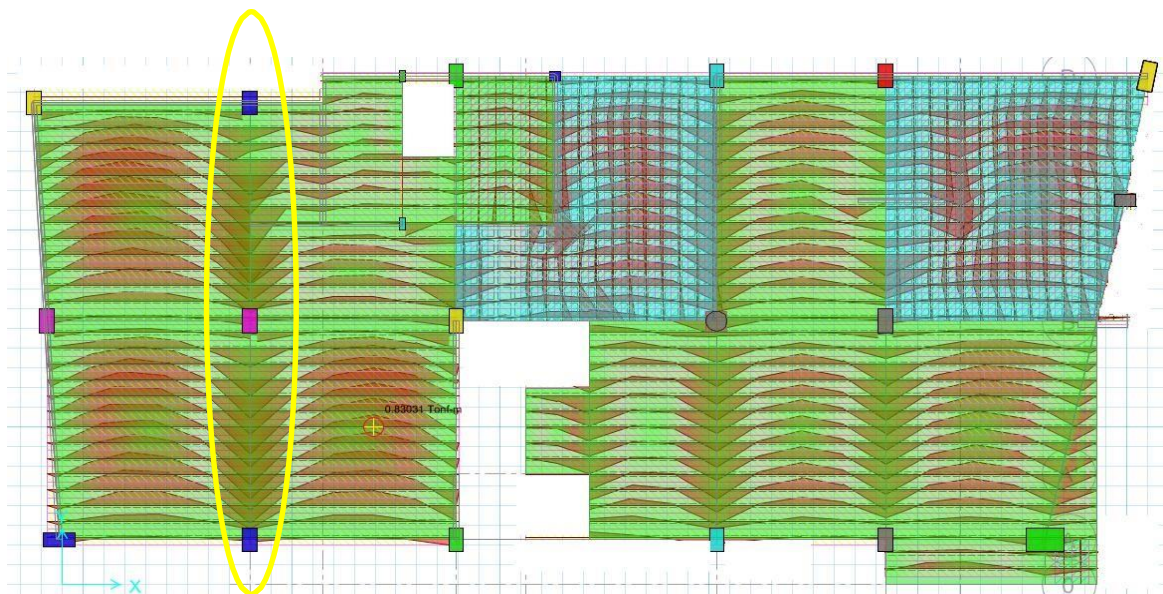
8.18.4. Fuerza cortante actuante en la losa

Figura 47. Zona de altos esfuerzos de cortante



Zona de altos esfuerzos de cortante el cual supera la capacidad resistente del concreto por lo que se propone un ensanche de vigueta en esta zona

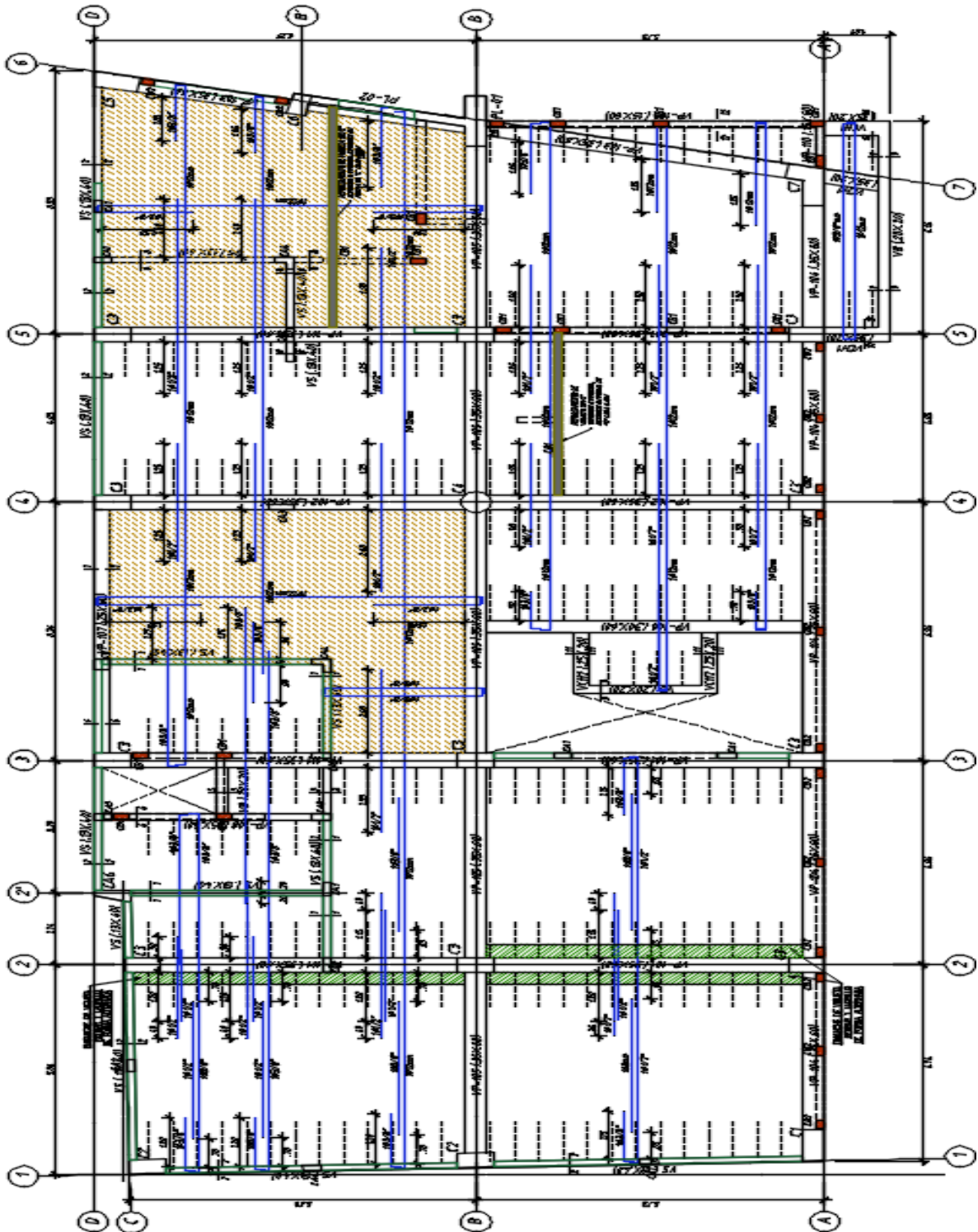
Figura 48. Momentos actuantes en la losa



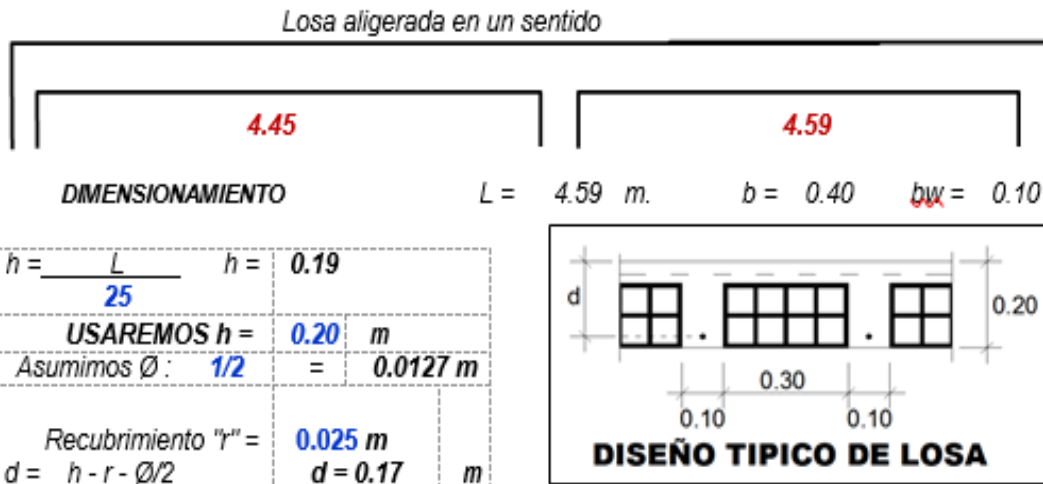
Momentos actuantes en la losa, se observa en la zona que existe altos momentos, por lo en la zona indicada se requiere 1.35 cm^2 por lo que se propone usar $1 \text{ } \varnothing 1/2'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8''$

A continuación, se muestra la disposición final del acero para la losa del primer piso

Figura 49. *Diseño final de losa aligerada del primero nivel*



8.18.5. Paño AB entre 1 y 3 (primer piso)



DESARROLLANDO EL CALCULO PARA LA LOSA ALIGERADA DEL PAÑO " A "

Datos: Uso Oficinas

Acabados:	120 kg/m ²	$f'c = 210$ kg/cm ²
Losa $h=0.20 \text{ m}$:	300 kg/m ²	$f_y = 4200$ kg/cm ²

Tabiquería:	100 kg/m ²		$E = 217371$ kg/cm ²
Sobrecarga:	250 kg/m ²	Piso típico	$\Delta_1 = 1.89 \text{ cm}$
Sobrecarga:	0 kg/m ²	Corredor - Pasadizo	$\Delta_2 = 1.89 \text{ cm}$
Sobrecarga:	0 kg/m ²	Azotea	

METRADO DE CARGAS (para piso típico)

Carga Muerta	Carga Viva
Peso Propio de losa = 300 kg/m ²	Sobrecarga = 350 kg/m ²
Piso terminado = 120 kg/m ²	
Tabiquería = 0 kg/m ²	
420	
Carga Última: (por metro) $W_u = 1.4 D + 1.7 L$	$W_u = 1183$ kg/m.
Carga Última: (por vigueta) $W_u = 474$ kg/m..... ($W_u \cdot 0.40$)	

ANÁLISIS

MOMENTOS NEGATIVOS

Cara exterior del tramo exterior	Cara interior del tramo exterior	Cara exterior del 1° tramo interior
$M(-) 1 = 392 \text{ kg-m}$	$M(-) 2 = 1076 \text{ kg-m}$	$M(-) 3 = 417 \text{ kg-m}$

MOMENTOS POSITIVOS

Tramo discontinuo	Tramos interiores
$M(+)$ 1-2 853 kg-m	$M(+)$ 2-3 908 kg-m

CORTANTES

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo interior	Cara de apoyo Exterior
$V1 = 1055 \text{ kg}$	$V2 = 1251 \text{ kg}$	$V3 = 1088 \text{ kg}$
CORRECTO	REQUIERE ENSANCHE	CORRECTO

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b w d$ $V_c = 1,221 \text{ kg}$

Calculo de refuerzo: (As) Momento negativo: $b w x = 0.10$ $d = 0.170$
 Momento Positivo: $b = 0.40$ $d = 0.170$

MOMENTOS NEGATIVOS

Apoyos: $M(-) 1 = 392 \text{ kg-m}$
 $As = \frac{M \text{ max.}}{\phi * f_y * (d - a/2)}$ $As = 0.64$
 $a = 1.50$
 $M (-) = 392 \text{ kg-m}$
 $As (s) = 0.64 \text{ cm}^2$

Consideramos: $As \text{ mínimo} = 1.01 \text{ cm}^2$
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ $a = 1.502$

USAR:

Elección	3/8
As Coloc. (cm2)	0.71
Resultado	Correcto

Apoyos: $M(-) 2 = 1076 \text{ kg-m}$
 $As = \frac{M \text{ max.}}{\phi * f_y * (d - a/2)}$ $As = 1.93$
 $a = 4.550$
 $M (-) = 1076 \text{ kg-m}$
 $As (s) = 1.93 \text{ cm}^2$

Consideramos: $As \text{ mínimo} = 1.01 \text{ cm}^2$
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ $a = 4.549$

USAR:

Elección	1/2
As Coloc. (cm2)	2.58
Resultado	Correcto

Apoyos: $M(-) 3 = 417 \text{ kg-m}$
 $As = \frac{M \text{ max.}}{\phi * f_y * (d - a/2)}$ $As = 0.68$
 $a = 1.600$
 $M (-) = 417 \text{ kg-m}$
 $As (s) = 0.68 \text{ cm}^2$

Consideramos: $As \text{ mínimo} = 1.01 \text{ cm}^2$
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ $a = 1.602$

USAR:

Elección	3/8
As Coloc. (cm2)	0.71
Resultado	Correcto

MOMENTOS POSITIVOS

Apoyos: $M(+) 1-2 = 853 \text{ kg-m}$
 $As = \frac{M \text{ max.}}{\phi * f_y * (d - a/2)}$ $As = 1.36$
 $a = 0.800$
 $M (+) = 853 \text{ kg-m}$
 $As (s) = 1.36 \text{ cm}^2$

Consideramos: $As \text{ mínimo} = 0.41 \text{ cm}^2$
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ $a = 0.7999$

USAR:

Elección	3/8
As Coloc. (cm2)	2.00
Resultado	Correcto

Apoyos: $M(+) 2-3 = 908 \text{ kg-m}$
 $As = \frac{M \text{ max.}}{\phi * f_y * (d - a/2)}$ $As = 1.45$
 $a = 0.860$
 $M (+) = 908 \text{ kg-m}$
 $As (s) = 1.45 \text{ cm}^2$

Consideramos: $As \text{ mínimo} = 0.41 \text{ cm}^2$
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ $a = 0.8526$

USAR:

Elección	3/8
As Coloc. (cm2)	2.00
Resultado	Correcto

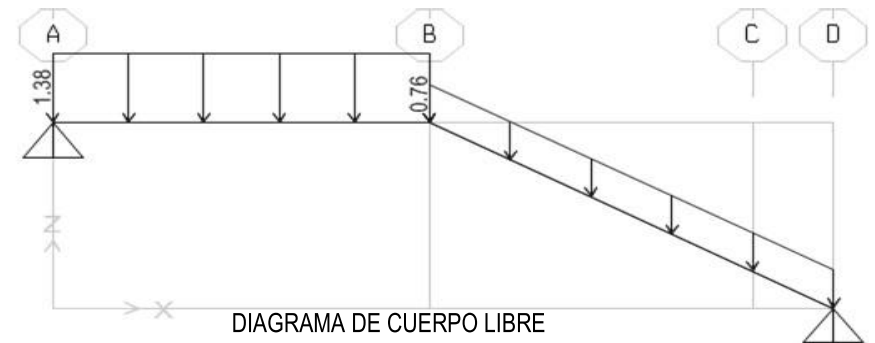
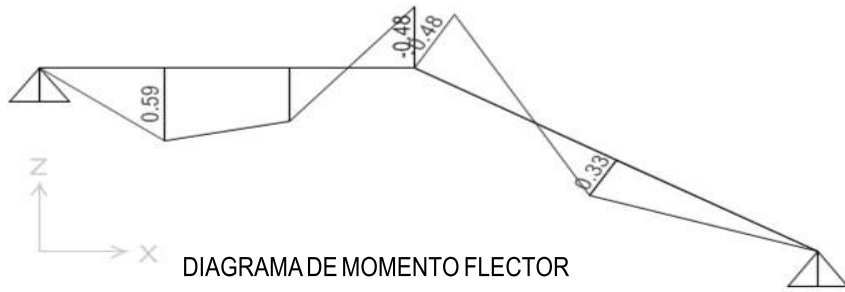
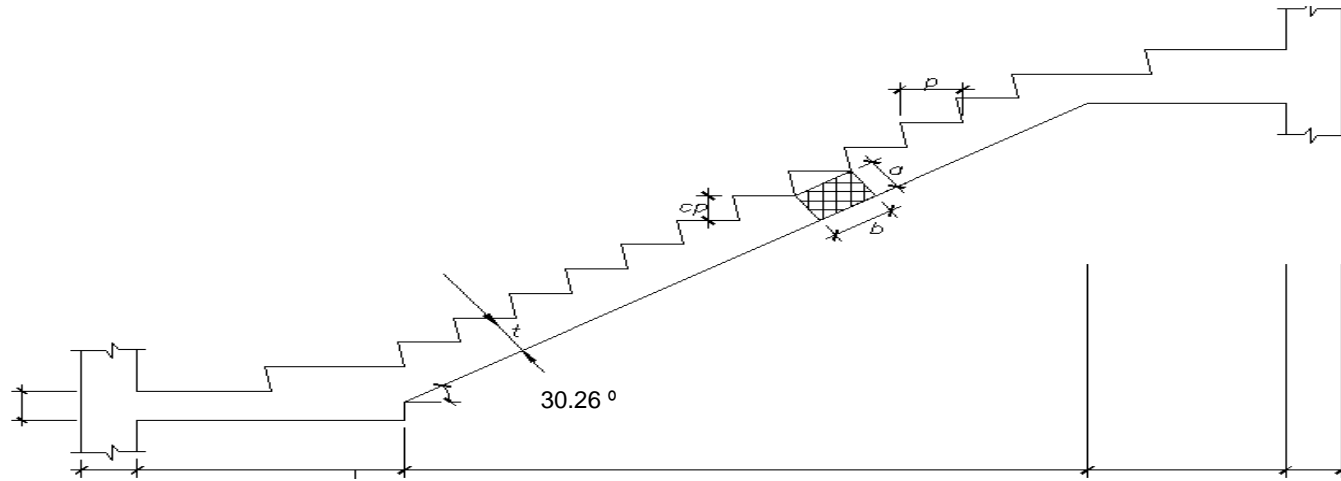
8.19. Diseño de escaleras

Tabla 34. Datos generales del diseño de escaleras

DATOS GENERALES		NOMENCLATURA				
Resistencia Concreto (f'c)	210 kg/cm ²		Denominación	E1	Tramo	1
Altura de Contra paso (Cp)	0.175 m					
Ancho de Pasos (P)	0.300 m	Predimensionamiento		Sobrecarga (s/c)		0.40 Tn/m ²
Luz Libre	2.900 m	Luz de análisis	2.900 m	Peso de Piso terminado		0.12 Tn/m ²
Luz a ejes	2.965 m	L/ 25	0.12 m	Peralte Efectivo (d)		0.120 m
Ancho de Escalera	1.000 m	a = 0.150 m				
Espesor de Garganta (t)	0.150 m	b = 0.347 m				
Metrados de Carga						

TRAMO INCLINADO	
Peso Propio	0.63 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.75 Tn/m
Carga Viva	0.40 Tn/m
DESCANSO	
Peso Propio	0.36 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.48 Tn/m
Carga Viva	0.40 Tn/m
CARGAS DE DISEÑO	
Wu (Tramo Inclinado)	1.73 Tn/m
Wu (Descansos)	1.35 Tn/m
Ponderado de cargas (Wu)	1.58 Tn/m

Figura 50. Diseño de escalera



MOMENTO NEGATIVO

Mu =	0.55 T ₀ -m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim. =	3.0 cm

As = Mu/(φfy*0.9*d) =	1.35 cm ²	a =	0.30 cm
As = Mu/(φfy*(d - a/2)) =	1.23 cm ²	= A _s * fy/(0.85*f _c *b) =	0.30 cm
ρ min =	0.0018		
ρ max =	0.0159		
As mínimo =	2.70 cm ²		
As =	2.70 cm ²	CORRECTO	

VARILLA	N° VAR INICIAL	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR FINAL	S	COND
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK
Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK

As colocada =	2.84 cm ²	Mrest = 1.27 T ₀ -m	CONFORME
---------------	----------------------	--------------------------------	----------

MOMENTO POSITIVO

Mu =	0.60 T ₀ -m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim. =	3.0 cm

As = Mu/(φfy*0.9*d) =	1.47 cm ²	a =	0.30 cm
As = Mu/(φfy*(d - a/2)) =	1.34 cm ²	= A _s * fy/(0.85*f _c *b) =	0.30 cm
ρ min =	0.0018		
ρ max =	0.0159		
As mínimo =	2.70 cm ²		
As =	2.70 cm ²	CORRECTO	

VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR	S	COND
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	3	@ 47 cm	FALSO
Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	2	@ 94 cm	FALSO

As colocada =	2.84 cm ²	Mrest = 1.27 T ₀ -m	CONFORME
---------------	----------------------	--------------------------------	----------

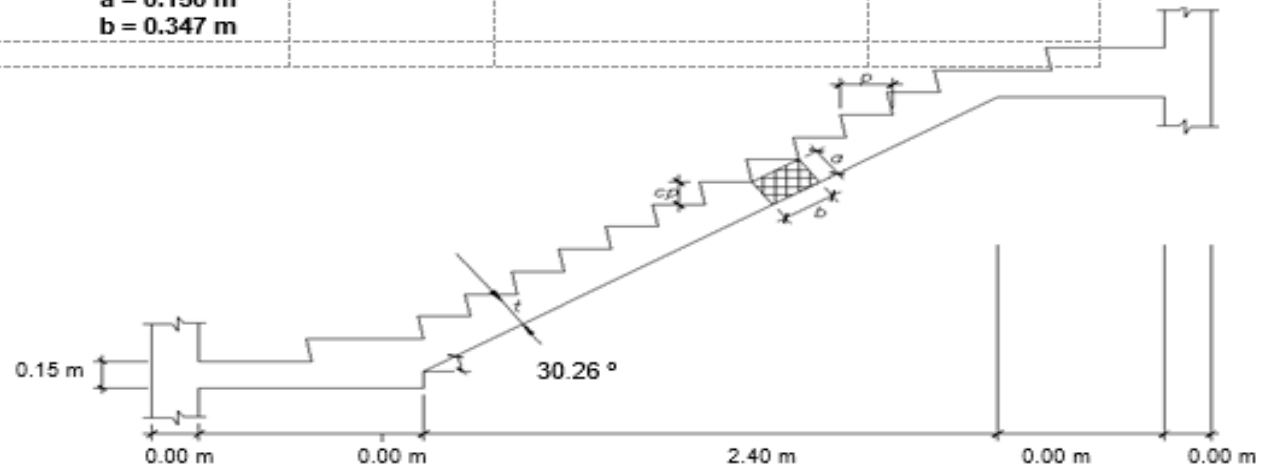
AS DE REPARTICION

AS =	2.70 cm ²		
VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm

RESUMEN		
As Negativo	Ø 3/8"	25 cm
As Positivo	Ø 3/8"	20 cm
As Repartición	Ø 3/8"	25 cm

DATOS GENERALES			NOMENCLATURA			
Resistencia Concreto (f_c)	210 kg/cm ²		Denominación	E1	Tramo	2
Altura de Contra paso (Cp)	0.175 m					
Ancho de Pasos (P)	0.300 m	Predimensionamiento		Sobrecarga (s/c)	0.40 Tn/m ²	
Luz Libre	2.400 m	Luz de análisis	2.400 m	Peso de Piso terminado	0.12 Tn/m ²	
Luz a ejes	2.400 m	L/25	0.10 m	Peralte Efectivo (d)	0.120 m	
Ancho de Escalera	1.000 m	a = 0.150 m				
Espesor de Garganta (t)	0.150 m	b = 0.347 m				
Metrados de Carga						

TRAMO INCLINADO	
Peso Propio	0.63 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.75 Tn/m
Carga Viva	0.40 Tn/m
DESCANSO	
Peso Propio	0.36 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.48 Tn/m
Carga Viva	0.40 Tn/m
CARGAS DE DISEÑO	
W _u (Tramo Inclinado)	1.73 Tn/m
W _u (Descansos)	1.35 Tn/m
Ponderado de cargas (W _u)	1.73 Tn/m

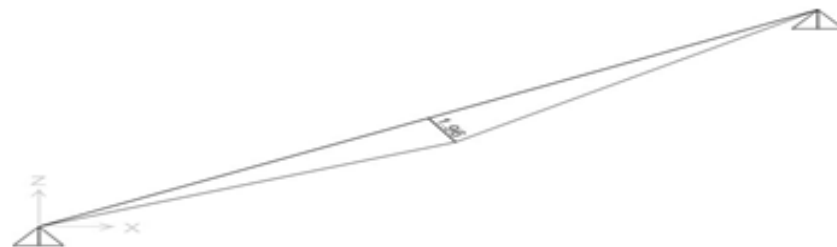


ANALISIS ESTRUCTURAL

$$M(-) = WL^2/24$$

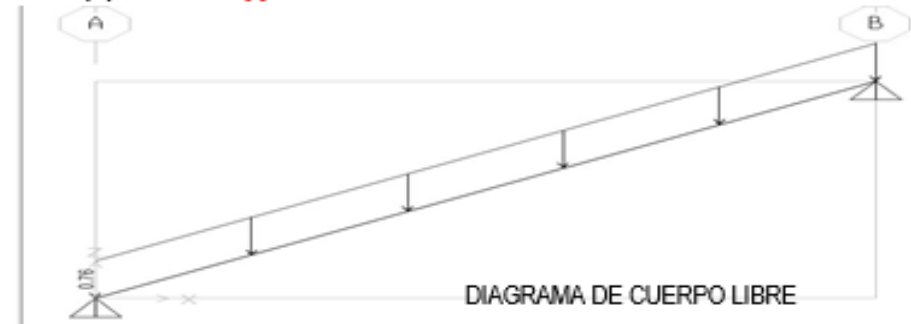
$$0.42 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



$$M(+) = 2.00 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE



MOMENTO NEGATIVO

Mu =	0.42 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
fc =	210 kg/cm2
Recubrim.	3.0 cm

$$As = Mu / (\phi f_y * 0.9 * d) = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$As = Mu / (\phi f_y * (d - a/2)) = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$= A_s * f_y / (0.85 * f_c * b) = 0.20 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ CORRECTO}$$

VARILLA	N° VAR INICIAL	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR FINAL	S	COND
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK
Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK

$$As \text{ colocada} = 2.84 \text{ cm}^2 \quad M_{rest} = 1.28 \text{ Tn-m} \quad \text{CONFORME}$$

MOMENTO POSITIVO

Mu =	2.00 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
fc =	210 kg/cm2
Recubrim.	3.0 cm

$$As = Mu / (\phi f_y * 0.9 * d) = 4.90 \text{ cm}^2$$

$$As = Mu / (\phi f_y * (d - a/2)) = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$= A_s * f_y / (0.85 * f_c * b) = 1.10 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.64 \text{ cm}^2 \text{ CORRECTO}$$

VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR	S	COND
USAR Ø 3/8"	7	@ 16 cm	@ 40 cm	OK	6	@ 19 cm	OK
Ø 1/2"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
Ø 5/8"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	2	@ 94 cm	FALSO

$$As \text{ colocada} = 5.16 \text{ cm}^2 \quad M_{rest} = 2.23 \text{ Tn-m} \quad \text{CONFORME}$$

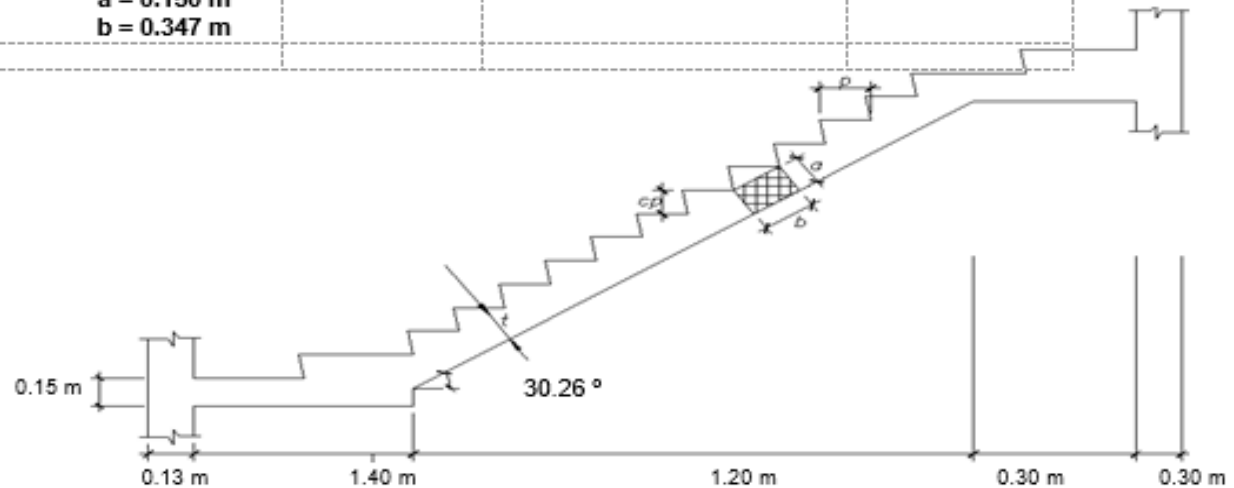
AS DE REPARTICION

AS = 2.70 cm ²			
VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm

RESUMEN		
As Negativo	Ø 3/8"	30 cm
As Positivo	Ø 1/2"	30 cm
As Reparticion	Ø 3/8"	30 cm

DATOS GENERALES		NOMENCLATURA			
Resistencia Concreto (f_c)	210 kg/cm ²	Denominación	E1	Tramo	3
Altura de Contra paso (Cp)	0.175 m	Predimensionamiento	Sobrecarga (s/c)		0.40 T _p /m ²
Ancho de Pasos (P)	0.300 m		Peso de Piso terminado		0.12 T _p /m ²
Luz Libre	2.900 m	Luz de análisis	2.900 m	Peralte Efectivo (d)	
Luz a ejes	3.115 m	L/ 25	0.12 m		
Ancho de Escalera	1.000 m	a = 0.150 m			
Espesor de Garganta (t)	0.150 m	b = 0.347 m			
Metrados de Carga					

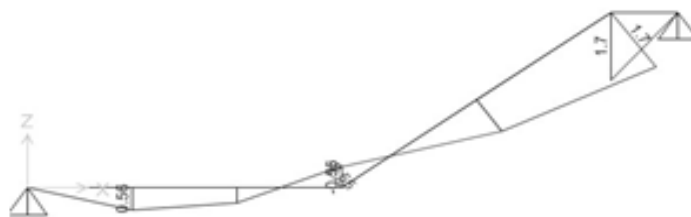
TRAMO INCLINADO	
Peso Propio	0.63 T _p /m
Piso terminado	0.12 T _p /m
Carga Muerta	0.75 T _p /m
Carga Viva	0.40 T _p /m
DESCANSO	
Peso Propio	0.36 T _p /m
Piso terminado	0.12 T _p /m
Carga Muerta	0.48 T _p /m
Carga Viva	0.40 T _p /m
CARGAS DE DISEÑO	
W _u (Tramo Inclinado)	1.73 T _p /m
W _u (Descansos)	1.35 T _p /m
Ponderado de cargas (W _u)	1.61 T _p /m



ANALISIS ESTRUCTURAL

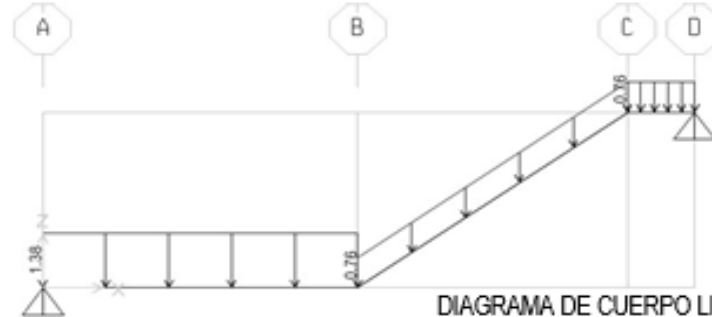
$M(-) = WL^2/24$ 0.56 T_p-m

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



$M(+) = 1.70 T_0$ -m

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE



MOMENTO NEGATIVO

Mu =	0.56 T ₀ -m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim.	3.0 cm

$$As = Mu / (\phi f_y * 0.9 * d) = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$As = Mu / (\phi f_y * (d - a/2)) = 1.26 \text{ cm}^2 = A_s \cdot f_y / (0.85 * f_c * b) = 0.30 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} = 2.70 \text{ cm}^2$$

As =	2.70 cm ²	CORRECTO
------	----------------------	----------

USAR	VARILLA	N° VAR INICIAL	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR FINAL	S	COND
	Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
	Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK
	Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK

As colocada =	2.84 cm ²	M _{rest} = 1.27 T ₀ -m	CONFORME
---------------	----------------------	--	----------

MOMENTO POSITIVO

Mu =	1.70 T ₀ -m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim.	3.0 cm

$$As = Mu / (\phi f_y * 0.9 * d) = 4.16 \text{ cm}^2$$

$$As = Mu / (\phi f_y * (d - a/2)) = 3.91 \text{ cm}^2 = A_s \cdot f_y / (0.85 * f_c * b) = 0.90 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} = 2.70 \text{ cm}^2$$

As =	3.91 cm ²	CORRECTO
------	----------------------	----------

USAR	VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR	S	COND
	Ø 3/8"	6	@ 19 cm	@ 40 cm	OK	6	@ 19 cm	OK
	Ø 1/2"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
	Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	2	@ 94 cm	FALSO

As colocada =	5.16 cm ²	M _{rest} = 2.25 T ₀ -m	CONFORME
---------------	----------------------	--	----------

AS DE REPARTICION

$$As = 2.70 \text{ cm}^2$$

USAR	VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX
	Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm
	Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm

RESUMEN		
As Negativo	Ø 3/8"	30 cm
As Positivo	Ø 1/2"	30 cm
As Repartición	Ø 3/8"	30 cm

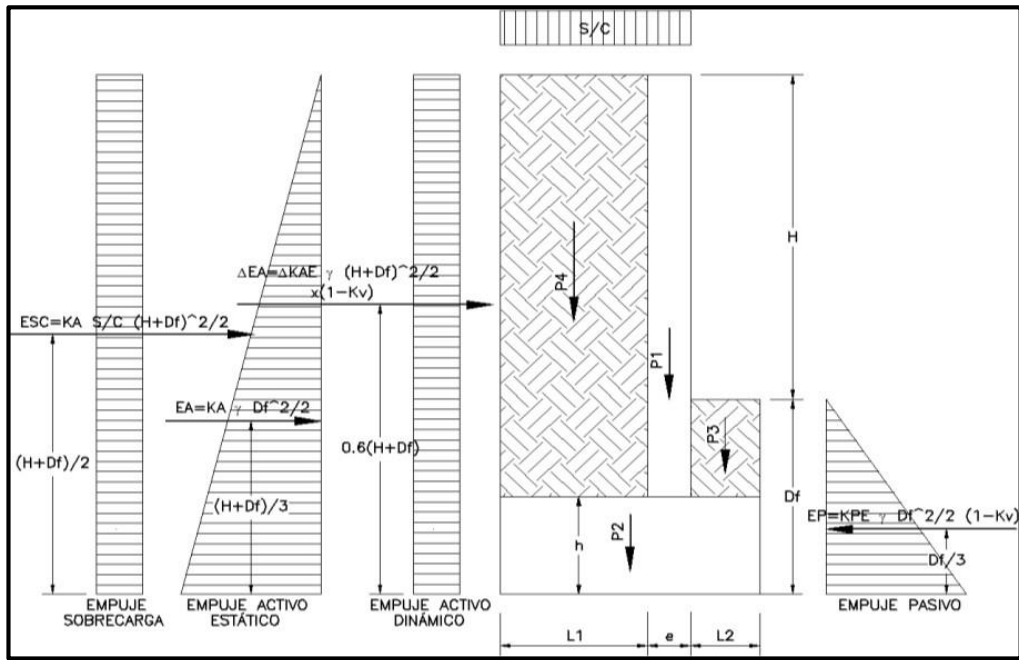
8.20. Diseño de muro de contención

MURO:	MC 4 - TRAMO 0+009.387 AL 0+015.676		Fecha:	ago-20
	SECCION D-D			
Características del Terreno				
σ terreno =	1.00 kg/cm ²	Esfuerzo del terreno		
μ =	0.6	Coefficiente de fricción	Característica de Relleno	
γ =	2000 Kg/m ³	Peso específico del terreno	Hrelleno	30 cm
ϕ =	34 °	Ángulo de fricción del terreno		
θ =	14.83 °	atan(kh/(1-kv))		
δ =	17.0 °	Ángulo de fricción entre terreno y muro		
kh =	0.225	Coefficiente de aceleración horizontal	Z = 0.45	
kv =	0.150	Coefficiente de aceleración vertical	U = 1.50	
i =	0 °	Pendiente del relleno	S = 1.10	
β =	0 °	Pendiente de pantalla con la vertical		
Cs =	0.371	Coefficiente Sísmico para Cerco		

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

KA =	0.256	Coefficiente de empuje activo = KAE ($\theta=0$)
KAE (1-kv) =	0.385	Coefficiente de empuje activo sísmico
Δ KAE =	0.129	KAE (1-kv) - KA

KPE =	5.32	Coefficiente de empuje pasivo sísmico		
KP =	6.77	Coefficiente de empuje pasivo sísmico = KPE ($\theta=0$)		
Características del Muro				
s/c	Sobrecarga =	400 kg/m ² = γ heq ,donde heq=1.62m para Altura=1.75m		
Sm	Sobremuro Borde libre =	20 cm		
H	Desnivel (Interior vs Exterior)=	105 cm		
e	Ancho de pantalla abajo =	15 cm		
L2	Longitud de punta (Inf.)=	0 cm	→→→→	Exterior Interior
L1	Longitud de talón (Sup.) =	105 cm	→	
h	Peralte de cimiento =	30 cm	→→→→ →	
Df	Prof.Cimentacion =	70 cm	→→→→	Es Empuje Activo?? NO
Df'	Altura de empuje activo =	175 cm	→	
H+Df-h	Altura de pantalla =	165 cm		
L1+L2+e	Ancho total cimiento =	120 cm		
Hcerco	Altura cerco sobre muro =	0 cm		
wcerco	Peso promedio cerco =	0 kg/m ²		
ecerco	Espesor de cerco =	0 cm		



8.20.1. MURO: MC 4 - TRAMO 0+009.387 AL 0+015.676 / SECCIÓN

D-D

(1) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + cargas vivas + empuje

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	594	45	Pantalla	112.5	594	668
Cimiento	60.0	864	518	Cimiento	60.0	864	518
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	120.0	0	0
Tierra talón	67.5	3045	2055	Tierra talón	52.5	3045	1599
Cerco	0.0	0	0	Cerco	120.0	0	0
	Σ	4503	2618		Σ	4503	2785

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	785	58.3	458	EA (Activo)	126	23.3	29
EP (Pasivo)	3316	23.3	774	EP (Pasivo)	20725	58.3	12090
ESC (s/c)	180	87.5	157	ESC (s/c)	72	35.0	25

Mvolc =	615 kg.m	Vact =	965 kg	Mvolc =	54 kg.m	Vact =	197 kg
Mestab =	3392 kg.m	Vres =	3316 kg	Mestab =	14875 kg.m	Vres =	20725 kg
FSvolt =	5.51	FSdesl =	3.44	FSvolt =	273.19	FSdesl =	104.96

Mtot =	2777 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	14821 kg.m
Ptot =	4503 kg	Peso total	Ptot =	4503 kg
e =	1.7 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata	e =	0.0 cm
σ punta =	0.41 kg/cm ²	σ adm= 1.00 kg/cm ²	σ punta =	0.38 kg/cm ²
σ talón =	0.34 kg/cm ²	σ adm = 1.00 kg/cm ²	σ talón =	0.38 kg/cm ²
Bef =	120.0 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	120.0 cm
FSvolt =	5.51 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	273.19 OK
FSdes = o t máx =	3.44 OK 0.41 kg/cm²	FSdes adm= 1.25	FSdes = o t máx =	104.96 OK 0.38 kg/cm²

(2) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + empuje sísmico

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	594	45	Pantalla	112.5	594	668
Cimiento	60.0	864	518	Cimiento	60.0	864	518
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	120.0	0	0
Tierra talón	67.5	3045	2055	Tierra talón	52.5	3045	1599
Sobrecarga	67.5	420	0	Sobrecarga	52.5	420	0
Cerco	0.0	0	0	Cerco	120.0	0	0
	Σ	4923	2618		Σ	4923	2785

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	785	58.3	458	EA (Activo)	126	23.3	29
Δ EA (Sismo)	394	105.0	414	Δ EA (Sismo)	63	42.0	27
Sismo P1	134	112.5	150	Sismo P1	134	112.5	150
Sismo P2	194	15.0	29	Sismo P2	194	15.0	29
EP (Pasivo)	2215	23.3	517	EP (Pasivo)	13845	58.3	8076
ESC (s/c)	180	87.5	157	ESC (s/c)	72	35.0	25
Sismo Cerco	0	195.0	0	Sismo Cerco	0	195.0	0

Mvolc =	1209 kg.m	Vact =	1687 kg	Mvolc =	260 kg.m	Vact =	589 kg
Mestab =	3135 kg.m	Vres =	2215 kg	Mestab =	10861 kg.m	Vres =	13845 kg
FSvolt =	2.59	FSdesl =	1.31	FSvolt =	41.70	FSdesl =	23.52

8.20.2. MC 4 - TRAMO 0+009.387 AL 0+015.676 SECCIÓN D-D

Mtot =	1926 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	10601 kg.m
Ptot =	4923 kg	Peso total	Ptot =	4923 kg
e =	20.9 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata > 0	e =	0.0 cm
σ punta =	0.84 kg/cm ²	σ adm= 1.30 kg/cm ²	σ punta =	0.41 kg/cm ²
σ talón =	0.00 kg/cm ²	σ adm = 1.30 kg/cm ²	σ talón =	0.41 kg/cm ²
Bef =	117.4 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	117.4 cm
FSvolt =	2.59 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	41.70 OK
FSdes = o t máx =	1.31 OK 0.84 kg/cm²	FSdes adm= 1.25 ←←← Con Sismo →→→	FSdes = o t máx =	23.52 OK 0.41 kg/cm²

Diseño de elementos estructurales

Amplif. (1) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Estática
Amplif. (2) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Sísmica
f'c =	210 kg/cm²	Resistencia característica del concreto
<u>Diseño de la pantalla:</u>		
d =	10 cm	Peralte efectivo de la pantalla
Mu (est) =	626 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	1214 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu (dis) =	1214 kg.m	Momento último de diseño
ρ =	0.0033	Cuantía de acero calculada
As =	3.34 cm ²	Área de acero calculada
ρ usar =	0.0033	Cuantía de acero usada
As =	3.34 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Vertical	3/8" @ 0.200	
Usar As Horizontal	3/8" @ 0.340	
Vu (est) =	1475 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu (sis) =	2298 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
ϕ Vc =	6528 kg	Fuerza cortante resistente
<u>Diseño del talón:</u>		
d =	20 cm	Peralte efectivo del talón
Mu (est) =	1971 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	773 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu- (dis) =	1971 kg.m	Momento último de diseño (tracc.sup.)
ρ =	0.0013	Cuantía de acero calculada (Sup.)
As =	2.65 cm ²	Área de acero calculada (Sup.)
Mu+ (dis) =	0.00 kg.m	Momento último de diseño (tracc.inf.)
ρ =	0.00	Cuantía de acero calculada (Inf.)
As =	0.00 cm ²	Área de acero calculada (Inf.)
ρ usar =	0.0018	Cuantía de acero usada
As =	5.40 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Transversal	1/2" @ 0.235	
Usar As Longitudinal	1/2" @ 0.235	
Vu (est) =	3915 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu a d(est)=	-3054 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. estática)
Vu (sis) =	3666 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
Vu a d(sis)=	-1865 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. sísmica)
ϕ Vc =	13057 kg	Fuerza cortante resistente

8.20.3. MC 3 - TRAMO 0+006.821 AL 0+009.387 SECCIÓN C-C

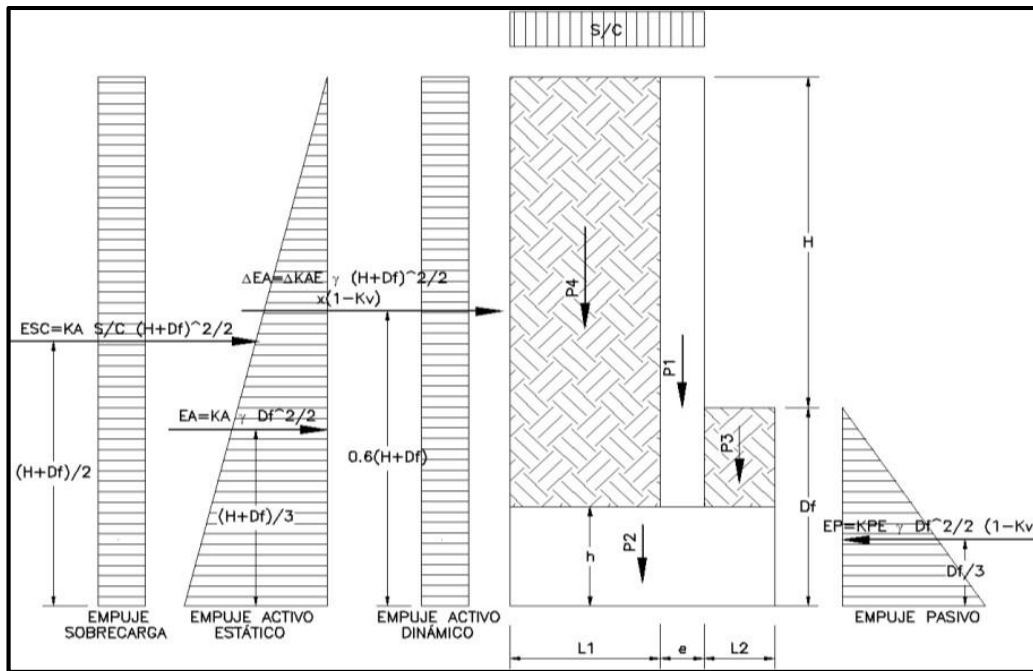
MURO:	MC 3 - TRAMO 0+006.821 AL 0+009.387 SECCION C-C		Fecha:	ago-20
Características del Terreno				
σ terreno =	1.00 kg/cm ²	Esfuerzo del terreno		
μ =	0.6	Coefficiente de fricción	Característica de Relleno	
γ =	1800 Kg/m ³	Peso específico del terreno	Hrelleno	30 cm
ϕ =	34 °	Ángulo de fricción del terreno atan(kh/(1-kv))		
θ =	14.83 °	Ángulo de fricción entre terreno y muro		
δ =	17.0 °			
kh =	0.225	Coefficiente de aceleración horizontal	Z = 0.45	
k _v =	0.150	Coefficiente de aceleración vertical	U = 1.5	
i =	0 °	Pendiente del relleno	S = 1.10	
β =	0 °	Pendiente de pantalla con la vertical		
C _s =	0.371	Coefficiente Sísmico para Cerco		

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KA =	0.256	Coefficiente de empuje activo = KAE ($\theta=0$)
KAE (1-kv) =	0.385	Coefficiente de empuje activo sísmico
Δ KAE =	0.129	KAE (1-kv) - KA

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KPE =	5.32	Coefficiente de empuje pasivo sísmico		
KP =	6.77	Coefficiente de empuje pasivo sísmico = KPE ($\theta=0$)		
Características del Muro				
s/c	Sobrecarga =	400 kg/m ² = γ heq, donde heq=1.67m para Altura=1.60m		
Sm	Sobremuro Borde libre =	20 cm		
H	Desnivel (Interior vs Exterior)=	90 cm		
e	Ancho de pantalla abajo =	15 cm		
L2	Longitud de punta (Inf.)=	0 cm	→→→→	Exterior Interior
L1	Longitud de talón (Sup.) =	90 cm	→→→→	
h	Peralte de cimiento =	35 cm		
Df	Prof. Cimentación =	70 cm	→→→→	Es Empuje Activo?? NO
Df'	Altura de empuje activo =	160 cm		
H+Df-h	Altura de pantalla =	145 cm		
L1+L2+e	Ancho total cimiento =	105 cm		
Hcerco	Altura cerco sobre muro =	0 cm		
wcerco	Peso promedio cerco =	0 kg/m ²		
ecerco	Espesor de cerco =	0 cm		



8.20.4. MC 3 - TRAMO 0+006.821 AL 0+009.387 SECCIÓN C-C

(1) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + cargas vivas + empuje

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	522	39	Pantalla	97.5	522	509
Cimiento	52.5	882	463	Cimiento	52.5	882	463
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	105.0	0	0
Tierra talón	60.0	2025	1215	Tierra talón	45.0	2025	911
Cerco	0.0	0	0	Cerco	105.0	0	0
	Σ	3429	1717		Σ	3429	1883

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	591	53.3	315	EA (Activo)	113	23.3	26
EP (Pasivo)	2984	23.3	696	EP (Pasivo)	15592	53.3	8316
ESC (s/c)	164	80.0	131	ESC (s/c)	72	35.0	25

Mvolc =	446	kg.m	Vact =	755	kg	Mvolc =	52	kg.m	Vact =	185	kg
Mestab =	2414	kg.m	Vres =	2984	kg	Mestab =	10199	kg.m	Vres =	15592	kg
FSvolt =	5.41		FSdesl =	3.95		FSvolt =	197.97		FSdesl =	84.33	

Mtot =	1967 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	10148 kg.m
Ptot =	3429 kg	Peso total	Ptot =	3429 kg
e =	4.9 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata	e =	0.0 cm
σ punta =	0.42 kg/cm ²	σ adm= 1.00 kg/cm ²	σ punta =	0.33 kg/cm ²
σ talón =	0.24 kg/cm ²	σ adm = 1.00 kg/cm ²	σ talón =	0.33 kg/cm ²
Bef =	105.0 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	105.0 cm
FSvolt =	5.41 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	197.97 OK
FSdes = o t máx =	3.95 OK 0.42 kg/cm²	FSdes adm= 1.25	FSdes = o t máx =	84.33 OK 0.33 kg/cm²

(2) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + empuje sísmico

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	522	39	Pantalla	97.5	522	509
Cimiento	52.5	882	463	Cimiento	52.5	882	463
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	105.0	0	0
Tierra talón	60.0	2025	1215	Tierra talón	45.0	2025	911
Sobrecarga	60.0	360	0	Sobrecarga	45.0	360	0
Cerco	0.0	0	0	Cerco	105.0	0	0
	Σ	3789	1717		Σ	3789	1883

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	591	53.3	315	EA (Activo)	113	23.3	26
Δ EA (Sismo)	297	96.0	285	Δ EA (Sismo)	57	42.0	24
Sismo P1	117	107.5	126	Sismo P1	117	107.5	126
Sismo P2	198	17.5	35	Sismo P2	198	17.5	35
EP (Pasivo)	1994	23.3	465	EP (Pasivo)	10416	53.3	5555
ESC (s/c)	164	80.0	131	ESC (s/c)	72	35.0	25
Sismo Cerco	0	180.0	0	Sismo Cerco	0	180.0	0

Mvolc =	892 kg.m	Vact =	1368 kg	Mvolc =	236 kg.m	Vact =	558 kg
Mestab =	2182 kg.m	Vres =	1994 kg	Mestab =	7438 kg.m	Vres =	10416 kg
FSvolt =	2.45	FSdesl =	1.46	FSvolt =	31.47	FSdesl =	18.68

8.20.5. MC 3 - TRAMO 0+006.821 AL 0+009.387 SECCIÓN C-C

Mtot =	1290 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	7202 kg.m
Ptot =	3789 kg	Peso total	Ptot =	3789 kg
e =	18.5 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata > 0	e =	0.0 cm
σ punta =	0.74 kg/cm ²	σ adm= 1.30 kg/cm ²	σ punta =	0.36 kg/cm ²
σ talón =	0.00 kg/cm ²	σ adm = 1.30 kg/cm ²	σ talón =	0.36 kg/cm ²
Bef =	102.1 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	102.1 cm
FSvolt =	2.45 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	31.47 OK
FSdes = o t máx =	1.46 OK 0.74 kg/cm²	FSdes adm= 1.25 ←←← Con Sismo →→→	FSdes = o t máx =	18.68 OK 0.36 kg/cm²

Diseño de elementos estructurales

Amplif. (1) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Estática
Amplif. (2) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Sísmica
f'c =	210 kg/cm²	Resistencia característica del concreto
Diseño de la pantalla:		
d =	10 cm	Peralte efectivo de la pantalla
Mu (est) =	392 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	767 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu (dis) =	767 kg.m	Momento último de diseño
ρ =	0.0021	Cuantía de acero calculada
As =	2.08 cm ²	Área de acero calculada
ρ usar =	0.0021	Cuantía de acero usada
As =	2.08 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Vertical	3/8" @ 0.340	
Usar As Horizontal	3/8" @ 0.340	
Vu (est) =	1078 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu (sis) =	1692 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
ϕ Vc =	6528 kg	Fuerza cortante resistente
Diseño del talón:		
d =	25 cm	Peralte efectivo del talón
Mu (est) =	970 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	366 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu- (dis) =	970 kg.m	Momento último de diseño (tracc.sup.)
ρ =	0.0004	Cuantía de acero calculada (Sup.)
As =	1.03 cm ²	Área de acero calculada (Sup.)
Mu+ (dis) =	970.06 kg.m	Momento último de diseño (tracc.inf.)
ρ =	0.00	Cuantía de acero calculada (Inf.)
As =	1.03 cm ²	Área de acero calculada (Inf.)
ρ usar =	0.0018	Cuantía de acero usada
As =	6.30 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Transversal	1/2" @ 0.200	
Usar As Longitudinal	1/2" @ 0.200	
Vu (est) =	2549 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu a d(est)=	-1534 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. estática)
Vu (sis) =	2450 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
Vu a d(sis)=	-670 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. sísmica)
ϕ Vc =	16321 kg	Fuerza cortante resistente

8.20.6. MC 2 - TRAMO 0+004.245 AL 0+006.821 SECCIÓN B-B

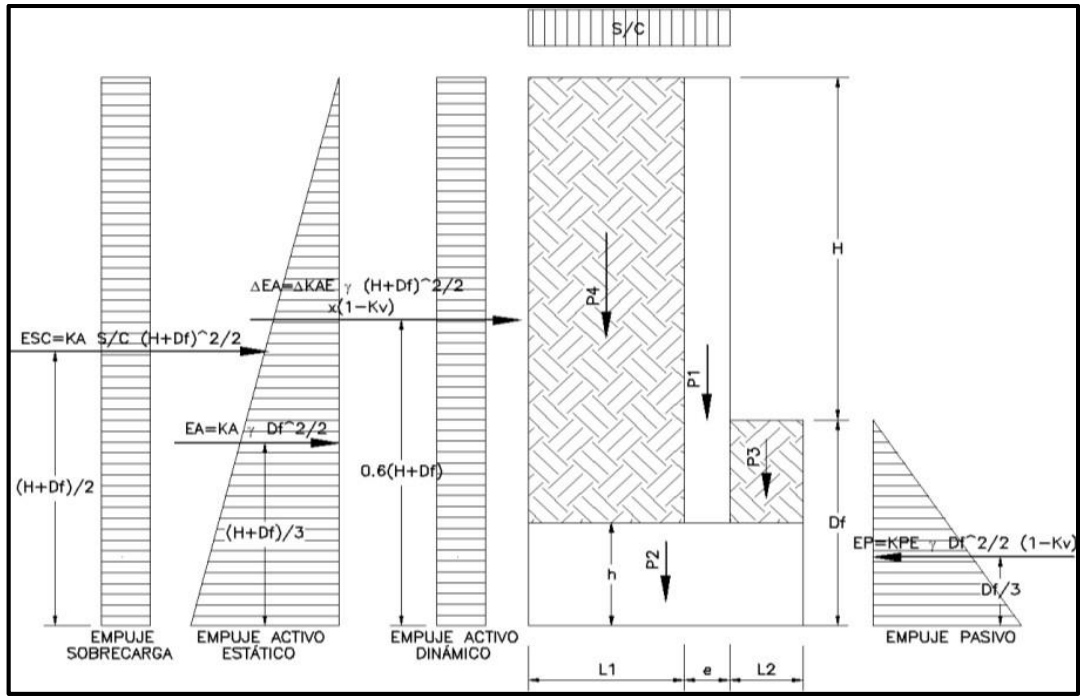
MURO:		MC 2 - TRAMO 0+004.245 AL 0+006.821 SECCION B-B	
Características del Terreno			
σ terreno =	1.00 kg/cm ²	Esfuerzo del terreno	
μ =	0.6	Coefficiente de fricción	Característica de Relleno
γ =	1800	Peso específico del terreno	Hrelleno 30 cm
φ =	Kg/m ³	Ángulo de fricción del terreno	
θ =	34 °	atan(kh/(1-kv))	
δ =	14.83 °	Ángulo de fricción entre terreno y muro	
	17.0 °		
kh =	0.225	Coefficiente de aceleración horizontal	Z = 0.45
kv =	0.150	Coefficiente de aceleración vertical	U= 1.5
i =	0 °	Pendiente del relleno	S= 1.10
β =	0 °	Pendiente de pantalla con la vertical	
Cs =	0.371	Coefficiente Sísmico para Cerco	

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KA =	0.256	Coefficiente de empuje activo = KAE (θ=0)
KAE (1-kv) =	0.385	Coefficiente de empuje activo sísmico
ΔKAE =	0.129	KAE (1-kv) - KA

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KPE =	5.32	Coefficiente de empuje pasivo sísmico	
KP =	6.77	Coefficiente de empuje pasivo sísmico = KPE (θ=0)	
Características del Muro			
s/c	Sobrecarga =	400 kg/m ² = γ heq , donde heq=1.70m para Altura=1.30m	
Sm	Sobremuro Borde libre =	20 cm	
H	Desnivel (Interior vs Exterior)=	60 cm	
e	Ancho de pantalla abajo =	15 cm	
L2	Longitud de punta (Inf.)=	0 cm	→→→ Exterior
L1	Longitud de talón (Sup.) =	65 cm	→ Interior
h	Peralte de cimiento =	35 cm	→→→
			→
Df	Prof.Cimentacion =	70 cm	→→→
Df'	Altura de empuje activo =	130 cm	→
H+Df-h	Altura de pantalla =	115 cm	
L1+L2+e	Ancho total cimiento =	80 cm	
Hcerco	Altura cerco sobre muro =	0 cm	
wcerco	Peso promedio cerco =	0 kg/m ²	
ecerco	Espesor de cerco =	0 cm	



8.20.7. MC 2 - TRAMO 0+004.245 AL 0+006.821 SECCIÓN B-B

(1) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + cargas vivas + empuje

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	414	31	Pantalla	72.5	414	300
Cimiento	40.0	672	269	Cimiento	40.0	672	269
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	80.0	0	0
Tierra talón	47.5	1112	528	Tierra talón	32.5	1112	361
Cerco	0.0	0	0	Cerco	80.0	0	0
	Σ	2198	828		Σ	2198	930

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	390	43.3	169	EA (Activo)	113	23.3	26
EP (Pasivo)	2984	23.3	696	EP (Pasivo)	10293	43.3	4460
ESC (s/c)	133	65.0	87	ESC (s/c)	72	35.0	25

Mvolc =	256 kg.m	Vact =	523 kg	Mvolc =	52 kg.m	Vact =	185 kg
Mestab =	1524 kg.m	Vres =	2984 kg	Mestab =	5391 kg.m	Vres =	10293 kg
FSvolt =	5.96	FSdesl =	5.70	FSvolt =	104.63	FSdesl =	55.67

Mtot =	1268 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	5339 kg.m
Ptot =	2198 kg	Peso total	Ptot =	2198 kg
e =	17.7 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata	e =	0.0 cm
σ punta =	0.66 kg/cm ²	σ adm= 1.00 kg/cm ²	σ punta =	0.27 kg/cm ²
σ talón =	0.00 kg/cm ²	σ adm = 1.00 kg/cm ²	σ talón =	0.27 kg/cm ²
Bef =	66.8 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	80.0 cm
FSvolt =	5.96 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	104.63 OK
FSdes = o t máx =	5.70 OK 0.66 kg/cm²	FSdes adm= 1.25	FSdes = o t máx =	55.67 OK 0.27 kg/cm²

(2) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + empuje sísmico

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	414	31	Pantalla	72.5	414	300
Cimiento	40.0	672	269	Cimiento	40.0	672	269
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	80.0	0	0
Tierra talón	47.5	1111.5	528	Tierra talón	32.5	1111.5	361
Sobrecarga	47.5	260	0	Sobrecarga	32.5	260	0
Cerco	0.0	0	0	Cerco	80.0	0	0
	Σ	2458	828		Σ	2458	930

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	390	43.3	169	EA (Activo)	113	23.3	26
Δ EA (Sismo)	196	78.0	153	Δ EA (Sismo)	57	42.0	24
Sismo P1	93	92.5	86	Sismo P1	93	92.5	86
Sismo P2	151	17.5	26	Sismo P2	151	17.5	26
EP (Pasivo)	1994	23.3	465	EP (Pasivo)	6876	43.3	2980
ESC (s/c)	133	65.0	87	ESC (s/c)	72	35.0	25
Sismo Cerco	0	150.0	0	Sismo Cerco	0	150.0	0

Mvolc =	521 kg.m	Vact =	964 kg	Mvolc =	188 kg.m	Vact =	486 kg
Mestab =	1293 kg.m	Vres =	1994 kg	Mestab =	3910 kg.m	Vres =	6876 kg
FSvolt =	2.48	FSdesl =	2.07	FSvolt =	20.80	FSdesl =	14.15

8.20.8. MC 2 - TRAMO 0+004.245 AL 0+006.821 SECCIÓN B-B

Mtot =	772 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	3722 kg.m
Ptot =	2458 kg	Peso total	Ptot =	2458 kg
e =	8.6 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata > 0	e =	0.0 cm
σ punta =	0.51 kg/cm ²	σ adm= 1.30 kg/cm ²	σ punta =	0.31 kg/cm ²
σ talón =	0.11 kg/cm ²	σ adm = 1.30 kg/cm ²	σ talón =	0.31 kg/cm ²
Bef =	80.0 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	80.0 cm
FSvolt =	2.48 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	20.80 OK
FSdes = o t máx =	2.07 OK 0.51 kg/cm²	FSdes adm= 1.25 ←←← Con Sismo →→→	FSdes = o t máx =	14.15 OK 0.31 kg/cm²

Diseño de los elementos estructurales

Amplif. (1) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Estática
Amplif. (2) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Sísmica
f'c =	210 kg/cm²	Resistencia característica del concreto

Diseño de pantalla

d =	10 cm	Peralte efectivo de la pantalla
Mu (est) =	191 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	383 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu (dis) =	383 kg.m	Momento último de diseño
ρ =	0.0010	Cuantía de acero calculada
As =	1.03 cm ²	Área de acero calculada
ρ usar =	0.0015	Cuantía de acero usada
As =	2.25 cm ²	Área de acero calculada

Usar As Vertical	3/8" @ 0.300
Usar As Horizontal	3/8" @ 0.340

Vu (est) =	719 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu (sis) =	1138 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
ϕVc =	6528 kg	Fuerza cortante resistente
<u>Diseño del talón:</u>		
d =	25 cm	Peralte efectivo del talón
Mu (est) =	-136 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	251 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu- (dis) =	251 kg.m	Momento último de diseño (tracc.sup.)
ρ =	0.0001	Cuantía de acero calculada (Sup.)
As =	0.27 cm ²	Área de acero calculada (Sup.)
Mu+ (dis) =	251.42 kg.m	Momento último de diseño (tracc.inf.)
ρ =	0.00	Cuantía de acero calculada (Inf.)
As =	0.27 cm ²	Área de acero calculada (Inf.)
ρ usar =	0.0018	Cuantía de acero usada
As =	6.30 cm ²	Área de acero calculada

Usar As Transversal	1/2" @ 0.200
Usar As Longitudinal	1/2" @ 0.200

Vu (est) =	623 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu a d(est)=	416 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. estática)
Vu (sis) =	1360 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
Vu a d(sis)=	-390 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. sísmica)
ϕVc =	16321 kg	Fuerza cortante resistente

8.20.9. MC 1 - TRAMO 0+001.69 AL 0+004.245 SECCIÓN A-A

Características del terreno

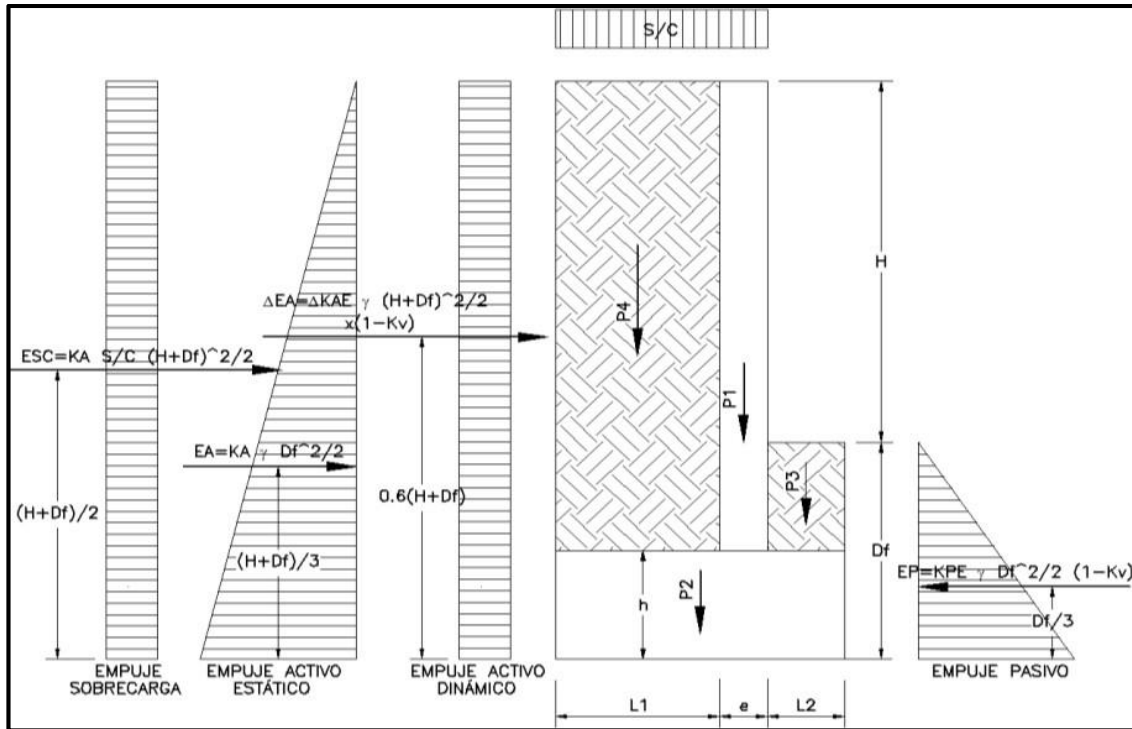
μ = γ =	0.6 1800 Kg/m ³	Coefficiente de fricción Peso específico del terreno	Hrelleno ϕ =	20 cm 23.4
ϕ =	34 °	Ángulo de fricción del terreno	μ =	0.43
θ = δ =	14.83 ° 17.0 °	atan(kh/(1-kv)) Ángulo de fricción entre terreno y muro	γ =	1800 Kg/m ³
kh =	0.225	Coefficiente de aceleración horizontal		Z = 0.45
kv =	0.150	Coefficiente de aceleración vertical		U= 1.5
i = β =	0 ° 0 °	Pendiente del relleno Pendiente de pantalla con la vertical		S= 1.10
Cs =	0.371	Coefficiente Sísmico para Cerco		

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KA =	0.256	Coefficiente de empuje activo = KAE (θ=0)
KAE (1-kv) =	0.385	Coefficiente de empuje activo sísmico
ΔKAE =	0.129	KAE (1-kv) - KA

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

KPE =	5.32	Coefficiente de empuje pasivo sísmico		
KP =	6.77	Coefficiente de empuje pasivo sísmico = KPE (θ=0)		
<u>Características del Muro</u>				
s/c	Sobrecarga =	400 kg/m² = γ heq , donde heq=1.70m para Altura=0.76m		
Sm	Sobremuro Borde libre =	20 cm		
H	Desnivel (Interior vs Exterior)=	36 cm		
e	Ancho de pantalla abajo =	15 cm		
L2	Longitud de punta (Inf.)= Longitud de talón	0 cm	→→→→	Exterior Interior
L1	(Sup.) =	35 cm	→→→→	
h	Peralte de cimiento =	30 cm		
Df	Prof.Cimentacion =	40 cm	→→→→	Es Empuje Activo?? NO
Df'	Altura de empuje activo =	76 cm		
H+Df-h	Altura de pantalla =	66 cm		
L1+L2+e	Ancho total cimiento =	50 cm		
Hcerco	Altura cerco sobre muro =	0 cm		
wcerco	Peso promedio cerco =	0 kg/m²		
ecerco	Espesor de cerco =	0 cm		



8.20.10. MC 1 - TRAMO 0+001.69 AL 0+004.245 SECCIÓN A-A

(1) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + cargas vivas + empuje

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	238	18	Pantalla	42.5	238	101
Cimiento	25.0	360	90	Cimiento	25.0	360	90
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	50.0	0	0
Tierra talón	32.5	290	94	Tierra talón	17.5	290	51
Cerco	0.0	0	0	Cerco	50.0	0	0
	Σ	887	202		Σ	887	242

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	133	25.3	34	EA (Activo)	37	13.3	5
EP (Pasivo)	975	13.3	130	EP (Pasivo)	3518	25.3	891
ESC (s/c)	78	38.0	30	ESC (s/c)	41	20.0	8

Mvolc =	63	kg.m	Vact =	211 kg	Mvolc =	13 kg.m	Vact =	78 kg
Mestab =	332	kg.m	Vres =	1299 kg	Mestab =	1133 kg.m	Vres =	3842 kg
FSvolt =	5.24		FSdesl =	6.15	FSvolt =	86.29	FSdesl =	49.29

Mtot = Ptot = e =	269 kg.m 887 kg 5.3 cm	Momento total (Mestab-Mvolc) Peso total Excentricidad con respecto al centro de la zapata	Mtot = Ptot = e =	1120 kg.m 887 kg 0.0 cm
σ punta =	0.29 kg/cm ²	σ adm= 1.00 kg/cm ²	σ punta =	0.18 kg/cm ²
σ talón =	0.07 kg/cm ²	σ adm = 1.00 kg/cm ²	σ talón =	0.18 kg/cm ²
Bef =	50.0 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	50.0 cm
FSvolt =	5.24 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	86.29 OK
FSdes = o t máx =	6.15 OK 0.29 kg/cm²	FSdes adm= 1.25	FSdes = o t máx =	49.29 OK 0.18 kg/cm²

(2) Cálculo de estabilidad – cargas muertas + empuje sísmico

Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m	Elemento	Brazo cm	Peso kg	Momento kg.m
Pantalla	7.5	238	18	Pantalla	42.5	238	101
Cimiento	25.0	360	90	Cimiento	25.0	360	90
Tierra punta	0.0	0	0	Tierra punta	50.0	0	0
Tierra talón	32.5	289.8	94	Tierra talón	17.5	289.8	51
Sobrecarga	32.5	140	0	Sobrecarga	17.5	140	0
Cerco	0.0	0	0	Cerco	50.0	0	0
	Σ	1027	202		Σ	1027	242

Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m	Empuje	Fuerza kg	Brazo cm	Momento kg.m
EA (Activo)	133	25.3	34	EA (Activo)	37	13.3	5
Δ EA (Sismo)	67	45.6	31	Δ EA (Sismo)	19	24.0	4
Sismo P1	53	63.0	34	Sismo P1	53	63.0	34
Sismo P2	81	15.0	12	Sismo P2	81	15.0	12
EP (Pasivo)	651	13.3	87	EP (Pasivo)	2350	25.3	595
ESC (s/c)	78	38.0	30	ESC (s/c)	41	20.0	8
Sismo Cerco	0	96.0	0	Sismo Cerco	0	96.0	0

Mvolc =	140 kg.m	Vact =	413 kg	Mvolc =	63 kg.m	Vact =	231 kg
Mestab =	289 kg.m	Vres =	1027 kg	Mestab =	837 kg.m	Vres =	2726 kg
FSvolt =	2.07	FSdesl =	2.49	FSvolt =	13.20	FSdesl =	11.80

8.20.11. MC 1 - TRAMO 0+001.69 AL 0+004.245 SECCIÓN A-A

Mtot =	149 kg.m	Momento total (Mestab-Mvolc)	Mtot =	774 kg.m
Ptot =	1027 kg	Peso total	Ptot =	1027 kg
e =	10.5 cm	Excentricidad con respecto al centro de la zapata > 0	e =	0.0 cm
σ punta =	0.47 kg/cm ²	σ adm= 1.30 kg/cm ²	σ punta =	0.21 kg/cm ²
σ talón =	0.00 kg/cm ²	σ adm = 1.30 kg/cm ²	σ talón =	0.21 kg/cm ²
Bef =	43.5 cm	Ancho efectivo de la zapata	Bef =	43.5 cm
FSvolt =	2.07 OK	FSvolt adm= 1.50	FSvolt =	13.20 OK
FSdes = o t máx =	2.49 OK 0.47 kg/cm²	FSdes adm= 1.25 ←←← Con Sismo	FSdes = o t máx =	11.80 OK 0.21 kg/cm²

Diseño de los elementos estructurales

Amplif. (1) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Estática
Amplif. (2) =	1.7	Fact. Amplif. Condición Sísmica
f'c =	210 kg/cm²	Resistencia característica del concreto
<u>Diseño de la pantalla:</u>		
d =	10 cm	Peralte efectivo de la pantalla
Mu (est) =	31 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	73 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu (dis) =	73 kg.m	Momento último de diseño
ρ =	0.0002	Cuantía de acero calculada
As =	0.19 cm ²	Área de acero calculada
ρ usar =	0.0015	Cuantía de acero usada
As =	2.25 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Vertical	3/8" @ 0.300	
Usar As Horizontal	3/8" @ 0.340	
Vu (est) =	286 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu (sis) =	463 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
ϕ Vc =	6528 kg	Fuerza cortante resistente
<u>Diseño del talón:</u>		
d =	20 cm	Peralte efectivo del talón
Mu (est) =	29 kg.m	Momento último (condición estática)
Mu (sis) =	-21 kg.m	Momento último (condición sísmica)
Mu- (dis) =	29 kg.m	Momento último de diseño (tracc.sup.)
ρ =	0.0000	Cuantía de acero calculada (Sup.)
As =	0.04 cm ²	Área de acero calculada (Sup.)
Mu+ (dis) =	29.13 kg.m	Momento último de diseño (tracc.inf.)
ρ =	0.00	Cuantía de acero calculada (Inf.)
As =	0.04 cm ²	Área de acero calculada (Inf.)
ρ usar =	0.0018	Cuantía de acero usada
As =	5.40 cm ²	Área de acero calculada
Usar As Transversal	1/2" @ 0.235	
Usar As Longitudinal	1/2" @ 0.235	
Vu (est) =	320 kg	Fuerza cortante última (cond. estática)
Vu a d(est)=	-16 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. estática)
Vu (sis) =	216 kg	Fuerza cortante última (cond. sísmica)
Vu a d(sis)=	161 kg	Fza cortante últ. a "d" (cond. sísmica)
ϕ Vc =	13057 kg	Fuerza cortante resistente

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>Problema general ¿Cómo la Evaluación del diseño estructural del expediente técnico, posibilitará una propuesta de mejoramiento a la edificación de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete?</p> <p>Problemas específicos 1: ¿Será adecuado el estudio de mecánica de suelos para la construcción de la edificación de la municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete?</p> <p>2: ¿Cómo ha sido elaborado el análisis estructural del Expediente Técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro azul, Cañete?</p>	<p>Objetivo general Realizar la evaluación del expediente técnico y presentar una mejor solución del diseño estructural de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete.</p> <p>Objetivos específicos 1: Evaluar el estudio de mecánica de suelos del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete</p> <p>2: Describir el análisis estructural del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete.</p>	<p>Hipótesis general La evaluación de los datos consignados en el expediente técnico, no concuerda con la norma vigente.</p> <p>Hipótesis específicas 1: El estudio de mecánica de suelos del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, es el adecuado.</p> <p>2: El análisis estructural del expediente técnico para la construcción de la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, no cumple con la normativa vigente.</p>	<p>MEJORAMIENTO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN</p>	<p>Estudio de mecánica de suelos</p> <p>Análisis estructural</p>	<p>Capacidad portante</p> <p>Nivel freático</p> <p>Clasificación</p> <p>Diseño de cimentacion</p> <p>Diseño de columnas</p> <p>Diseño de vigas</p> <p>Diseño de losas</p>	<p>Tipo: Cuantitativo Nivel: Descriptivo Diseño: No Experimental - transversal</p> <p>Población: Constituida por toda el área que comprende la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete. Muestra: Es constituida por el 100 % de la población Técnicas: Se empleará la observación y el análisis documental Instrumentos: De campo, documentarios, legales, tecnológicos.</p>