



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Noé Rubén, Domínguez Hurtado

Alan Enrique, Moreno Minaya

ASESOR:

Ing. Diaz Beteta, Albert Daniel

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

HUARAZ – PERÚ.

2018.

PAGINA DEL JURADO

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 14
--	---------------------------------------	--

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) **DOMINGUEZ HURTADO, NOE RUBEN** y **MORENO MINAYA, ALAN ENRIQUE** cuyo título es: **DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018**

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 16 (número) DIECISEIS (letras).

Huaraz, Jueves, 13 de Diciembre de 2018.


.....
Mgtr. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA
PRESIDENTE


.....
Ing. DANIEL ALBERT DIAZ BETETA
SECRETARIO


.....
Mgtr. LUZ ESTHER ALVAREZ ASTO
VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

DEDICATORIA.

Dedicamos, de manera especial, a nuestros padres, por darnos siempre su apoyo en todas las áreas de nuestra vida, en especial en motivarnos a estudiar la hermosa carrera de ingeniería Civil.

AGRADECIMIENTO

A Dios, el cual, nos ayudó a afrontar uno de los retos más importantes de nuestra vida, realizar, satisfactoriamente, el proyecto de tesis.

A nuestros docentes que, a lo largo de estos arduos años de estudio universitarios, nos brindaron su apoyo incondicional.

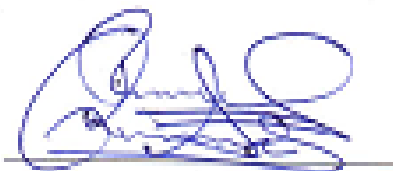
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Nosotros, DOMINGUEZ HURTADO, Noé Rubén con DNI: 46859021 y MORENO MINAYA, Alan Enrique con DNI: 42932100 a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 12 de diciembre del 2018



Dominguez Hurtado, Noé Rubén

DNI:46859021



Moreno Minaya, Alan Enrique

DNI:46859021

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de grado y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018” El cual tiene como objetivo proponer un diseño estructural sismorresistente de un edificio utilizando una metodología llamada BIM. (*Building Information Modeling*) En la provincia de Pomabamba.

En el primer capítulo se desarrolla la introducción, que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente tesis de investigación.

En el segundo capítulo se describe la metodológica de la investigación, es decir el diseño de la investigación, variables y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó, su validez y confiabilidad realizada por dos jueces expertos en la materia.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la evaluación realizada en el proyecto, la propuesta de mejora dada por el tesista para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirán los resultados llegando a conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de Ingeniería Civil y realizar una propuesta de un diseño estructural sismorresistente de siete niveles bajo la vanguardista filosofía de construcción, la del BIM.

INDICE

PAGINA DEL JURADO.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	v
PRESENTACIÓN.....	vi
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
I. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	15
1.2 TRABAJOS PREVIOS.....	16
1.3 TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA.....	20
1.3.1 METODOLOGIA BIM APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	20
1.3.2 BENEFICIOS DEL USO DEL BIM EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL Y LA CONSTRUCCIÓN.	20
1.3.3 PLAN DE GESTION BIM EN PROYECTOS ESTRUCTURALES.....	21
1.3.4 INTEROPERABILIDAD DE PROGRAMAS BIM APLICADOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL.	21
1.3.5 DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EDIFICIOS.....	22
1.3.6 DEFINICIÓN DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	22
1.3.7 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS.....	22
1.3.8 METRADO DE CARGAS EN EDIFICACIONES.....	23
1.3.9 VIGAS.....	24
1.3.10 COLUMNAS.....	24
1.3.11 LOSAS.....	24
1.3.12 MUROS DE CORTE (PLACAS).....	25
1.3.13 ZAPATAS.....	25
1.3.14 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	25
1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	25
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	25
1.6 HIPOTESIS.....	27
1.7 OBJETIVOS.....	28
1.7.1 GENERAL:.....	28
1.7.2 ESPECÍFICOS:.....	28

II. METODOLOGÍA	28
2.1. DISEÑO DE INVESTIGACION.....	28
2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	31
2.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD	31
2.4 MÉTODO DE ANALISIS DE DATOS.....	33
2.5 ASPECTO ETICO.	34
III. RESULTADOS	34
3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ARQUITECTURA.....	34
3.1.1. DESCRIPCION DE LA ARQUITECTURA	35
3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	36
3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA	37
3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	37
3.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	38
3.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES	39
3.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA	39
3.3 METRADO DE CARGA:	39
3.3.1 RESUMEN DE PESO DE EDIFICIO	41
3.3.2 RESUMEN DE CARGA DE VIENTO:	42
3.4.ANALISIS SISMICO DEL EDIFICIO.	42
3.4.1 MODELADO ESTRUCTURAL CON REVIT-2018 DEL EDIFICIO Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO CON EL PROGRAMA BIM AUTODESK ROBOT STRUCTURAL.....	43
3.4.2 PARAMETRO DE SITIO	46
3.4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO DEL EDIFICIO.	54
3.4.4 ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO	55
3.4.5 INCORPORACION Y COMBINACION DE LOS CASOS DE CARGAS	61
3.4.6 MODOS DE VIBRACION Y PERIODOS RESULTANTES.....	61
3.4.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	62
3.4.8 JUNTA DE SEPARACION SISMICA.....	64
3.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO; SUB ESTRUCTURA Y SUPER ESTRUCUTURA APLICANDO PROGRAMA BIM: AUTODESK ROBOT STRUCTURAL.....	64
3.5.1 DISEÑO DE VIGAS	66
3.5.2 DISEÑOS DE COLUMNAS	71
3.5.3 DISEÑO DE LOSAS NERVADAS	74
3.5.4 DISEÑO DE MUROS CORTANTES	80
3.5.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESCALERA PRINCIPAL.	85

3.5.6	DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION	87
3.5.7	DISEÑO DE LOS CIMIENTOS: ZAPATAS	89
3.6	APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA BIM EN LA ELABORACION DEL ESTRUCTURAL: ARQUITECTURA – ESTRUCTURA.....	94
3.6.1	MODELADO Y DISEÑO ARQUITECTONICO CON REVIT - 2018.	94
3.6.2	MODELO PARAMETRICO ESTRUCTURAL Y ENLACE ARQUITECTURA-ESTRUCUTURA CON REVIT -2018 Y AUTODESK ROBOT STRUCTURAL -2018.	96
IV.	DISCUSIÓN	103
V.	CONCLUSIONES.....	104
VI.	RECOMENDACIONES.....	105
VII.	REFERENCIAS.....	106
VIII.	ANEXOS	109

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Plano de ubicación del lote. Proyección del edificio.	34
Figura 2 Arquitectura: elevación Principal. Fuente: Propia.	35
Figura 3 Plano arquitectónico en planta del primer Nivel.....	36
Figura 4 Simulación de viento en el edificio, considerando las normas ASCE7-05 y la norma E.020.	42
Figura 5 Modelado final de los elementos estructurales del proyecto	44
Figura 6 modelo estructural del edificio importado de Revit -2018 al programa BIM Autodesk Robot estructural.	45
Figura 7 Elevación del modelo estructural del edificio elaborado en el programa BIM. Autodesk robot estructural. Fuente propia.	45
Figura 8 Vista en planta del modelo estructural del edificio en el programa BIM. Autodesk robot estructural. Fuente propia.	46
Figura 9 Mapa de Zonificación del Perú – Fuente: Norma E030 - 2018	47
Figura 10 Parámetros para el cálculo de factor de amplificación	48
Figura 11 Espectro de diseño dirección X-X	57
Figura 12 Espectro de diseño dirección Y-Y	58
Figura 13 Cuadro de definición del espectro de diseño para el análisis dinámico espectral. Dirección-X.....	58
Figura 14 Cuadro de definición del espectro de diseño para el análisis dinámico espectral. Dirección-Y	59
Figura 15 Desplazamientos maximos por cada piso en la direccion de sismo en XX (izquierda) y YY (derecha) respectivamente	63
Figura 16 se observa el análisis y diseño del tramo entre el eje 01 y los ejes A-F.....	67
Figura 17 Diagrama de momento flector-envolvente.....	67
Figura 18 Diagrama de cortante - envolvente	68
Figura 19 Planos en detalle de la viga Vs. P1. Mayor detalle ver anexo (planos vigas)	70
Figura 20 Distribución final de los aceros en los tramos 100-P1, 101-P2, 102-P3, 103-P4, 104-P5, 105-P6.	71
Figura 21 Modelo inicial y diseño de la columna C1-01	72
Figura 22 Diagrama de interacción de la columna C01-01.....	73
Figura 23 Plano de distribución de la columna C01-01.	73
Figura 24 modelo tridimensional y diseño final de la distribución de los aceros de la columna C01-01.....	74
Figura 25 Sección del nervio de la losa nervada, separadas cada metro de eje a eje.	74
Figura 26 Plano en planta de la losa nervada -01	75
Figura 27 Modelo de la vigueta continua VLN-01. Correspondiente a la losa nervada 01.	75
Figura 28 Diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes de todo el tramo de la vigueta	76
Figura 29 Plano de la vigueta continua en el eje XX la losa nervada 01.	78
Figura 30 detalle de los cortes de las viguetas	79
Figura 31 Disposición final de los aceros en el modelo tridimensional del tramo VN01-01 de la losa nervada -01.....	79
Figura 32 Elementos confinados de borde en muros. Fuente. Norma E.060	80
Figura 33 Modelo geométrico del muro estructural ubicado en la zona de las escaleras.....	81
Figura 34 Diagramas de mapas de cuantía de aceros en placas de ascensor.....	82
Figura 35 Plano planta y cortes del muro estructural PL01-01	84

Figura 36 Disposición final de los aceros en el modelo tridimensional del tramo Muro estructural PL01-01	84
Figura 37 Desarrollo de la escalera principal	85
Figura 38 Izquierda y derecha: diagramas de momentos flectores de los tramos.	86
Figura 39 Dimensionamiento preliminar de la losa de cimentación ascensor	87
Figura 40 Diagrama de mapas de áreas mínimas	87
Figura 41 Plano planta detallado de la losa de cimentación -ascensor.....	88
Figura 42 Modelo preliminar tridimensional de la zapata C01-01.....	89
Figura 43 Plano en planta y cortes de la zapata C01-01. Aislada céntrica.....	93
Figura 44 Plano en planta del primer nivel del modelo arquitectónico en la plataforma Revit -2018.	94
Figura 45 Modelado arquitectónico del edificio Revit - 2018. Vista isométrica. Fuente propia. ...	95
Figura 46 Modelado arquitectónico del edificio Revit - 2018. Vista frontal. Fuente propia... ..	95
Figura 47 Modelos de presentación preliminar del proyecto arquitectónico	96
Figura 48 Modelo arquitectónico y estructural del edificio. Vinculación entre ambas disciplinas. Para la automatización en los cambios futuros y detección de interferencias. Fuente propia.....	97
Figura 49 Modelo arquitectónico y estructural del edificio. Vinculación entre ambas disciplinas. Para la automatización en los cambios futuros y detección de interferencias. Fuente propia.....	97
Figura 50 Modelo y su análisis dinámico estructural con una deformada al tercer modo importados desde Revit -2018 al Robot estructural. Fuente propia.	98
Figura 51 Figura N°51. Modelo y su análisis dinámico estructural con una deformada al tercer modo importados desde Revit -2018 al Robot estructural.	98
Figura 52 Modelo estructural completo en Revit-2018.....	99
Figura 53 Vista de elementos estructurales en Revit-2018.	100
Figura 54 Integración de los modelos paramétricos de las disciplinas; arquitectura y estructuras.	100
Figura 55 Modelos paramétricos BIM. Integrados: Arquitectura y Estructura.	101
Figura 56 Modelo BIM. Final arquitectura y estructura.	101

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Predimensionamiento de vigas.....	37
Tabla 2 Predimensionamiento de columnas.....	38
Tabla 3 Resumen de la carga muerta; tabiquería y acabados.....	40
Tabla 4 Cargas vivas por niveles y por su uso.	41
Tabla 5 Resumen del peso total del edificio por niveles.....	41
Tabla 6 Cargas de viento simulados.....	42
Tabla 7 Porcentaje de participación de las fuerzas en las placas sentido XX.....	49
Tabla 8 Porcentaje de participación de las fuerzas en la placa sentido YY.....	49
Tabla 9 cálculo de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.....	50
Tabla 10 cálculo para la verificación de irregularidad de Masa o Peso.....	50
Tabla 11 cálculo de la irregularidad torsional.....	52
Tabla 12 Calculo de las irregularidades en esquina entrante.....	52
Tabla 13 ularidad de la discontinuidad del diafragma.....	53
Tabla 14 Cuadros de los parámetros sísmicos.....	54
Tabla 15 Aceleración Espectral para diferentes periodos.....	56
Tabla 16 Cuadro de resultados de las fuerzas dinámicas dirección X-X.....	60
Tabla 17 Cuadro de resultados de las fuerzas dinámicas dirección X-X.....	60
Tabla 18 lista de cargas consideradas y las combinaciones.....	61
Tabla 19 Modos, periodos y masas participativas.....	61
Tabla 20 Desplazamientos elásticos e inelásticos por cada entrepiso y sus derivas.....	63
Tabla 21 valores de los momentos máximos, mínimos y valores de las fuerzas cortantes.....	68
Tabla 22 sección teórica de los Aceros. Por cada tramo.....	69
Tabla 23 Combinaciones de las cargas y las combinaciones respectivas según E.060.....	72
Tabla 24 Momentos últimos y fuerzas cortantes ultimas de los tramos.....	76
Tabla 25 valores de las combinaciones de cargas aplicados al diseño.....	82

RESUMEN

En la presente investigación se desarrolla el diseño estructural sismorresistentes de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. La edificación está ubicada en el distrito de Pomabamba, provincia de Pomabamba, Ancash. El tipo de suelos, según el estudio de mecánica de suelos, es: GW (suelo bien gradada con pocos finos) con una capacidad portante de 2.47 kg/cm².

El edificio consta de una escalera principal, muros de concreto armado de 25cm de espesor en ambas direcciones, el tipo de losa considerada es la losa nervada de espesor de 25cm escogida por su comportamiento más eficiente en un evento sísmico. La cimentación está conformada por zapatas aisladas y combina céntricas y excéntricas respectivamente y una losa de cimentación para las placas del ascensor multifamiliar.

El modelado del edificio se realizó con el programa Revit -2018, previamente modelado el parte arquitectónico con el mismo programa, considerando el predimensionamiento respectivamente. Este modelo que solo integra la parte estructural. Se vinculo y exporto al programa Autodesk Robot Structural, en ella se insertaron las cargar muerta, cargas vivas, cargas de viento y cargas sísmicas. se realizó el análisis estático y dinámico del modelo. Este último análisis utilizo el método de análisis llamado superposición modal espectral, en base al espectro de diseño definido por la norma E.030-2018. Se verificaron las irregularidades respectivas, completando, así el análisis. El cálculo de los aceros se realizó con el mismo programa bajo las normas ACI 318-2011 y la norma peruana E.060. se utilizaron las combinaciones que recomienda la norma mencionada. Una vez realizados el cálculo de los aceros de los elementos estructurales de la subestructura y la superestructura. Se retorno el modelo al programa Revit -2018 para la elaboración de los planos y la vinculación e integración del modelo arquitectónico y estructural. Creando un solo modelo llamado modelo BIM. Que como se menciona integra la información arquitectónica y estructural del edificio. Toda esta información será utilizada en la creación reportes, planos, visualizaciones de interferencias, recorridos virtuales, etc.

Al final se elaboró un plan de gestión BIM enfocado en al desarrollo de las disciplinas de arquitectura y estructura. Que servirá de pauta para la realización de diseños estructurales de un edificio bajo la metodología BIM.

Palabras claves: Metodología, diseño sísmico, BIM, mecánica de suelos, metrado de cargas, Revit, Autodesk Robot structural, estructura, arquitectura, modelo paramétrico.

ABSTRACT

The currently investigation develops the seismic resistant structural design of a seven-floor building under the BIM methodology. The building is located in Pomabamba district, Pomabamba province, Ancash. The soil type according the soil mechanic test is GW (well graded soil with few fines) with a bearing capacity of 2.47 kg/cm².

The building has a main stair. Reinforced concrete walls of 25 cm thick in both directions, the slab is waffle slab of 25 cm chosen for its most efficient behavior in a seismic event. The footing is compound by square center footing and a footing slab for the elevator familiar walls.

The building modelling was made by Revit-2018 program. Previously the architectural part was modelled by the same program, taking care of the predimensioning. This model was linked and exported to the Autodesk Robot Structural, then death, life, wind and seismic loads were inserted. The static and dynamic analysis was made. For the later one, modal superposition spectral method was used. Based on the design specter defined by the guideline E.030-2018, the irregularities were verified.

Stel calculating was made by the same program under the guidelines of ACI 318-2011 and Peruvian guideline E.060. the load combinations were used following the E.060 guidelines. Once substructure and super structure steel was calculated, it returned to Revit-2018 program in order to elaborate the drawings and integration and linking of the architecture and structural model. Hence only one model was created. As we said, this one integrates all the architecture and structural information. All this information will be used in the creations of reports, drawings, interferences, virtual running's, etc. This way of designing it is calling BIM methodology. At the end a management BIM plan focuses in architecture and structure disciplines was created, that will use as a guideline for making structural designs under the BIM methodology.

Keywords: Methodology, seismic design, BIM, soil mechanics, load metering, Revit, Autodesk Structural robot, structure, architecture, parametric mode

I. INTRODUCCIÓN.

1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA.

En la actualidad, en el Perú, existen viviendas diseñadas con planteamientos y procesos constructivos sismorresistentes inadecuados, este hecho está dando como resultado, un alto grado de vulnerabilidad sísmica en todas las regiones del Perú. Causado, por lo general, por un diseño estructural deficiente.

La mayor parte de las veces, la pérdida de vidas humanas, producidas por eventos sísmicos, es debido al desplome de los elementos estructurales del edificio. Debido a un deficiente diseño estructural realizado. (Gonzales y Albareda, 2014, p.26.). La norma de diseño sismorresistente peruana E.030 menciona: “La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto” (Norma E-030, 2016, p.5).

El escaso diseño estructural sismorresistente elaborado en las viviendas de las ciudades del Perú, en especial en las zonas de la sierra. Conllevara, paulatinamente, al aumento de construcciones con un alto grado de vulnerabilidad sísmica, este hecho provocara pérdidas de vidas humanas ante un eventual evento sísmico.

Una de las medidas necesarias, por parte del Gobierno Regional de Áncash, para resolver este problema, es tomar medidas estrictas en la regulación del desarrollo del diseño arquitectónico y estructural de viviendas así mismo en los procesos constructivos de estas. Esto obligará a los propietarios a elegir por la elaboración de diseños sismorresistentes de sus viviendas. Este tipo de diseño estructural ya no es una opción sino una necesidad urgente en la actualidad.

Este grave problema, mencionado anteriormente, existe en la vivienda en estudio, el cual está ubicado en la Región de Ancash, provincia de Pomabamba, barrio de convento Jr. Jorge Chávez, el tipo de material con el que está construido es deficiente e inadecuado para soportar algún evento sísmico. Su tipo de construcción es informal, esto lo hace vulnerable al evento mencionado. Es necesario y urgente el cambio de la estructura actual por un tipo de construcción sismorresistente. Esto evitara la pérdida de vidas humanas que habitan en él.

Por otra parte, existe la necesidad de diseñar edificaciones sismorresistentes con altos estándares de calidad y con flujos de trabajo adecuados para una mejor coordinación

entre diferentes disciplinas, tanto en el diseño arquitectónico, estructural y MEP (Eléctricas, Sanitaria y Plomería). Existen proyectos de construcción de edificios con grados de construcción complejas y con mayores exigencias, por parte de los clientes. Superando la capacidad de las empresas constructoras en la realización de estos tipos de proyectos en las etapas de diseño y ejecución, generando retrasos en las fechas programadas y gastos superiores planteados inicialmente debido, principalmente, a las metodologías de trabajo deficientes en la realización del diseño, especialmente en el diseño estructural. La utilización de entregables, elaborados con estas metodologías mencionadas, traen consigo limitada información que acarrear conflictos con las demás disciplinas en el momento de la ejecución impidiendo culminar el proyecto en la fecha programada para alcanzar los objetivos planteados.

Surge la necesidad de diseñar edificios con metodologías modernas y eficientes que resuelva este problema latente. La forma de resolver este problema es utilizando nuevas metodologías de diseño las cuales buscan flujos de trabajo más eficientes. Una de ellas es la metodología BIM. El diseño estructural sismorresistente de la vivienda en estudio se realiza bajo esta metodología.

1.2 TRABAJOS PREVIOS.

A NIVEL INTERNACIONAL.

De acuerdo a (Garnica, 2016). En su tesis: “Diseño de metodología integral orientada a la gestión de proyectos de construcción civil empleando la herramienta Building Information Modeling (BIM). Caso: vivienda unifamiliar” Tesis (Título de ingeniero civil) Caracas. Universidad Metropolitana. Llega a la siguiente conclusión: “la metodología del Lean Construction se puede asociar al modelo BIM, así como tener una información integrada en 3D del BIM y la metodología GCE nos da créditos y aprovechamiento en cuanto al tiempo, economía, planeamiento de materiales y personal en una obra, logrando así un máximo beneficio” en resumen nos da a conocer la forma de conectar el modelo BIM a la metodología de Gestión de Construcción Eficiente (GCE) en un proyecto de una vivienda unifamiliar.

Para (Kathrine, Madsen, 2013). En su tesis: “Structural modelling and analysis using BIM tools” [Modelado estructural y análisis utilizando herramientas BIM] Tesis (Maestría de ciencias en Ingeniería Civil) Dinamarca, Aalborg University. Cuyo objetivo fue de comprobar la interoperabilidad entre los diferentes softwares del diseño

estructural, y demostrar cómo estos softwares pueden aplicarse a diversos tipos de diseños estructurales. Muestra las ventajas y limitaciones del BIM. Siendo el principal beneficio la capacidad de poder visualizar en 3D todo el proyecto con todos sus detalles, señalando que todo ingeniero debe saber que: “una imagen en 3D vale más que mil planos. Gracias al BIM el proceso de construcción puede ser estimulado día a día, por lo tanto, puede revelar fuentes de errores potenciales, esto genera da grandes ventajas durante el proceso de negociación con subcontratistas, propietarios y proveedores”

Para (Kuehmeier, 2013). En su tesis: “Building information modeling and it is impact on design and construction firms” [Impacto del BIM en las empresas constructoras] Tiene como objetivo conocer las ventajas y limitaciones del BIM en la industria del diseño y de la construcción, que aplicando un buen conocimiento del mismo se aumentara la productividad, todo esto a partir de entrevistas de pequeñas y grandes empresas para que puedan aplicar el BIM a sus actividades diarias. Concluyó lo siguiente: “el BIM está diseñado para ser la conexión entre programas específicos usados por ingenieros estructuristas, arquitectos, contratistas y vendedores. Basándose en programas que son interoperables el cual trabaja basadas en modelo de 3D, 4D Y 5D”.

Para (Gómez, 2013). En su tesis “Interacción de procesos BIM sobre una vivienda del movimiento moderno. La Ville Savoye” la cual nos da un repaso y visión desde los inicios de programas primigenios, pasando por el CAD, inicios, presente y futuro del BIM. Plantea la forma de trabajar con el programa Revit y como esta integra toda la información en una única base de datos que contenga todo el modelo de información. En este caso a la vivienda La Ville Savoye. Concluyó que el BIM es un nuevo cambio de mentalidad en la forma de trabajar y colaborar en la realización de un proyecto.

A NIVEL NACIONAL.

Según (Camac, 2016). en su tesis “Identificación de incompatibilidades en la construcción de estructuras y arquitectura utilizando un modelo 3D en Revit Architecture 2014” tiene como objetivo: Brindar un método de solución para la ubicación de incompatibilidades entre planos de estructura y arquitectura, mediante la elaboración de un modelado en 3D. Este método, se basa en la metodología BIM, esto a través del uso de los programas BIM, entre los cuales están: Autodesk Revit,

ALLPLAN y Bentley BIM. Concluyendo lo siguiente: “el uso de un modelo 3D en Revit Architecture, nos permite ubicar y corregir las incompatibilidades de las especialidades de estructuras y arquitectura durante la etapa de diseño y en la etapa de construcción, beneficiando en gran medida en todo el proceso constructivo del proyecto”.

Para (Jiménez, Janqui, 2016). en su tesis: “Análisis del sistema estructural de concreto armado sismo-resistente en edificaciones multifamiliar de cinco pisos” su objetivo fue: comprobar que, si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado, en este caso en un edificio multifamiliar. Se basó en la aplicación de un método de diseño de una edificación; de condensación Matriz. Llegando a la siguiente conclusión: “la losa debe ser subdividida en muchos elementos de placa para incluir la rigidez a la flexión de losas, mientras que un muro de corte puede ser modelado de manera más eficiente con un solo elemento en un piso o nivel”. Esta investigación Utiliza una metodología de análisis sísmico tradicional, con procedimientos repetitivos de comprobación, pero muy confiables por ser riguroso y detallado en los cálculos”

Para (Alcántara, 2013). En su tesis “metodología para minimizar las deficiencias de diseño basada en la construcción virtual usando tecnologías BIM”. Sintetiza su proyecto en lo siguiente: en la mayoría de proyectos de edificación existe una serie de deficiencias en los documentos contractuales de diseño, en la parte arquitectónica y estructural. Influyendo negativamente durante la etapa de construcción sobre los costos y plazos de ejecución del proyecto. Consignado perdidas económicas para el contratista. Menciona que, en muchos casos, el diseño estructural del proyecto pasa a la etapa de construcción con documentos incompletos, no compatibilizados con errores e interferencias entre las demás especialidades. Para ello la tecnología nos propone un sistema de gestión de la información conocido como BIM. (Building Information Modeling) que nos permite compatibilizar e integrar el diseño del proyecto por anticipado y mucho antes de llegar a campo, eliminando desperdicios futuros desde el diseño.

Para (Poclin, 2014), en su tesis “Evaluación del diseño del Hospital 11-2 de Jaén con el uso de tecnología BIM” Busca en el proyecto las incompatibilidades existentes y,

a partir de los planos de arquitectura e ingeniería realiza el modelado BIM-3D, esto le ayudo a determinar problemas de compatibilidad en elementos estructurales arquitectónicos. Un problema potencial en la futura ejecución, y generando gasto de tiempo y de recursos, concluyendo que es mejor el manejo de la nueva tecnología del BIM que el modelo tradicional.

Para (Afuso, 2017). en su tesis “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco” en el diseño del edificio empleó adecuados criterios de estructuración en los elementos estructural realizando el modelamiento del análisis sísmico a través del software ETABS. Concluyo lo siguiente: “en el análisis se desarrolló dos modelos adicionales. En el primer modelo se incrementaron las áreas de las columnas más deformadas y en el segundo modelo se restringieron los desplazamientos verticales en los nudos. Ambos modelos dieron resultados similares que se utilizaron en el diseño. Los resultados del análisis sísmico indican que se trata de un edificio rígido, cuya deriva máxima es de 0.005, valor claramente menor al máximo permitido por la norma peruana.”

De acuerdo a (Chang,2015). en su tesis “Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel” En este proyecto utiliza modelo tridimensional realizado con el programa C&S ETABS 9.7.4 para el análisis estructural sísmico por cargas de gravedad. Tipo de diseño; capacidad ultima. Concluye que “las distribuciones irregulares de rigideces en planta ocasionan problemas de torsión críticos y que los momentos sísmicos de importante magnitud originados en las placas causan excentricidades considerables en sus cimentaciones. Es así que para disminuir tales excentricidades habrá que aumentar las áreas de zapatas y de sus pesos propios”.

Habiendo realizado una búsqueda exhaustiva, en la plataforma web, en la biblioteca local, no se han encontrado estudios que se hayan realizados respecto a las variables dependientes e independientes, así como los objetivos que plantea la siguiente investigación; esta situación justifica la importancia y la necesidad de realizar la siguiente investigación contribuirá en ampliar el conocimiento de los temas investigados.

1.3 TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA.

1.3.1 METODOLOGIA BIM APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Existen diferentes formas y metodologías para realizar un proyecto relacionado al diseño de estructural de un edificio, las más eficientes son los que siguen la metodología del BIM. Según, (Brad Hardin, 2015, p.145). “La promesa de BIM es construir una estructura prácticamente antes de físicamente haberlo construido. Esto permite a los participantes del proyecto diseñar, analizar, secuenciar y explorar un proyecto a través de un entorno digital donde es mucho menos costoso hacer cambios que en el momento de la ejecución del proyecto, donde los cambios son exponencialmente más costosos. Hoy, esta promesa se está convirtiendo en realidad. Una serie de software BIM, dispositivos móviles en las aplicaciones están entregando resultados que mitigan el riesgo en la construcción”

1.3.2 BENEFICIOS DEL USO DEL BIM EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL Y LA CONSTRUCCIÓN.

En la realización de proyectos que utilizan el BIM, existe la ventaja de tener un edificio digital con toda la información ingenieril. En su tesis (Alcántara, 2013, p.156). Menciona algunas ventajas en el diseño y la construcción utilizando métodos BIM: “Algunos de los beneficios de aplicar BIM en una empresa que haya realizado un maduro proceso de implementación son:

En la etapa de diseño; En las primeras etapas del diseño, para probar que se ha cumplido con las expectativas del cliente, se puede obtener listados de materiales y cómputos de materiales generales. La obtención de los planos del proyecto: de plantas, de secciones, de elevaciones, de detalles y vistas 3D isométricas.

En la etapa de construcción; La revisión visual del diseño del proyecto. Realizar análisis visuales o automatizados de interferencias físicas entre los diseños (detección de interferencias). Obtener reportes de cantidades de materiales (metrados) el intercambio electrónico de datos de diseño con proveedores (ej. para detalles y fabricación de acero estructural, prefabricación de instalaciones), La simulación del proceso constructivo BIM- 4D. De la misma manera los propietarios están en una posición privilegiada de visualizar y conocer el desarrollo del proyecto desde el inicio del diseño de edificios, en ejecución, mantenimiento y operación a largo de su ciclo de vida.

1.3.3 PLAN DE GESTION BIM EN PROYECTOS ESTRUCTURALES

Es la secuencia, intercambio de información y protocolos optados para la realización de proyectos estructurales. El plan de gestión BIM ayuda a realizar el monitoreo, control y un adecuado flujo de trabajo al momento de realizar proyectos, en especial proyectos de índole estructural.

“Para la realización de planes de gestión BIM es necesario la creación de guías que ayudarán a proponer un project charter en el que se recopilan los requisitos del proyecto BIM, se identifican los stakeholders (interesados), se determina el alcance a través de los BIM goals (metas BIM), se identifican los BIM uses (usuarios) a lo largo del ciclo de vida del proyecto (planificación, diseño, construcción y operación), se proponen unos entregables BIM y unas fichas para su verificación de calidad, se estudian los procesos etc. Se debe de tener en cuenta que, además del entregable, físico, tenemos uno o varios entregables virtuales en función de las necesidades y requisitos demandados por stakeholders del proyecto” (Hardin y Maccool, 2015, p.136).

1.3.4 INTEROPERABILIDAD DE PROGRAMAS BIM APLICADOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Según (Rodolfo, 2013, p.8). Menciona lo siguiente: “El traspaso expedito de datos entre especialidades (y por ende entre distintos softwares) es vital para hacer más eficiente los procesos de trabajo y una de las principales trabas que ha existido para una correcta operación de los sistemas BIM”. El concepto de interoperabilidad se relaciona con el traspaso de datos entre programas computacionales. Existe diferentes herramientas BIM para el diseño estructural, estos utilizan diferentes lenguajes de programación, nativas o externas, sus extensiones y formatos no son, por lo general, compatibles con otros programas que realizan los mismos trabajos ingenieriles. Actualmente se están realizando esfuerzos para la interoperabilidad entre diferentes programas buscando unificar en un solo tipo de formato llamado IFC (Industry Foundation Classes) es un formato de archivo abierto que permite el intercambio de un modelado BIM sin pérdida de datos. No controlado por ningún desarrollador de software en particular. Está creado para facilitar la interoperabilidad entre los distintos softwares BIM que existen en el mercado.

1.3.5 DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EDIFICIOS

Para (Bozzo y Barbat, 2004, p.256). “Los criterios actuales de diseño sismorresistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque puedan producirse daños locales importantes. Para ello la estructura se diseña y construye proporcionándole detalles que permitan las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo severo, sin pérdida significativa de resistencia”. Este tipo de diseño es llamado diseño sismorresistente de una estructura; busca que el edificio resista y no colapse en el momento que se produzca un evento sísmico.

1.3.6 DEFINICIÓN DE ANÁLISIS SÍSMICO.

El análisis sísmico es esencial para poder diseñar una estructura. Comienza con la incorporación de fuerzas sísmicas en un modelo matemático y termina con el cumplimiento de las derivas de la estructura y la obtención de los esfuerzos sísmicos en la misma. Siguiendo los lineamientos proporcionados por el reglamento nacional de edificaciones específicamente el ítem; norma E.030. da a conocer los requerimientos mínimos establecidos para la realización del análisis sísmico (Valderrama, 2016, p. 56). Por otro lado, es importante definir el concepto de Rigidez. Para Salazar (2007, p.40). “propiedad mecánica de los materiales con la característica de oponerse a la deformación”. Por otra parte, el esfuerzo es el “conjunto de fuerzas que actúan sobre un cuerpo tendiendo a deformarlo, representada como la relación de la fuerza aplicada sobre el área de la sección sobre la que actúa” Salazar (2007, p. 18). La norma de diseño sismorresistente E030 (2016, p. 9). defina Las Derivas como el “Desplazamiento de entre piso, o calificada como distorsión de entre piso, esta se calcula como el promedio de las distorsiones en los extremos de los entrepisos”.

1.3.7 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS.

El Predimensionamiento de elementos estructurales es un planteamiento preliminar de las dimensiones de la estructura en el cual utiliza parámetros y normas establecidas para su posterior calculo estructural y verificación final.

Para Gimenez y Janqui (2015, p.59) Las reglas que establece para el pre dimensionamiento son las siguientes:

Losa de piso:

$$h = L / 25$$

Donde:

L = luz menor

h= Altura del aligerado

Vigas:

$$h = L / 12 \text{ o } b=12/2$$

Donde:

L= luz mayor en el eje

h= Altura de la viga.

Columnas:

$$\text{Área de columna} = P_{\text{servicio}} \times A_{\text{tributaria}} \times N^{\circ} \text{ pisos} / (0.35 \times f'c)$$

Datos:

Categoría

C = Vivienda

P servicio en Ton/m²

N° Pisos

f'c en Ton/m².

1.3.8 METRADO DE CARGAS EN EDIFICACIONES

Es un tipo de técnica el cual halla las cargas actuantes en los elementos estructurales por medio del metrado de las dimensiones en unidades cubicas de todos los elementos estructuras, multiplicado por el peso sísmico de estas.

Según la norma (E.020, 2013, p.2). menciona: “Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica”

En todo proyecto de estructural es necesario conocer las cargas o pesos del edificio y la carga sumada que soportará en su vida útil como el peso de las personas, muebles, equipo, aparatos, etc. Estas cargas son las llamadas cargas muerta (CM) y carga viva (CV) respectivamente.

1.3.9 VIGAS

Son miembros estructurales horizontales que transmiten las cargas, provenientes de las losas, a las columnas. “Las vigas se diseñan en principio para resistir momentos de flexión, sin embargo, si una viga es corta y soporta grandes cargas, la fuerza cortante interna puede llegar a ser bastante grande y debilitar el diseño de la viga” (Hibbeler, 2012, p.256). Por otra parte, las vigas peraltadas poseen más rigidez y funcionan mejor estructuralmente, se prefiere que estas tengan menos altura para así maximizar la altura entre pisos. El ACI indica que las vigas de baja altura a las que tengan la relación peralte/claro menor a $2/5$ para claros continuos y menor a $4/5$ para claros simples. Por lo general las vigas usadas en edificaciones cumplen con esta indicación.

1.3.10 COLUMNAS

Son elementos estructurales verticales que soportan cargas provenientes de las losas y distribuyen estas cargas a los cimientos de la estructura. “Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial, aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte a flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos. Las columnas, a diferencia de los pedestales, tienen una relación larga/menor dimensión de la sección transversal, mayor que tres.” (Harmsen, 2002, p.126).

1.3.11 LOSAS

Las losas son elementos estructurales de espesor reducida utilizados para conformar el piso apoyadas en las vigas. Por otra parte, las losas del tipo nervadas son muy usuales en nuestro medio, en ellas se considera una unión monolítica entre viguetas, espaciadas a cierta distancia, y una losa delgada en la parte superior. Para llenar el vacío entre las viguetas se emplean ladrillos de arcilla o poliestireno expandido.

“una losa aligerada típica las viguetas están espaciadas cada 40cm, el ancho de alma bw es de 10cm y la losa superior es de 5cm. La altura de un aligerado puede ser de 17, 20, 25 ó 30 cm. El diseño del aligerado se realiza por vigueta y solo se toma la combinación $1.4CM+1.7CV$ debido a que se desprecian los efectos de sismo en estas losas” (Afuso, 2017, p. 47.)

1.3.12 MUROS DE CORTE (PLACAS)

Los muros de corte son aquellos que están sometidos a sollicitaciones de cargas verticales y horizontales en su plano, tienen como finalidad reducir las derivas laterales para controlar las deformaciones. “Teniendo en cuenta un adecuado diseño sismorresistente se deben considerar las siguientes características de: Resistencia; el diseño deberá ser capaz de distribuir las fuerzas de sismo ante una probable falla de elementos importantes, esto se obtiene diseñando pórticos hiperestáticos con muros de corte que puedan redistribuir las fuerzas horizontales luego de la fluencia inicial.

Rigidez, con la inclusión de muros de corte se logra incrementar la rigidez de la estructura, para así disminuir los desplazamientos laterales tanto de traslación como de rotación. Ductilidad, por el cual la estructura ingresara en el rango inelástico siendo capaz de disipar la energía sísmica a través de la fricción interna y deformación plástica” (Guillen, y Jaque, 2016, p.42).

1.3.13 ZAPATAS

“Las zapatas se diseñan considerando que la presión actuante sea menor a la presión admisible. Todos los métodos para calcular las presiones actuantes sobre el suelo toman en cuenta que el suelo no soporta tracciones. Se determina las presiones sobre el suelo, con el Método de Meyerhoff. El cual considera que el suelo se plastificara ante cargas axiales y de momentos, teniendo una presión constante sobre un área menor al área inicial de la zapata, cuyo centroide coincida con la resultante de la carga” (Rueda 2008, p. 55).

1.3.14 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

“La finalidad de los estudios de mecánica de suelos es determinar las principales características, propiedades y parámetros geotécnicos del terreno de fundación, para que, con estos datos, se pueda hallar la capacidad portante, mediante el método más adecuado según y aplicando los criterios de la norma E.050” (Chambilla, 2016, p.22).

1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Cuáles son las características y procesos del diseño estructural sismorresistente de un edificio de siete niveles utilizando la metodología BIM?

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Justificación técnica.

El diseño estructural sismorresistente de un edificio es fundamental para la seguridad y estabilidad en un eventual evento sísmico. La forma de realizar este tipo de diseño estructural, se basa en emplear métodos matemáticos y herramientas computacionales que ayuden a simular y a resolver problemas, de índole estructural. La investigación contribuirá en desarrollar el estudio del diseño estructural sismorresistente del edificio. El cual incluye el análisis sísmico de la estructura, los planos detallado de la subestructura y de la superestructura y el modelo BIM, el cual integra toda la información arquitectónico y estructural del proyecto, que serán dispuestos a disposición en el momento de la ejecución del edificio. Asegurando que el edificio, sea sismorresistente, de esta manera, los habitantes de este no sufran daños ante un evento sísmico.

Por otra parte, elegir las herramientas y la metodología de diseño, es de suma importancia; esto permite conseguir una eficiencia en la realización del diseño. La mayoría de los procesos de diseño estructural son muy operativos y rutinarios, este proyecto busca insertar una nueva forma de trabajar llamada; metodología BIM (Building information Model) por sus siglas en inglés, esta forma de trabajo integra soluciones de flujo de trabajo eficientes y esto, genera mayor rapidez en el diseño estructural del edificio. El cual nos permitirá tener toda la información necesaria de la estructura para optimizar el proceso constructivo en el momento de la ejecución. Mejorando el intercambio de la información digital, todo ello a través de programas BIM. No tendremos información perdida y sobre todo lo pragmático en cuanto a la colaboración entre los diferentes beneficiados en diferentes fases del ciclo de vida del proyecto con la facilidad de insertar, extraer, actualizar o modificar información en el proceso del diseño de la estructura.

Justificación Social.

Todo diseño estructural en el cual se aplica criterio sismorresistente asegura un buen funcionamiento estructural a lo largo de la vida útil de edificio. Las normativas actuales, para el diseño estructural, tienen con principal filosofía; asegurar la estabilidad estructural y que estos sean económicamente rentables y sustentables. Todo ello para proteger la vida de los que habiten el edificio. La investigación, también, contribuirá con dar a conocer el estudio de mecánica de suelos, el cual servirá de referencia para posteriores estudios de la zona. También, da a conocer el estudio del diseño estructural sismorresistente con una metodología eficiente llamada BIM, esto

servirá de ayuda a trabajos futuros que deseen implementar esta metodología de trabajo.

Justificación Económica.

Según averiguaciones vía web y telefónica a empresas especializadas en el área y consultas a ingenieros estructurales, el costo promedio de realizar un diseño estructural sismorresistente está entre el 1% al 4% del costo total del proyecto. Con la cotización realizada se establece un costo promedio de s/. 4500.00 soles. es importante aclarar que este costo está exento del costo de los estudios básicos de mecánica de suelos y estudio topográfico. Estando estas en un costo de s/. 2500 soles, el diseño estructural sismorresistente del edificio, realizado por parte de los autores, tendrá un costo estimado s./ 3273 soles, esto incluye costos de asesoría externa en al área de metodología BIM, capacitación externa del tema costos de estudios básicos. esto costos estimados están dentro del presupuesto y alcance de los autores. Se agrega un aumento del 10% al presupuesto por algún imprevisto que pueda surgir.

1.6 HIPOTESIS.

Según (Hernández, Fernández y Batista, 2014, p.92). Las hipótesis son “Explicaciones tentativas del fenómeno investigado que se formulan como proposiciones”

El proyecto está exento de hipótesis, no busca demostrar algún planteamiento de solución. Solo describe el fenómeno y caracteriza los resultados obtenidos.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 GENERAL:

- Realizar el Diseño estructural sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM ubicado en la provincia de Pomabamba, Ancash.

1.7.2 ESPECÍFICOS:

- Realizar el análisis estático y dinámico de la estructura aplicando los criterios de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030-2018 con el programa computacional BIM: Autodesk Robot Structural.
- Realizar el cálculo de las áreas de acero y elaboración de los planos estructurales de los elementos de la superestructura y subestructura del edificio aplicando dos herramientas computacionales BIM: Autodesk Robot Structural y el Revit 2018.
- Creación del modelo BIM – Arquitectura y Estructura del edificio, el cual integra el plan gestión BIM Management, enfocado al diseño estructural del edificio.

II. METODOLOGÍA

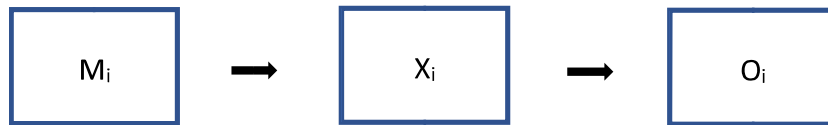
2.1. DISEÑO DE INVESTIGACION

No Experimental:

“La investigación no experimental observa fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos”. (Hernández, Fernández y Baptista, 2014, p.152). En la investigación se realiza la simulación y se observa el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas analizando los resultados obtenidos.

Descriptivo – Aplicado:

La investigación descriptiva tiene como único propósito dar a conocer las propiedades, las características y los perfiles de un proceso, objeto o algún tipo de fenómeno. (Hernández, Fernández y Baptista, 2014, p.156). El proyecto de investigación describe las características encontradas en el análisis basada en una metodología de trabajo.



Donde:

M_i: Diseño Sismorresistente

X_i: Edificio

O_i: Resultado

Para Marcelo (2016, p.4). La investigación aplicada “Su objetivo es utilizar los conocimientos, descubrimientos y conclusiones de la investigación básica, para solucionar un problema concreto”

Cómo se mencionó el proyecto de investigación busca resolver un problema latente y prioritario encontrado en la rama de la ingeniería estructural.

2.2. VARIABLES, OPERACIONALIZACION

2.2.1. Operacionalización de Variables

Operacionalización de la Variable

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
Diseño estructural sismorresistente	“El diseño basado en la aplicación, únicamente, de cargas sísmicas en el modelado, y aplicación de criterios sismorresistentes al análisis, y diseño de estructuras con el fin de resistir carga sísmica, los cuales puedan ser, leves o severas, existe diferentes métodos de diseño, dependiendo de las consideraciones de resistencia que se desee alcanzar.” (Bertero y Bozorgnia, 2013, p.256).	La principal función de un del diseño estructural sismorresistente es de generar estabilidad estructural ante eventos sísmicos en una estructura por medio del buen diseño estructural y el adecuado uso de los materiales. La forma de realizar un adecuado diseño sismorresistente es, inicialmente, realizar el predimensionamiento, metrado de cargas, análisis estático y dinámico con la norma E.030.El cálculo de aceros según los códigos ACI 316, y la norma peruana E-060.	Ensayo de mecánica de suelos	Capacidad portante y Angulo de fricción interna	Intervalo
			Estructuración y Predimensionamiento	Luces, dimensionamiento de las losas, vigas, columnas, muros estructurales y zapatas	
			Metrado de carga y combinación de estas	Carga muerta y carga viva	
				Cortante Basal estático y dinámico	
			Análisis estructural por cargas de gravedad y cargas sísmicas	Rigidez, Deriva y Desplazamiento	
				Espectro de respuesta sísmica	
	Cálculos de aceros en las estructuras	Reportes y planos en detalles			
Metodología BIM	Es el conjunto de metodologías de trabajo y herramientas, caracterizado por el uso de información de forma coordinada, coherente, computable y continua; empleando una o más bases de datos compatibles que contengan toda la información en lo referente al edificio que se pretende diseñar, construir o usar. (Almonacid, Kliver, Julissa, 2015).	Busca optimizar el proceso de trabajo en la realización de las fases de conceptualización, diseño, ejecución y mantenimiento de un proyecto. Su principal objetivo es representar la estructura con información, en una base de datos e integrar las disciplinas que sean consideradas en el proyecto. La metodología ayuda y potencia el flujo de trabajo colaborativo entre las disciplinas que participan en el proyecto. Se busca mejorar el diseño estructural aplicando la metodología BIM para minimizar errores de coordinación, tener un modelo de información BIM de las áreas de arquitectura y estructura. Mayor información en el diseño para la utilización en la fase de ejecución.	Herramientas informáticas BIM	Software BIM. Revit structure y Autodesk Robbot.	Nominal
			Interoperabilidad de Programas BIM referentes a arquitectura y estructura.	Software BIM compatibles con “IFC e interoperables	
			Flujo de trabajo BIM	Procedimientos de Comunicación, Colaboración y Coordinación	
				Matriz de Colaboración de Modelado	
				Modelo paramétrico BIM de las disciplinas de arquitectura y estructura	

Fuente: Elaboración propia

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.

“Una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones. Las poblaciones deben situarse claramente en torno a sus características de contenido, de lugar y en el tiempo.” (Hernández, Fernández y Batista, 2014, p174). En esta investigación la población corresponde de igual forma con la muestra.

“La muestra es el Subgrupo de la población del cual se recolectan los datos y debe ser representativo de ésta” (Hernández, Batista y Fernández, 2013, p176).

Por otro parte la “Muestra no probabilística o dirigida; Subgrupo de la población en la que la elección de los elementos no depende de la probabilidad sino de las características de la investigación”. (Hernández, Batista y Fernández, 2013, p176). Muestreo por conveniencia, esto debido a que no conocemos a todos los individuos que forman la población y por lo tanto no se conoce la probabilidad de selección de cada individuo. Por lo mencionado la muestra de estudio es la vivienda ubicado en el Jr. Jorge Chávez, barrio de convento. Provincia de Pomabamba, Departamento de Ancash.

2.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD TÉCNICA

“Las técnicas, son los medios empleados para recolectar información, entre las que destacan la observación, cuestionario, entrevistas, encuestas, Método estandarizados, etc.” (Rodríguez, 2008, p.10). Las técnicas que se utilizan en esta investigación son las siguientes:

- Estudio de Mecánica de suelos para Cimentación E-050-2018
- Análisis sísmico mediante la norma Peruana E.030 -2018
- El diseño estructural del edificio bajo la norma E.060 y la norma extranjera ACI – 318-11.
- Metodología BIM para la elaboración del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio. De acuerdo al plan de gestión BIM.

INSTRUMENTO

“los instrumentos de recolección de datos; son recursos metodológicos que utiliza el investigador para registrar información o datos sobre las variables que tiene en mente” (Hernández, Fernández y Batista, 2014, p. 201).

Se utilizará una ficha de recolección de datos para el análisis según indicadores para cada parte del desarrollo del proyecto de investigación. Las fichas correspondientes son:

- Ficha técnica de resultados de mecánica de suelos.
- Planos Arquitectónicos.
- Plan de gestión BIM estándar Para el proceso de diseño Estructural Sismorresistente.

VALIDEZ Y CONFIABILIDAD.

“La validez, en términos generales, se refiere al grado en que un instrumento realmente mide la variable que pretende medir.” (Hernández, Fernández y Batista, 2014, p.201). por otra parte, “La confiabilidad de un instrumento de medición se refiere al grado en que su aplicación repetida al mismo individuo u objeto produce resultados iguales” (Hernández, Fernández y Batista, 2014, p.201).

- En el proyecto la elaboración de estudio de mecánica de suelos y su respectiva ficha técnica, es validada por el especialista encargado del laboratorio y la universidad. El estudio estar regido por la norma E-050 estudio de mecánica de suelos.
- De la misma manera el plano de arquitectura, es revisado por un arquitecto.
- El formato estándar del plan de gestión BIM arquitectura – estructura. Es avalado por la prestigiosa empresa Autodesk. (empresa líder en la creación de software para ingeniería y construcción).

Esta investigación, una vez que cumpla los lineamientos del método científico, será validada por dos ingenieros especialistas en el tema y un metodólogo.

2.4 MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS

Una vez obtenido los datos geotécnicos del lugar en estudio, mediante las fichas técnicas, y resuelta el plano arquitectónico. Como primer paso: se realiza la estructuración de los sistemas estructurales, como la vigas, columnas, losas, muros estructurales y zapatas. Esto se desarrolla mediante el modelo arquitectónico establecido. Posteriormente se realiza el modelado estructural del edificio en 3D con la herramienta computacional Revit. El modelo tridimensional solo contendrá información base. Seguidamente se realiza el traslado del modelo de Revit al programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional, el cual nos ayudara a realizar el análisis sísmico aplicando la norma E.030-2018. Esto implica realizar primero el metrado de carga, posteriormente se calcula el peso sísmico efectivo. Se incorpora las cargas que intervendrán y se generan las combinaciones respectivas. Se realiza el análisis estático y se generan los modos de vibración (análisis modal) Se realiza el cálculo de la cortante estático en la base y consecutivo se generan e insertan al programa los espectros de diseño. Se evalúa las irregularidades en planta y elevación. y seguido el cálculo del cortante dinámico, verificación de los desplazamientos y derivas de piso, luego se efectúa el escalamiento de fuerzas, por último, el cálculo del periodo fundamental de vibración.

Posterior al análisis sísmico se realiza el cálculo de acero de los elementos estructurales de la subestructura y la superestructura con la norma E.060 y el ACI-318-2011. Todo este análisis y el respectivo diseño es realizado con el programa Autodesk Robot Structural. A continuación, se realiza el retorno al modelo a Revit, este programa ahora contiene toda la información estructural del edificio. El siguiente paso es realizar la revisión de interferencias que puedan existir entre el modelo arquitectónico y el nuevo modelo estructural del edificio. Una vez resueltas las interferencias, el modelo estructural tridimensional se traslada, nuevamente, al programa Autodesk Robot Estructural. Y se vuelve a realizar el diseño sísmico, pero de manera automática, observando con criterio y revisando que cumplan con todo el parámetro permisible de las normas utilizadas. Una vez analizado y recalculado se generan los reportes del análisis realizado. Seguidamente el modelo se retorna al programa Revit para la generación de los planos estructurales y la renderización final del proyecto. Todo esto se realiza utilizando el plan de gestión de la metodología BIM.

2.5 ASPECTO ETICO.

“Siempre que se esté hablando de investigación, es necesario considerar los principios éticos que la rigen, y que son: el respeto por las personas, la beneficencia y la justicia” (Beatriz, 2002, p. 2).

El proyecto fue trabajado con suma transparencia, respetando las normas peruanas de ética del ingeniero civil existentes. Verificando que todas las herramientas, para el diseño respectivo, sean validadas y confiables. Rigiéndonos totalmente de las normas mencionadas.

III. RESULTADOS

3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ARQUITECTURA.

Se proyecta un edificio de vivienda multifamiliar de 7 pisos. Ubicado en el Jr. Jorge Chávez, barrio de convento. Provincia de Pomabamba, Departamento de Ancash. Cuenta con área total de 157.00m². en las síguete imágenes se presenta el plano de ubicación, el plano en planta del primer nivel y su elevación principal.



Figura 1 Plano de ubicación del lote. Proyección del edificio.

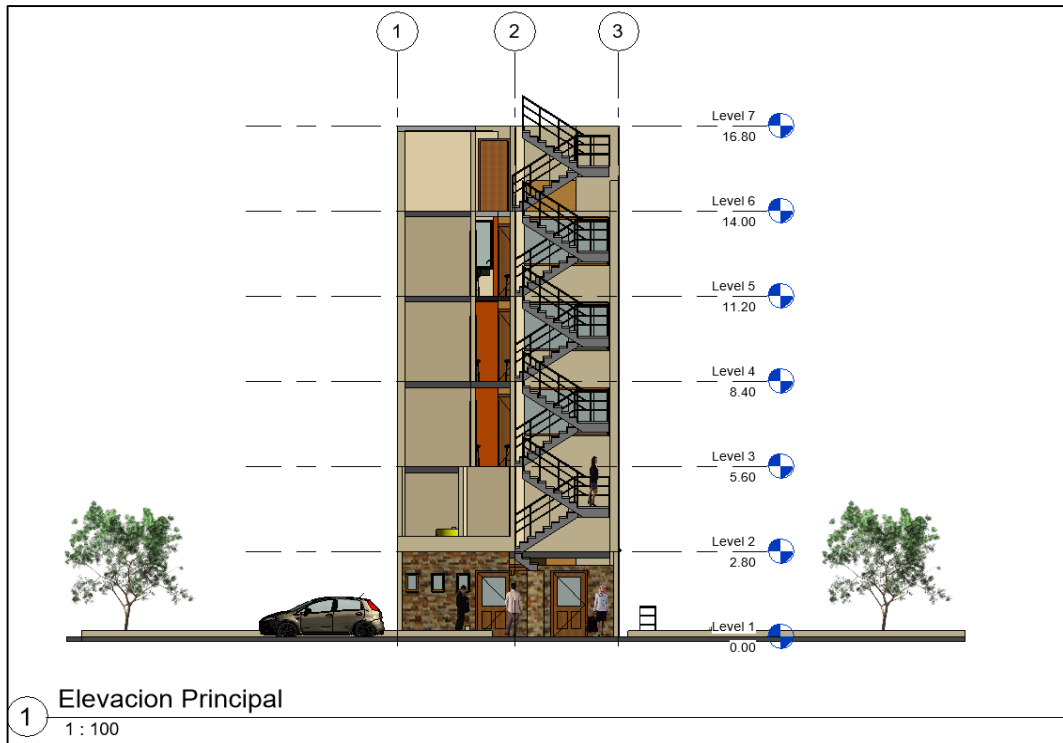


Figura 2 Arquitectura: elevación Principal. Fuente: Propia.

El modelo que se muestra en la imagen N°02 realizado con el programa Revit - 2018. En los siguientes capítulos se presenta el desarrollo del diseño estructural sismorresistente. En base al modelo arquitectónico elaborado con el programa mencionado.

3.1.1. DESCRIPCION DE LA ARQUITECTURA

La Infraestructura consta de 7 niveles los cuales 6 plantas desde el segundo nivel son departamentos multifamiliares. El primer nivel se proyecta como tienda de uso comercial. Cada nivel contara con acceso directa a un ascensor, sala, comedor, cocina, lavandería, dos dormitorios con su respectivo baño y un estudio. La azotea es de dedicada para zona de máquina.

La figura N°03. Plano en planta del primer Nivel. muestra la distribución de los ambientes.

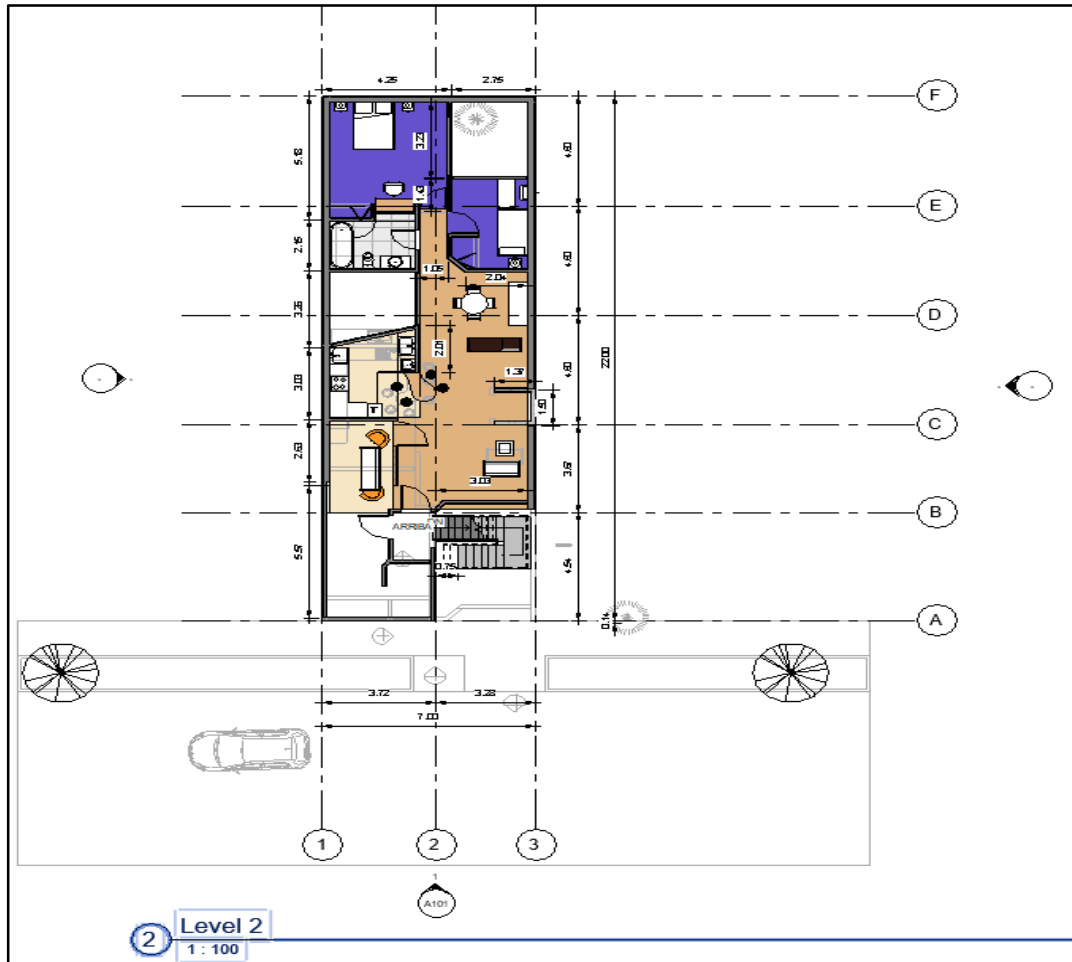


Figura 3 Plano arquitectónico en planta del primer Nivel.

3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

- La estructura presenta una simetría en planta y elevación, esto ayudo a tener mayor control en los desplazamientos máximos permisibles según la norma E-030-2016.
- Se realizaron la colocación de placas perpendicular a los descansos para estabilizar todo el elemento de la escalera. Esto agrega mayor rigidez a las escaleras y por ende a la estructura en su conjunto. distribuidas en todos los niveles.
- En los ejes B, C, D Y F. se considera dimensionar vigas principales peraltadas los cuales son de mayor luz. Esto para formar pórticos en esa dirección.
- Para el encofrado de la losa se dispuso de losas nervadas en dos direcciones.
- Se realiza la estructuración con simplicidad sin alterar la rigidez del edificio en coordinación con arquitectura.

3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

El espesor de losa en dos direcciones no depende de las condiciones de apoyo. La ecuación $e = \text{perímetro} / 180$ establece el espesor mínimo permisible de la losa nervadas en dos direcciones. Es importante mencionar que el perímetro se refiere a la longitud de los bordes del panel. El espesor calculado debe ser mayor que todos los espesores de cada panel. Por lo tanto:

Tenemos: $e = p/180$, recomendación ACI 318-2011

Donde:

p : Perímetro

e : Espesor

Reemplazando:

$e = 26.60/180 = 0.15$, este espesor que se calculó será el mínimo permisible.

El espesor elegido es de 25cm en todas las losas que se proyectaron, esto para mayor seguridad.

3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el predimensionamiento de vigas en cargas de gravedad y sismo, se tiene el siguiente criterio:

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{10},$$

Donde:

H : Peralte de la viga

L : luz mayor de la viga

en el siguiente cuadro se muestran las medidas predimensionadas de las vigas con mayor luz.

Tabla 1 Predimensionamiento de vigas.

Dirección	eje	luz mayor(m)	h=L/10(m)	h Elegido (m)
X	1	4.2	0.42	0.45
	2	2.8	0.28	0.30
	3	4.2	0.42	0.45
Dirección	Eje	luz mayor(m)	h=L/10(m)	h Elegido (m)
Y	A	3.1	0.31	0.35
	B	3	0.30	0.30
	C	5.3	0.53	0.45
	D	6	0.6	0.6
	E	6	0.6	0.6
	F	4	0.4	0.4

3.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El criterio que se utiliza para predimensionar las columnas:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \times F_c}, \text{ donde:}$$

A col: Área transversal de la columna

P servicio: carga vertical en servicio = P x A tributaria x N de pisos

Fc: resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

Debido a que la edificación es de categoría C entonces P = 100 kg/ m²

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de las dimensiones de los tipos de columnas, estas son las que tienen mayor área tributaria (las más críticas)

Tabla 2 Predimensionamiento de columnas

Columna		Carga de Servicio			Área Requerida (cm ²)	Dimensiones	
Tipo	Ubicación	Área Tributaria (m ²)	N° Pisos	P serv. (Ton)		b x h (m)	Área Final (cm ²)
C1	(1,D)	14.95	7	104.65	1,107.41	50*40	2000
C2	(2,B)	5.97	7	41.79	442.22	0.30*0.40	1200
C3	(1,A)	3.76	7	26.32	278.52	0.30*0.25	750

Se considera dimensiones superiores a lo predimensionado para, garantizar mayor seguridad, estos serán revisados mediante el análisis sísmico en los capítulos posteriores.

3.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES

Los muros estructurales tienen la finalidad de absorber la mayoría de las fuerzas cortantes generadas por el sismo y el viento.

Se utiliza un método aproximado que calcula la fuerza cortante en la base. la norma E.060 indica que el espesor mínimo será 10cm. Se considera 25 cm de espesor a todas las placas.

La ecuación que se presenta es una estimación para el cálculo de las dimensiones.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times L$$

Donde:

b: espesor estimado de muros

L: metros lineales posibles de muros

Este método es referencial no muy confiable, en el análisis sísmico que se realiza en los siguientes capítulos se definen las dimensiones de estos y la necesidad de incluir muros estructurales en zonas que sean convenientes, según sea el caso.

3.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA

Según El Reglamento Nacional de Edificación menciona lo siguiente:

$$2 \text{ cp} + 1 \text{ p} = 60 @ 64$$

Donde:

Cp: contrapaso

p: paso

Tomaremos 17 pasos de 25 cm de ancho y el contra paso será (280/16)
=17.50=17.50 cm

Se verifica:

$$2 \times 17.50 + 25 = 60.00 \text{ cm.}$$

3.3 METRADO DE CARGA:

La estimación del metrado de carga gravedad (PP), carga viva (CV) y carga muerta (CM) de acuerdo con la norma E.020.

se presenta una lista de los pesos de los materiales:

Lista de material y pesos unitarios para carga muerta

- Concreto Armado 2400 Kg/m³
- Albañilería con Tarrajeo 1800 Kg/m³
- Aligerados (h=20 cm) 300 Kg/m²
- Aligerados (h=25 cm) 350 Kg/m²
- Aligerados en dos direcciones (h=25 cm) 420 Kg/m²
- Piso Terminado 100 Kg/m²
- Acabado cielo raso 20 Kg/m²

Tabla 3 Resumen de la carga muerta; tabiquería y acabados.

DESCRIPCION	ACABADO PISO TERMINADO	ACABADO CIELORASO	MURO	SUB TOTAL. (tn)	AREA DE CADA PISO	PESO POR M2
NIVEL N° 01	0.518 tn	0.109 tn	77.92956	78.556	153.150 m ²	0.513 tn/m ²
NIVEL N° 02	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m ²	0.438 tn/m ²
NIVEL N° 03	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m ²	0.438 tn/m ²
NIVEL N° 04	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m ²	0.438 tn/m ²
NIVEL N° 05	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m ²	0.438 tn/m ²
NIVEL N° 06	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m ²	0.438 tn/m ²
NIVEL N° 07	0.518 tn			15.97	153.150 m ²	0.104 tn/m ²
NIVEL MAQUINA PESO ASENSORES				2.500 tn	2.250 m ²	1.111 tn/m ²
TOTAL DE CARGA						3.917 tn/m ²

* EN EN NIVEL DE 7 SE INCLUYE LA CARGA DE LA CUBIERTA.

En la tabla N°03 se en lista las cargas vivas o sobrecargas respectivas por cada piso. Según la norma E.020.

La sobrecarga del ascensor se añade en el perímetro de las placas o muros estructurales, estos sostendrán el peso de los equipos y la sobrecarga mencionada.

Tabla 4 Cargas vivas por niveles y por su uso.

CARGA VIVA (CV)	
NIVELES	S/C
NIVEL N°01	
2ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°02	
3ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°03	
4ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°04	
5ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°05	
6ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°06	
7ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m ²
NIVEL N°07	
8ª PISO -AZOTEA	100.00 kg/m ²
ESCALERA	200.00 kg/m ²
CARGA VIVA ASENSORES: TODO LOS NIVELES:	400.00 kg/m ²

NORMA E.020

3.3.1 RESUMEN DE PESO DE EDIFICIO

Se presenta en el cuadro siguiente el resumen del nitrado de carga total del edificio.

El peso propio del edificio por niveles es proporcionado por el programa Autodesk Robot structural.

Tabla 5 Resumen del peso total del edificio por niveles

Niveles	CM PP (Tn)	CM P. TAB. ACAB. (Tn)	CV (Tn)	C. TOTAL (Tn)
NIVEL N° 01	205.63	78.556	30.63	314.81
NIVEL N° 02	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 03	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 04	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 05	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 06	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 07	139.20	15.968	30.63	185.79
PESO TOTAL DEL EDIFICIO				2,074.67

Peso total de edificio: 1,037.33 Tnf

Área total de edificio: 1074.3 m².

3.3.2 RESUMEN DE CARGA DE VIENTO:

En el siguiente cuadro indica las cargas de viento elaborados con aplicativos del programa Autodesk Robot structural, respetando la norma ASCE 7-05. Y la norma E.020.

Tabla 6 Cargas de viento simulados.

CUADRO DE CARGAS DE VIENTO			
CARGA	TIPO	VALOR MAXIMO (t/m2)	DESCRIPCION
VIENTO1	Simulación de viento X+ 81.20 m/s (variable)	0.413	Estático lineal
VIENTO2	Simulación de viento Y+ 81.20 m/s (variable)	0.415	Estático lineal
VIENTO3	Simulación de viento X- 81.20 m/s (variable)	-0.411	Estático lineal
VIENTO4	Simulación de viento Y- 81.20 m/s (variable)	-0.412	Estático lineal

*las velocidades se hallan bajo el criterio de la norma e.0.20. Artículo N° 12. ver anexo de metrado de cargas

*Norma USA ASCE 7 - 05.

La simulación de las cargas actuantes del viento realizado en el programa Autodesk Robot structural en la dirección X+. Se observa valores máximos positivos barlovento (color rojo) y máximos negativos sotavento (color azul).

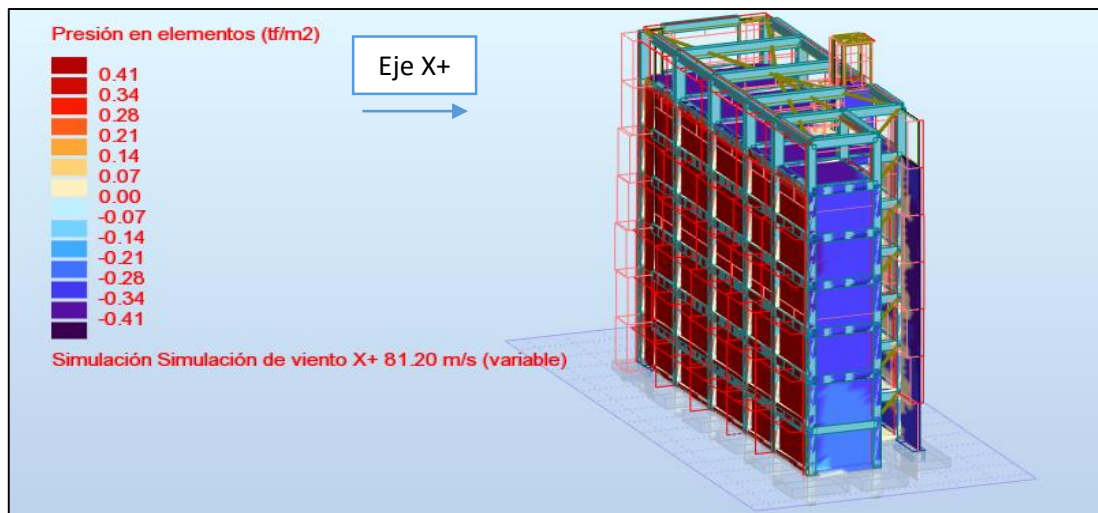


Figura 4 Simulación de viento en el edificio, considerando las normas ASCE7-05 y la norma E.020.

3.4.ANALISIS SISMICO DEL EDIFICIO.

Se realiza un análisis sísmico del edificio, siguiendo los lineamientos de la norma E0.30 -2016. Este análisis nos permitirá conocer el comportamiento de la estructura

bajo solicitaciones sísmicas, buscando una rigidez permisible especificado en la norma E.030-2.18, cumpliendo así el criterio sismorresistente que la norma indica.

Por otra parte, el diseño sismorresistente del edificio busca cumplir con la filosofía mencionados en la norma E.030-2018

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a las propiedades.

“La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.” Norma E.030 (2016. Pg. 03)

3.4.1 MODELADO ESTRUCTURAL CON REVIT-2018 DEL EDIFICIO Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO CON EL PROGRAMA BIM AUTODESK ROBOT STRUCTURAL.

El análisis sísmico se realiza con el programa Autodesk Robot structural -2018.

Se realiza un modelado de la estructura tridimensionalmente; las columnas, vigas, los muros estructurales, las placas del ascensor y la escalera. Con el programa Revit -2018

En la imagen, se muestra el modelado de la estructura, considerando los criterios de predimensionamiento expuesto en capítulos anteriores.

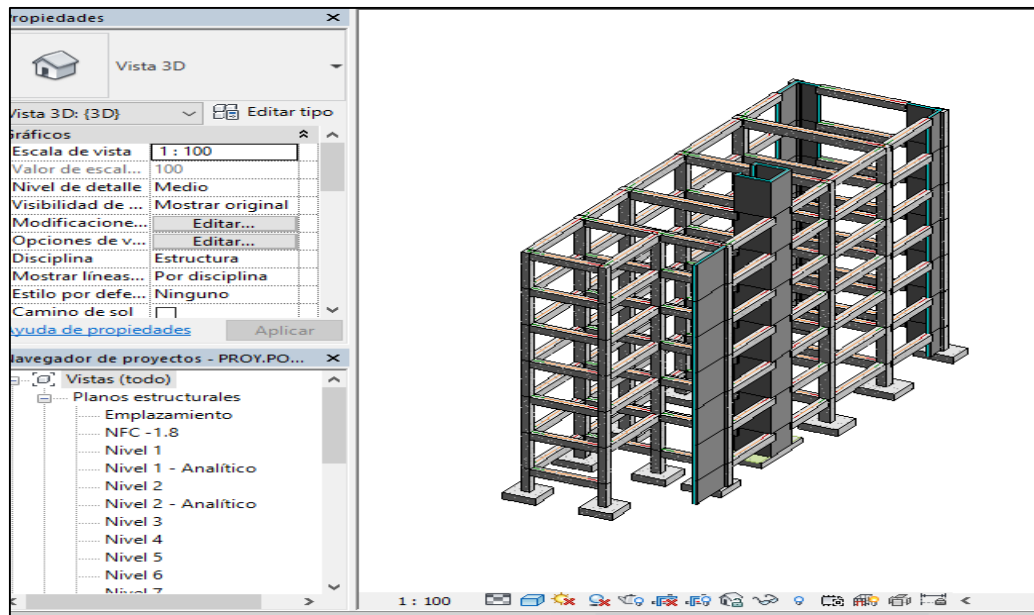


Figura 5 Modelado final de los elementos estructurales del proyecto

Criterios Estructurales:

Se considera la losa como un elemento como diafragma rígido, por el comportamiento similar que tiene con una masa concentrado ante cargas sísmicas. Y por la recomendación de la norma E.030-2018.

Se considero una resistencia nula a la torsión, en la viga, asignándole, también, una conexión rotulada en los encuentros con otros elementos estructurales, cuando el acero de refuerzo no desarrollo una longitud de anclaje.

El diseño de concreto armado se desarrollará bajo el concepto de diseño por resistencia, esto hace que la resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia ultima requerida.

Se tomará la resistencia al corte de una sección transversal (V_n) como la suma del aporte del concreto (V_c) y de los estribos (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$

Para el diseño de flexocompresión se construirá el diagrama de interacción de la sección afectada por el factor de reducción Φ . además la resistencia por carga axial deberá limitarse a un valor de $0.8 \Phi P_o$.

El factor de reducción (Φ) considerado para flexocompresión es 0.70. (recomendación del ACI 318-2011)

En la figura 06 y 07, se observa el modelo importado de Revit -2018 a Robot Structural. El cual será utilizado para el análisis sísmico, se presenta una vista de planta típica del edificio. Además, observamos los siguientes elementos de acuerdo al color que corresponde: Placas: celeste oscuro, Vigas y columnas color Naranja y Losas aligeradas, celeste. Oscuro transparente.

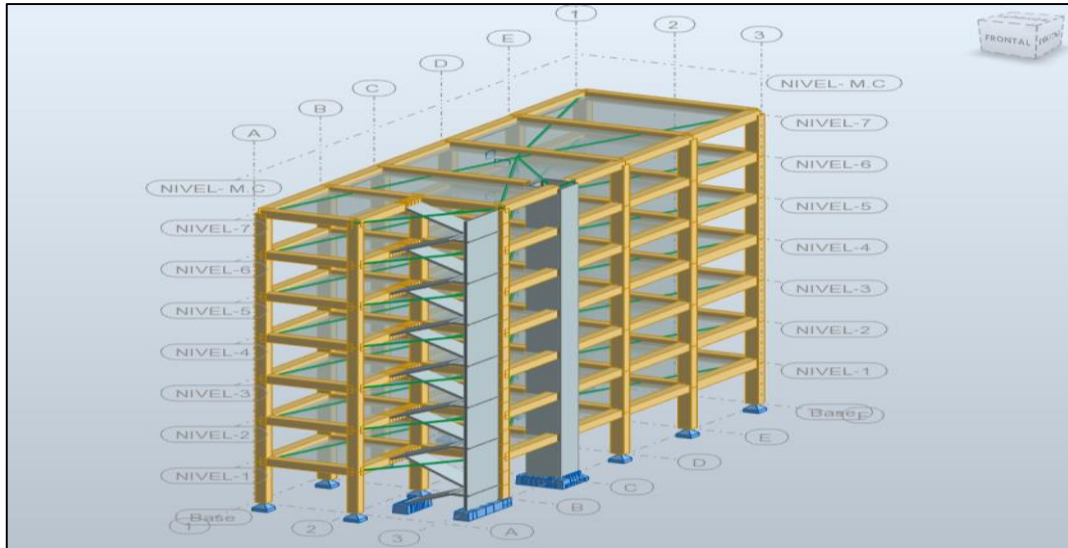


Figura 6 modelo estructural del edificio importado de Revit -2018 al programa BIM Autodesk Robot structural.

La intersección de las líneas diagonales de color verde corresponde al centro de rigidez de cada planta respectivamente.

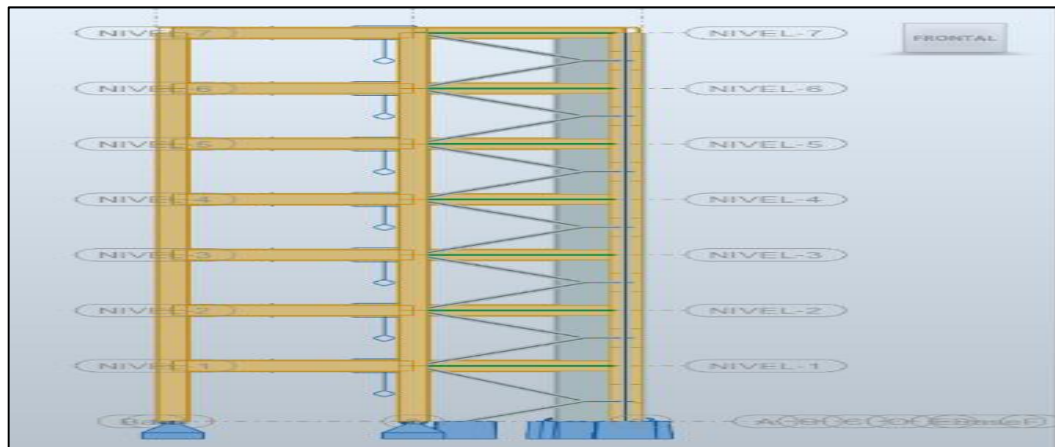


Figura 7 Elevación del modelo estructural del edificio elaborado en el programa BIM. Autodesk robot estructural. Fuente propia.

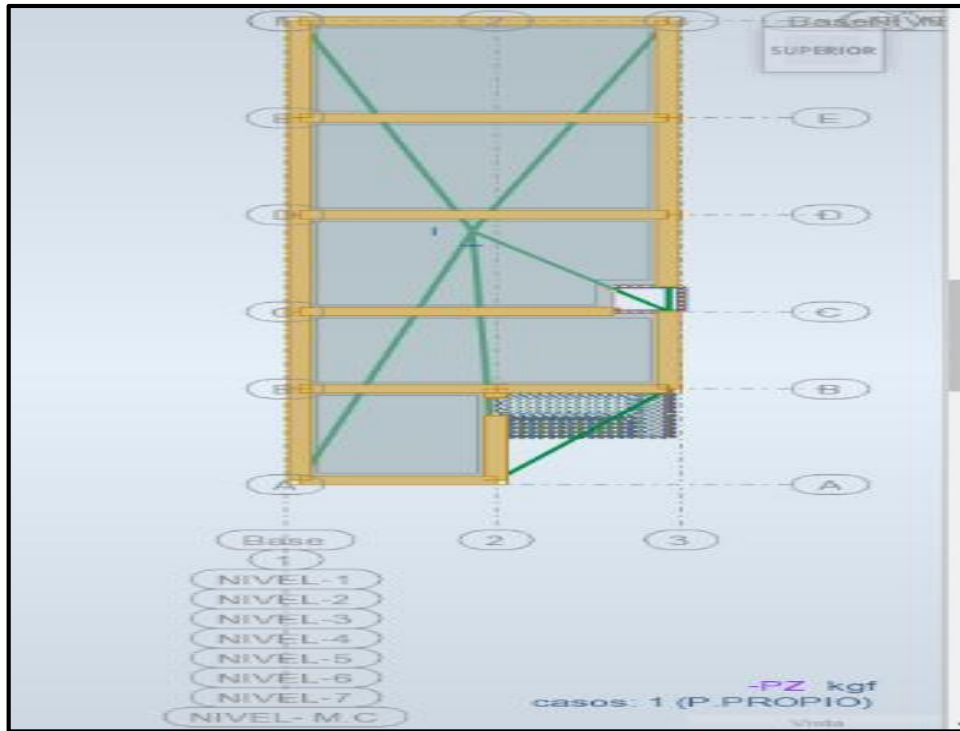


Figura 8 Vista en planta del modelo estructural del edificio en el programa BIM. Autodesk robot estructural. Fuente propia.

3.4.2 PARAMETRO DE SITIO

Como uno del objetivo es realizar el diseño sismorresistente, se analizan y se adoptan los parámetros mencionados en la norma E.030 -2018.

3.4.2.1 FACTOR DE SITIO (Z)

La norma E.030-2018 nos muestra las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

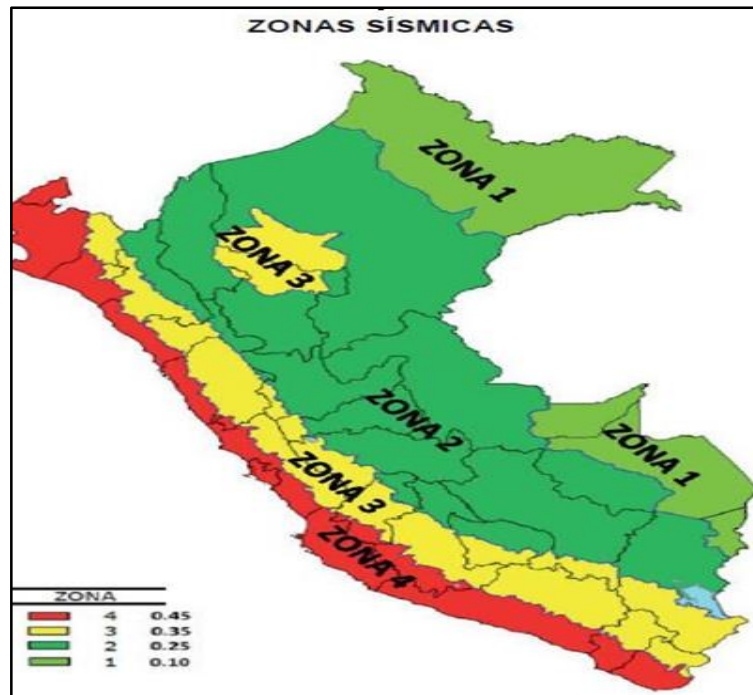


Figura 9 Mapa de Zonificación del Perú –
Fuente: Norma E030 - 2018

El factor de zona es, para el edificio es:

ZONA: 3 **Z=0.35**

3.4.2.2 PARÁMETROS DE SITIO: (S), (Tp), (TL)

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos (ver anexo; ítem estudio de mecánica de suelos), el perfil que se considera es el tipo S2 (suelo intermedio).

Con ello hallamos los parámetros respectivos:

- **Factor de suelo:** **S=1.15**
- **Periodo:** **Tp=0.60**
- **Periodo** **Tl= 2.00**

3.4.2.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Incorporando las cargas CM y CV y realizando el análisis modal con Autodesk Robot Structure. Se obtiene los siguientes periodos:

Primer modo: eje X

$$T = 0.34 \text{ s}$$

Segundo modo: eje Y

$$T = 0.29 \text{ s}$$

Según el ítem 2.5 de la norma E.030 -2018 se calcula el factor de ampliación sísmica C.

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T}\right)$

Figura 10 Parámetros para el cálculo de factor de ampliación

Como $T < T_p$, en ambas direcciones entonces tenemos:

$$C_x = 2.5$$

$$C_y = 2.5$$

3.4.2.4 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U)

De acuerdo a la tabla N°5 de la Norma E030-2.18, Se calcula el factor de Uso (U).

El edificio es de la categoría: C entonces tenemos:

$$U: 1.00$$

3.4.2.5 DETERMINACIÓN DEL VALOR R_o (COEFICIENTE BASICA DE REDUCCION)

En este capítulo se define el valor de R_o . según la norma E.030-2018, si los muros estructurales toman valores mayores del 20% y menores del 70% de la fuerza cortante en ambas direcciones, se consideran sistemas duales. En este apartado calcula los factores de irregularidad en planta y en altura. Como primer paso se evalúa si el sistema estructural corresponde a un sistema dual. A continuación, se muestran los porcentajes absorbidos por los muros estructurales:

Tabla 7 Porcentaje de participación de las fuerzas en las placas sentido XX

SISMO EN YY	
REACCION TOTAL (tf)	339.95
REACCION DE FUERSAS EN PLACAS (tf)	132.57
PARTICIPACION DE LAS PLACAS (%)	39%
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL Ítem 3.2.1. E.030
Roy	7

Tabla 8 Porcentaje de participación de las fuerzas en la placa sentido YY

SISMO EN XX	
REACCION TOTAL (tf)	339.95
REACCION DE FUERSAS EN PLACAS (tf)	189.57
PARTICIPACION DE LAS PLACAS (%)	57.76%
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL Ítem 3.2.1. E.030
Rox	7

De esta manera se infiere que el sistema estructural es dual con $R_o=7$.

3.4.2.6 VERIFICACION DE LAS IRREGULARIDADES EN ALTURA (*Ia*)

Irregularidad de rigidez – Piso blando.

En la tabla N°09 se observa el porcentaje alcanzado de las rigideces con respecto al entrepiso superiores, estas superan el 70% indicado en la norma E.030-2018. Esto indica que no existe Irregularidad en planta. Análisis que se presenta en el cuadro es realizado en la dirección XX, el cual tiene mayores desplazamientos con respecto a la dirección YY.

Tabla 9 cálculo de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

NIVELES	FUERSAS CORTANTE POR CADA PISO (tf)	DESPL. RELATIVO DEL C. DE MASA (mm)	RIGIDEZ LATERAL	% DE LA R.L DEL ENTREPISO SUPERIOR
NIVEL-07	25.78	7.4	3.48	
NIVEL-06	37.44	6.7	5.59	160%
NIVEL-05	31.20	5.8	5.38	96%
NIVEL-04	24.96	4.8	5.20	97%
NIVEL-03	18.72	3.7	5.06	97%
NIVEL-02	12.48	2.5	4.99	99%
NIVEL-01	6.24	2.3	4.26	85%

Tenemos: Irregularidad de rigidez – Piso blando: 1.00

Irregularidad de masa o peso.

“Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.” Norma E.030 (pag.19,2018)

Tabla 10 cálculo para la verificación de irregularidad de Masa o Peso.

NIVELES	Peso por cada nivel (tf)	25% de la carga viva (tf) C.V	peso estimado; (P+25%CV)	Verificación de la irregularidad	
				1.5*(p+25CV)	% > que 100% irregulares
NIVEL-07	92.897	30.63	216.4244		
NIVEL-06	157.406	30.63	345.4424	324.636	93.90%
NIVEL-05	157.406	30.63	345.4424		
NIVEL-04	157.406	30.63	345.4424		
NIVEL-03	157.406	30.63	345.4424		
NIVEL-02	157.406	30.63	345.4424		
NIVEL-01	157.406	30.63	345.4424		

Como se observa en el cuadro; los pesos de los pisos adyacentes no superan el 100%, si llegan a superan, significaría que el peso es mayor que el 1.5 al peso del nivel adyacente.

Esto indica que no tiene irregularidad en este ítem. Los demás niveles, como se observan tienen el mismo peso respectivamente.

Tenemos Irregularidad de masa o peso: 1.00

Irregularidad Geométrica Vertical

En la estructura, como se observa, en los planos y el modelo tridimensional, las dimensiones son constantes en cada nivel del edificio esto en las dos direcciones. Es por ello que no se aplica en este caso la irregularidad geométrica vertical de la norma E.030-2018

Tenemos Irregularidad Geométrica Vertical: 1.00

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Según menciona la norma:

“Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.” Norma E.030 (pág. 19, 2018)

Como se aprecia en el modelo estructural no existe un desalineamiento vertical de las dimensiones existentes (columnas alineadas y masas distribuidas de forma simétrica). Es por ello no es irregular la estructura para este caso.

Tenemos: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: 1.00

3.4.2.7 VERIFICACION DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA (*I_p*).

Irregularidad torsional

“Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta m_{\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (ΔCM). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.” Norma E.030 (pág. 12, 2018)

Tabla 11 cálculo de la irregularidad torsional

DISTORSION DE ENTREPISO INELASTICA		LIMITE PERMISIBLE SEGÚN NORMA	VALORES MAYORES AL 50% SON IRREGULAR	
$(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ XX	$(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ YY	CONCRETO ARMADO	EJE XX	EJE YY
0.0001	0.00009	0.0007	10%	13%
0.0004	0.00014	0.0007	50%	20%
0.0004	0.00004	0.0007	50%	5%
0.0004	0.00007	0.0007	50%	10%
0.0003	0.00004	0.0007	46%	5%
0.0003	0.00004	0.0007	36%	5%
0.0003	0.00004	0.0007	36%	5%

Como se aprecia en la tabla N°11, los desplazamientos relativos no exceden el 50%. Por lo tanto, no es aplicable el ítem expuesto para este caso.

Tenemos Irregularidad torsional: 1.00

Irregularidad Esquinas Entrantes.

La norma menciona: “La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.” Norma E.030 (pág. 20, 2018)

Tabla 12 Calculo de las irregularidades en esquina entrante

LONGITUD (m)		ABERTURA ENTRANTE X	MAYORES A 20% SON IRREGULARES
EJE X	7	3	43%
EJE Y	22	0	0%

En la tabla se observa que en el eje XX existe irregularidades entrantes, por ser la abertura entrante mayor que el 20% de la longitud total. El valor que se asume es **0.90**

Tenemos Irregularidad Esquinas Entrantes: 0.90

Irregularidad de discontinuidad del diafragma

“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.” Norma E.030 (pág. 20, 2018)

Tabla 13 Discontinuidad del diafragma.

AREA(m2)	AREA DE LOS AGUJEROS (m2)	MAYORES A 50% SON IRREGULARES
154	13.9	9%

Se observa en el plano en planta que los diafragmas no tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes. En la tabla N°54 se observa que el área del agujero con respecto al área total representa solo el 9%. Confirmando que no existe discontinuidad del diafragma.

Tenemos Irregularidad de discontinuidad del diafragma: 1.00

Irregularidad de sistemas no paralelos.

“Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.” Norma E.030 (pág. 20, 2018).

En la estructura las dimensiones son paralelas en las dos direcciones, es decir, no existiendo ningún ángulo que formen con respecto a los ejes X e Y. Es por ello que no se aplica, este caso, de irregularidad de sistemas no paralelos.

Tenemos Irregularidad de sistemas no paralelos: 1.00

Con los valores hallados se calcula el coeficiente de las fuerzas sísmicas R:

$$R=Ro.Ia.Ip. \text{ Tenemos:}$$

$$R=7.00 \times 1 \times 0.9 = 7.20$$

R=7.20 para ambas direcciones.

3.4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO DEL EDIFICIO.

Se realiza el cálculo del cortante Basal, es decir; la fuerza total en la base V;

En los siguientes cuadros se muestra el cálculo de los valores de los parámetros sísmicos.

Tabla 14 Cuadros de los parámetros sísmicos.

Z	0.35	Z	0.35
U	1.00	U	1.00
TX- robot	0.34	Ty – robots	0.29
C	2.50	C	2.50
S	1.15	S	1.15
P (Tnf)	2128.40	P	2128.40
Rx	6.30	Rx	6.30
VX-BASAL (Tnf)	339.95	VX – BASAL(Tnf)	339.95

3.4.3.1 CORTANTE BASAL ESTÁTICO.

Según la norma E.030-2018. Para un edificio de categoría C, se toma el 100% del peso más el 25% carga viva. Por lo tanto, tenemos:

PESO MUERTO: 2074.67 Tnf

CARGA VIVA (EN PESO): 214.86 Tnf

$P=100\% (PM) + 25\% (CV)$

$P=2074.67+0.25 \times 214.86 = 2128.40 \text{ Tnf}$

P=2128.40 Tnf.

En la siguiente lista se presenta un resumen del cálculo de la cortante basal:

RESUMEN:

Z =	0.350	
U =	1.000	
C =	2.500	
S =	1.150	
Rxx =	6.30	
Ryy =	6.30	
P =	2074.67	Tnf

Según ítem 4.3 de la norma E.030-2018.

PESO MUERTA: 2074.67 Tnf

CARGA VIVA: 214.86 Tnf

$$PT=100\% (PM) + 25\% (CV)$$

$$PT=2074.67+0.25 \times 214.86 = 2128.40 \text{ Tnf}$$

Tenemos la fuerza cortante basal para cada dirección

$$V_{xx} = 339.95 \text{ T}$$

$$V_{yy} = 339.95 \text{ T}$$

Para mayor detalle del cálculo de la cortante basal ver anexo: Análisis estático y dinámico.

Por otra parte, calculamos C/R:

$$C_x/R_x = 2.5/6.30 = 0.396 > 0.110, \text{ cumple según norma E.030-2018}$$

$$C_y/R_y = 2.5/6.30 = 0.396 > 0.110, \text{ cumple según norma E.030-2018}$$

C/R menor que 0.110.

3.4.4 ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO

Para en análisis dinámico del edificio se integra el espectro de pseudo aceleración en cada dirección de análisis según lo define la norma E.030 – 2018 En el inciso 4.6.2 tenemos:

$$S_a = (ZUCS/R) \times g.$$

3.4.4.1 ESPECTRO DE DISEÑO

Una vez obtenidos los parámetros de sitio se realiza el análisis dinámico modal. en el cuadro N°016 se muestra el cuadro de aceleraciones para diferentes periodos de vibración que sufriría el edificio.

Estas aceleraciones halladas nos permitirán calcular el espectro de respuesta sísmica para el cálculo de las fuerzas dinámicas.

Tabla 15 Aceleración Espectral para diferentes periodos

T	C	C/R	ZUCS/R	(ZUCS/R)×g
-	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.0200	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.0400	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.0600	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.0800	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.1000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.1200	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.1400	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.1600	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.1800	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.2000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.2500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.3000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.3500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.4000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.4500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.5000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.5500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.6000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.6500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.7000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.7500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.8000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.8500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.9000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
0.9500	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
1.0000	2.5000	0.3571	0.1500	1.4710
1.6000	1.5625	0.2232	0.0938	0.9194
2.0000	1.0000	0.1429	0.0600	0.5884
2.5000	0.6400	0.0914	0.0384	0.3766
3.0000	0.4444	0.0635	0.0267	0.2615
4.0000	0.2500	0.0357	0.0150	0.1471
5.0000	0.1600	0.0229	0.0096	0.0941
6.0000	0.1111	0.0159	0.0067	0.0654
7.0000	0.0816	0.0117	0.0049	0.0480
8.0000	0.0625	0.0089	0.0038	0.0368
9.0000	0.0494	0.0071	0.0030	0.0291
10.0000	0.0400	0.0057	0.0024	0.0235

En las figura N°11 se muestra los espectros de diseño considerados para cada dirección. Con el programa Autodesk robot estructure-2018, se generan el mismo espectro mostrado en a figura N° 11, al ingresar la lista de aceleraciones en la grafica N°16.

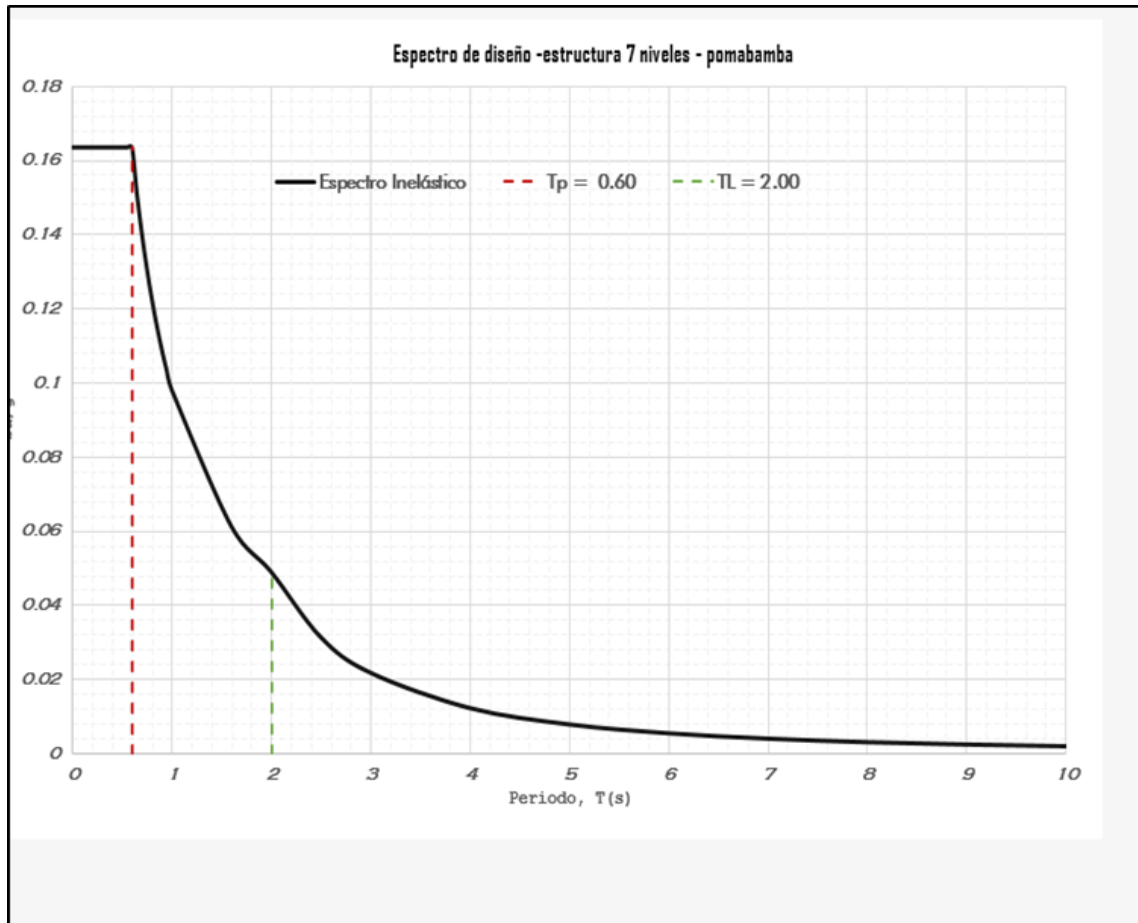
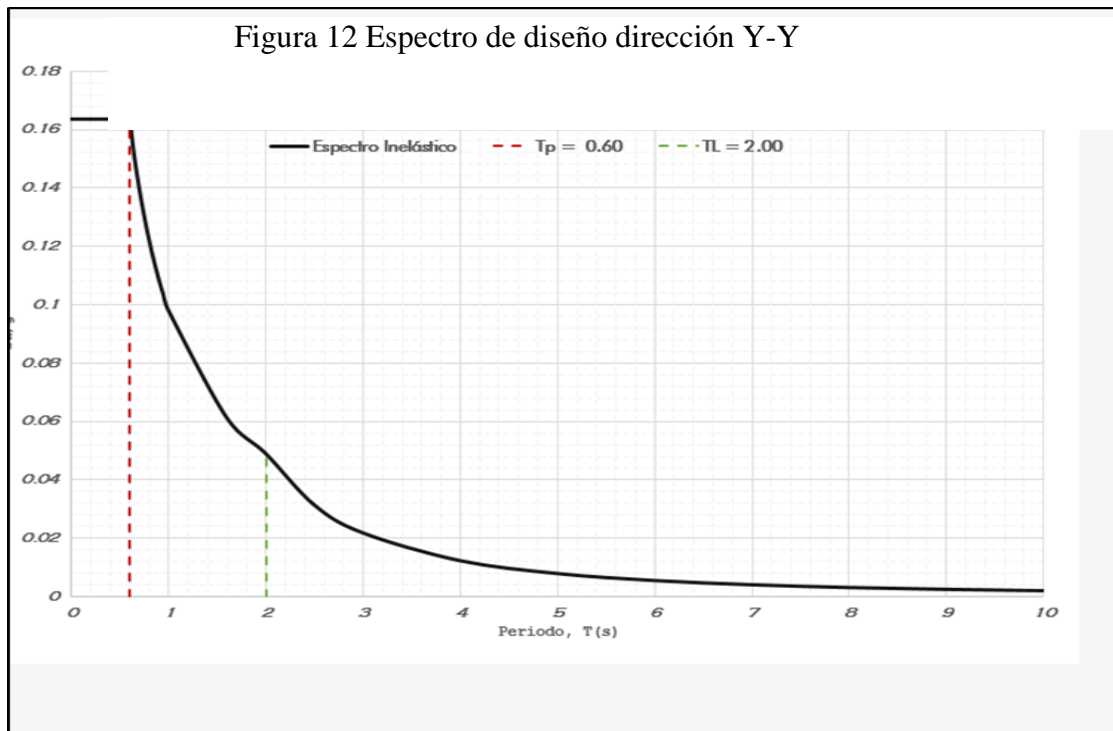


Figura 11 Espectro de diseño dirección X-X

En la figura N°11 Y 12 el espectro de diseño sísmico en el sentido X-X y Y-Y tiene el mismo valor.



En la figura N°13 y N°14 se muestra la inserción de las aceleraciones respectivas para la creación de los espectros de respuesta sísmicas en el programa Autodesk robot structural. Esto se realiza para cada dirección de análisis respectivamente

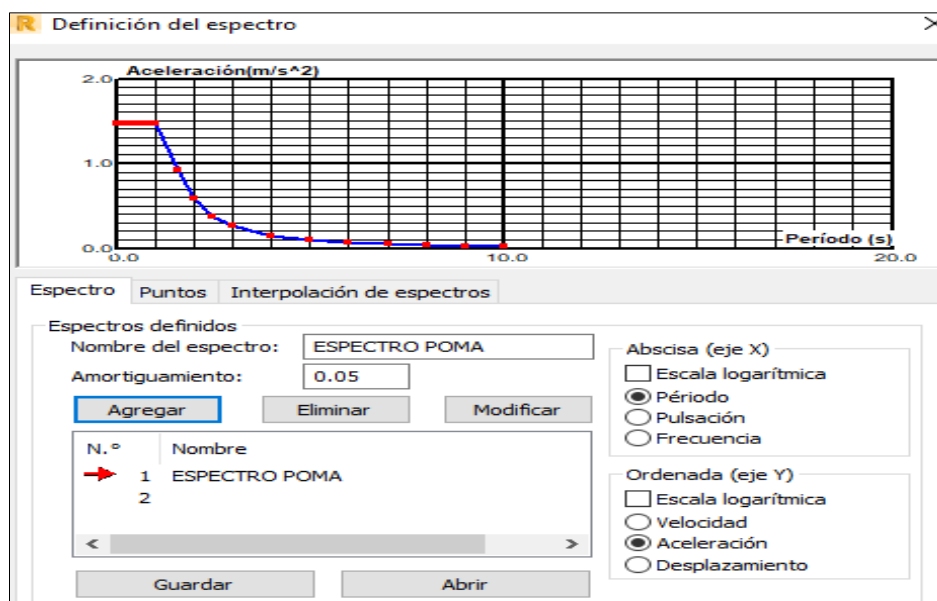


Figura 13 Cuadro de definición del espectro de diseño para el análisis dinámico espectral. Dirección-X

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas dinámicas, se verifica la que cumpla el ítem 4.6.4 que indica la norma “Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespacio del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.” Norma E.030(pág. 27, 2018).

En el análisis se considera como fuerza cortante mínima en la base para cada dirección el 90%. Se deberá aumentar, si es necesario, el valor de la fuerza cortante para cumplir con lo establecido. Del análisis dinámico realizado por el programa se obtiene lo siguiente:

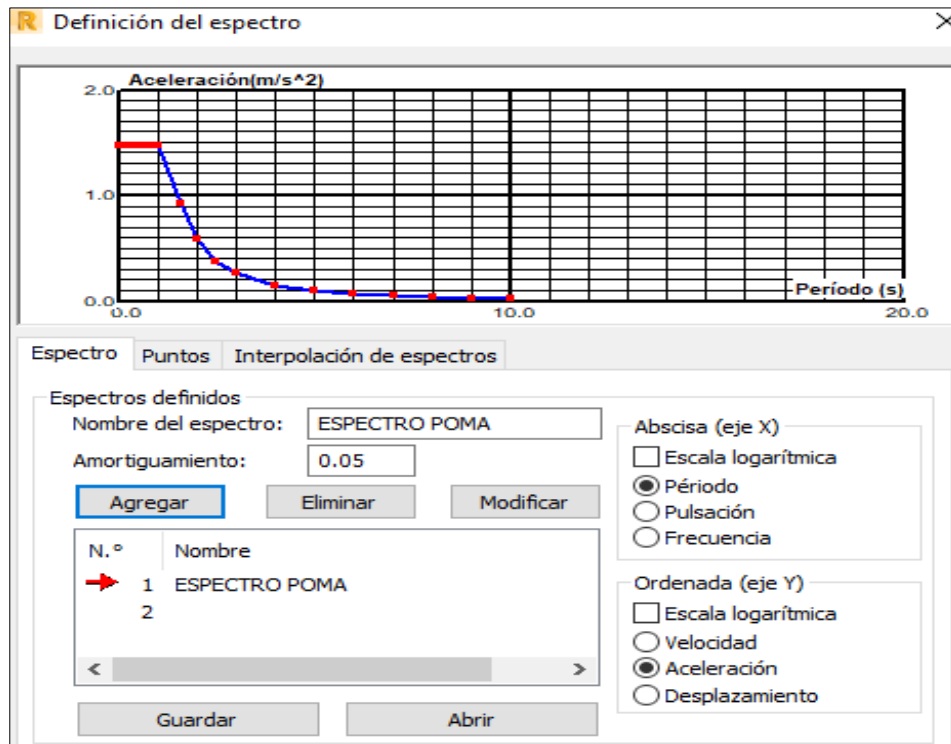


Figura 14 Cuadro de definición del espectro de diseño para el análisis dinámico espectral. Dirección-Y

En la dirección X:

Tabla 16 Cuadro de resultados de las fuerzas dinámicas dirección X-X

V DINAMICO	233.04 tf
Vx – Basal Amplificado	339.95 tf
Tipo de Estructura	IRREGULAR
Resultado	< que el 90%, Escalar
Escala	1.4588

En dirección Y:

Tabla 17 Cuadro de resultados de las fuerzas dinámicas dirección X-X

V DINAMICO	274.26
Vy – Basal Amplificado	339.95tf
Tipo de Estructura	IRREGULAR
Resultado	< que el 90%, Escalar
Escala	1.2395

El escalamiento de las fuerzas se inserta en el programa Autodesk Robot Strcutural,

La norma menciona en el ítem 4.5.6. para el cálculo de la fuerza sísmica vertical una fracción del peso igual a $\frac{2}{3} (Z \times U \times S)$.

Tenemos:

En ambos sentidos:

$$U3 = \frac{2}{3} \times 0.35 \times 1.00 \times 1.15$$

$$U3 = 0.27$$

Este factor se incluye en los casos de cargas al ingresar las cargar respetivas al programa Autodesk Robot Structural.

3.4.5 INCORPORACION Y COMBINACION DE LOS CASOS DE CARGAS

Se presenta una lista de los casos de cargas elaboradas en el programa para el análisis y diseño, con estas cargas se elaboran las combinaciones que sugiere la norma E.060. con respecto a las cargas de viento, estos se vieron en el capítulo 3.3.2. se presenta, de manera más detallada, en el anexo; cargas de viento.

Tabla 18 lista de cargas consideradas y las combinaciones

CASO	ETIQUETA	NOMBRE DEL CASO	NATURALEZA	TIPO DE ANALISIS
1	P. P	PESO PROPIO	Peso propio	Estático lineal
2	C.M01	CM. CABADOS Y TABIQUERIA	Peso propio	Estático lineal
3	C.M02	CM. ASCENSOR	Peso propio	Estático lineal
4	C.V	CARGA VIVA	Explotación	Estático lineal
5	MOD.	Modal	Modos.	Modal
6	SPECT_X1	SX Dirección	sísmica	Espectral
7	SPECT_Y2	SY Dirección Y	sísmica	Espectral
8	VIENTO1	Simulación de viento X+ 81.20 m/s (variable)	viento	Estático lineal
9	VIENTO2	Simulación de viento Y+ 81.20 m/s (variable)	viento	Estático lineal
10	VIENTO3	Simulación de viento X- 81.20 m/s (variable)	viento	Estático lineal
11	VIENTO4	Simulación de viento Y- 81.20 m/s (variable)	viento	Estático lineal
12	COMBINACION 1	$U=1.25(CM+CV+CVX)$	-	Combinación lineal
13	COMBINACION 2	$U=1.25(CM+CV+CVY)$	-	Combinación lineal
14	COMBINACION 3	$U=1.25(CM+CV)+CSx$	-	Combinación lineal
15	COMBINACION 4	$U=1.25(CM+CV)+CVy$	-	Combinación lineal
16	COMBINACION 5	$U1=1.4CM+1.7CV$	-	Combinación lineal

3.4.6 MODOS DE VIBRACION Y PERIODOS RESULTANTES

Autodesk Robot structural efectúa los análisis modales y calcula los utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los efectos individuales de todos los modos de vibración. En el grafico N° 24 se observan los resultados:

Tabla 19 Modos, periodos y masas participativas.

MODOS	PERIODO (SEC)	MASA PARTICIPATIVA UX (%)	MASA PARTICIPATIVA UY (%)
MODO/01	0.34	78.27	0.03
MODO/02	0.29	78.55	76.23
MODO/03	0.22	82.35	86.07
MODO/04	0.11	93.69	86.08
MODO/05	0.09	93.8	93.33
MODO/06	0.07	93.95	93.72
MODO/07	0.07	94.24	93.94
MODO/08	0.06	94.28	93.99
MODO/09	0.06	95.41	94.11
MODO/10	0.05	95.54	94.93
MODO/11	0.05	95.94	96.15
MODO/12	0.05	96.23	96.15
MODO/13	0.04	96.23	96.34
MODO/14	0.04	96.75	96.34
MODO/15	0.04	96.94	96.76
MODO/16	0.04	97.19	97.07
MODO/17	0.03	97.26	97.11
MODO/18	0.03	97.44	97.12
MODO/19	0.03	97.91	97.12
MODO/20	0.03	97.92	97.16

La norma

E.030 -2018 da a conocer que en cada dirección solo se consideran los modos de vibración cuya suma de masas participativas sea, como mínimo, el 90% de la masa de la estructura.

Como se observa en el cuadro cada modo está cerca al 90% excepto el primer modo en la dirección Y. esto es normal porque el primer modo solo es afectado en la dirección X. Como se observa la suma de los tres modos participativos son mayores que el 90% de la masa de la estructura.

3.4.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En el Ítem 5.1 de la norma E.030 nos indica que: “para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$, donde R (coeficiente básico de reducción sísmica) Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por **$0,85 R$** los resultados obtenidos del análisis lineal elástico”. Norma E.030 (pág. 29, 2018)

Según el Ítem 5.2. de la norma E.030-2018 nos menciona que para el tipo material predominante no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que indica en la Tabla N°11 de la misma.

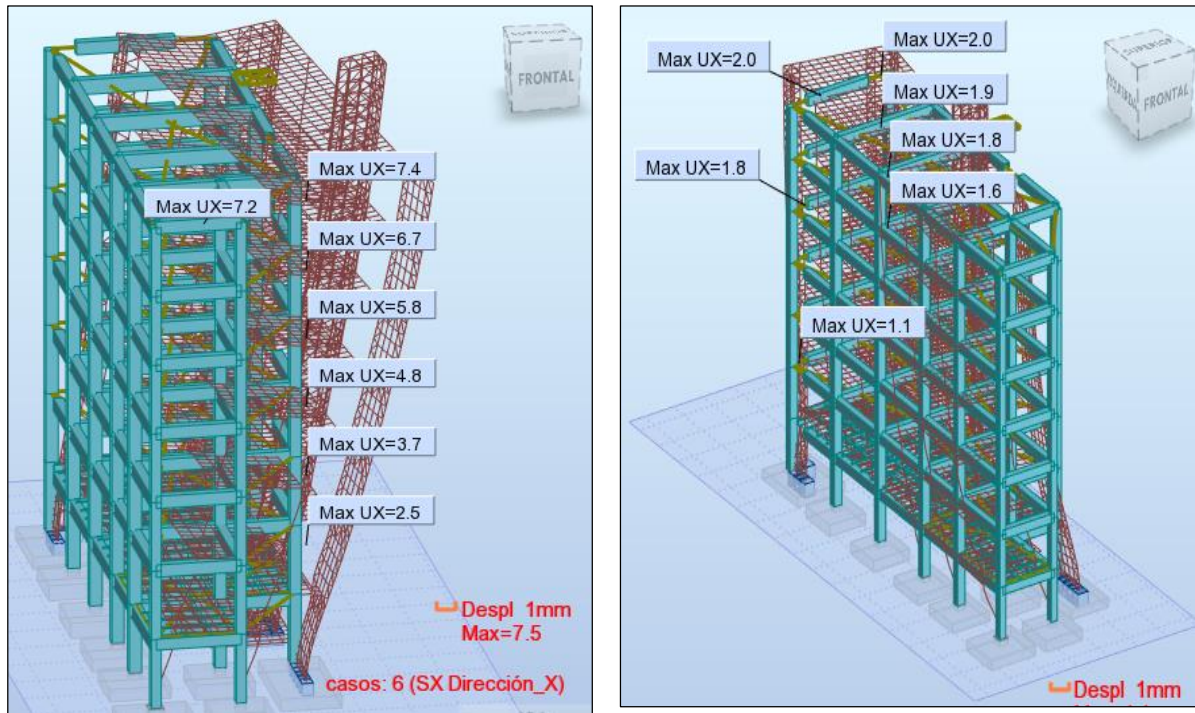


Figura 15 Desplazamientos máximos por cada piso en la dirección de sismo en XX (izquierda) y YY (derecha) respectivamente

Como se observa el desplazamiento máximo generado es de 7.4 mm.

Tabla 20 Desplazamientos elásticos e inelásticos por cada entrepiso y sus derivas

NIVELES	ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTO		DESPLAZAMIENTO		ENTRE PISO		DISTORSION DE ENTREPISO	
		DESP. XX	DESP. YY	DESP. XX	DESP. YY	DESP. XX	DESP. YY	INELASTICA	
		ΔX (mm)	ΔY (mm)	Δ inelasticoX (mm)	Δ inelasticoY (mm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (mm)	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (mm)	$(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ XX	$(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ XX
NIVEL-01	2.8	2.3	0.85	12.075	4.4625	0.2	0.25	0.0001	0.00009
NIVEL-02	5.6	2.5	1.1	13.125	5.775	1.2	0.4	0.0004	0.00014
NIVEL-03	8.4	3.7	1.5	19.425	7.875	1.1	0.1	0.0004	0.00004
NIVEL-04	11.2	4.8	1.6	25.2	8.4	1	0.2	0.0004	0.00007
NIVEL-05	14	5.8	1.8	30.45	9.45	0.9	0.1	0.0003	0.00004
NIVEL-06	16.8	6.7	1.9	35.175	9.975	0.7	0.1	0.0003	0.00004
NIVEL-07	19.6	7.4	2	38.85	10.5	0.7	0.1	0.0003	0.00004

En el Ítem 5.2. de la norma E.030 -2018. Nos da un límite permisible de deriva, es decir no deberá pasar el valor de 0.007 para el material concreto armado. Como se

observa en el cuadro todas las distorsiones de los entrepisos son menores a 0.007. cumpliendo así lo exigido por la norma.

3.4.8 JUNTA DE SEPARACION SISMICA

La junta de separación sísmica llamada s por la norma E.030-2018, es la distancia mínima de separación entre dos edificios vecinos evitando así el contacto durante un movimiento sísmico. La norma establece lo siguiente:

$S=2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes

Ni menor que $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

Actualmente no existe edificaciones vecinas construidas alrededor de la vivienda, es por ello que se toma el segundo enunciado de la norma para el cálculo de la junta sísmica.

A continuación, se presenta el cálculo del valor de s :

$$s=0.006(19.60)$$

$$s=0.118\text{m} > 0.03\text{m}$$

Por lo tanto, la junta de separación sísmica s es:

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

el retiro del edificio será, según la norma E.030-2018, el valor de la mitad de la junta sísmica calculada.

Por lo tanto, se considera el retiro del edificio un valor de 5cm para cada dirección respectivamente.

3.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO; SUB ESTRUCTURA Y SUPER ESTRUCUTURA APLICANDO PROGRAMA BIM: AUTODESK ROBOT STRUCTURAL.

en el presente capítulo se presenta los reportes del cálculo de los aceros de los loe elementos estructurales realizados con el programa Autodesk Robot Structural. Bajo las normas ACI-318 y la norma E.060.

Se enlista las consideraciones más importantes en el diseño de concreto armado:

el diseño en concreto armado de los elementos estructurales se calculará bajo el concepto de método a la rotura o también diseño por resistencia.

Se cumple que: $\phi R_n \geq R_u$.

Los factores de amplificación y las combinaciones de carga utilizadas, para obtener las cargas ultimas, son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Todo elemento estructural que se someta a fuerzas a flexión, genera en su sección transversal, esfuerzos de compresión y tracción. La zona de la sección en compresión es tomada por el concreto con una distribución uniforme llamada: bloque equivalente de compresión, y la zona de tracción es tomada por el acero de refuerzo.

Tenemos:

compresión en el concreto = Tracción en el acero.

$$0.85 f'c. a. b = A_s. f_y$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi. f_y. (d - \frac{a}{2})}$$

Para el diseño por corte, la resistencia al corte de una sección transversal V_n se da por el aporte del concreto y de los estribos.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

El valor de $V_c = 0.53. f'c. b_w. d$, b_w es el ancho y d es el peral.

$$V_s = \frac{A_s. f_y. d}{s}$$

Donde A_s es el área de acero del estribo que resiste el corte y s es la separación entre los estribos.

3.5.1 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas de la estructura son diseñadas, principalmente, para resistir esfuerzos de flexión y cortes que transmiten las losas y columnas. Estas cargas como las cargas muertas, vivas, de sismo y de viento son tratadas realizando una combinación de estas (envolvente) en el cual se toman los valores del esfuerzo más representativo. Estos se verán más adelante. El cálculo de acero se realiza con la herramienta computacional Autodesk Robot structural.

para el diseño de las vigas se utilizaron la norma estadounidense ACI-318-11.

Y la norma E.060.

A continuación, se presenta disposiciones mínimas que presenta la norma E.060 para vigas con sistema resistente a fuerzas laterales duales.

- En los extremos de las vigas, el momento nominal positivo debe ser por lo menos igual a la tercera parte del momento nominal negativo en ese extremo.
- En cada extremo de la viga se deben disponer estribos cerrados de confinamiento. Estos estribos deben estar en una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del nudo, estando el primer estribo a una distancia no mayor a 10 cm. El espaciamiento de los estribos de confinamiento debe ser menor o igual a $d/4$, sin ser necesario que el espaciamiento sea menor a 15cm o 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal de menor diámetro o 24 veces el diámetro del refuerzo usado como estribo

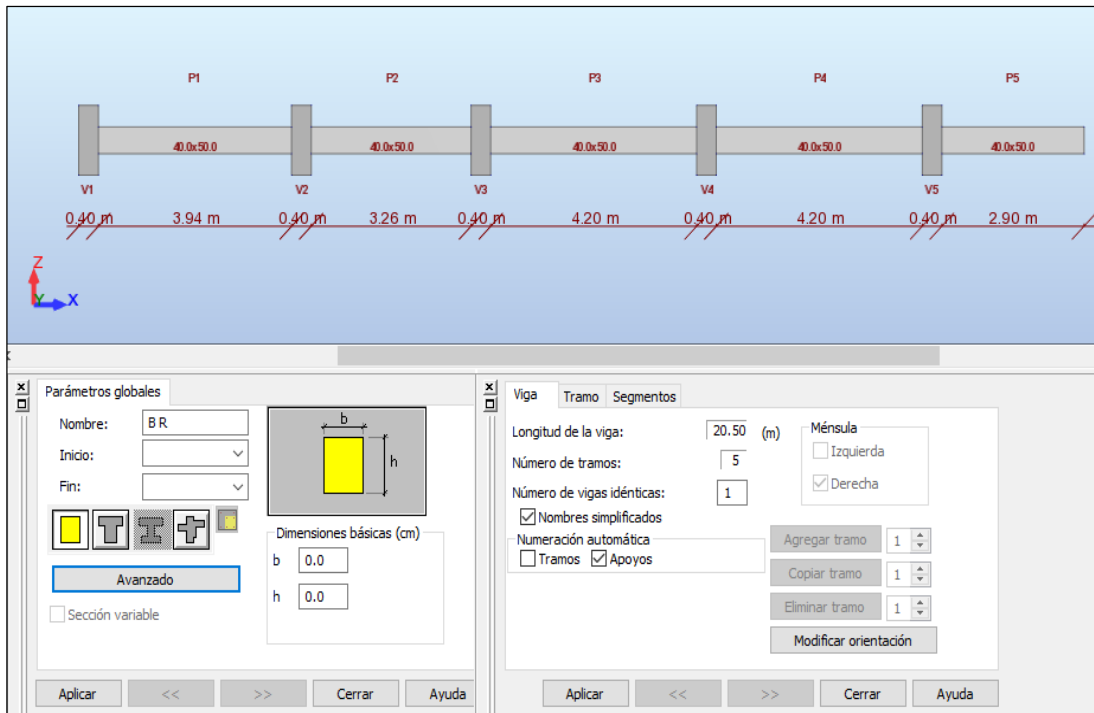


Figura 17 se observa el análisis y diseño del tramo entre el eje 01 y los ejes A-F

El diseño de las vigas; 100-P1, 101-P2, 102-P3, 103-P4, 104-P5, 105-P6. Utilizan la combinación indica en el cuadro anterior. según como indica la norma E.060. el programa crea la envolvente para las solicitaciones respectivas; ELU y ELS. La gráfica siguiente se muestra los diagramas de momento flector y diagrama de esfuerzo cortante, respectivamente.

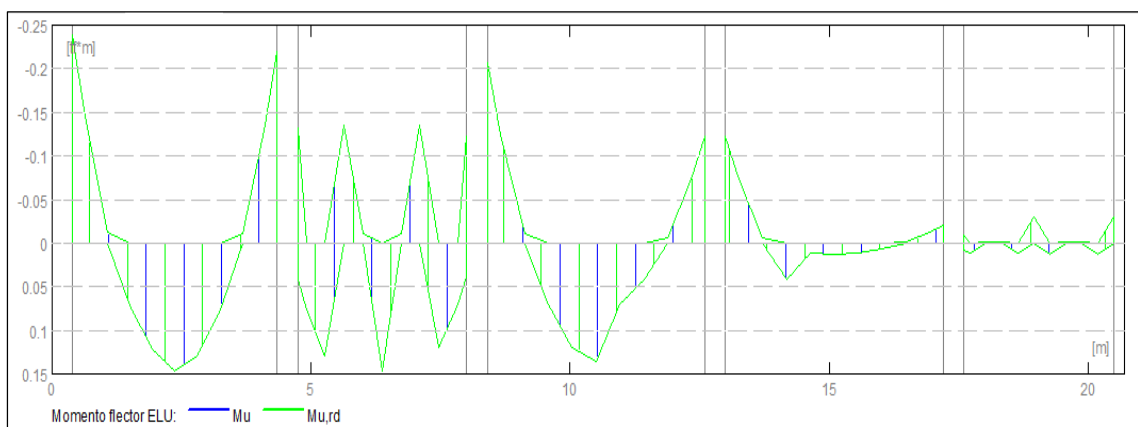


Figura 16 Diagrama de momento flector-Envolvente

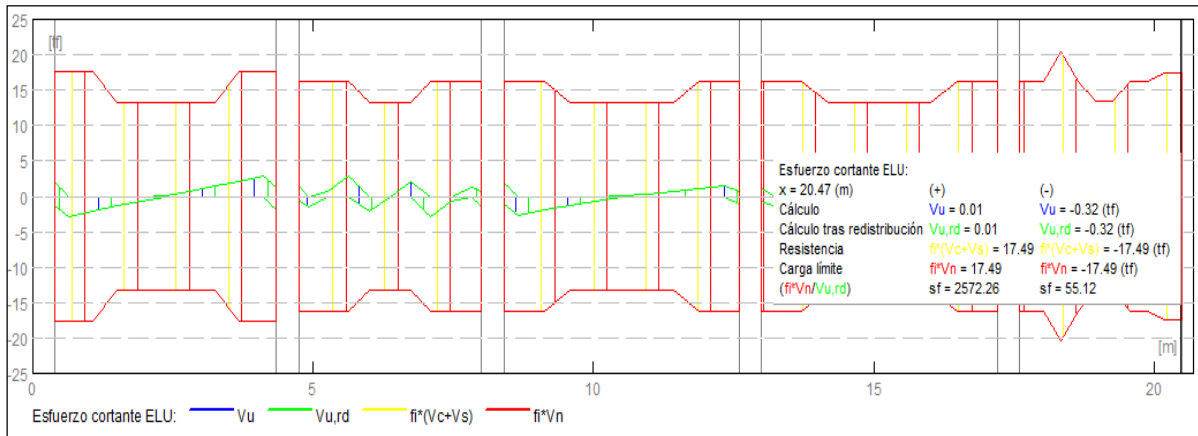


Figura 18 Diagrama de cortante - envolvente

Para el diseño, sabemos que, $f_i M_n$ es mayor o igual que el momento último (M_u) bajo este principio se calculan los aceros. En la gráfica N°17 se muestra el DMF, el cual contiene la envolvente de las combinaciones de carga, el tramo P1 sufre mayores momentos a comparación del último tramo (P5), con la distribución adecuada de los aceros longitudinales se calcula los aceros de refuerzo, como se observa en el siguiente ítem.

Se observa como en la figura N°17. $f_i V_n$ es, la envolvente es, siempre mayor que los valores de V_u de todo el tramo.

En el siguiente cuadro se presenta los valores de los momentos por cada tramo analizados.

Tabla 21 valores de los momentos máximos, mínimos y valores de las fuerzas cortantes

Tramo:	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,iz	Mu,d	Vu,iz	Vu,d
	(kgf*m)	(kgf*m)	(kgf*m)	(kgf*m)	(kgf)	(kgf)
P1	13.02	-0.00	-19.80	-20.14	179.71	-180.92
P2	15.31	-14.08	-14.67	-13.40	162.51	-157.47
P3	14.63	-0.00	-22.12	-22.16	191.51	-191.69
P4	14.63	-0.00	-22.13	-22.16	191.59	-191.71
P5	13.34	-29.90	-10.21	-30.43	121.67	-349.53

En el cuadro se presentan los valores de los momentos últimos máximos y mínimos y su distribución, también los cortantes últimos por cada tramo.

Tabla 22 sección teórica de los Aceros. Por cada tramo.

Tramo	Tramo (cm2)		Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.78	0.00	0.00	1.18	0.00	1.20
P2	0.91	0.00	0.29	0.87	0.24	0.80
P3	0.87	0.00	0.00	1.32	0.00	1.32
P4	0.87	0.00	0.00	1.32	0.00	1.32
P5	0.8	0.00	0.47	0.58	0.00	1.81

La siguiente lista presenta el resumen de la distribución de los aceros longitudinales y transversales de los tramos 100-P1, 101-P2, 102-P3, 103-P4, 104-P5, 105-P6. El cálculo se realizó con la ayuda del programa Autodesk robot structural considerando, los criterios, estrictamente, de la norma ACI-318-2011. Toda la distribución presentada cumple con las exigencias mínimas de la norma mencionada, para mayor detalle revisar anexo: (memoria de cálculo de vigas).

➤ **Armadura:**

P1: Tramo de 0.40 a 4.34 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales: (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos: 34 #3.0 (3/8") l = 1.71

$e = 1*0.05 + 12*0.08 + 9*0.20 + 12*0.08 + 1*0.05$ (m)

P2: Tramo de 4.74 a 8.00 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales: (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos 27 #3.0 (3/8") l = 1.71

$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 6*0.21 + 10*0.10 + 1*0.05$ (m)

P3: Tramo de 8.40 a 12.60 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos: 31 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 10*0.21 + 10*0.10 + 1 + @0.05. (m)$$

P4: Tramo de 13.00 a 17.20 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos 31 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 10*0.21 + 10*0.10 + @0.05. (m)$$

P5: Ménsula Der. de 17.60 a 20.50 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos 25: #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 4*0.20 + 10*0.10 + @0.05. (m)$$

En la siguiente figura se muestra el plano final de los tramos diseñados (vigas P1-P5)

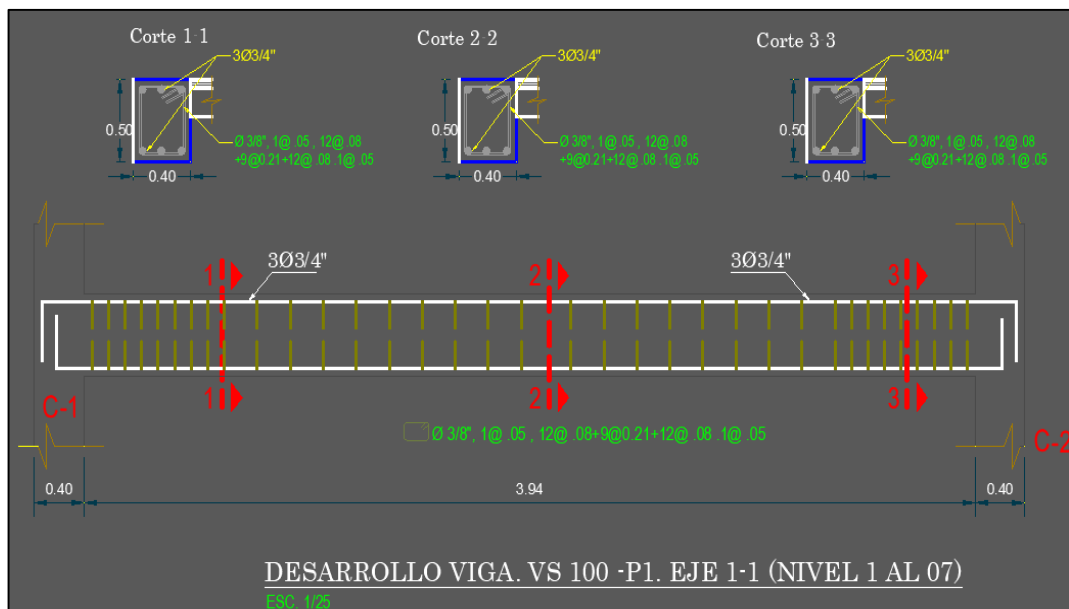


Figura 19 Planos en detalle de la viga Vs. P1. Mayor detalle ver anexo (planos vigas)

Esta figura muestra el plano en detalle de la viga VS-P1. Las vigas 100-P1, 101-P2, 102-P3, 103-P4, 104-P5, 105-P6 desarrolladas y diseñadas corresponden al primer nivel del eje 01 entre los ejes A-F respectivamente. Los tramos mencionados tienen la mayor repartición de carga, es por ello que estos diseños son representativos para los demás niveles del edificio.

En la figura N°20 se presenta la distribución fina de los aceros en los tramos.

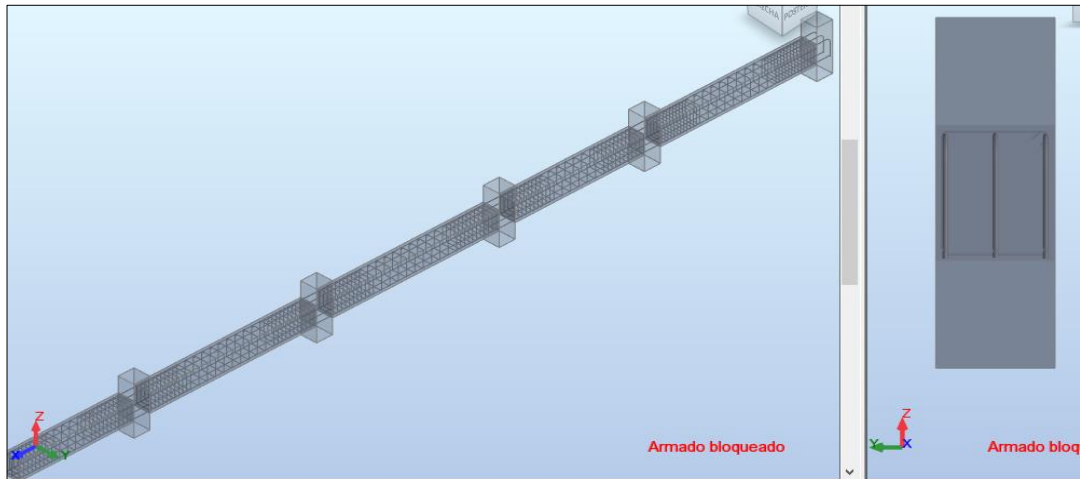


Figura 20 Distribución final de los aceros en los tramos 100-P1, 101-P2, 102-P3, 103-P4, 104-P5, 105-P6.

Siguiendo la metodología BIM, planteada en el proyecto; este modelo, junto con los demás elementos estructurales diseñados se vinculará con el programa Revit -2018 para la integración de un modelo único de las disciplinas arquitectónicas y estructural del edificio.

3.5.2 DISEÑOS DE COLUMNAS

La norma e.060 nos establece algunas disposiciones para el diseño de las mismas:

- Resistencia a la compresión del concreto, $f'c$ no será menor que 210 Kg/cm².
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será inferior al 1% ni superior que 6%
- Debe proporcionarse una distribución de estribos cerrados en una longitud de confinamiento L_o que no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal.
 - 50 cm.

A continuación, se presenta el proceso de diseño de la columna **C1-01** elaborado con el programa Autodesk Robot structural.

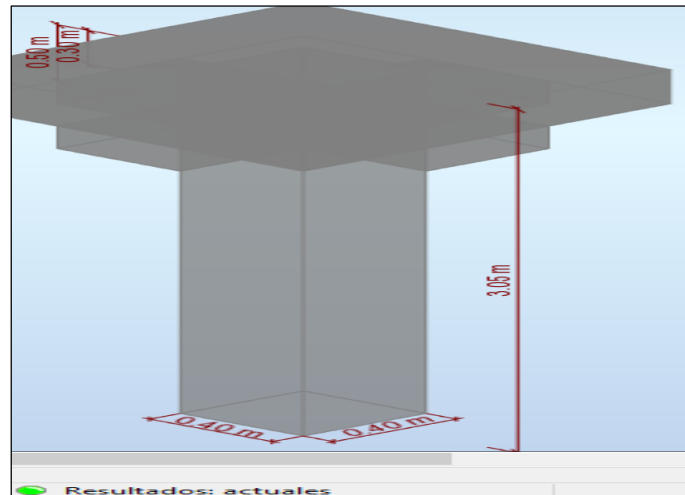


Figura 21 Modelo inicial y diseño de la columna C1-01

Geometría del elemento:

- Rectángulo 40.0 x 40.00 (cm)
- Altura: L = 3.05 (m)
- Espesor de la losa = 0.25 (m)
- Altura de la viga = 0.50 (m)
- Recubrimiento de la armadura = 4.00(cm)

En el siguiente cuadro extraído del programa de Autodesk robot estructural

Las combinaciones de carga empleados para el diseño de a columna.

Tabla 23 Combinaciones de las cargas y las combinaciones respectivas según E.060

Caso	N	Myu	Myl	Myi	Mzu	Mzl	Mzi
	(kgf)	(tf*m)	(tf*m)	(tf*m)	(tf*m)	(tf*m)	(tf*m)
U1=1.4CM+1.7CV	189010.64	-0.22	-0.08	-0.16	-0.16	0.13	-0.06
U=1.25(CM+CV+CVX)	136791.43	-3.42	3.51	-1.24	-0.1	-0.18	0.06
U=1.25(CM+CV+CVY)	158505.94	-1.73	1.04	-0.5	-0.1	0.28	-0.11
U=1.25(CM+CV)+CSx	193998.12	3.12	-3.4	1.1	-0.73	-0.48	-0.26
U=1.25(CM+CV)+CVy	178293.79	0.92	-1.01	0.24	-2.2	-1.97	-0.74

Para los aceros distribuidos en la columna C01-01, teóricamente, se pudo elaborar el diagrama de interacción que se muestra en la figura N°22.

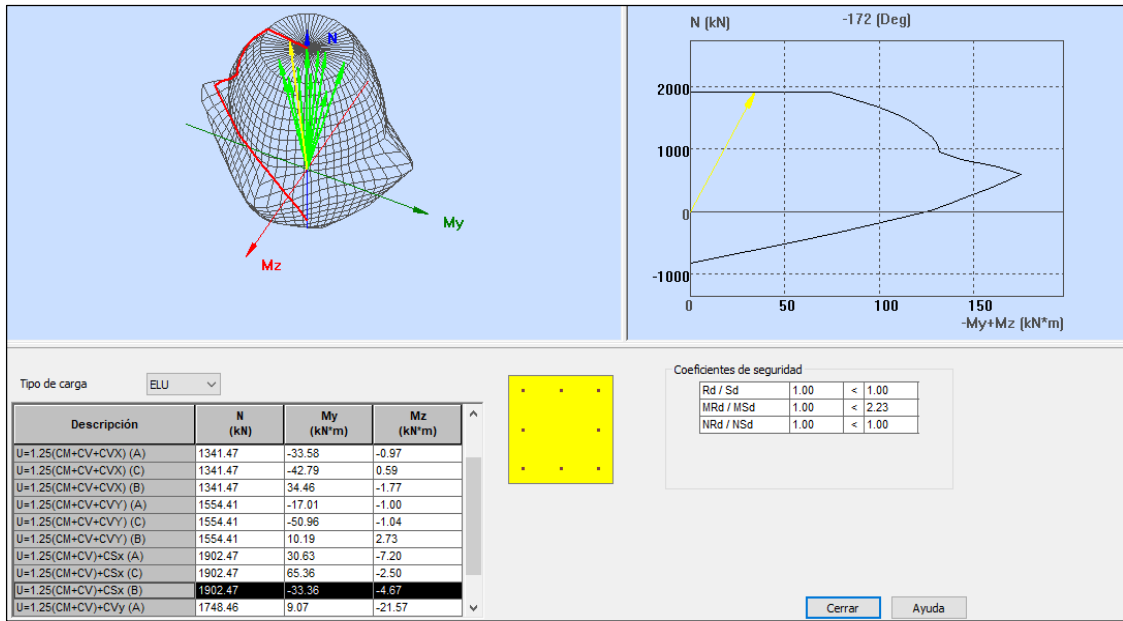


Figura 22 Diagrama de interacción de la columna C01-01.

Los valores de la combinación de momento nominal y carga nominal de mayor valor están dentro del área del diagrama, cerca al extremo, como se observa en el cuadro de la imagen esto indica que cumple exitosamente la distribución de los aceros planteados.

A continuación, se presenta la distribución de las armaduras longitudinales y transversales

Armaduras:

Barras principales:

- 8 #6 (3/4") l = 3.29 (m)

Armaduras transversales:

- Estribos 24 #3(3/8") l = 1.38 (m)
 $\text{Ø}3/8$ ": 1@ 0.05, 10@ 0.10, 3@ 0.15, R@ 0.20 c/e.

En la siguiente figura se muestra el plano final de la columna C01-01, para mayores detalles ver el anexo; planos y memoria de cálculo

Figura N°23. Plano de distribución de la columna C01-01.

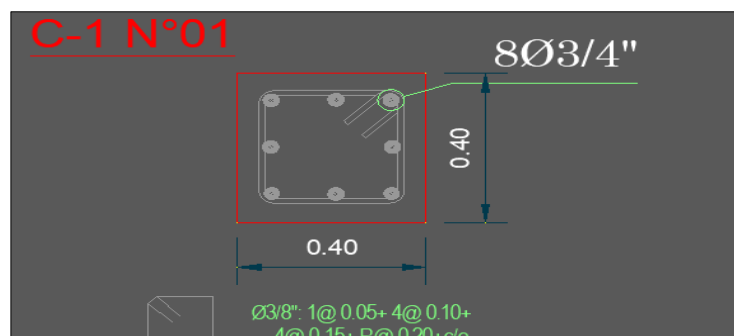


Figura 23 Plano de distribución de la columna C01-01.

En la siguiente imagen se presenta la distribución de los aceros en el modelo tridimensional de la columna C01-01.

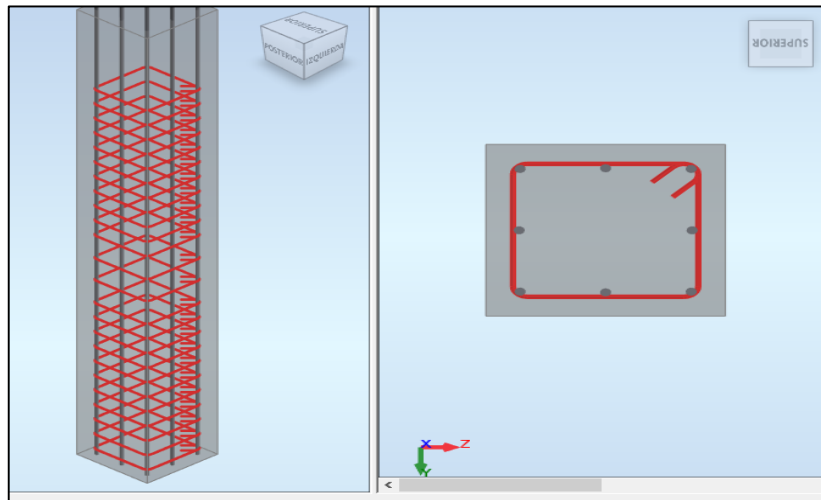


Figura 24 modelo tridimensional y diseño final de la distribución de los aceros de la columna C01-01.

Como se mencionó en el capítulo anterior este modelo, junto con los demás elementos estructurales se vinculará con el programa Revit- 2018 para la integración de un modelo único de las disciplinas arquitectónicas y estructural del edificio.

3.5.3 DISEÑO DE LOSAS NERVADAS

Las losas nervadas fueron elegidas por la eficiencia en la respuesta de un evento sísmico; transmiten mejor la carga sísmica a las vigas, son ligeras a comparación de las losas macizas en la siguiente figura se muestra las dimensiones estándar de los nervios. Las separaciones de los nervios son un metro de eje a eje respectivamente.

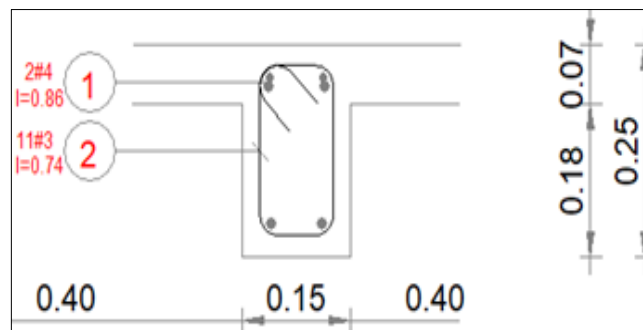


Figura 25 Sección del nervio de la losa nervada, separadas cada metro de eje a eje.

Este sistema, con un forro específico de aislamiento térmico y acústico es un buen aislante, este punto fue considerado para optar por este tipo de losa, puesto que cada piso de departamento es independiente y necesita, estrictamente aislada térmicamente y acústicamente.

A continuación, se presenta el diseño de la losa nervada:

El tramo de la vigueta: VLN-01 consta de un conjunto de viguetas; VN-01, VN-02, VN-03, VN-04, VN-05, VN-06. En la dirección XX. En la siguiente figura se muestra el plano en planta de la primera losa nervada

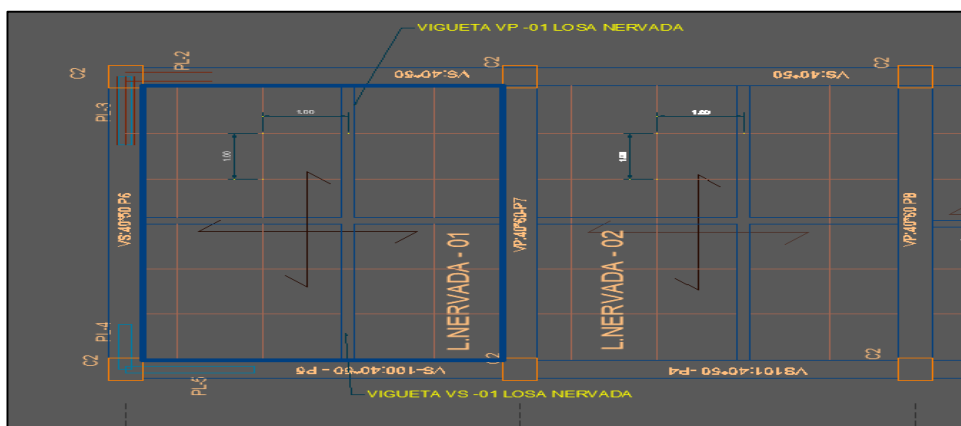


Figura 26 Plano en planta de la losa nervada -01

En la figura se muestra el modelo del tramo de la vigueta a diseñar vigueta VP-01 losa nervada - 01.

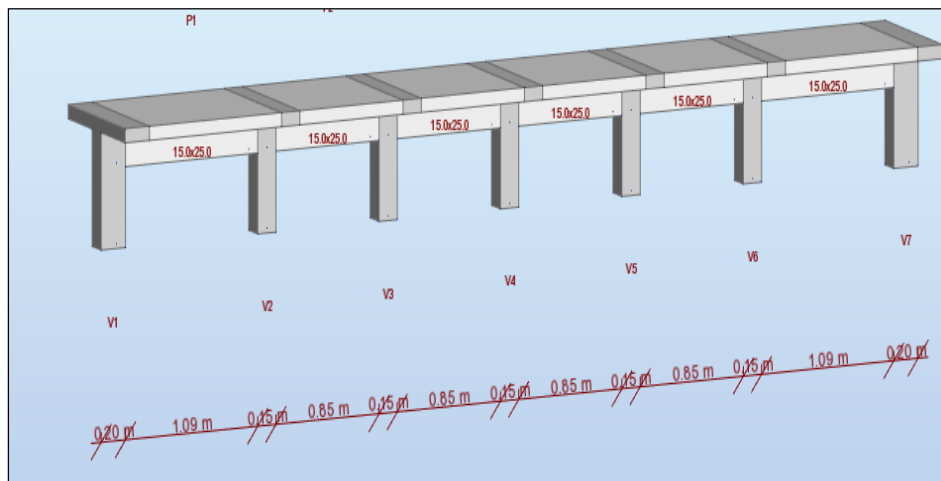


Figura 27 Modelo de la vigueta continua VLN-01. Correspondiente a la losa nervada 01.

En el cuadro siguiente se presenta los resultados de los momentos últimos, máximos y mínimos y las fuerzas cortantes respectivamente que se utilizaron para el diseño de los aceros, bajo la norma ACI-318-2011. Bajo solicitaciones de ELU.

Tabla 24 Momentos últimos y fuerzas cortantes ultimas de los tramos.

TAMO	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,iz	Mu,d	Vu,iz	Vu,d
	(tf.*m)	(tf.*m)	(tf.*m)	(tf.*m)	(tf)	(tf)
VN-01	1.84	-1.99	-3.2	1.84	3.18	0.94
VN-02	2.28	0	1.75	2.24	3.22	1.33
VN-03	2.28	0	2.23	1.86	1.57	-1.41
VN-04	2.05	0	1.84	1.95	1.31	-2.46
VN-05	1.97	-2.56	1.97	-3.34	-1.95	-3.2
VN-06	0.59	-2.62	-2.84	-2.82	1.13	-2.2

El diseño de las viguetas es tratado como el diseño de vigas a flexión y a cortes.

En la siguiente figura se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortantes, respectivamente.

La envolvente $f_i \cdot M_n$ en el diagrama de momento flector, envuelve toda la envolvente del diagrama de M_u , esto es acorde con lo que menciona el ACI-318 -2011.

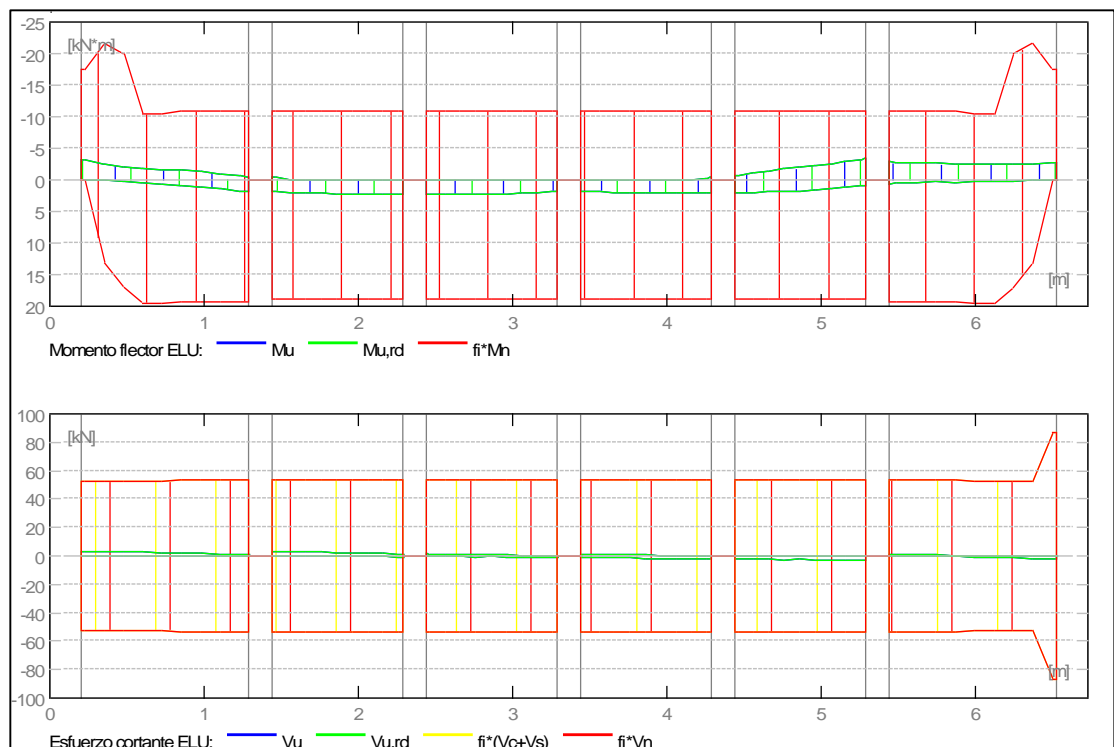


Figura 28 Diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes de todo el tramo de la vigueta

En la siguiente lista contiene la distribución de los aceros de cada vigueta diseñada con el programa Autodesk robot structural. Siguiendo estrictamente la normativa de ACI-3018-2018. Las distribuciones de los aceros se realizaron en base a los requerimientos mínimos que nos menciona la norma ACI-318-2018.y criterios en el acomodo de los aceros para un fácil amarre y así reducir costos en la ejecución.

Distribución de las Armaduras:

VN-01: Tramo de 0.20 a 1.29 (m)

Armaduras longitudinales:

2#4 l = 0.86 de 0.02 a 0.81

Armaduras transversales:

Armaduras principales

Estribos 11 #3 l = 0.74

e = 1*0.05 + 10*0.10 (m)

VN-02: Tramo de 1.44 a 2.29 (m)

Armaduras longitudinales:

2#4 l = 0.86 de 0.02 a 0.81

Armaduras transversales:

Armaduras principales

Estribos 9#3 l = 0.74

e = 1*0.03 + 8*0.10 (m)

VN-03: Tramo de 2.44 a 3.29 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras inferiores

2#4 l = 6.69 de 0.02 a 6.71

Armaduras de montaje (encima)

2#3 l = 6.69 de 0.02 a 6.71

Armaduras transversales:

Armaduras principales

estribos 9#3 l = 0.74

e = 1*0.03 + 8*0.10 (m)

VN-04: Tramo de 3.44 a 4.29 (m)

Armaduras longitudinales:

2#4 l = 6.69 de 0.02 a 6.71

Armaduras transversales:

Armaduras principales

estribos 9 #3 l = 0.74

e = 1*0.03 + 8*0.10 (m)

VN-05: Tramo de 4.44 a 5.29 (m)

Armaduras longitudinales:

2#4 l = 6.69 de 0.02 a 6.71

Armaduras transversales:

Armaduras principales

estribos 9 #3 l = 0.74

$e = 1*0.03 + 8*0.10$ (m)

VN-06: Tramo de 5.44 a 6.53 (m)

Armaduras longitudinales:

2#4 l = 0.86 de 5.92 a 6.71

Armaduras transversales:

Armaduras principales

estribos 12 #3 l = 0.74

$e = 1*0.03 + 10*0.10 + 1*0.05$ (m)

el la figura se muestras el plano en planta del tramo se la vigueta VLN-01 de la losa nervada-01 y su distribución de los aceros respectivamente.

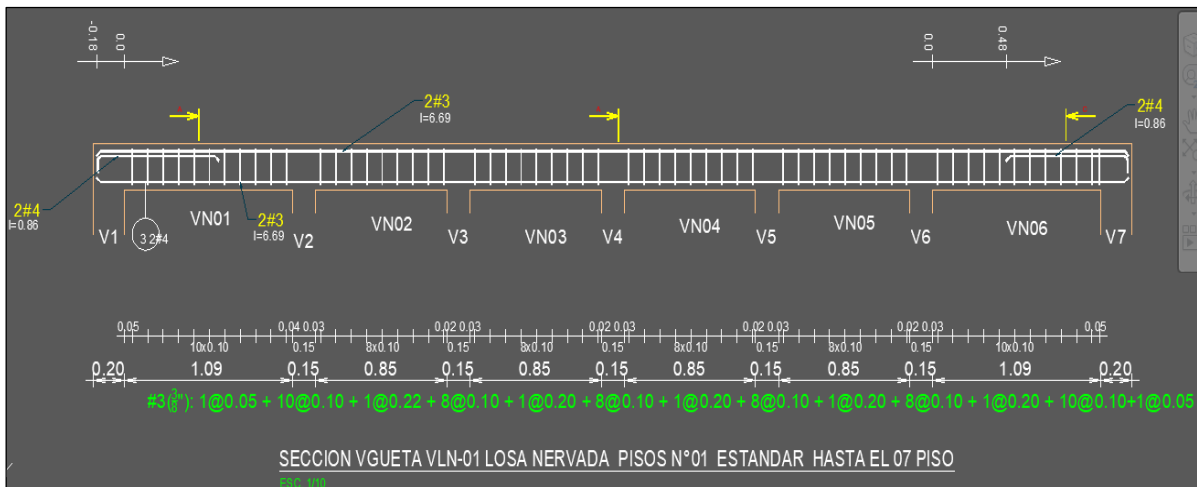


Figura 29 Plano de la vigueta continua en el eje XX la losa nervada 01.

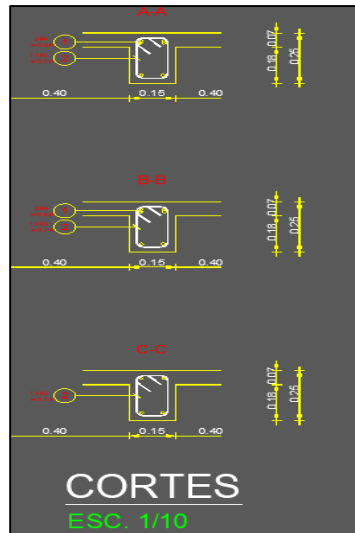


Figura 30 detalle de los cortes de las viguetas

El tramo que se muestra en este apartado ubicado en el eje XX Corresponde a la losa nervada 01. Para mayor detalle ver Anexo planos de losa nervada y memoria de cálculo de losa nervada.

Como se indica en el plano la disposición de los aceros es la misma en los demás niveles del edificio.

A continuación, se presenta las disposiciones de los aceros en el modelo tridimensional inicial.

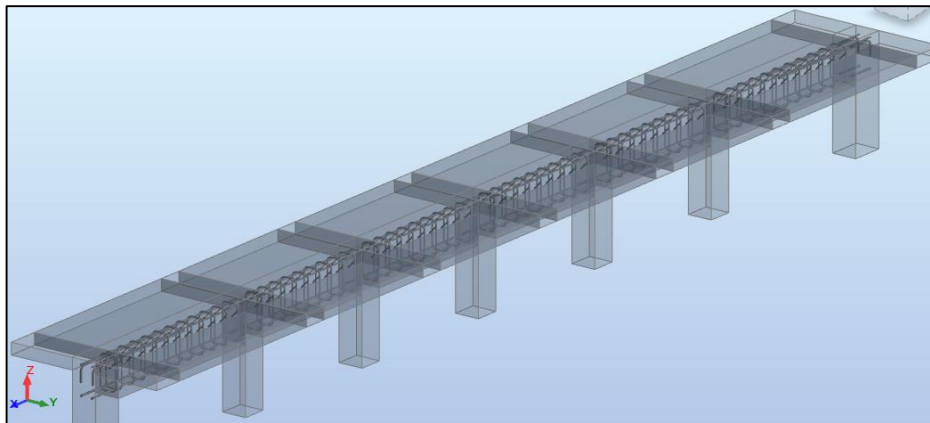


Figura 31 Disposición final de los aceros en el modelo tridimensional del tramo VN01-01 de la losa nervada -01.

Este modelo, junto con los demás elementos estructurales diseñados se vinculará con el programa Revit -2018 para la integración de un modelo único de las disciplinas arquitectónicas y estructural del edificio.

3.5.4 DISEÑO DE MUROS CORTANTES

Como en los demás capítulos anteriores la norma E.060. presenta algunas consideraciones importantes que se muestran a continuación:

- El espesor del alma de los muros cortantes no será menor de 1/25 de la altura entre os elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 0.15m.
- El diseño de las mezclas de concreto para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las condiciones de trabajabilidad para lograr un concreto homogéneo sin segregación ni cangrejas.
- Las cuantías mínimas que se consideraran, para el refuerzo horizontal y vertical, en los muros de corte son las siguientes:

$$\text{Si } Vu < 0.265 \sqrt{f'c * Acw} \quad \rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

$$\text{Si } Vu > 0.265 \sqrt{f'c * Acw} \quad \rho_h \geq 0.0025 \quad \rho_v \geq 0.0025$$

- Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $\frac{Mu}{4Vu}$.

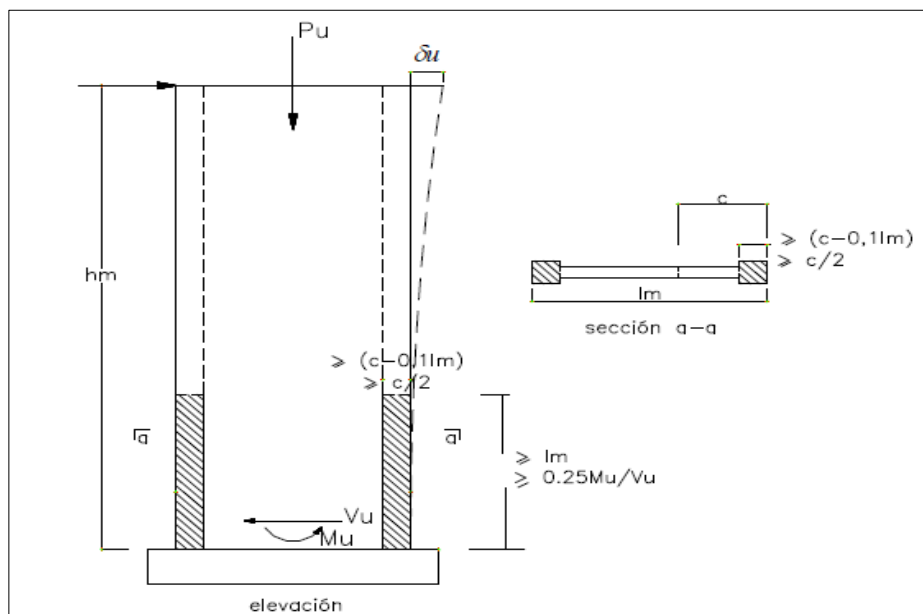


Figura 32 Elementos confinados de borde en muros. Fuente. Norma E.060

En la figura N°32. Se muestra la geometría del muro a diseñar, este modelo tiene una altura de 2.80. ubicado en el segundo nivel.

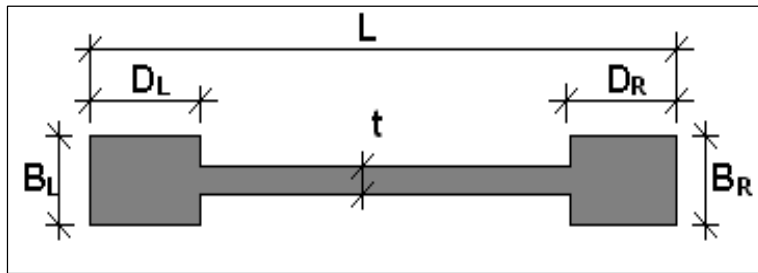


Figura 33 Modelo geométrico del muro estructural ubicado en la zona de las escaleras.

GEOMETRÍO DEL ELEMENTO

Altura: 2.80 (m)

Longitud: 2.50 (m)

Espesor: 25.0 (cm)

Elementos de borde:

BL: 20.0 (cm)

DL: 60.0 (cm)

BR: 20.0 (cm)

DR: 60.0 (cm)

En la imagen se observa la distribución de las cantidades de aceros a incorporarse (color rojizo) tramo más crítico, la necesidad de áreas de acero. Como se podrá apreciar diagrama de mapas La placa con mayor densidad de cargas o mayor necesidad de aceros se encuentra en el segundo nivel. El muro soportara cargas del ascensor tipo multifamiliar.

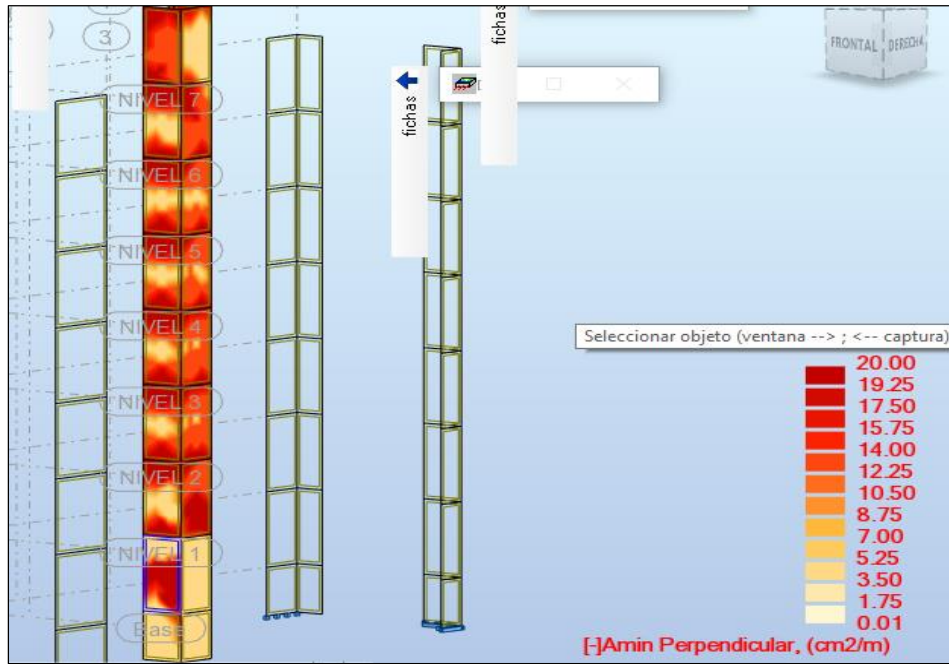


Figura 34 Diagramas de mapas de cuantía de aceros en placas de ascensor.

El análisis se realizó con el programa BIM. Autodesk robot structural. Como se aprecia muestra un mapa de valores máximos y mínimos de cuantía de aceros. Se toma como la placa más crítica ubicado en el segundo nivel.

El cuadro N°62. Muestra las combinaciones; los momentos y esfuerzos máximos que se aplican al muro, según sea el análisis que se realice.

Tabla 25 valores de las combinaciones de cargas aplicados al diseño

Item	COMBINACION	TIPO	N(tf)	M(tf*m)	H(kgf)
1	U1=1.4CM+1.7CV	ELU	-15.17	1.7	-26.35
2	U=1.25(CM+CV+CVX)	ELU	-13.26	1.44	9.62
3	U=1.25(CM+CV+CVY)	ELU	-13.33	1.49	-122.63
4	U=1.25(CM+CV)+CSx	ELU	-13.75	1.25	730.57
5	U=1.25(CM+CV)+CVy	ELU	-13.92	1.35	564.15

El elemento estructural se analiza con los siguientes criterios:

Diseño a Compresión/flexión.

En el borde izquierdo se utiliza la combinación dimensionante:

$$M_u = -0.27 \text{ (kN*m)}$$

$$N_u = -43.92 \text{ (kN)}$$

Resultado: área de:

$$AsL = 0.58 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Borde derecho: Combinación dimensionante:

$$Mu = -0.27 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Nu = -43.92 \text{ (kN)}$$

Resultado: área de:

$$AsR = 0.60 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Cizallamiento:

Combinación dimensionante:

$$Vu = 7.89 \text{ (kN)}$$

$$Mu = -1.53 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Nu = -32.38 \text{ (kN)}$$

Resultado: área de:

$$Acv = 0.38 \text{ (m}^2\text{)}$$

La siguiente lista muestran la distribución de los aceros tanto verticales como horizontales y las armaduras de borde respectivamente.

Armadura:**Armaduras distribuidas**

Tipo		Número: Acero	L (m)
Armadura vertical	8	#6(3/4")	2.72
Armadura horizontal	30	#4(1/2")	1.42

Armadura de borde**Borde izquierdo:**

Tipo		Número: Acero (m)	L
rectas	8	#4(1/2")	2.72
Armadura horizontal	28	#3(3/8")	0.00

Borde derecho:

Tipo		Número: Acero	L (m)
rectas	8	#4(1/2")	2.72
Armadura horizontal	28	#3(3/8")	0.00

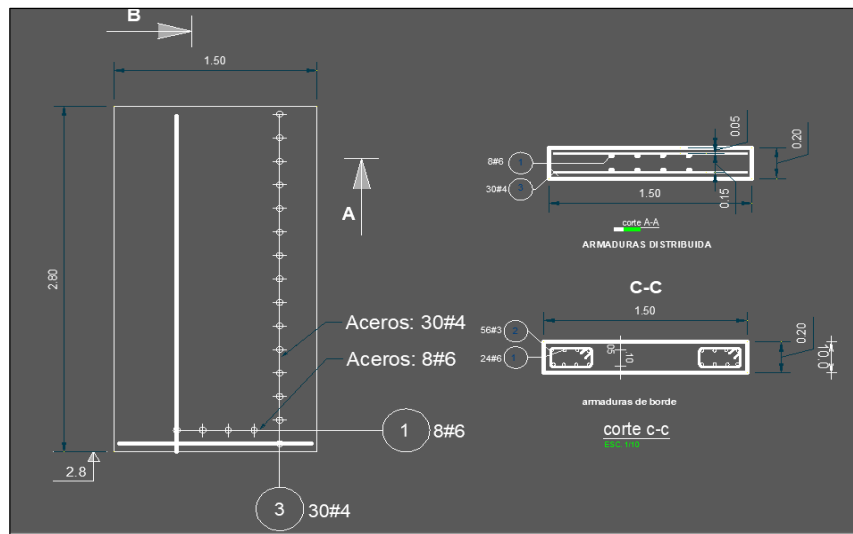


Figura 35 Plano planta y cortes del muro estructural PL01-01

A continuación, se presenta las disposiciones de los aceros en el modelo tridimensional inicial. Muro estructural PL01-01.

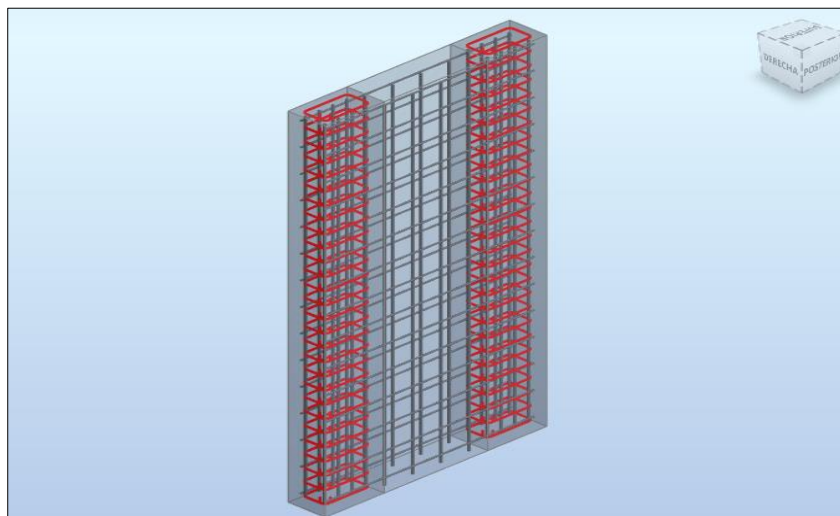


Figura 36 Disposición final de los aceros en el modelo tridimensional del tramo Muro estructural PL01-01

Como se menciona el modelo presentado, junto con los demás elementos estructurales diseñados, se vinculará con el programa Revit -2018 para la integración de un modelo único de las disciplinas arquitectónicas y estructural del edificio. Para mayores detalles del diseño estructural del elemento ver anexo: memoria de cálculo de muro estructural PL01-01.

3.5.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESCALERA PRINCIPAL.

La figura muestra el desarrollo de la escalera principal que conecta cada piso, los descansos y tramos son iguales en dimensiones en todos los niveles.

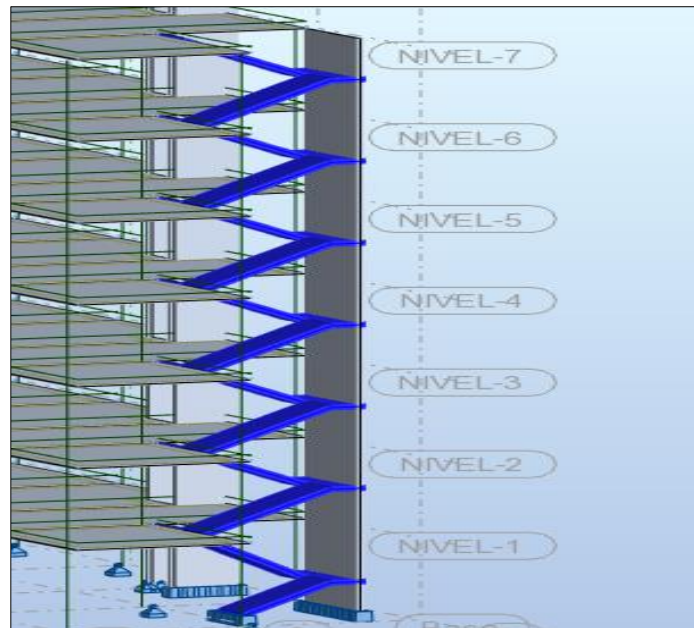


Figura 37 Desarrollo de la escalera principal

El diseño de la escalera empieza analizando como una pieza monolítica todo el tramo de la escalera, y se evalúa zonas donde necesita áreas y sus deformada respectivamente. En las siguientes imágenes se muestra las áreas mínimas requeridas por zonas y la deformada que sufre al aplicar cargas de combinación utilizadas.

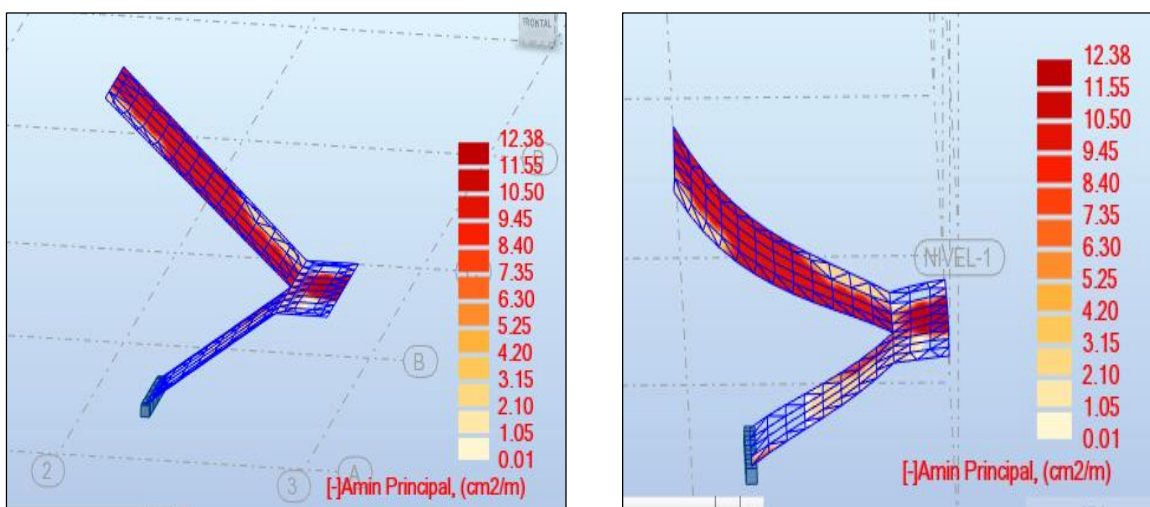


Figura N°37. Imagen izquierda mapa de áreas mínimas requeridas. Imagen derecha deformada del modelo trabajado monolíticamente.

La geometría del modelo se presenta en la siguiente lista:

- Paso (p) = 25 cm
- Contrapaso (cp) = 17.5 cm
- Garganta (t) = 15 cm

En la imagen se presenta el análisis estructural con los diagramas de momentos respectivos de los tramos de la escalera.

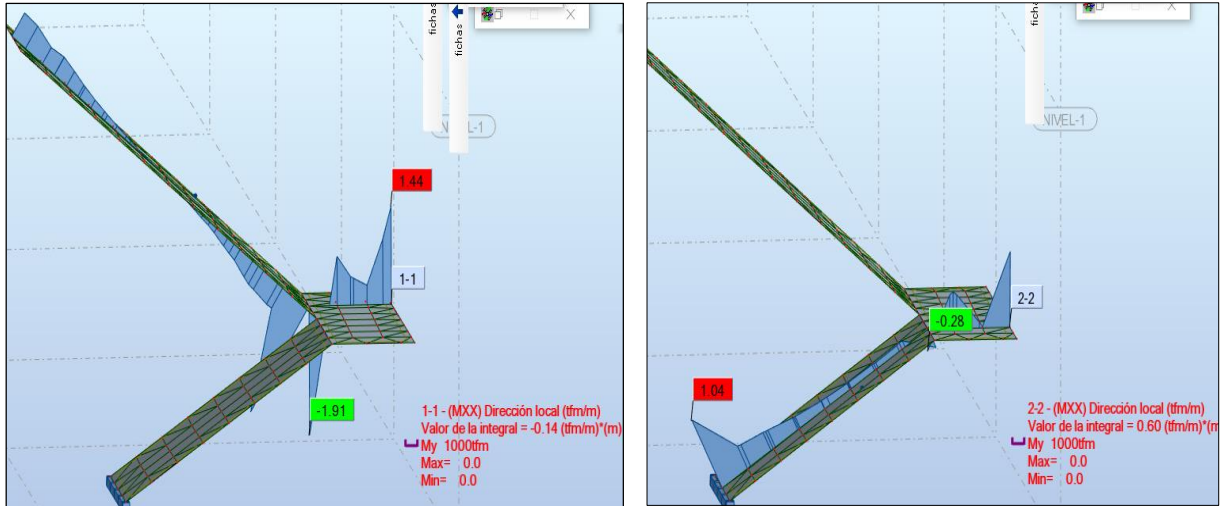


Figura 38 Izquierda y derecha: diagramas de momentos flectores de los tramos.

DISEÑO POR FLEXIÓN

De las gráficas de DMF. obtenemos que el $M_u \text{ max.} = 1.91 \text{tf} \cdot \text{m}$.

El acero por flexión que se necesita es:

$$K_u = \frac{1.91}{1 \times 0.15^2} = 84.88; \text{ tenemos, entonces una cuantía mínima de } p = 0.0248, A_s = 31.85 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Por lo tanto, la colocación de los aceros longitudinales como los transversales queda distribuido como:

$$2 \text{ mallas de } 3/4'' @ 20 \text{cm}$$

Se calcula el acero mínimo por temperatura:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.70 \text{cm}^2/\text{ml}. \text{ El área corresponde al tipo de acero de } 3/8''$$

La distribución de los espaciamientos:

$$e = \phi 3/8'' @ 25 \text{cm}.$$

3.5.6 DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION

El diseño de la losa de cimentación planteado como base para soportar los muros semicerrado del ascensor multifamiliar.

Se define las dimensiones de la platea o losa de cimentación esto garantizara que el peso de los muros estructurales, cuidando a que no se excedan los esfuerzos admisibles en el suelo, para que no se presente asentamientos diferenciales excesivos.

En la figura N°39 se muestra el modelo tridimensional de la losa. Al final se presentará el diseño completo del elemento con las dimensiones y distribuciones finales de acero.

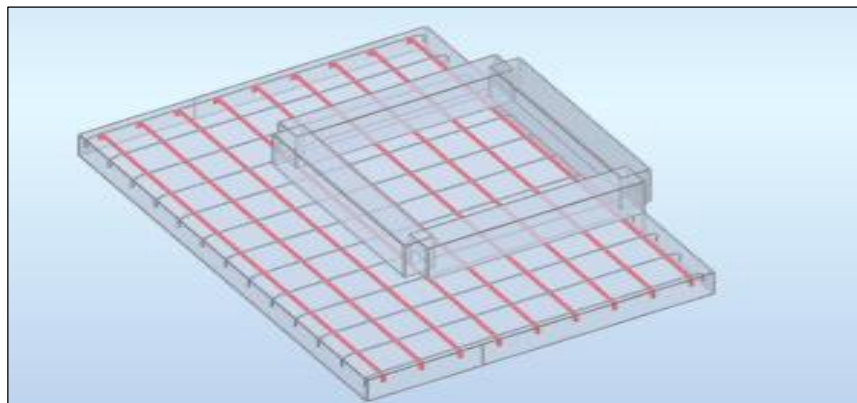


Figura 39 Dimensionamiento preliminar de la losa de cimentación ascensor

la losa de cimentación es analizada como se muestra en los gráficos siguientes, estos indican los diagramas de mapa de áreas mínimas. Este análisis nos servirán para calcular y distribuir los aceros, de manera adecuada, respetando las normas mencionadas ACI 318-2011 y E.060.

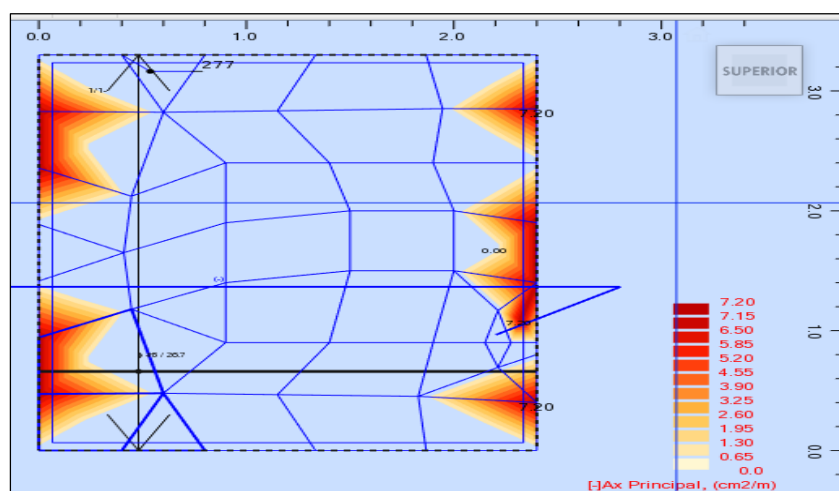


Figura 40 Diagrama de mapas de áreas mínimas

Las zonas más coloridas indican mayor necesidad de áreas de acero en comparación de las demás zonas. En los siguientes cuadros muestran los cálculos respecto a criterios utilizados en el diseño de losas de cimentación.

Resultados para la solución n.º 1
Zonas de armadura

Armadura inferior

Nombre	coordenadas		Armaduras adoptadas		At	Ar
	x1	y1	x2	y2	ϕ / (cm)	(cm ² /m) (cm ² /m)
1/1- Ax Principal	0.00	0.00	2.40	3.30	9#8 / 8.9	7.20 < 8.02
1/2- Ay Perpendicular	0.00	0.00	2.40	3.30	13#8 / 8.9	7.20 < 8.02

Armadura superior

Nombre	coordenadas		Armaduras adoptadas		At	Ar
	x1	y1	x2	y2	ϕ / (cm)	(cm ² /m) (cm ² /m)
1/1+ Ax Principal	0.00	0.00	2.40	3.30	9#6 / 8.9	7.20 < 8.02
1/2+ Ay Perpendicular	0.00	0.00	2.40	3.30	13#6 / 8.9	7.20 < 8.02

Se muestra las distribuciones de los aceros tanto en las armaduras superiores como armaduras inferiores.

En la siguiente imagen se muestra la distribución de los planos en planta y detalles de la losa de cimentación. Para mayor detalle en el diseño ver anexo: Memoria de cálculo de losa de cimentación y planos respectivos.

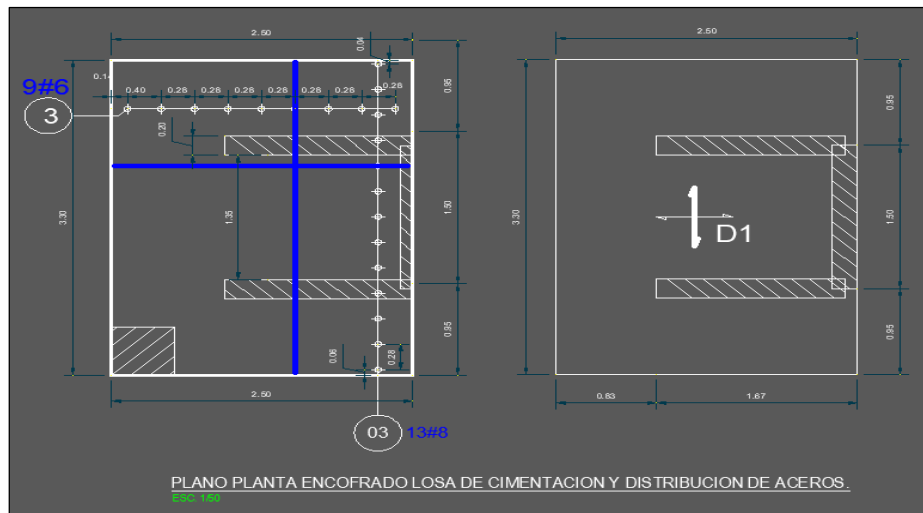


Figura 41 Plano planta detallado de la losa de cimentación -ascensor.

3.5.7 DISEÑO DE LOS CIMIENTOS: ZAPATAS

La principal función de las zapatas es absorber las cargas de los elementos verticales y transmitir, estos al terreno.

El tipo de zapatas que se diseñaran son; las zapatas aisladas céntricas

El cuadro presenta los parámetros para el diseño de la zapata. En el anexo; Estudio de mecánica de suelos, muestra de manera detallada, los factores de que se muestran a continuación

TIPO DE SUSELO SEGÚN SUCS: GW. GRAVA BIEN GRADADA CON POCO FINOS.

- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Espesor: 5.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.00 (Deg)
- Capacidad portante 2.47(kg/cm²)
- Cohesión: 1.02 (tf/m²)

* la norma E.060 nos sugiere incrementar un 30% de la presión admisible para casos de cargas sísmicas, por ser cargas temporales

Combinaciones utilizadas:

1. ELU: $U=1.25(CM+CV) +CSX N=23.30$

$M_x=0.85$

$M_y=0.83$

$F_x=0.25$

$F_y=0.95$

Cargas extraídas de la distribución que realiza el programa Autodesk robot estructural

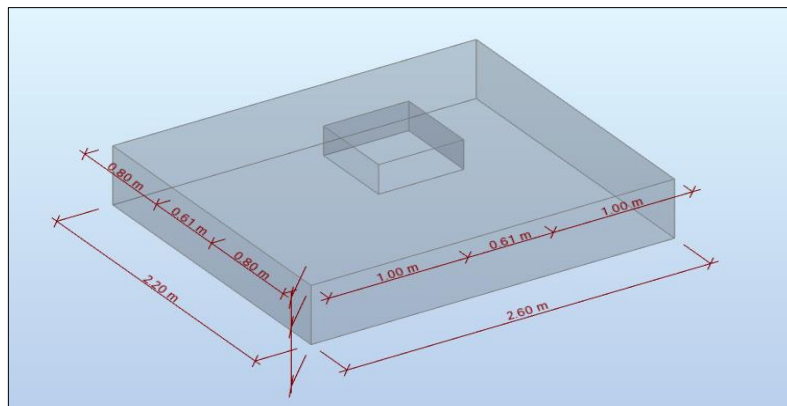


Figura 42 Modelo preliminar tridimensional de la zapata C01-01.

Se realiza el cálculo de las tensiones:

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU : } U=1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CSX } N=23.30$$

$$M_x=0.85 \quad M_y=0.83 \quad F_x=0.25 \quad F_y=0.95$$

Coefficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación, **1.35** * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto:

$$G_r = 55.37 \text{ (tf)}$$

Carga de diseño:

$$N_r = 78.67 \text{ (tf)} \quad M_x = 0.14 \text{ (tf*m)} \quad M_y = 1.02 \text{ (tf*m)}$$

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

$$\text{Excentricidad de la carga:} \quad |e_B| = 0.00 \text{ (m)} \quad |e_L| = 0.01 \text{ (m)}$$

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$$B' = B - 2|e_B| = 2.20 \text{ (m)}$$

$$L' = L - 2|e_L| = 2.57 \text{ (m)}$$

$$q_u = 25.70 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$p_{le}^* = 8.17 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad D_e = D_{min} - d = 3.55 \text{ (m)}$$

$$k_p = 1.53$$

$$q'_0 = 7.38 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_0 = 19.90 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{Tensión en el suelo:} \quad q_{ref} = 14.23 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad: } q_{lim} / q_{ref} = 1.398 > 1$$

Alzamiento: Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU :} \quad U=1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CSX } N=23.30$$

$$M_x=0.85 \quad M_y=0.83 \quad F_x=0.25 \quad F_y=0.95$$

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

$$\text{Superficie de contacto:} \quad s = 0.01$$

$$s_{lim} = 0.17$$

Deslizamiento

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación. **1.00** *
peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 41.02$ (tf)

Carga de diseño:

$Nr = 41.02$ (tf) $Mx = -0.00$ (tf*m) $My = 0.00$ (tf*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$A_ = 2.60$ (m) $B_ = 2.20$ (m)

Superficie de deslizamiento: 5.72 (m²)

Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0.30$

Cohesión: $c_u = 2.04$ (tf/m²)

Presión del suelo considerada:

$Hx = 0.00$ (tf) $Hy = 0.00$ (tf)

$Ppx = 0.00$ (tf) $Ppy = 0.00$ (tf)

$Pax = 0.00$ (tf) $Pay = 0.00$ (tf)

Estabilidad a deslizamiento: Alto

Análisis de punzonamiento y de cortante

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$ $N=23.30$

$Mx=0.85$

$My=0.83$

$Fx=0.25$

$Fy=0.95$

Coeficientes de carga: **0.90** * peso de la cimentación
0.90 * peso del suelo

Carga de diseño:

$Nr = 60.22$ (tf)

$Mx = 0.14$ (tf*m)

$My = 1.02$ (tf*m)

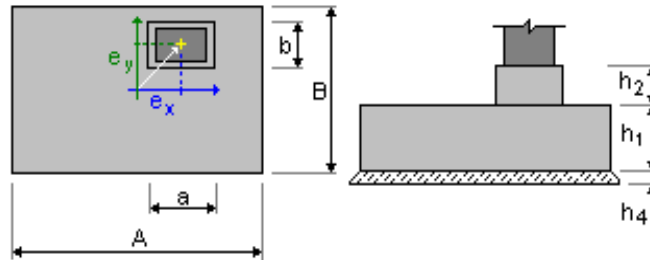
Longitud del perímetro crítico: 4.20 (m)

Fuerza de punzonamiento: 18.81 (tf)

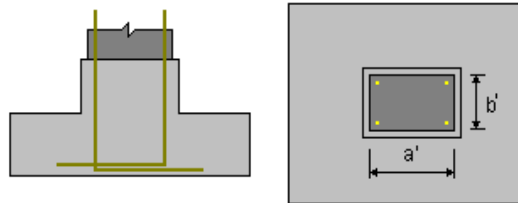
altura útil de la sección $heff = 0.44$ (m)

Tensión cortante:	10.18 (tf/m ²)
Tensión cortante admisible:	115.29 (tf/m ²)
Coefficiente de seguridad:	11.32 > 1

Geometría de la zapata céntrica aislada:



A	= 2.60 (m)	a	= 0.60 (m)
B	= 2.20 (m)	b	= 0.60 (m)
h ₁	= 0.50 (m)	e _x	= 0.00 (m)
h ₂	= 0.25 (m)	e _y	= 0.00 (m)
h ₄	= 0.07 (m)		



a'	= 40.6 (cm)
b'	= 40.6 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

Se presenta la lista de la distribución de la armadura, tanto inferior, superior y el fuste.

Armadura real

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

11 #5 l = 2.50 (m) e = 1*-1.00 + 10*0.20

Dirección Y:

13 S #5 l = 2.10 (m) e = 1*-1.20 + 12*0.20

Superiores:

Dirección X:

$$11 \text{ S } \#5 \quad l = 2.50 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -1.00 + 10 \cdot 0.20$$

Dirección Y:

$$13 \text{ S } \#5 \quad l = 2.10 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -1.20 + 12 \cdot 0.20$$

Fuste

Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

$$4 \text{ S } \#61 = 1.29 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0.15 + 1 \cdot 0.30$$

$$4 \text{ S } \#61 = 1.25 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0.15 + 2 \cdot 0.1$$

la imagen siguiente se presenta el plano en planta y corte de la zapata aislada C01-01.

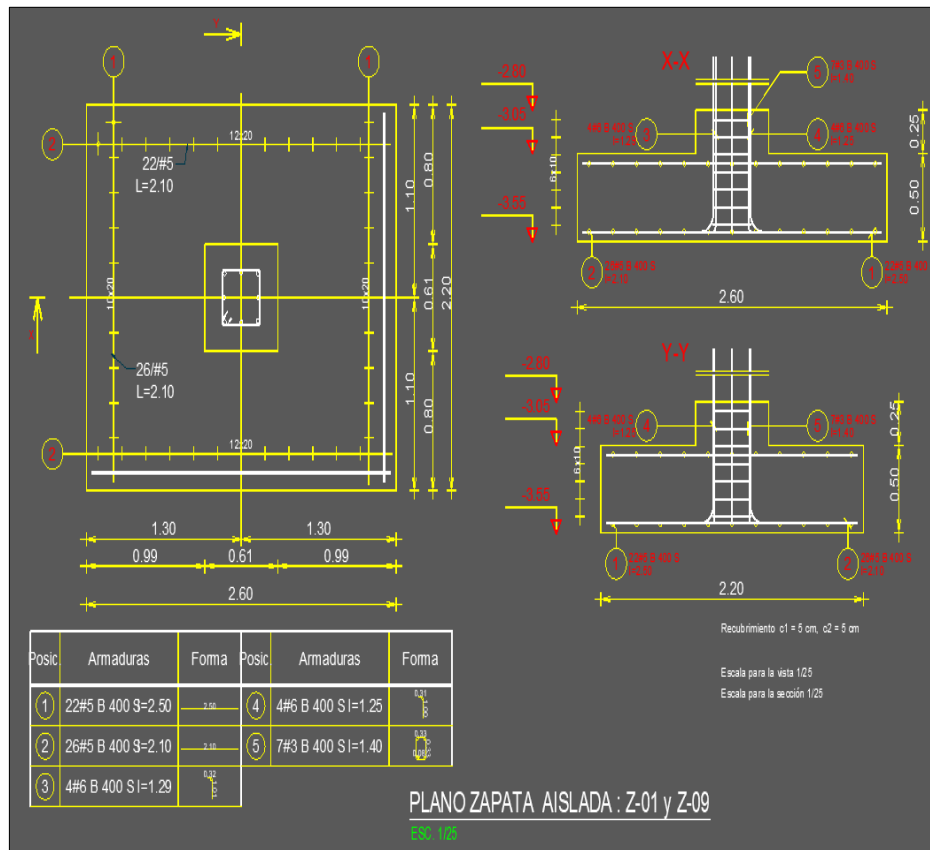


Figura 43 Plano en planta y cortes de la zapata C01-01. Aislada céntrica

3.6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA BIM EN LA ELABORACION DEL ESTRUCTURAL: ARQUITECTURA – ESTRUCTURA.

3.6.1 MODELADO Y DISEÑO ARQUITECTONICO CON REVIT - 2018.

El modelo del edificio de siete niveles es elaborado en el programa Revit -2018. Bajo el enfoque BIM. Esto quiere decir que el modelo tridimensional que contiene elementos arquitectónicos y estructurales que están enlazado mutuamente. A continuación, se presenta el modelo tridimensional arquitectónico. El cuál es la base para el modelado del diseño estructural en la misma plataforma a exportable al programa Robot estructural para su análisis estructural.

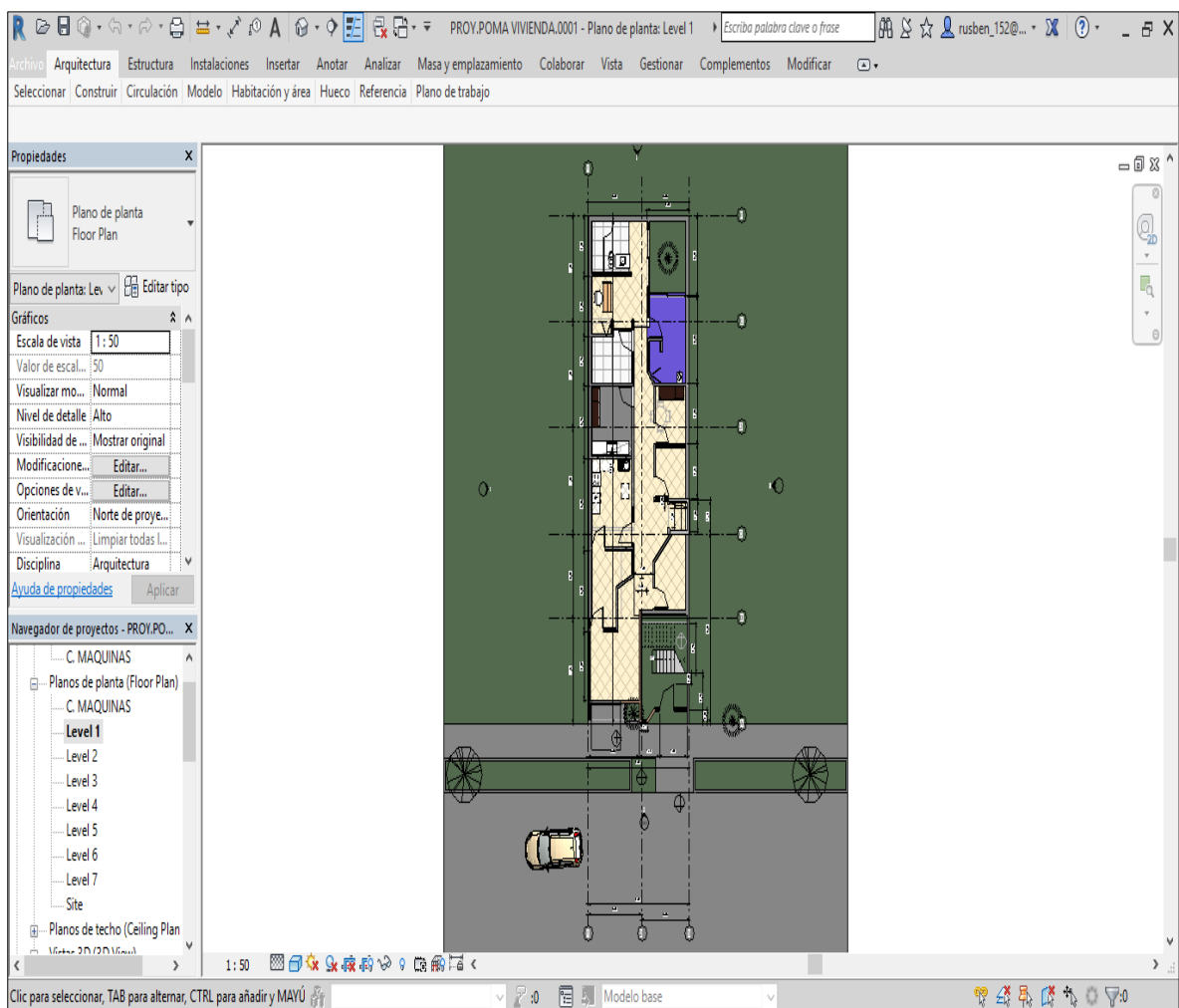


Figura 44 Plano en planta del primer nivel del modelo arquitectónico en la plataforma Revit -2018.

La siguiente imagen muestra la volumetría del edificio realizada con el programa Revit - 2018.

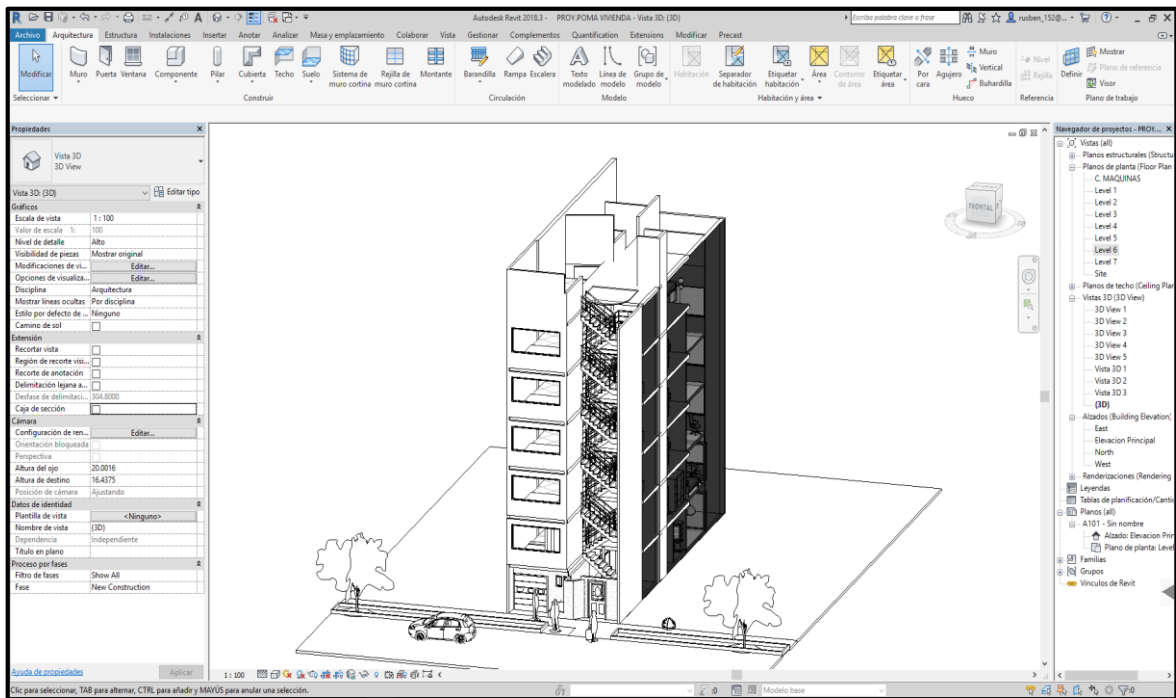


Figura 45 Modelado arquitectónico del edificio Revit - 2018. Vista isométrica. Fuente propia.

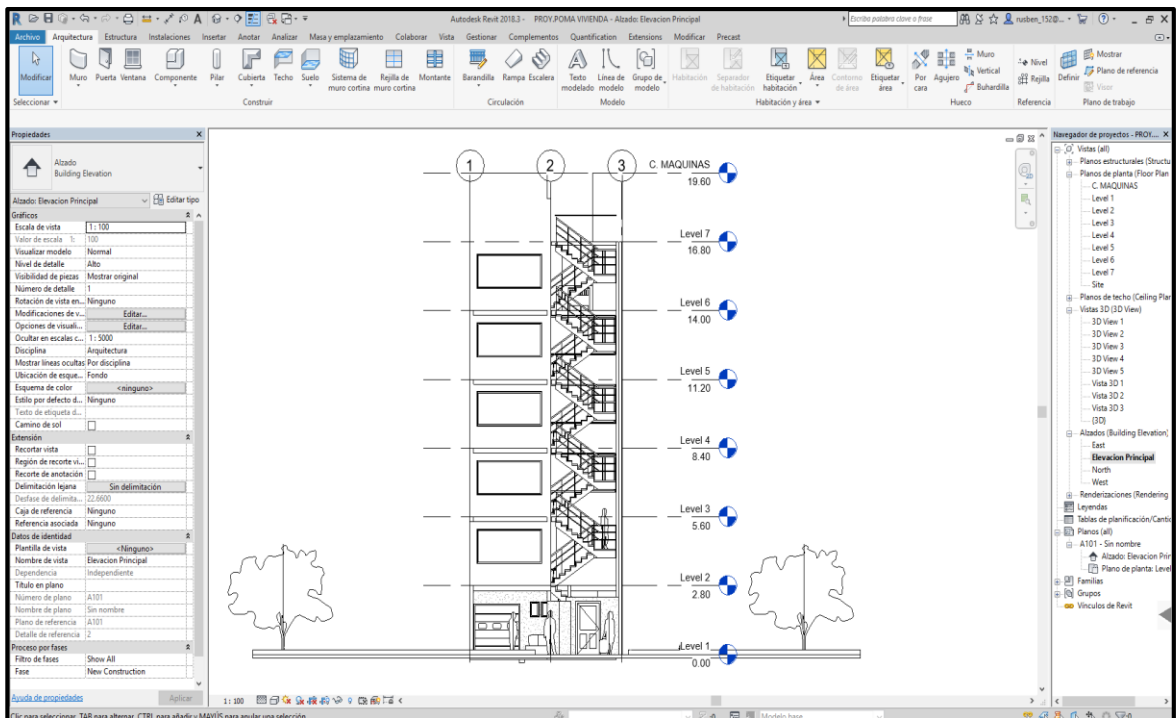


Figura 46 Modelado arquitectónico del edificio Revit - 2018. Vista frontal. Fuente propia

Estos modelos arquitectónicos de presentación son preliminares, estos serán, si fuese el caso modificados y actualizados de manera automática por el programa BIM. Los acabados arquitectónicos del edificio ya están definidos, en coordinación con el encargado del diseño estructural se definirán los elementos estructurales visibles en la arquitectura



Figura 47 Modelos de presentación preliminar del proyecto arquitectónico

3.6.2 MODELO PARAMETRICO ESTRUCTURAL Y ENLACE ARQUITECTURA-ESTRUCUTURA CON REVIT -2018 Y AUTODESK ROBOT STRUCTURAL - 2018.

El modelo paramétrico es toda la información del proyecto construida en tres dimensiones entrelazados con las disciplinas implicadas, en este caso arquitectura y estructura. Una vez elaborado el modelo arquitectónico del edificio, aun preliminar, se crea una plantilla vinculada al proyecto arquitectónico, creando un vínculo entre los modelos 3D de la arquitectura y los elementos estructurales. En la figura N° 62 se presenta. Modelos vinculados de las especialidades mencionadas.

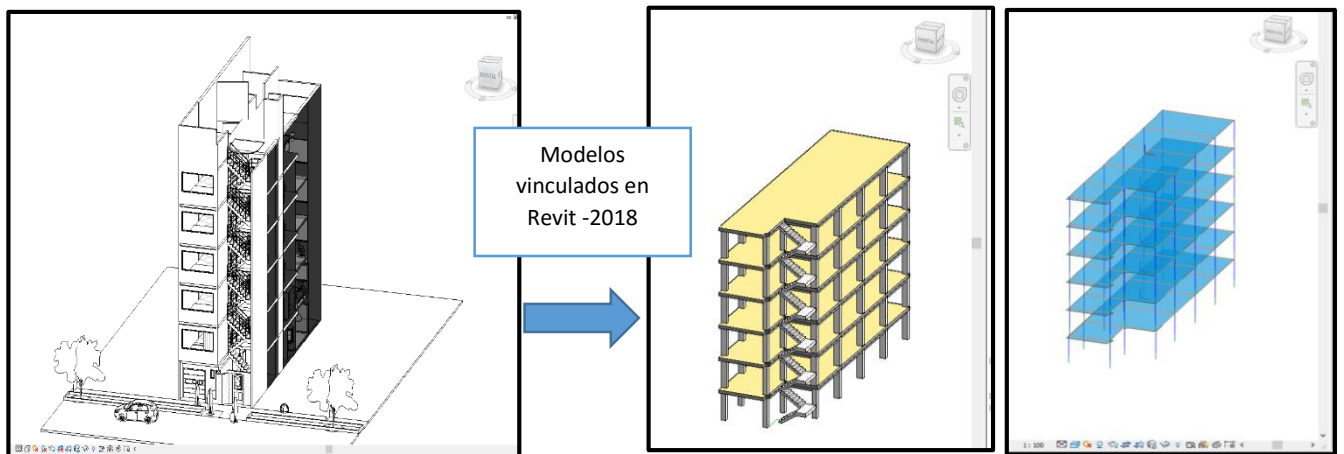


Figura 48 Modelo arquitectónico y estructural del edificio. Vinculación entre ambas disciplinas. Para la automatización en los cambios futuros y detección de interferencias. Fuente propia.

Los modelos base se entiende como; un único modelo madre, en el cual, se le puede modificar y analizar dependiendo de la especialidad que trabajen en este. Al realizarse un cambio en el modelo se actualiza este cambio en las de más disciplinas vinculadas. En la siguiente figura se presenta la vinculación con el programa estructural BIM Robot Structura

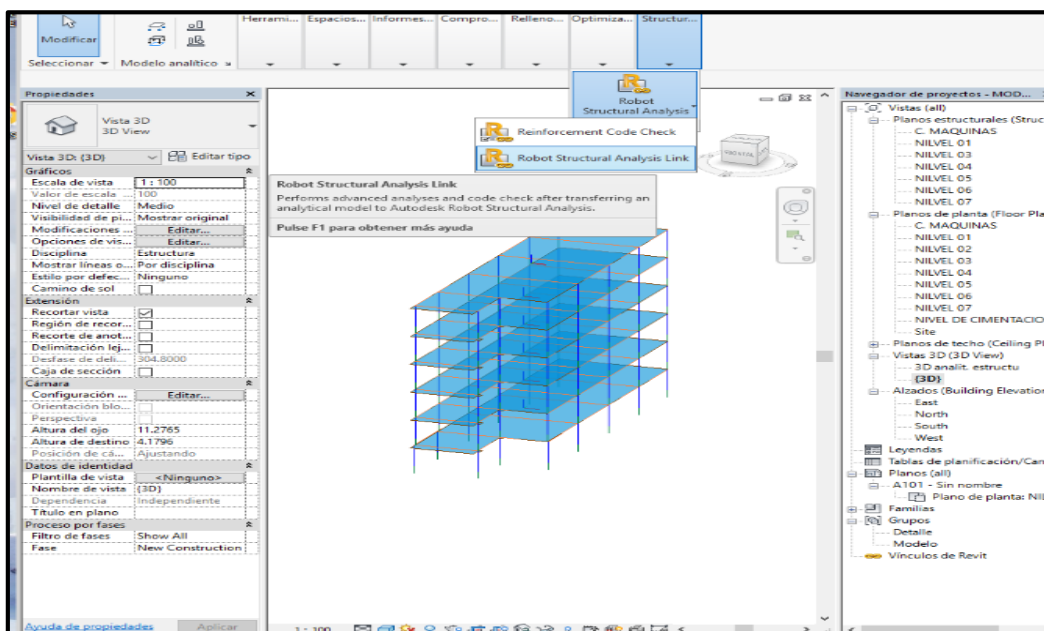


Figura 49 Modelo arquitectónico y estructural del edificio. Vinculación entre ambas disciplinas. Para la automatización en los cambios futuros y detección de interferencias. Fuente propia.

En las siguientes imágenes se muestran, el análisis y diseño estructural realizado, de manera general, con el programa Autodesk Robot Structural. En este capítulo, solo, se muestra la realización de algunos pasos del análisis y diseño sismorresistente. Y como este modelo, una vez acabado el diseño, es integrado con el programa Revit -2018. para obtener un modelo único del edificio que integre las disciplinas de arquitectura y estructura.

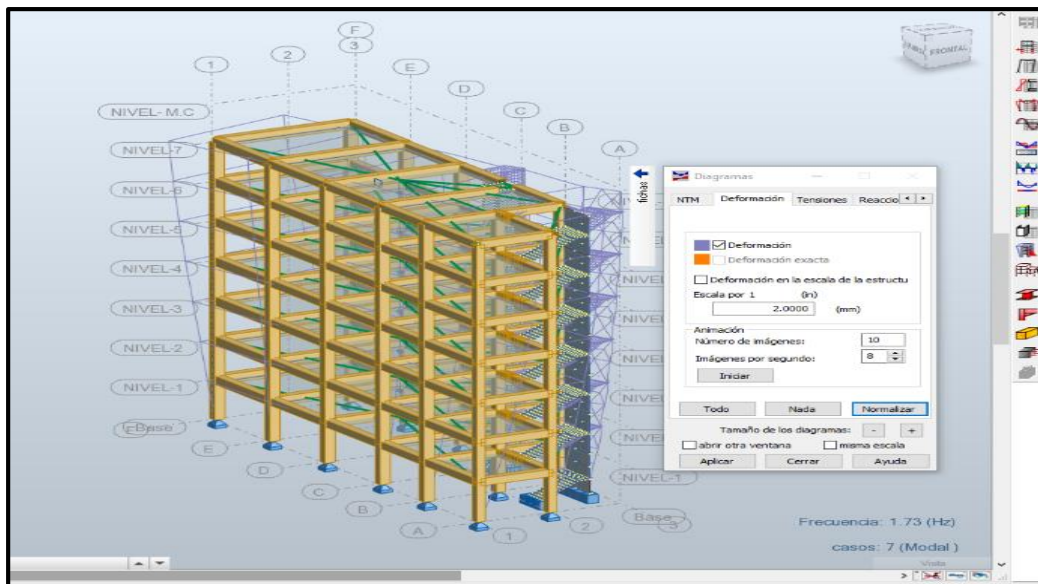


Figura 50 Modelo y su análisis dinámico estructural con una deformada al tercer modo importados desde Revit -2018 al Robot estructural. Fuente propia.

En la figura se muestra, en el modelo estructural, los diagramas de momento cortantes, de manera global para su análisis y cheque en los tramos de las mismas.

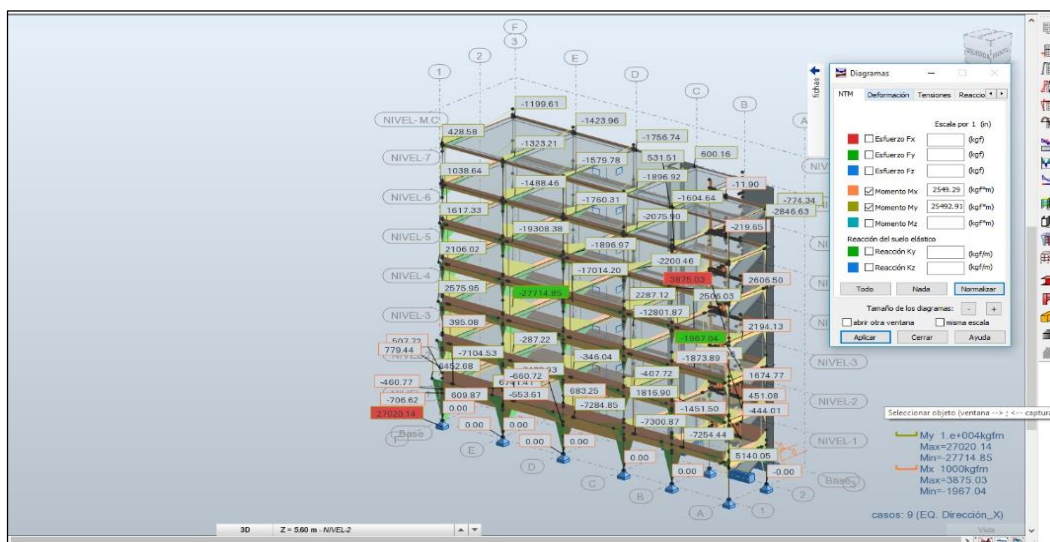


Figura 51 Figura N°51. Modelo y su análisis dinámico estructural con una deformada al tercer modo importados desde Revit -2018 al Robot estructural.

El diseño estructural sismorresistente realizado en los capítulos anteriores, calcularon y definieron las dimensiones de las vigas, columnas, muros estructurales, escalera principal losa de cimentación y zapatas aisladas. Fueron calculados sus áreas de acero. Bajo la metodología BIM. Existe el modelo estructural tridimensional con la distribución de aceros y definidas las medidas de los elementos estructurales mencionados.

Siguiente flujo es exportar, mediante el vínculo existente, al programa Revit -2018 para un enlace con el modelo arquitectónico.

En la figura se muestra el modelo en Revit -2018 incluyendo los aceros calculados en Autodesk Robot structural.

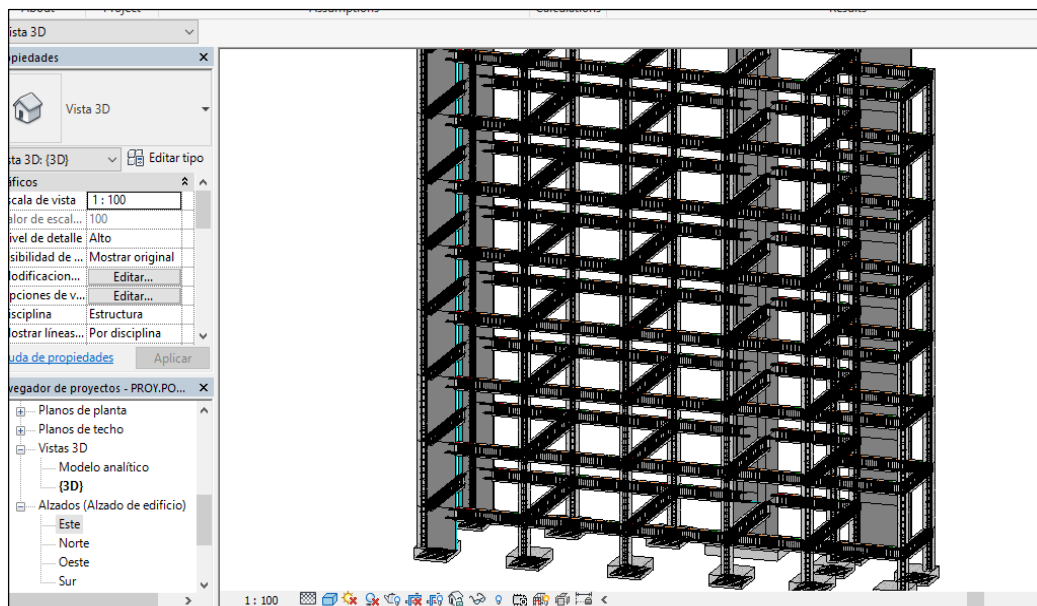


Figura 52 Modelo estructural completo en Revit-2018



Figura 53 Vista de elementos estructurales en Revit-2018.

En la imagen se muestra la integración de los dos modelos arquitectónicos y estructurales, creando así el modelo BIM entre ambas disciplinas.

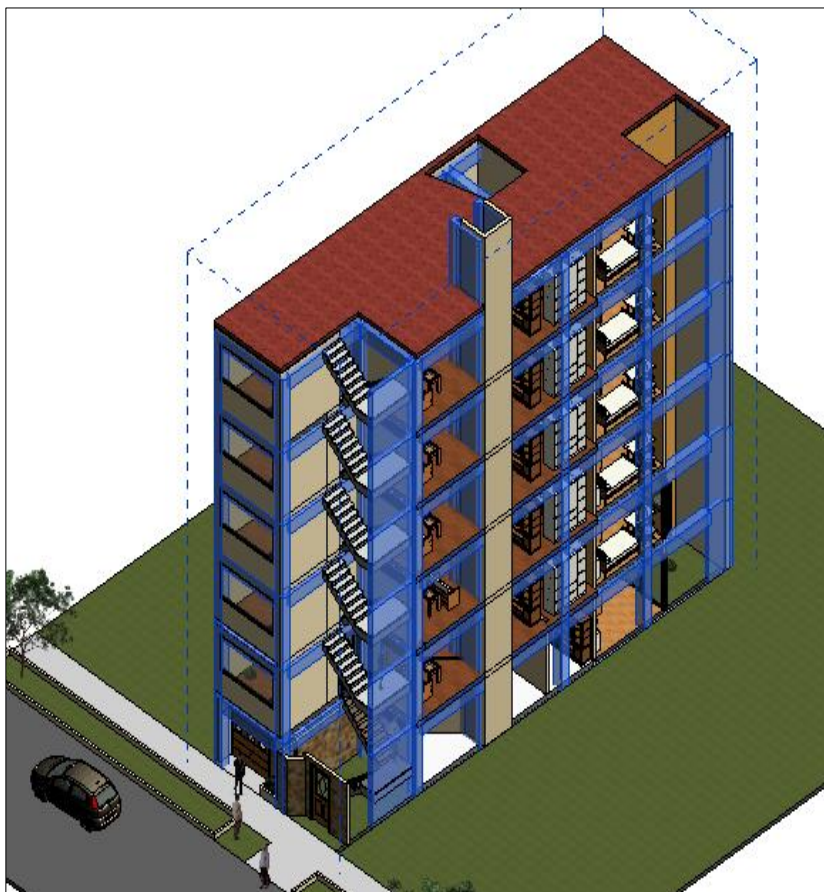


Figura 54 Integración de los modelos paramétricos de las disciplinas; arquitectura y estructuras.

La imagen de la izquierda muestra el modelo arquitectónico sin los elementos estructurales en la imagen derecha muestra el modelo paramétrico arquitectónico del edificio integrado los elementos estructurales, las vigas, columnas



Figura 55 Modelos paramétricos BIM. Integrados: Arquitectura y Estructura.



Figura 56 Modelo BIM. Final arquitectura y estructura.

En la imagen de la parte izquierda se muestra el modelo paramétrico BIM. Del edificio donde integra las disciplinas de arquitectura y estructura, en la fachada derecha se ocultó los muros para que se visualicen las vigas, columnas y placas.

La imagen derecha muestra el mismo modelo, mostrando las sub estructuras, como las zapatas y la losa de cimentación para los ascensores.

Este modelo estará sujeto a cambios automáticos cuando existan modificaciones en el diseño. El modelo servirá como base para la toma de información en el momento de la ejecución, remodelación y demolición.

IV. DISCUSIÓN

El objetivo principal del proyecto es realizar el diseño sismorresistente de un edificio de siete pisos bajo la metodología BIM. Implica elaborar los cálculos y comprobaciones que aseguren que los resultados, en este caso los análisis estáticos, sísmicos y diseño de los aceros de los elementos estructurales. Sean confiables, económicos y estos cumplan los requisitos mínimos establecido por las normas utilizadas como: E.020, E.030, E.050, E0.60. y la norma ACI-218-2011. Bajo esta premisa el diseño sismorresistente implica recalcular y tantear tantas veces sea necesario hasta alcanzar el umbral adecuado, es decir el equilibrio entre las variables de ductilidad y rigidez adecuadas, buscando, que este sea económico. Esto se logra en coordinación con las disciplinas involucrados, en este caso, arquitectónico y estructura.

El desarrollo realizado bajo la metodología BIM. Ayudo a actualizar y agilizar los cálculos por la forma de trabajo colaborativo. Existieron complicaciones, como en todo proyecto. Pero se pudieron subsanar y seguir con el desarrollo del proyecto.

El desarrollo en la parte de la interoperabilidad en la disciplina de arquitectura y estructura, como se explico es fundamental en el trabajo bajo la metodología BIM, es importante configurar, inicialmente, las herramientas BIM, en nuestro caso, Autodesk robot estructural y Revit-2018. Surgieron conflictos de interoperabilidad entre las disciplinas mencionadas, que se subsanaron en el transcurso del desarrollo del proyecto.

El modelo realizado, como se demostró, incorpora información de las disciplinas mencionadas, la utilización de esta información en las fases de construcción, mantenimiento y demolición, es responsabilidad del ejecutor y del cliente. En los antecedentes se menciona como, utilizar estos modelos BIM. El cual Ayudan a resolver problemas en el proceso de construcción reduciendo sobre costos y tiempo de ejecución. Se muestra como la aplicación de estas metodologías de trabajo, ayuda a mejorar la forma de trabajar en un proyecto de esta índole.

V. CONCLUSIONES

El análisis estático y dinámico de la estructura fue realizada utilizando la norma sismorresistente vigente E.030-2018 utilizando el programa computacional BIM: Autodesk Robot Structural.

Se integro algunos elementos estructurales como muros estructurales en zonas que se requerían, estos permitieron minimizar los desplazamientos excesivos encontrados al realizar los análisis respectivos. La estructura solo conto con una irregularidad en planta esto redujo el factor de coeficiente sísmico en ambas direcciones $R_o = 6.3$ esto provoco un aumento en la fuerza cortante basal.

Se realizo el cálculo de las áreas de acero y se elaboró los planos estructurales de los elementos de la superestructura y subestructura del edificio con las herramientas computacionales BIM: Autodesk Robot Structural y el Revit 2018. Las herramientas integradas en el programa, permitieron realizar el diseño, de manera más automática, cuidando que cumplan los planteamientos aprendidos en el curso rediseño de concreto armado, las cuales son: cuidar que cumplan las normas respectivas y los criterios económicos y si también como los criterios de trabajabilidad en el momento de la ejecución.

Se realizo la creación del modelo BIM arquitectura y estructura y la vinculación e integración de estos para la interoperabilidad entre estas disciplinas y el plan de gestión BIM enfocado al diseño estructural del edificio. El modelo paramétrico creado integra todo la información arquitectónico y estructural del edificio. Este modelo se podrá utilizar para la elaboración de los metrados, hallar interferencias con otras disciplinas y en todo el proceso de la ejecución del proyecto.

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda verificar los cálculos que arrojen los programas BIM que se utilice en el desarrollo del proyecto. Esto comprobada, puesto que ningún programa está al margen de alguna falla de cálculo, cual sea su causa, y utilizar programas originales, puesto que son respaldadas por el proveedor y no tiene ninguna función bloqueada.

Para realizar cualquier diseño estructural de cualquier edificio, se recomiendo que previamente tener a mano las fichas técnicas de los estudios básicos y estar al tanto de las actualizaciones de las normas que se utilicen que se utilicen según sea la necesidad. Y tener una buena comunicación con las disciplinas implicadas para que no exista retrasos y se produzcan mínimas interferencias en los modelos finales que resulten del desarrollo del proyecto.

Para la realización de trabajos colaborativos bajo la metodología BIM. Se recomienda realizar y utilizar un plan de gestión BIM aplicado el proyecto en cuestión para que sea exitosa la elaboración del proyecto bajo el enfoque BIM.

La utilización del proyecto BIM elaborado, será de gran provecho si, tanto el ejecutor como el cliente lo utilizan para la comprobación de interferencias con otra disciplina, y la generación de entregables que ayudaran en el momento de la ejecución.

VII. REFERENCIAS

- ALCANTARA Rojas, Paul. Metodología para minimizar las deficiencias de diseño basada en la construcción virtual usando tecnologías BIM. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil, 2013. 139pp.
- ALMONACID, Kliver, NAVARRO, Julissa y RODAS, Isabel. propuesta de metodología para la implementación de la tecnología bim en la empresa constructora e inmobiliaria “IJ proyecta”. Tesis (Magister en dirección de la construcción). Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Area académica de ingeniería. 2015. 129pp.
- AFUSO Muñoz, Minoru. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2017. 103pp.
- BERTERO, Vitelmo y BOZORGNIA, Yousef. Earthquake engineering. From engineering seismology to performance based-engineering. Boca Raton: CRC Press, 2013. 1251pp.bg
- BOZZO, Luis y BARBAT, Alex. Diseño sismoresistente de edificios. Barcelona: Editorial Leverte, 2004. 158pp. ISBN: 84-291-20011-4.
- CAMAC Leonardo, Luis. Identificación de incompatibilidades en la construcción de estructuras y arquitectura utilizando un modelo 3D en Revit Architecture 2014. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Universidad Ricardo Palma, Escuela Profesional de Ingeniería Civil. 2015. 76pp.
- CHANG Tokushima, Daniel. Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2015. 105pp.
- HERNANDEZ, Roberto, FERNANDEZ, Carlos y BAPTISTA, Pilar. Metodología de la investigación. 6.a ed. México D.F. : McGraw-Hill, 2014. 600 pp. ISBN: 978-1-4562-2396-0
- HARDIN, Brad y MCCOOL, Dave. BIM and Construcción Management. 2ª ed. Indianapolis: Wiley, 2015. 375 pp. ISBN: 978-1-118-94276-5

- HIBBELER, Russell. Mecánica de materiales. 8ª ed. México: Pearson, 2011. 862pp. ISBN: 978-607-32-0559-7
- HARMSEM, Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado. 3ª edición Lima: Fondo editorial de la PUCP. 2002. 683pp. ISBN: 9972427307.
- GIMENEZ, Mayra y JANQUI, Leonidas. Análisis del sistema estructural de concreto armado sismo-resistente en edificaciones multifamiliar de cinco pisos. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Universidad San Martín de Porres, Escuela Profesional de Ingeniería Civil. 2015. 186pp.
- GOMEZ, Marcelo. Introducción a la metodología de la investigación científica. 2.a ed. Buenos Aires: Editorial Brujas, 2016. 190 pp. ISBN: 978987591161.
- GOMEZ Fernandez, Iván. Interacción de procesos BIM sobre una vivienda del movimiento moderno. La Ville Savoye. Tesis (Título de ingeniero civil). Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, Escuela universitaria de Arquitectura Técnica, 2013. 94pp.
- GARNICA Patiño, Andrea. Diseño de metodología integral orientada a la gestión de proyectos de construcción civil empleando la herramienta Building Information Modeling (BIM). Caso: vivienda unifamiliar. Tesis (Título de ingeniero civil). Caracas: Universidad Metropolitana, Facultad de Ingeniería. Junio de 2017, 2017. 289pp.
- JUAREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos. Fundamentos de la mecánica de suelos. Mexico D.F.: Limusa, 2005. 644 pp.
- KUEHMEIER Carl, Joseph. Building information modeling and its impact on design and construction firms. Tesis (Master de ciencia en construcción de edificaciones). Florida: Universidad de Florida. 2008. 59p.
- NIELSEN, Kathrine y MADSEN, Soren. Structural modelling and analysis using BIM tools. Tesis (Master de ciencia en ingeniería civil). Dinamarca: Universidad de Aalborg. 2013. 85 pp.
- RODRIGUEZ, Marco. Métodos de investigación: Diseño de proyectos y desarrollo de tesis en ciencias administrativas, organizacionales y sociales. Mexico: Editorial Pandora. 223pp. ISBN: 978-607-1929-17-8

- POCLIN Tuesta, Euclides. Evaluación del diseño del hospital 11-2 de Jaén con el uso de tecnología BIM. Tesis (Título de ingeniero civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, Escuela académico profesional de Ingeniería Civil, 2014. 72pp.
- SALDIAS Silva, Rodolfo. Estimación de los beneficios de realizar una coordinación digital de proyectos con tecnologías BIM. Tesis (Título de ingeniero civil). Santiago de Chile: Universidad de Chile. Departamento de Ingeniería Civil, 2010. 146pp.
- RUEDA Rocca, Emilio. Diseño de un edificio de concreto armado de cinco niveles. Tesis (Título de ingeniero civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2008. 78pp.
- SALAZAR, Jorge. Resistencia de materiales básica para estudiantes de ingeniería. Manizales: Centro de publicaciones de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. 2007. 274 pp. ISBN: 978-958-8280-08-0.
- VALDERRAMA Romero, Gabriel. Procedimiento de análisis y diseño de muros portantes de concreto reforzado bajo un ambiente informático. Tesis (Magister en ingeniería civil). Bogota : Escuela colombiana de ingeniería Julio Garabito, Escuela de ingeniería, 2016. 163pp
- MINISTERIO de vivienda, construcción y saneamiento. Reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: 2016. 434pp.
- MINISTERIO de vivienda, construcción y saneamiento. Reglamento nacional de edificaciones. Norma E.020 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: 2016. 434pp.

VIII. ANEXOS

1.00 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

LABORATORIO DE SUELOS

TESISTAS : DOMINGUEZ HURTADO NOE RUBEN

MORENO MINAYA ALAN ENRIQUE

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGÍA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018"

UBICACIÓN : JR. JORGE CHÁVEZ, BARRIO DE CONVENTO, EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, DEPARTAMENTO DE ANCASH, PERÚ.

OBJETIVOS:

- DETERMINAR EL ANALISIS DE LA CALIDAD DE SUELO DONDE SE EJECUTARA NUESTRO PROYECTO.
- PONDERAR LA GRADACION DEL SUELO.
- ESTABLECER EL TIPO DE SUELO.

ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL NTP 339.127 / ASTM D2216

1	N° DEL RECIPIENTE		A3	A4	A5
2	PESO DEL RECIPIENTE (g)		13.46	15.42	14.85
3	PESO DEL RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (g)		93.36	127.52	155.53
4	PESO DEL RECIPIENTE + SUELO SECO (g)		81.80	110.25	134.29
5	PESO DEL AGUA CONTENIDA (3) - (4) (g)		11.56	17.27	21.24
6	PESO DEL SUELO SECO (4) - (2) (g)		68.34	94.83	119.44
7	CONTENIDO DE HUMEDAD (5) / (6) * 100 (%)		17%	18%	18%
8	PROMEDIO DEL CONTENIDO DE HUMEDAD		18%		

CUADRO N° 1 . CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL

CAMPUS HUARAZ

Av. Independencia 1488
Barrio: Palmira Baja,
Independencia - Huaraz
Telf: (043) 483031



TEC. VICTOR HUGO VILLANUEVA NAJARRO
LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
REG 52830
UCV HUARAZ



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



ucv.peru
ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

TESISTAS : DOMINGUEZ HURTADO NOE RUBEN

MORENO MINAYA ALAN ENRIQUE

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018"

UBICACIÓN : JR. JORGE CHÁVEZ, BARRIO DE CONVENTO, EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, DEPARTAMENTO DE ANCASH, PERÚ.

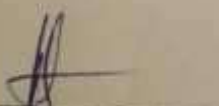
TAMIZ	DIÁMETRO	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
3"	75.000	0.0	0%	0.0	100%
2"	50.000	393.8	13%	13%	87%
1 1/2"	37.500	338.7	11%	24%	76%
1"	25.000	188.4	6%	31%	69%
3/4"	19.000	353.6	12%	42%	58%
1/2"	12.500	323.7	11%	53%	47%
3/8"	9.500	209.8	7%	60%	40%
1/4"	6.250	242.3	8%	68%	32%
N°4	4.750	130.2	4%	72%	28%
N°10	2.000	276.0	9%	82%	18%
N°20	0.850	168.5	6%	87%	13%
N°40	0.425	101.9	3%	91%	9%
N°60	0.250	50.1	2%	92%	8%
N°140	0.106	81.3	3%	95%	5%
N°200	0.075	30.2	1%	96%	4%
>N°200		119.3	4%	100%	0%
PESO TOTAL		3007.8			

CUADRO N° 2. ANALISIS GRANULOMETRICO

SUELO DE PARTICULAS GRUESAS : YA QUE MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA N 200 = 96%

FRACCION QUE PASA POR LA MALLA N 200 : 4% ES MENOR QUE 5% ENTONCES PUEDE SER GP, SW o SP


UCV
 TEC. VICTOR HUGO VILLANUEVA NAJARRO
 LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
 REG. 82630
 UCV - HUARAZ


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



fb/ucv_peru
@ucv_peru
#saliradelante

ucv.edu.pe

CAMPUS HUARAZ
Av. Independencia 1488
Barrio: Palmira Baja,
Independencia - Huaraz
Tel: (043) 483031



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

TESISTAS : DOMINGUEZ HURTADO NOE RUBEN

MORENO MINAYA ALAN ENRIQUE

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018"

UBICACIÓN : JR. JORGE CHAVEZ, BARRIO DE CONVENTO, EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, DEPARTAMENTO DE ANCASH, PERÚ.

ANALIZANDO Cu y Cc

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD: Cu

COEFICIENTE DE CURVATURA: Cc

Cu = (D60 / D30) = Cu = (20 / 0.5) = 40 > 4

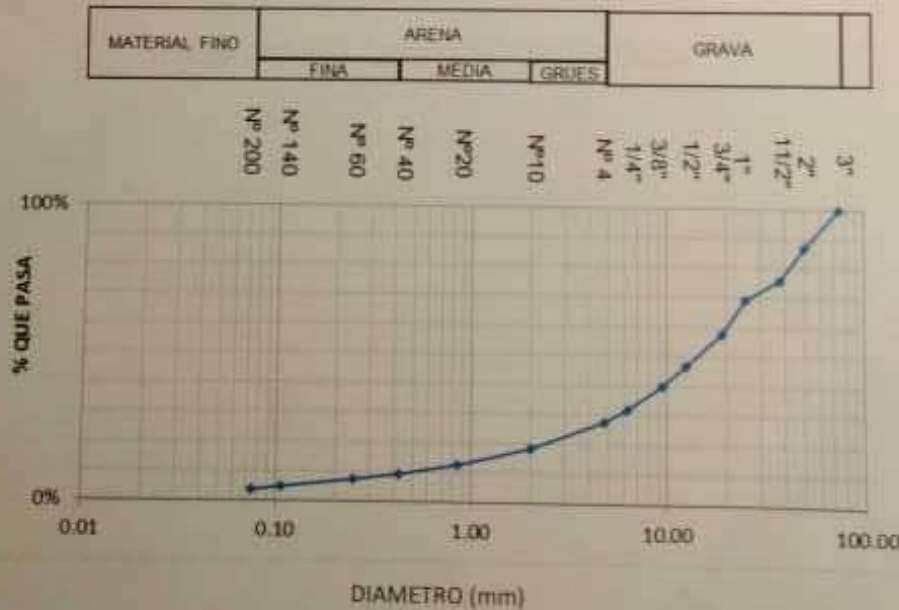
Cc = (D30)^2 / (D10 * D60) = Cc = (5.4)^2 / (0.5 * 20) = 2.916

3 > 2.916 > 1

ENTONCES ES UN SUELO GRUESO DE GRAVAS LIMPIAS DEL TIPO GW

PERTENECE AL TIPO DE GRAVAS BIEN GRADADAS, MEZCLA DE GRAVAY ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.

CURVA GRANULOMETRICA



EN LA GRAFICA DE LA CURVA SE MUESTRA QUE ES UN SUELO BIEN GRADADO

CAMPUS HUARAZ
Av. Independencia 1488
Barrio: Palmira Baja,
Independencia - Huaraz
Tel: (043) 483031

UCV
TEC. VICTOR HUGO VILLANUEVA NAJARRO
LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
REG. 52831
UCV HUARAZ

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318 / NTP 339.129

TESISTAS : DOMINGUEZ HURTADO NOE RUBEN

MORENO MINAYA ALAN ENRIQUE

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018"

UBICACIÓN : JR. JORGE CHÁVEZ, BARRIO DE CONVENTO, EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, DEPARTAMENTO DE ANCASH, PERÚ.

LIMITES	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
	1	2	3	1	2	3
PRUEBA N°	01	03	04	01	02	03
ROTULO DE RECIPIENTE	17	41	47	-	-	-
NÚMERO DE GOLPES						
PESO DEL RECIPIENTE (g)	7.08	4.41	4.59	5.49	4.17	4.31
PESO DEL RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (g)	16.82	12.38	14.35	6.62	5.80	5.53
PESO DEL RECIPIENTE + SUELO SECO (g)	14.32	10.47	12.02	6.41	5.55	5.32
PESO DEL AGUA (g)	2.50	1.91	2.33	0.21	0.25	0.21
PESO DEL SUELO SECO (g)	7.24	6.06	7.43	0.92	1.38	1.01
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	34.53	31.52	31.36	22.83	18.12	20.79

CUADRO N° 3. LIMITES DE CONSISTENCIA

 
TEC. VICTOR HUGO VILLANUEVA NAJARRO
 LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
 REG. 62839
 UCV HUARAZ

 
Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



CAMPUS HUARAZ
 Av. Independencia 1488
 Barrio: Palmira Baja,
 Independencia - Huaraz
 Telf: (043) 483031

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



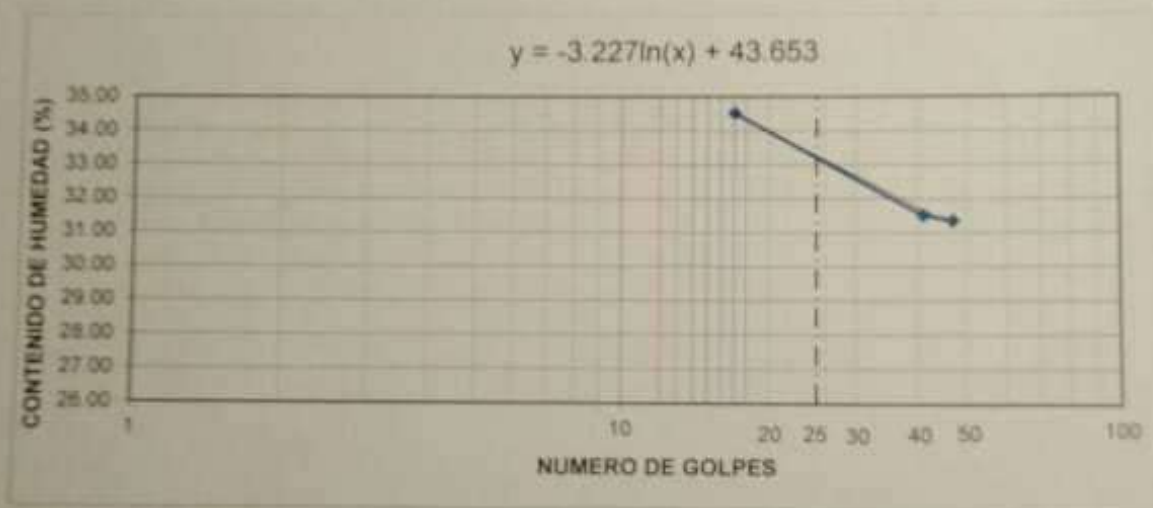
DIAGRAMA DE FLUIDEZ

TESISTAS : DOMINGUEZ HURTADO NOE RUBEN

MORENO MINAYA ALAN ENRIQUE

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018"

UBICACIÓN : JR. JORGE CHÁVEZ, BARRIO DE CONVENTO, EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, DEPARTAMENTO DE ANCASH, PERÚ.



LÍMITE LÍQUIDO :	33.27
LÍMITE PLÁSTICO :	20.58
ÍNDICE PLÁSTICO :	12.69

CONCLUSIONES:

- EL SUELO TIENE UNA CALIDAD ACEPTABLE YA QUE ES GRUESO.
- EL SUELO ES BIEN GRADADO POR LA FORMA DE LA DURVA GRANULOMETRICA.
- ES UN TIPO DE SUELO GW

CAMPUS HUARAZ

Av. Independencia 1488
Barrio: Palмира Baja,
Independencia - Huaraz
Telf: (043) 483031



TLC VICTOR HUGO VILLANUEVA NAJARDO
LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
TEL: 43321
UCV - HUARAZ



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

2.00 METRADO DE CARGAS

1.METRADO DE CARGA MUERTA ACABADOS.

1.1. CUADRO DE PISOS ACABADOS.								
NIVEL	ALTURA (m)	DIMENSIONES (m)		AREA (m2)	NUMERO DE VECES		PESO	TOTAL
2	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	3.105 tn
3	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	
4	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	
5	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	
6	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	
7	0.05	-	-	103.5	1	0.1	0.52 tn	

1.2 CUADRO DE ACABADOS CIELO RASO POR PISOS.								
NIVEL	ALTURA (m)	DIMENSIONES (m)		AREA (m2)	NUMERO DE VECES		PESO	TOTAL
1	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	0.652 tn
2	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	
3	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	
4	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	
5	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	
6	0.05	-	-	108.675	1	0.02	0.11 tn	

2.0 METRADO DE CARGA MUROS DE TABIQUERIA .

2.1. M.C: MUROS SENTIDO X

NIVEL N°01

	b	L	h		
EJE -1 ENTRE EJE A Y F:	1.8	0.27	17.5	2.2	18.711 tn
EJE -2 ENTRE EJE A Y B:	1.8	0.15	4.95	2.6	3.475 tn
EJE -2 ENTRE EJE B Y C:	1.8	0.15	6.94	2.6	4.872 tn
EJE -2 ENTRE EJE C Y D:	1.8	0.15	8.69	2.6	6.100 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 54.756 tn

NIVEL N°02

	b	L	h		
EJE -1 ENTRE EJE A Y F:	1.8	0.27	17.5	2.2	18.711 tn
EJE -2 ENTRE EJE B Y D:	1.8	0.15	5.78	2.6	4.058 tn
EJE -2 ENTRE EJE D Y F:	1.8	0.15	15.67	2.6	11.000 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 55.367 tn

NIVEL N°03

	b	L	h		
EJE -1 ENTRE EJE A Y F:	1.8	0.27	17.5	2.2	18.711 tn
EJE -2 ENTRE EJE B Y D:	1.8	0.15	5.78	2.6	4.058 tn
EJE -2 ENTRE EJE D Y F:	1.8	0.15	15.67	2.6	11.000 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 55.367 tn

NIVEL N°04

	b	L	h		
EJE -1 ENTRE EJE A Y F:	1.8	0.27	17.5	2.2	18.711 tn
EJE -2 ENTRE EJE B Y D:	1.8	0.15	5.78	2.6	4.058 tn
EJE -2 ENTRE EJE D Y F:	1.8	0.15	15.67	2.6	11.000 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 55.367 tn

NIVEL N°05

	b	L	h		
EJE -2 ENTRE EJE B Y D:	1.8	0.15	5.78	2.6	4.058 tn
EJE -2 ENTRE EJE D Y F:	1.8	0.15	15.67	2.6	11.000 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 36.656 tn

NIVEL N°06

	b	L	h		
EJE -1 ENTRE EJE A Y F:	1.8	0.27	17.5	2.2	18.711 tn
EJE -2 ENTRE EJE B Y D:	1.8	0.15	5.78	2.6	4.058 tn
EJE -2 ENTRE EJE D Y F:	1.8	0.15	15.67	2.6	11.000 tn
EJE -3 ENTRE EJE A Y C:	1.8	0.27	8.2	2.2	8.767 tn
EJE -3 ENTRE EJE C Y F:	1.8	0.27	12	2.2	12.830 tn
					= 55.367 tn

2.1. MUROS SENTIDO Y

NIVEL N°01

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.6	2.6	3.229 tn
EJE -B ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	0.9	2.6	0.632 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	3.05	2.6	3.854 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	9.76	2.6	6.852 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.13	2.6	2.899 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 23.174 tn

NIVEL N°02

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.27	0.72	2.2	0.770 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	2.85	2.2	3.047 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.5	2.6	1.755 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.98	2.6	3.496 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	5.93	2.6	4.163 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 11.034 tn

NIVEL N°03

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.27	0.72	2.2	0.770 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	2.85	2.2	3.047 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.5	2.6	1.755 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.98	2.6	3.496 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	5.93	2.6	4.163 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 11.034 tn

NIVEL N°04

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.27	0.72	2.2	0.770 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	2.85	2.2	3.047 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.98	2.6	3.496 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	5.93	2.6	4.163 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 9.279 tn

NIVEL N°05

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.27	0.72	2.2	0.770 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	2.85	2.2	3.047 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.5	2.6	1.755 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.98	2.6	3.496 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	5.93	2.6	4.163 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 11.034 tn

NIVEL N°06

	b	L	h		
EJE -A ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.27	0.72	2.2	0.770 tn
EJE -B ENTRE EJE 2 Y 3:	1.8	0.27	2.85	2.2	3.047 tn
EJE -C ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.8	2.6	1.966 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 2:	1.8	0.15	2.5	2.6	1.755 tn
EJE -D ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	4.98	2.6	3.496 tn
EJE -E ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.15	5.93	2.6	4.163 tn
EJE -F ENTRE EJE 1 Y 3:	1.8	0.27	3.5	2.2	3.742 tn
					= 11.034 tn

3.00 RESUMEN DE CARGA MUERTA (CM)

DESCRIPCION	ACABADO PISO TERMINADO	ACABADO CIELORASO	MURO	SUB TOTAL. (tn)	AREA DE CADA PISO	PESO POR M2
NIVEL N° 01	0.518 tn	0.109 tn	77.92956	78.556	153.150 m2	0.513 tn/m2
NIVEL N° 02	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m2	0.438 tn/m2
NIVEL N° 03	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m2	0.438 tn/m2
NIVEL N° 04	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m2	0.438 tn/m2
NIVEL N° 05	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m2	0.438 tn/m2
NIVEL N° 06	0.518 tn	0.109 tn	66.4003	67.027	153.150 m2	0.438 tn/m2
NIVEL N° 07	0.518 tn			15.97	153.150 m2	0.104 tn/m2
NIVEL MAQUINA PESO ASENSORES				2.500 tn	2.250 m2	1.111 tn/m2
TOTAL DE CARGA						3.917 tn/m2

* EN EN NIVEL DE 7 SE INCLUYE LA CARGA DE LA CUBIERTA

1074.300 m2

CARGA VIVA (CV)	
NIVELES	S/C
NIVEL N°01	
2ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°02	
3ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°03	
4ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°04	
5ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°05	
6ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°06	
7ª PISO -VIVIENDA MULTIFAMILIAR	200.00 kg/m2
NIVEL N°07	
8ª PISO -AZOTEA	100.00 kg/m2
ESCALERA	200.00 kg/m2
CARAG VIVA ASENSORES:	400.00 kg/m2
TODOS LOS NIVELES:	

NORMA E.020

4.00 RESUMEN DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO

Niveles	CM PP (Tn)	CM P. TAB. ACAB. (Tn)	CV (Tn)	C. TOTAL (Tn)
NIVEL N° 01	205.63	78.556	30.63	314.81
NIVEL N° 02	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 03	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 04	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 05	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 06	217.16	67.027	30.63	314.81
NIVEL N° 07	139.20	15.968	30.63	185.79
PESO TOTAL DEL EDIFICIO				2,074.67

3.CALCULO DEL METRADO DE CARGA : VIENTO
 CALCULO DE VELOCIDAD DE VIENTO

1.0 VELOCIDAD DE DISEÑO

Vh : Es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V : Es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h : Es la altura sobre el terreno en metros

h= 19.60 m

V= 70 Km/h

VER NORMA E-20. ANEXO 2

Vh=	81.17 Km/h
-----	------------

CUADRO DE CARGAS DE VIENTO		
CARGA	TIPO	VALOR MAXIMO (t/m2)
VIENTO1	Simulación de viento X+ 81.20 m/s (variable)	0.413
VIENTO2	Simulación de viento Y+ 81.20 m/s (variable)	0.415
VIENTO3	Simulación de viento X- 81.20 m/s (variable)	-0.411
VIENTO4	Simulación de viento Y- 81.20 m/s (variable)	-0.412

*las velocidades se hallan bajo el criterio de la norma e.0.20. Artículo n° 12. ver anexo de metrado de cargas

*Norma USA ASCE 7 - 05.

3.00 COEFICIENTES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

3.00 COEFICIENTES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

CALCULO DE COEFICIENTE PARA DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

MODULO DE Young. E: $218819.789 \text{ kg/cm}^2$

C. de Poisson. V: 0.2

C. de kirchonff. G: $91174.912 \text{ kg/cm}^2$

P. especifico: 2400 kg/cm^3

Dilatacion termica: $0.00001 \text{ } 1/^\circ\text{C}$

Coeficiente de

amortiguamiento: 0.15

**4.00 ANALISIS SISMICO ESTATICO Y
DINAMICO NTP E.030-2018**

EJEMPLO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018

UBICACION: DISTRITO DE POMABAMBA, PROVINCIA DE POMABAMBA

FECHA: DIC.-2018

1.0 Pesos para el análisis sísmico:

Piso 1 =	314.8124 T	
Piso 2 =	314.8124 T	
Piso 3 =	314.8124 T	*CALCULO
Piso 4 =	314.8124 T	ROBOT
Piso 5 =	314.8124 T	STRUCTURAL
Piso 6 =	314.8124 T	
Piso 7 =	185.7944 T	
Peso Total:	2,074.6689	

1. Cálculo del periodo fundamental de vibración

Incorporando las cargas CM y CV al modelo y realizando el analisis modal con autodesk Robot Structure se tiene
Primer modo: eje X

$$T = 0.34 \text{ s}$$

Segundo modo: eje Y

$$T = 0.29 \text{ s}$$

2. Factor de amplificación sísmica (C)

$$S_0 = S_2$$

$$\begin{aligned} T_p &= 0.600 \\ T_L &= 2.000 \\ T_x &= 0.340 \text{ s} \\ T_y &= 0.290 \text{ s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_x &= 2.50 \\ C_y &= 2.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T \leq T_p & \quad C=2,5 \\ T_p < T < T_L & \quad C=2,5 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T \geq T_L & \quad C=2,5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Según estudio de mecánica de suelos:
grava arenosa medianamente densa,

Tabla N° 4 PERIODOS "T _p " Y "T _L "				
Perfil de suelo				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,5

Tes el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.5.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
---	--	-----

3. Categoría de la edificación y factor de uso

$$U = 1.00$$

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

4. Factor de suelo "S"

$$S = 1.15$$

5. Cálculo de coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)

$$R = R_0 \cdot I_s \cdot I_p$$

5.1 Cálculo de los Factores de Irregularidad:

5.1.2 Irregularidades estructurales en altura (Ia)

- a) Irregularidades de Rigidez - Piso Blando :no se presenta
 b) Irregularidades de resistencia - piso blando :no se presenta
 c) Irregularidades extrema de Rigidez :no se presenta

- c) Irregularidades extrema de Resistencia :no se presenta
 e) Irregularidades de masa o Peso :no se presenta
 f) Irregularidad geométrica vertical. :no se presenta
 g) Discontinuidad en los sistemas Resistentes :no se presenta
 h) Discontinuidad extrema de los sistemas. :no se presenta

5.1.3 Irregularidades estructurales en Altura (Ip)

- a) Irregularidad torsional -
 b) Irregularidad torsional extrema -
 c) Esquinas Entrantes cumple valor de 0.90
 d) Discontinuidad de Diafragma no se presenta
 e) Sistemas no paralelos no se presenta

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Aceero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Internos Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concentricamente Armistrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concentricamente Armistrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Armistrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albanilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tenemos:

$$R_0 = 7.00 \quad \text{DUAL}$$

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 0.90$$

calculo del coeficiente del factor sísmico

$$R_x = 6.30 \quad R_y = 6.30$$

$$R_{xx} = 6.30$$

$$R_{yy} = 6.30$$

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor I_s o I_p será igual a 1.0.

6. Peso de la edificación

$$P = 2074.669 \text{ T}$$

7. Factor de zona "Z"

$$Z = 0.35$$

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

8. Comprobación de C/R

$$C_x = 2.50 \quad C_y = 2.50$$

$$R_x = 6.30 \quad R_y = 7.00$$

$$C/R = 0.397 \geq 0.110 \quad \text{OK!}$$

9. Cortante basal (cortante de piso)

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

RESUMEN:

$$\begin{aligned} Z &= 0.350 \\ U &= 1.000 \\ C &= 2.500 \\ S &= 1.150 \\ R_{xx} &= 6.300 \\ R_{yy} &= 6.300 \\ P &= 2074.669 \text{ T} \end{aligned}$$

según ítem 4.3 de la norma E.030-2018

$$\text{PESO TOTAL: } 2074.67 \text{ Tnf}$$

$$\text{CARGA VIVA: } 214.86 \text{ Tnf}$$

$$P = 100\% (\text{PT}) + 25\% (\text{CV})$$

$$P = 2074.67 + 0.25 \times 214.86 = 2128.39 \text{ Tnf}$$

tenemos las fuersas cortantes basal

$$V_{xx} = 339.950 \text{ T}$$

$$V_{yy} = 339.950 \text{ T}$$

10. Distribución de la fuerza sísmica en altura

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i(h_i)^k}$$

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
 b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

$$V = 339.950 \text{ T}$$

$$T = 0.2900 \text{ s} \leq 0.5 \text{ s}$$

$$k = 1.000$$

1.00 TABLA DE DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA (Fi) EJE XX

Piso	Pi	hi	(hi) ^k	Pi*(hi) ^k	α _i	V	F _i	F _i
NIVEL-07	185.7944	19.6	19.6	3,641.5698	0.164	339.950	55.883	55.883
NIVEL-06	314.8124	16.8	16.8	5,288.8486	0.239	339.950	81.162	137.045
NIVEL-05	314.8124	14	14.0	4,407.3738	0.199	339.950	67.635	204.680
NIVEL-04	314.8124	11.2	11.2	3,525.8990	0.159	339.950	54.108	258.788
NIVEL-03	314.8124	8.4	8.4	2,644.4243	0.119	339.950	40.581	299.369
NIVEL-02	314.8124	5.6	5.6	1,762.9495	0.080	339.950	27.054	326.423
NIVEL-01	314.8124	2.8	2.8	881.4748	0.040	339.950	13.527	339.950
Σ	2,074.6689	22,152.5398	1.000	339.950

2.00 TABLA DE DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA (Fi) EJE YY

Piso	Pi	hi	(hi) ^k	Pi*(hi) ^k	α _i	V	F _i	F _i
NIVEL-07	185.7944	19.6	19.6	3,641.5698	0.164	339.950	55.883	55.883
NIVEL-06	314.8124	16.8	16.8	5,288.8486	0.239	339.950	81.162	137.045
NIVEL-05	314.8124	14	14.0	4,407.3738	0.199	339.950	67.635	204.680
NIVEL-04	314.8124	11.2	11.2	3,525.8990	0.159	339.950	54.108	258.788
NIVEL-03	314.8124	8.4	8.4	2,644.4243	0.119	339.950	40.581	299.369
NIVEL-02	314.8124	5.6	5.6	1,762.9495	0.080	339.950	27.054	326.423
NIVEL-01	314.8124	2.8	2.8	881.4748	0.040	339.950	13.527	339.950
Σ	2074.668868	22,152.5398	1.000	339.950

5.00 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO
E.030-2018

ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030-2018

TESIS: “DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018”

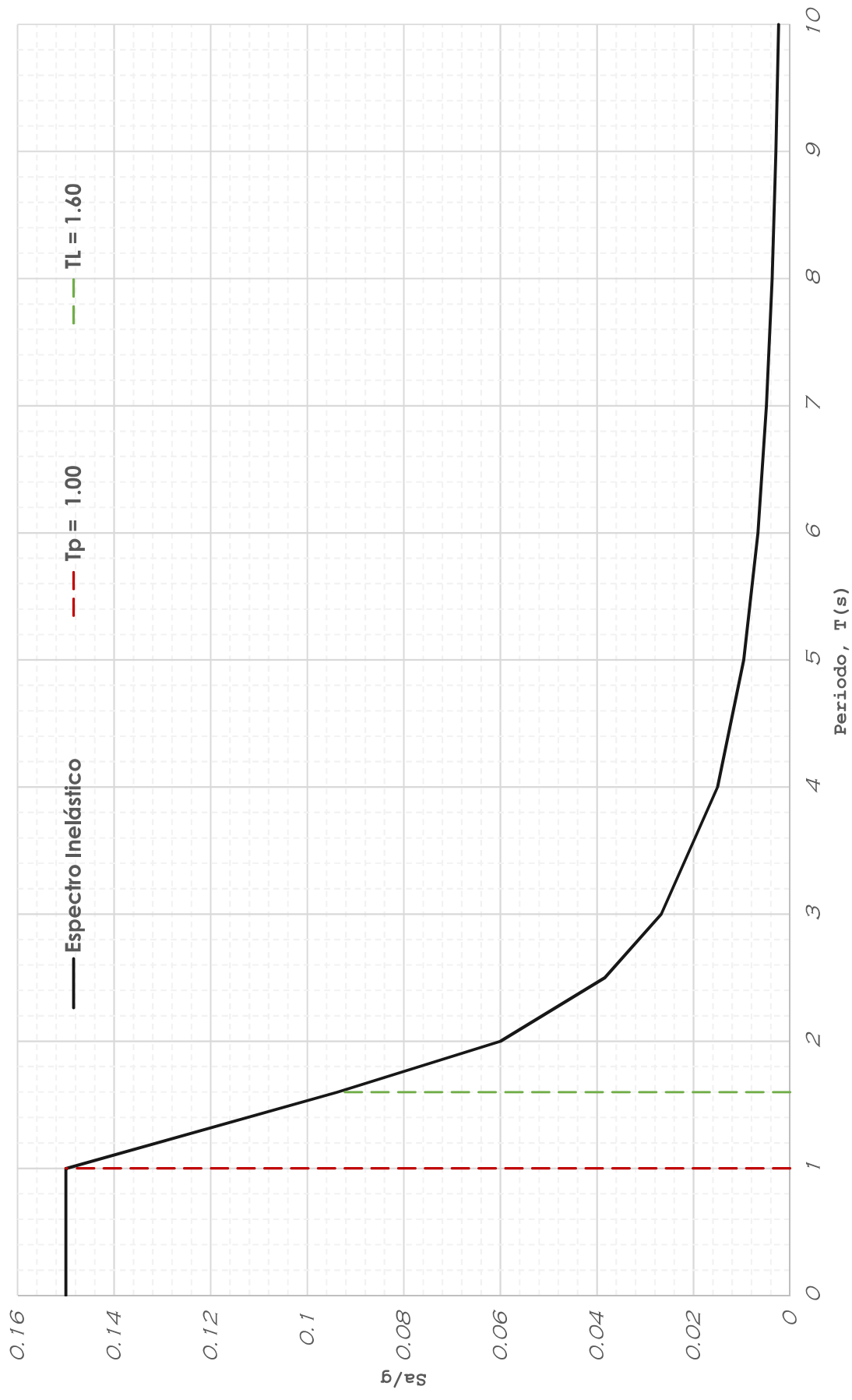
TESISTAS: NOE RUBEN DOMINGUEZ HURTADO
 ALAN ENRIQUE MORENO MINAYA

Región : Ancash
 Provincia : Pomabamba
 Distrito : Pomabamba
 Categoría : C
 Zona : Z3
 Suelo : S2

Sistema Estructural : Concreto Armado, Dual
 Verificación de Irregular en Planta → Ip = 1.0000
 Irregularidad : Irregular en Altura → Ia = 1.0000

$$\begin{aligned}
 Z &= 0.35 < & = 2.5 \\
 U &= 1.00 < & = 2.5 \\
 S &= 1.15 < & = 2.5 \\
 T_p &= 0.60 > & \\
 T_L &= 2.00 > & \\
 R_{ox} &= 7.00 & = 2.5 \\
 R_{oy} &= 7.00 & \\
 R &= 7.00 &
 \end{aligned}$$

T	C	C/R	ZUCS/R	(ZUCS/R)Xg
-	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.02	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.04	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.06	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.08	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.10	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.12	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.14	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.16	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.18	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.20	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.25	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.30	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.35	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.40	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.45	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.50	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.55	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.60	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.65	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.70	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.75	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.80	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.85	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.90	2.50	0.36	0.15	1.4710
0.95	2.50	0.36	0.15	1.4710
1.00	2.50	0.36	0.15	1.4710
1.60	1.56	0.22	0.09	0.9194
2.00	1.00	0.14	0.06	0.5884
2.50	0.64	0.09	0.04	0.3766
3.00	0.44	0.06	0.03	0.2615
4.00	0.25	0.04	0.02	0.1471
5.00	0.16	0.02	0.01	0.0941
6.00	0.11	0.02	0.01	0.0654
7.00	0.08	0.01	0.00	0.0480
8.00	0.06	0.01	0.00	0.0368
9.00	0.05	0.01	0.00	0.0291
10.00	0.04	0.01	0.00	0.0235



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Cota de nivel : +2.80 -19.6
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. Viga: P8 Número: 05

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

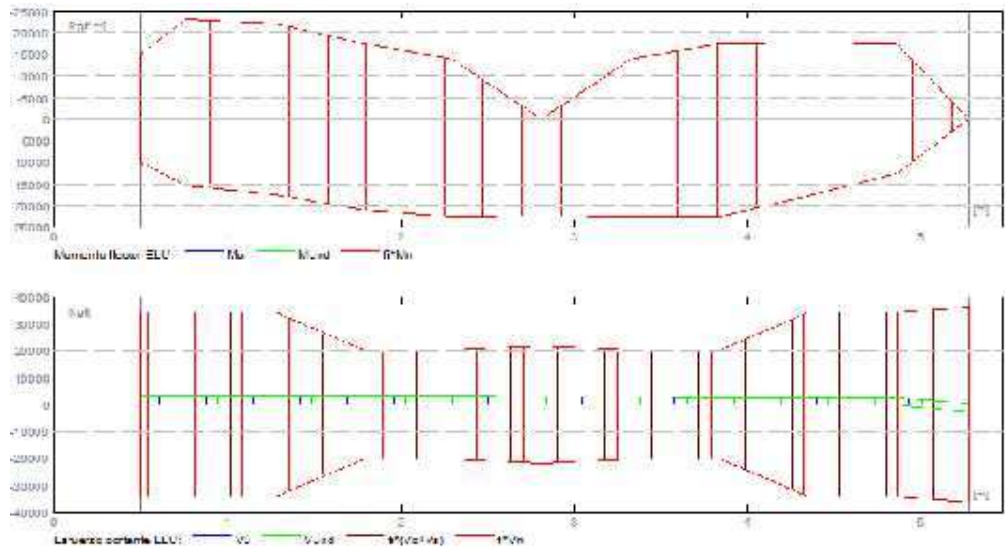
2.2.1 Tramo Posición Ap. Izq.L Ap. Der.
(m) (m) (m)
P1 Tramo 0.50 4.78 0.20
Longitud de cálculo: $Lo = 5.13$ (m)
Sección de 0.00 a 4.78 (m)
40.0 x 60.0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

Regulación de la combinación : ACI318_2011
Cálculos según la norma : ACI 318-11
Viga prefabricada : no
Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A
Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores $c = 4$ (cm)
: lateral $c1 = 4$ (cm)
: superficial $c2 = 4$ (cm)

2.4 Resultados de los cálculos:

Tramo	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,iz (kgf*m)	Mu,d (kgf*m)	Vu,iz (kgf)	Vu,d (kgf)
P1	0.00	-193.97	-274.67	-248.65	3416.91	-2806.84

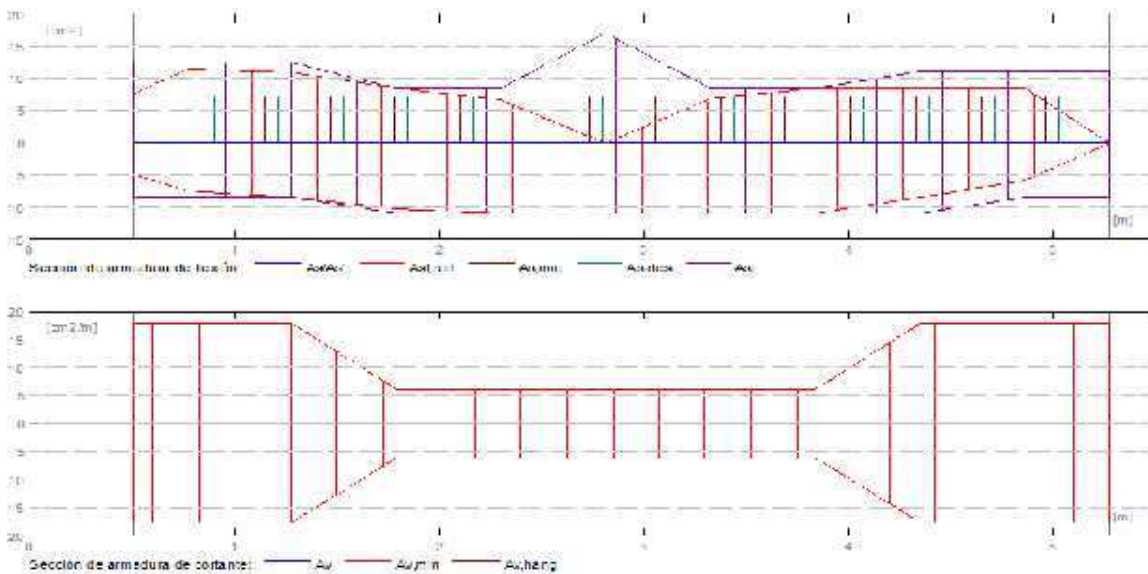


2.4.2 Solicitaciones ELS

Tramo	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,iz (kgf*m)	Mu,d (kgf*m)	Vu,iz (kgf)	Vu,d (kgf)
P8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.4.4 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm ²)		Apoyo izquierdo (cm ²)		Apoyo derecho (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.00	0.00	0.00	0.13	0.00	0.12



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P8 : Tramo de 0.50 a 5.28 (m)

Abscisa (m)	ELU		Mu,máx.		ELS		As/As, inf. (cm2)	As,sup. (cm2)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	(kgf*m)	(kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)			
0.50	0.00	-274.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	
0.76	0.00	-258.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	
1.28	0.00	-225.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	
1.79	0.00	-193.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	
2.30	0.00	-163.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	
2.81	0.00	-135.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	
3.33	0.00	-108.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	
3.84	0.00	-82.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	
4.35	0.00	-57.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	
4.87	0.00	-69.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	
5.28	0.00	-248.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	

Abscisa (m)	ELU	ELS
	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
0.50	3416.91	0.00
0.76	3349.94	0.00
1.28	3211.19	0.00
1.79	3072.43	0.00
2.30	2933.68	0.00
2.81	2794.92	0.00
3.33	2656.16	0.00
3.84	2517.41	0.00
4.35	2378.65	0.00
4.87	2449.04	0.00
5.28	-2806.84	0.00

2.6 Armadura:

2.6.1 P8: Tramo de 0.50 a 5.28 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras inferiores ()

3	#6(3/4")	l = 5.43 de	5.45	a	0.03
2	#4(1/2")	l = 3.00 de	4.39	a	1.39

tramo Superior ()

3	#6(3/4")	l = 3.44 de	0.03	a	0.03
2	#5(5/8")	l = 1.88 de	0.03	a	0.03
2	#4(1/2")	l = 1.54 de	4.08	a	5.46

Armaduras transversales:

Armaduras principales ()

estribos 41	#3(5/8")	l = 1.94			
e = 1*0.05 + 15*0.08 + 10*0.23 + 15*0.08 + 1*0.05(m)					

3. Cuantitativo:

Volumen del hormigón = 1.31 (m³)
Superficie de encofrado = 8.97 (m²)

Acero
Peso total = 141.19 (kG)
Densidad = 107.38 (kG/m³)
Diámetro medio = 12.6 (mm)
Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
#3	1.94	1.09	41	44.62
#4	1.54	1.53	2	3.07
#4	3.00	2.98	2	5.97
#5	1.88	2.92	2	5.85
#6	3.29	7.37	3	22.12
#6	3.44	7.71	3	23.12

6.00 MEMORIA DE CALCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : +2.80
 Resistencia al fuego : 8 (h)

2. Viga: Viga 100, 101, 102, 103, 104, 105 Número: 1

2.1. Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
 Densidad : 2400.00 (kG/m³)
 Armaduras longitudinales : $f_y = 4218.42$ (kgf/cm²)
 Armaduras transversales : $f_y = 2812.28$ (kgf/cm²)
 Armadura adicional : $f_y = 2812.28$ (kgf/cm²)

2.2. Geometría:

2.2.1. Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.
 (m) (m) (m)
P1 Tramo 0.40 3.94 0.40
 Longitud de cálculo: $Lo = 4.34$ (m)
 Sección de 0.00 a 3.94 (m)
 40.0 x 50.0 (cm)
 Sin losa izquierda
 Sin losa izquierda

2.2.2. Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.
 (m) (m) (m)
P2 Tramo 0.40 3.26 0.40
 Longitud de cálculo: $Lo = 3.66$ (m)
 Sección de 0.00 a 3.26 (m)
 40.0 x 50.0 (cm)
 Sin losa izquierda
 Sin losa izquierda

2.2.3. Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.
 (m) (m) (m)
P3 Tramo 0.40 4.20 0.40
 Longitud de cálculo: $Lo = 4.60$ (m)
 Sección de 0.00 a 4.20 (m)
 40.0 x 50.0 (cm)
 Sin losa izquierda
 Sin losa izquierda

2.2.4. Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS:

1.0 Nivel: 01-07.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Cota de nivel : +2.80 -19.6
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. **Viga: VP100- P06** **Número: 02**

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.
(m) (m) (m)
P1 Tramo 0.50 6.03 0.50
Longitud de cálculo: $L_o = 6.53$ (m)
Sección:
40.0 x 60.0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

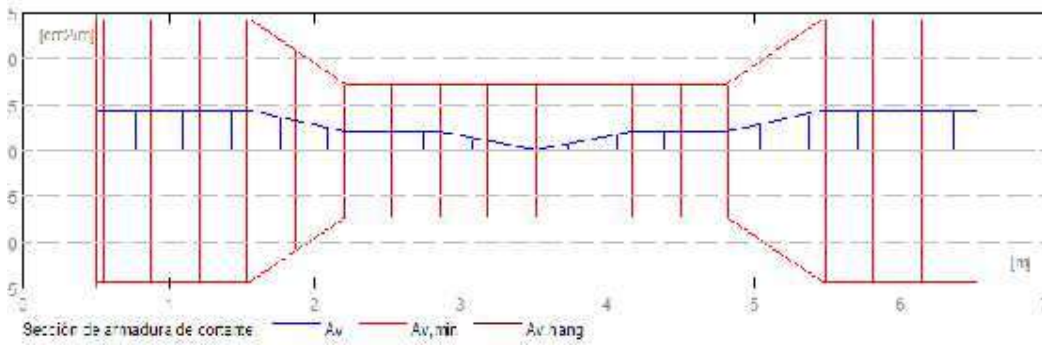
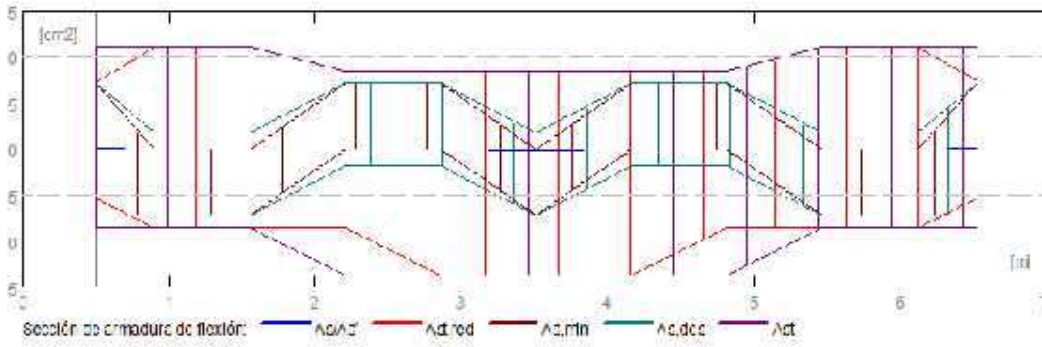
Regulación de la combinación : ACI318_2011 - E.060
Cálculos según la norma : ACI 318-11
Viga prefabricada : no
Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC C
Recubrimiento de la armadura:
Armaduras inferiores $c = 3.8$ (cm)
: Lateral $c_1 = 3.8$ (cm)
: Superficial $c_2 = 3.8$ (cm)

2.4 Resultados de los cálculos:

Viga P6

2.4.4 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm2)	Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)		
		inf.	sup.	sup.	inf.	sup.
P6	0.08	0.00	0.02	0.10	0.02	0.10



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P6: Tramo de 0.50 a 6.53 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (kgf*m)	As,sup. (cm2)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
0.50	31.95	-196.86	0.00	0.00	0.02	0.10
0.90	83.45	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
1.56	141.22	-0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
2.21	0.00	-147.64	0.00	0.00	0.00	0.07
2.86	0.00	-12.84	0.00	0.00	0.00	0.01
3.51	160.47	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00
4.17	0.00	-12.84	0.00	0.00	0.00	0.01
4.82	0.00	-147.64	0.00	0.00	0.00	0.07
5.47	141.22	-0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
6.13	83.45	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
6.53	31.95	-197.36	0.00	0.00	0.02	0.10

Abscisa (m)	ELU Vu,máx. (kgf)	ELS Vu,máx. (kgf)
0.50	2948.78	0.00
0.90	1533.82	0.00
1.56	-766.91	0.00
2.21	-3067.63	0.00
2.86	2300.73	0.00
3.51	-0.00	0.00
4.17	-2300.73	0.00
4.82	3067.63	0.00
5.47	766.91	0.00
6.13	-1533.82	0.00
6.53	-2950.83	0.00

2.6 Armadura:

2.6.1 P7: Tramo de 0.50 a 6.53 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras inferiores:

3	#6(3/4")	l = 6.98 de	7.00	a	0.03
4	#4(1/2")	l = 3.20 de	5.11	a	1.91

Tramo Superiores ()

3	#6(3/4")	l = 7.99 de	7.02	a	0.01
2	#4(1/2")	l = 2.44 de	4.93	a	7.01
2	#4(1/2")	l = 2.44 de	0.06	a	0.06

Armaduras transversales:

Armaduras principales: l = 1.94

$$e = 1*0.00 + 15*0.10 + 15*0.20 + 15*0.10 + 1*0.05(m)$$

3.0 Cuantitativo:

Volumen del hormigón	= 1.69 (m3)
Superficie de encofrado	= 11.33 (m2)

Acero

Peso total	= 173.00 (kG)
Densidad	= 102.56 (kG/m3)
Diámetro medio	= 12.7 (mm)

Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
---------------	--------------	-----------	-----------------	-----------------

#3	1.94	1.09	46	50.06
#4	2.44	2.43	4	9.72
#4	3.20	3.18	4	12.73
#6	6.98	15.62	3	46.86
#6	7.99	17.88	3	53.64

(m) (m) (m)
P4 Tramo 0.40 4.20 0.40
 Longitud de cálculo: $Lo = 4.60$ (m)
 Sección de 0.00 a 4.20 (m)
 40.0 x 50.0 (cm)
 Sin losa izquierda
 Sin losa izquierda

2.2.5 Tramo Posición Ap. Izq. L Ap. Der.
 (m) (m) (m)
P5 Ménsula Der. 0.40 2.90 ----
 Longitud de cálculo: $Lo = 3.10$ (m)
 Sección de 0.00 a 2.90 (m)
 40.0 x 50.0 (cm)
 Sin losa izquierda
 Sin losa izquierda

2.3. Opciones de cálculo:

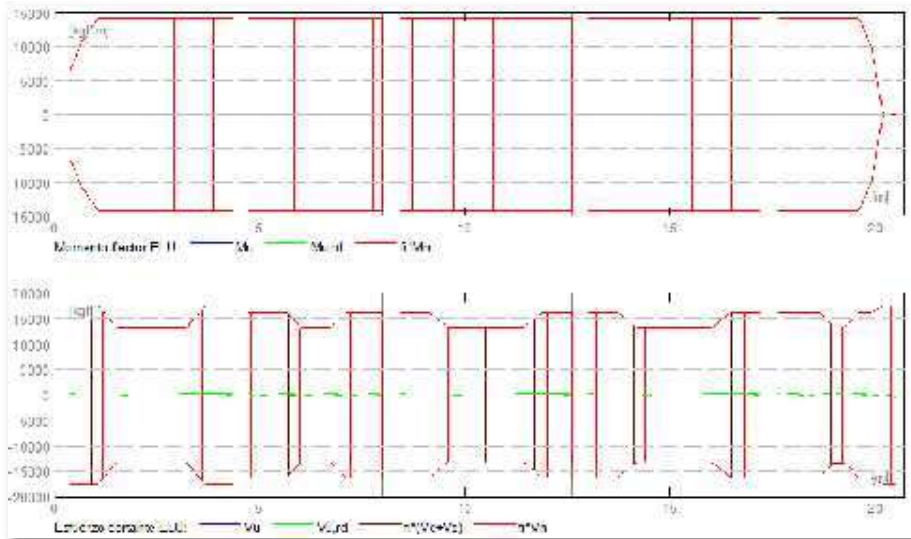
Regulación de la combinación : ACI318_2011
 Cálculos según la norma : ACI 318-11
 Viga prefabricada : no
 Tomando en cuenta la fuerza axial : no
 Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
 Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A
 Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores $c = 4.00$ (cm)
 : lateral $c1 = 4.00$ (cm)
 : superficial $c2 = 4.00$ (cm)

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1. Solicitaciones ELU

Tramo	$Mu, máx.$ (kgf*m)	$Mu, mín.$ (kgf*m)	Mu, iz (kgf*m)	Mu, d (kgf*m)	Vu, iz (kgf)	Vu, d (kgf)
P1	13.02	-0.00	-19.80	-20.14	179.71	-180.92
P2	15.31	-14.08	-14.67	-13.40	162.51	-157.47
P3	14.63	-0.00	-22.12	-22.16	191.51	-191.69
P4	14.63	-0.00	-22.13	-22.16	191.59	-191.71

P5 13.34 -29.90 -10.21 -30.43 121.67 -349.53

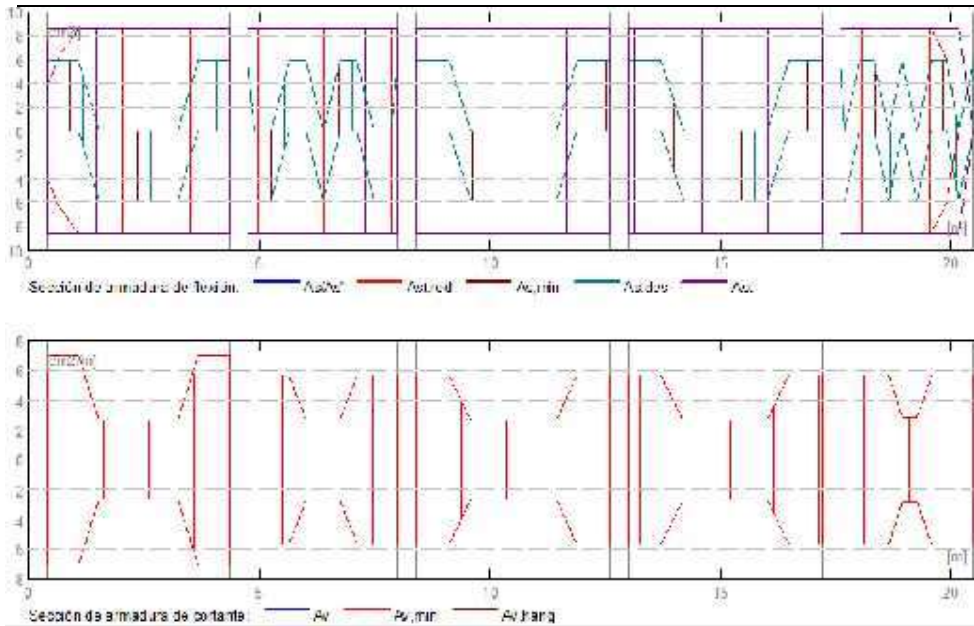


2.4.2. Solicitaciones ELS

Tramo	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,iz (kgf*m)	Mu,d (kgf*m)	Vu,iz (kgf)	Vu,d (kgf)
P1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.4.3. Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm2)		Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
P2	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
P3	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
P4	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
P5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02



2.4.5. Flechas

- d(L) - Flecha inicial debida a las cargas vivas
- d(D) - Flecha inicial debida a las cargas muertas
- d(LS) - Flecha inicial debida a las cargas vivas de larga duración
- d(LT) - flecha inicial total de larga duración
- d(LT),lim - flecha admisible.

Tramo	d(LS) (mm)	d(L) (mm)	d(D) (mm)	d(LT) (mm)	d(LT),lim (mm)
P1	0.0	0.0	0.0	0.0=(L0/--)	-18.1
P2	0.0	0.0	0.0	0.0=(L0/--)	-15.3
P3	0.0	0.0	0.0	0.0=(L0/--)	-19.2
P4	0.0	0.0	0.0	0.0=(L0/--)	-19.2
P5	0.0	0.0	0.0	0.0=(L0/--)	-12.9

2.5. Resultados teóricos - detalles:

2.5.1. P1 : Tramo de 0.40 a 4.34 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (cm ²)	As,sup. (cm ²)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
0.40	0.00	-19.80	0.00	0.00	0.00	0.01
0.63	0.00	-10.05	0.00	0.00	0.00	0.01
1.07	0.00	-1.04	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	6.77	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.94	11.46	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
2.37	13.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00

2.80	11.46	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
3.24	6.77	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.67	0.00	-1.04	0.00	0.00	0.00	0.00
4.11	0.00	-9.86	0.00	0.00	0.00	0.01
4.34	0.00	-20.14	0.00	0.00	0.00	0.01

ELU		ELS	
Abscisa	Vu,máx.		Vu,máx.
(m)	(kgf)		(kgf)
0.40	179.71		0.00
0.63	-250.00		0.00
1.07	-194.43		0.00
1.50	-129.62		0.00
1.94	-64.81		0.00
2.37	0.00		0.00
2.80	64.81		0.00
3.24	129.62		0.00
3.67	194.43		0.00
4.11	247.74		0.00
4.34	-180.92		0.00

2.5.2. P2 : Tramo de 4.74 a 8.00 (m)

ELU		ELS				
Abscisa	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín.	As/As',inf.	As,sup.
(m)	(kgf*m)	(kgf*m)	(kgf*m)	(kgf*m)	(cm2)	(cm2)
4.74	4.80	-14.67	0.00	0.00	0.00	0.01
4.91	8.78	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
5.27	13.47	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
5.64	0.00	-14.08	0.00	0.00	0.00	0.01
6.00	0.00	-1.22	0.00	0.00	0.00	0.00
6.37	15.31	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
6.74	0.00	-1.22	0.00	0.00	0.00	0.00
7.10	0.00	-14.08	0.00	0.00	0.00	0.01
7.47	13.47	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
7.83	7.52	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.00	4.11	-13.40	0.00	0.00	0.00	0.01

ELU		ELS	
Abscisa	Vu,máx.		Vu,máx.
(m)	(kgf)		(kgf)
4.74	162.51		0.00
4.91	-133.60		0.00
5.27	70.27		0.00
5.64	281.09		0.00
6.00	-210.82		0.00
6.37	0.00		0.00
6.74	210.82		0.00
7.10	-281.09		0.00
7.47	-70.27		0.00
7.83	144.70		0.00

8.00 -157.47 0.00

2.5.3 P3: Tramo de 8.40 a 12.60 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (cm ²)	As,sup. (cm ²)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
8.40	0.00	-22.12	0.00	0.00	0.00	0.01
8.66	0.00	-14.40	0.00	0.00	0.00	0.01
9.12	0.00	-1.17	0.00	0.00	0.00	0.00
9.58	7.61	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.04	12.87	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
10.50	14.63	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
10.96	12.87	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
11.42	7.61	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.88	0.00	-1.17	0.00	0.00	0.00	0.00
12.34	0.00	-14.35	0.00	0.00	0.00	0.01
12.60	0.00	-22.16	0.00	0.00	0.00	0.01

Abscisa (m)	ELU		ELS	
	Vu,máx. (kgf)		Vu,máx. (kgf)	
8.40	191.51		0.00	
8.66	-279.41		0.00	
9.12	-206.08		0.00	
9.58	-137.39		0.00	
10.04	-68.69		0.00	
10.50	-0.00		0.00	
10.96	68.69		0.00	
11.42	137.39		0.00	
11.88	206.08		0.00	
12.34	279.10		0.00	
12.60	-191.69		0.00	

2.5.4 P4 : Tramo de 13.00 a 17.20 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (cm ²)	As,sup. (cm ²)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
13.00	0.00	-22.13	0.00	0.00	0.00	0.01
13.26	0.00	-14.37	0.00	0.00	0.00	0.01
13.72	0.00	-1.17	0.00	0.00	0.00	0.00
14.18	7.61	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14.64	12.87	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
15.10	14.63	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
15.56	12.87	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
16.02	7.61	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16.48	0.00	-1.17	0.00	0.00	0.00	0.00
16.94	0.00	-14.34	0.00	0.00	0.00	0.01
17.20	0.00	-22.16	0.00	0.00	0.00	0.01

ELU		ELS
Abscisa (m)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
13.00	191.59	0.00
13.26	-279.27	0.00
13.72	-206.08	0.00
14.18	-137.39	0.00
14.64	-68.69	0.00
15.10	-0.00	0.00
15.56	68.69	0.00
16.02	137.39	0.00
16.48	206.08	0.00
16.94	279.06	0.00
17.20	-191.71	0.00

2.5.5 P5 : Ménsula Der. de 17.60 a 20.50 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (cm ²)	As,sup. (cm ²)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
17.60	8.35	-10.21	0.00	0.00	0.00	0.01
17.71	12.94	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
18.02	0.00	-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
18.33	0.00	-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
18.64	13.16	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
18.95	0.00	-29.90	0.00	0.00	0.00	0.02
19.26	13.16	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
19.57	0.00	-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
19.88	0.00	-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
20.19	13.34	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
20.50	0.00	-30.43	0.00	0.00	0.00	0.02

ELU		ELS
Abscisa (m)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
17.60	121.67	0.00
17.71	-73.76	0.00
18.02	208.32	0.00
18.33	-208.32	0.00
18.64	69.44	0.00
18.95	347.20	0.00
19.26	-69.44	0.00
19.57	208.32	0.00
19.88	-208.32	0.00
20.19	67.11	0.00
20.50	-349.53	0.00

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 0.40 a 4.34 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

estribos: 34 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 12*0.08 + 9*0.21 + 12*0.08 \text{ (m)}$$

2.6.2 P2 : Tramo de 4.74 a 8.00 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

estribos 27 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 6*0.21 + 10*0.10 + 1*0.05 \text{ (m)}$$

2.6.3 P3 : Tramo de 8.40 a 12.60 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

Estribos: 31 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 10*0.21 + 10*0.10 + 1*0.05 \text{ (m)}$$

2.6.4 P4 : Tramo de 13.00 a 17.20 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

estribos 31 #3.0 (3/8") l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 10*0.21 + 10*0.10 + 1*0.05 \text{ (m)}$$

2.6.5 P5 : Ménsula Der. de 17.60 a 20.50 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras principales (3@#6(3/4") SUPEROR. - 3@#6(3/4") INFERIOR.)

Armaduras transversales:

estribos 25: 6.0 l = 1.71

$$e = 1*0.05 + 10*0.10 + 4*0.20 + 10*0.10 + 1*0.05 \text{ (m)}$$

3. Cuantitativo:

Volumen del hormigón = 4.10 (m3)
Superficie de encofrado = 28.30 (m2)

Acero
Peso total = 336.23 (kG)
Densidad = 82.01 (kG/m3)
Diámetro medio = 10.3 (mm)

Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
#3(3/8#)	1.71	0.38	148	56.17
#6(3/4")	20.45	45.77	3	137.31
#6(3/4")	21.26	47.58	3	142.75

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS:

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : +2.80 -19.6
 Resistencia al fuego : 8 (h)

2. Viga: VS109- P10, VS109- P11 Número: 05

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
 Densidad : 2400.00 (kg/m³)
 Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1	Tramo	Posición	Ap. Izq. (m)	L (m)	Ap. Der. (m)
	P10	Tramo	0.50	3.00	0.45

Longitud de cálculo: $L_0 = 3.47$ (m)

Sección:

40.0 x 50.0 (cm)

2.2.2	Tramo	Posición	Ap. Izq. (m)	L (m)	Ap. Der. (m)
	P11	Tramo	0.45	2.61	0.45

Longitud de cálculo: $L_0 = 3.06$ (m)

Sección:

40.0 x 50.0 (cm)

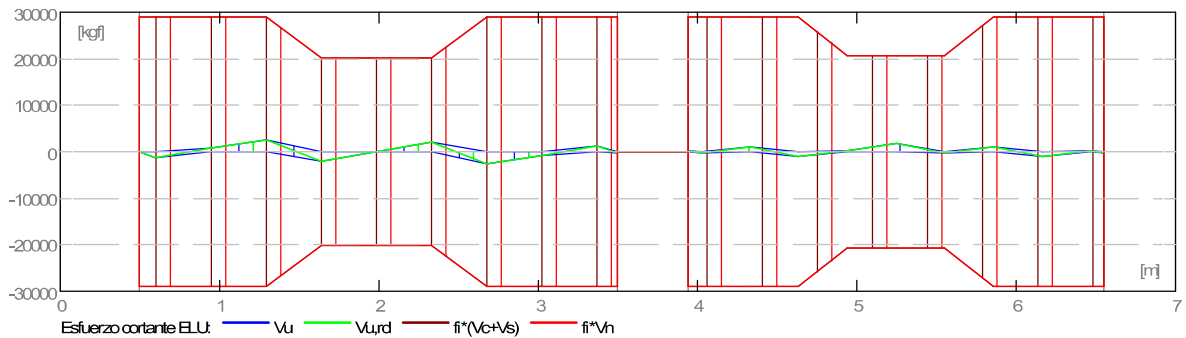
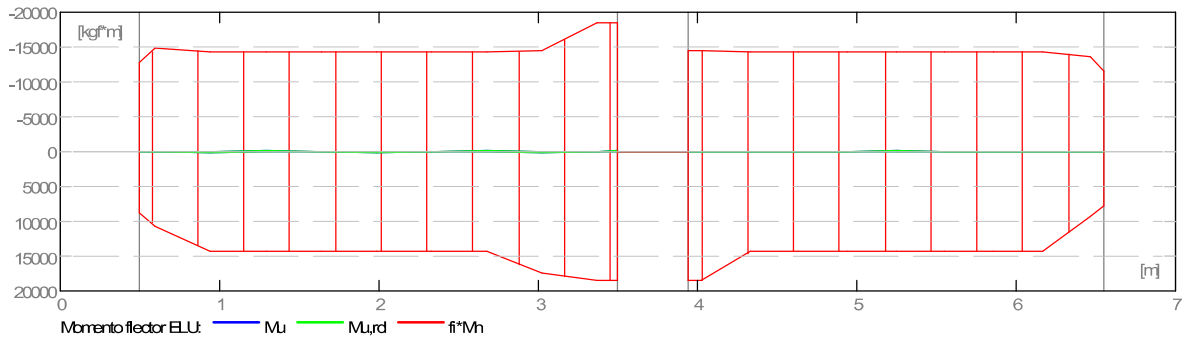
2.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI318_2011
- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Viga prefabricada : no
- Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC C
- Recubrimiento de la armadura:
 - Armaduras inferiores:
 - c = 4.00 (cm)
 - : Lateral c1 = 4.00 (cm)
 - : Superficial c2 = 4.00 (cm)

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Solicitaciones ELU

Tramo	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,iz (kgf*m)	Mu,d (kgf*m)	Vu,iz (kgf)	Vu,d (kgf)
P9	135.37	-124.54	-76.31	-95.95	-25.78	-310.88
P10	64.98	-146.77	47.80	47.58	210.07	-204.71

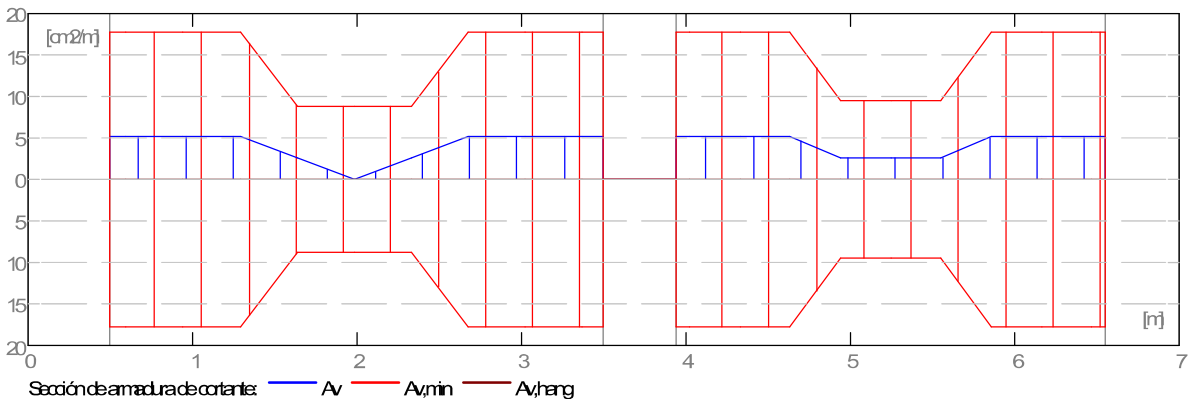
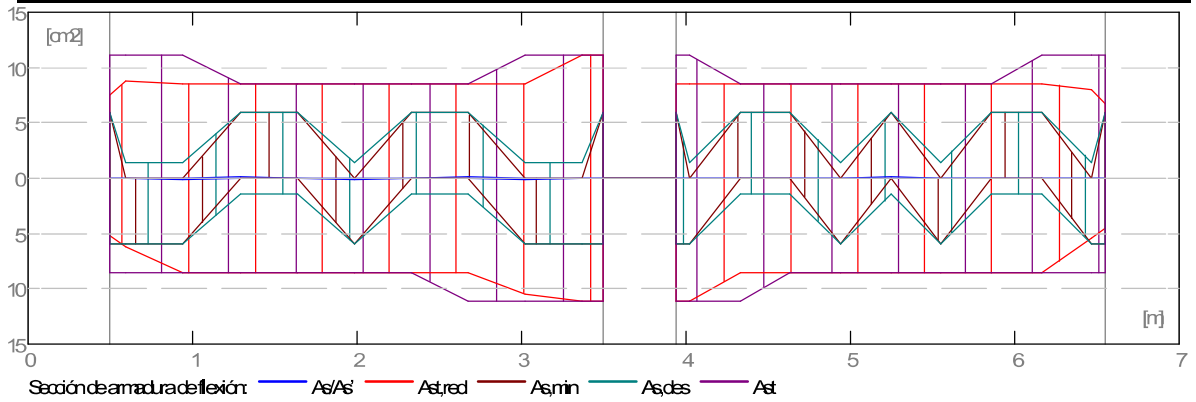


2.4.2 Solicitaciones ELS

Tramo	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,iz (kgf*m)	Mu,d (kgf*m)	Vu,iz (kgf)	Vu,d (kgf)
P1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.4.4 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm ²)		Apoyo izquierdo (cm ²)		Apoyo derecho (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P9	0.08	0.00	0.03	0.04	0.03	0.06
P10	0.04	0.00	0.03	0.02	0.03	0.02



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P10: Tramo de 0.50 a 3.50 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		As/As',inf. (cm2)	As,sup. (cm2)
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)		
0.50	51.40	-76.31	0.00	0.00	0.03	0.04
0.60	71.34	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
0.94	119.12	-0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
1.29	0.00	-124.54	0.00	0.00	0.00	0.07
1.64	0.00	-10.83	0.00	0.00	0.00	0.01
1.99	135.37	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00
2.33	0.00	-10.83	0.00	0.00	0.00	0.01
2.68	0.00	-124.54	0.00	0.00	0.00	0.07
3.03	119.12	-0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
3.37	71.24	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
3.50	46.19	-95.95	0.00	0.00	0.03	0.06

	ELU	ELS
Abscisa (m)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
0.50	-25.78	0.00
0.60	-1301.49	0.00
0.94	655.37	0.00
1.29	2621.50	0.00
1.64	-1966.12	0.00
1.99	0.00	0.00
2.33	1966.12	0.00
2.68	-2621.50	0.00
3.03	-655.37	0.00
3.37	1302.05	0.00
3.50	-310.88	0.00

2.5.2 P11 : Tramo de 3.95 a 6.55 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS			
	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	Mu,máx. (kgf*m)	Mu,mín. (kgf*m)	As/As',inf. (cm2)	As,sup. (cm2)
3.95	47.80	-39.30	0.00	0.00	0.03	0.02
4.03	64.98	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
4.33	0.00	-5.87	0.00	0.00	0.00	0.00
4.64	0.00	-5.87	0.00	0.00	0.00	0.00
4.94	64.58	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
5.25	0.00	-146.77	0.00	0.00	0.00	0.09
5.56	64.58	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
5.86	0.00	-5.87	0.00	0.00	0.00	0.00
6.17	0.00	-5.87	0.00	0.00	0.00	0.00
6.47	64.68	-0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
6.55	47.58	-38.95	0.00	0.00	0.03	0.02

	ELU	ELS
Abscisa (m)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
3.95	210.07	0.00
4.03	-337.93	0.00
4.33	1036.48	0.00
4.64	-1036.48	0.00
4.94	345.49	0.00
5.25	1727.47	0.00
5.56	-345.49	0.00
5.86	1036.48	0.00
6.17	-1036.48	0.00
6.47	343.29	0.00
6.55	-204.71	0.00

2.6 Armadura:

2.6.1 P10 : Tramo de 0.50 a 3.50 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores:

3 #6(3/4")	1 = 7.23	de 0.01 a	6.99
2 #4(1/2")	1 = 1.95	de 4.60 a	2.65

- Tramo Superior:

3 #6(3/4")	1 = 7.34	de 7.00 a	0.01
2 #4(1/2")	1 = 1.23	de 0.02 a	1.25
2 #4(1/2")	1 = 1.40	de 2.75 a	4.15

Armaduras transversales:

- Armaduras principales:

Estribos	31 #3(3/8")	1 = 1.74	
$e = 1*0.05 + 12*0.08 + 6*0.16 + 12*0.08 + 1*0.05(m)$			

2.6.2 P11 : Tramo de 3.95 a 6.55 (m)

Armaduras longitudinales:

- Tramo:

2 #4	1 = 1.24	de 5.90 a	6.98
------	----------	-----------	------

Armaduras transversales:

- Armaduras principales ()

estribos	27 #3	1 = 1.74	
$e = 1*0.05 + 10*0.08 + 6*0.15 + 10*0.08 + 1*0.05 (m)$			

3. Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 1.40 (m3)
- Superficie de encofrado = 9.64 (m2)
- Acero
- Peso total = 166.03 (kG)
- Densidad = 118.53 (kG/m3)
- Diámetro medio = 12.4 (mm)
- Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
#3	1.74	0.98	58	56.62
#4	1.23	1.22	2	2.45
#4	1.24	1.24	2	2.48
#4	1.40	1.39	2	2.79
#4	1.95	1.94	2	3.88
#6	7.23	16.18	3	48.53
#6	7.34	16.43	3	49.28

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C1-02

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 2.85 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.30 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la viga
- Estructura intraslacional

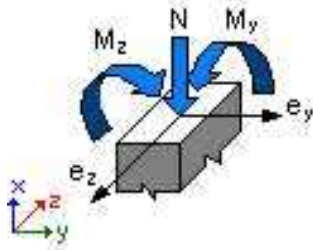
2.4 Cargas:

Caso	γ_f	N	Myu (kN)	Myl (kNm)	Myi (kNm)	Mzu (kNm)
U1=1.4CM+1.7CV	338	1.00	2058.44	-22.11	-25.10	1.29
U=1.25(CM+CV+CVX)	338	1.00	1586.86	-49.91	18.64	7.39
U=1.25(CM+CV+CVY)	338	1.00	1773.09	-18.07	-23.38	1.87
U=1.25(CM+CV)+CSx	338	1.00	2178.56	-2.62	-1.19	5.18
U=1.25(CM+CV)+CVy	338	1.00	2004.19	4.52	-1.59	4.63

γ_f - coeficiente de seguridad parcial.

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CSx (C)$

$f=0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 2178.56 \text{ (kN)}$ $M_y = 5.18 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -6.39 \text{ (kN*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

sección en el medio del pilar

$N = 2178.56 \text{ (kN)}$ $M_y = 5.18 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -6.39 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 23927.37 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$bd = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6397.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k \cdot l_u \text{ (m)}$	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy/ry} = 19.40 < 22.00$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -2.62 \text{ (kN*m)}$$

$$M_B = -1.19 \text{ (kN*m)}$$

$$M_C = 5.18 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada
 $M = 5.18 \text{ (kN*m)}$
 $M_c = M = 5.18 \text{ (kN*m)}$

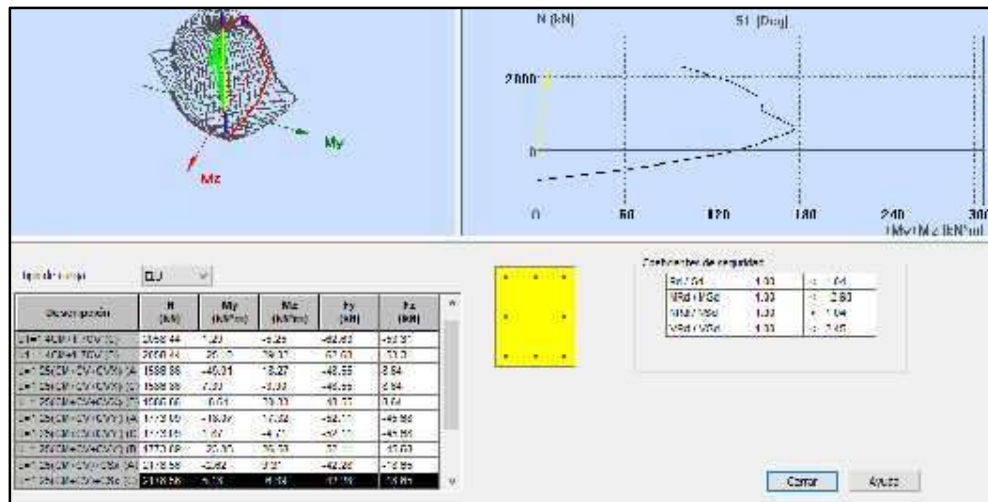
2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$MA = 9.31 \text{ (kN*m)}$
 $MB = 10.64 \text{ (kN*m)}$
 $MC = -6.39 \text{ (kN*m)}$
 Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada
 $M = -6.39 \text{ (kN*m)}$
 $M_c = M = -6.39 \text{ (kN*m)}$.

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $m = A_{sr}/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales :

8 #6(3/8) l = 3.09 (m)

Armaduras transversales :

Estribos 25 #3(3/8) l = 1.58 (m)
 $\emptyset 3/8": 1@ 0.05 + 10@ 0.10 + 3@ 0.15, R@ 0.20 \text{ c/e}$

3. Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.51 (m3)
- Superficie de encofrado = 4.59 (m2)

- Acero B 400 S
 - Peso total = 77.39 (kG)
 - Densidad = 151.75 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 13.2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	39.43	22.06
#6	24.72	55.33

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01-

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C2-01

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.60 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la viga
- Estructura intraslacional

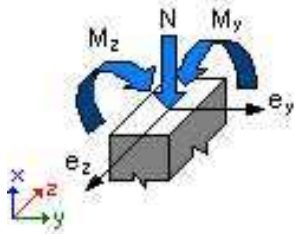
2.4 Cargas:

Case	Natura	Grupo	N (kN)	M _{yu} (kN*m)	M _{yl} (kN*m)	M _{vu} (kN*m)	M _{vu} (kN*m)	M _{zl} (kN*m)	M _{zl} (kN*m)
UI=1.0CM=1.0CV		de cálculo(Peso propio)	341	1.00	2212.95	3.31	2.43	2.96	1.92
U=1.25(CM+CV+CVX)		de cálculo(Peso propio)	344	1.00	1617.05	-49.81	52.31	-19.06	0.40-0.59
U=1.25(CM+CV+CVY)		de cálculo(Peso propio)	344	1.00	1868.29	-18.96	12.27	-7.31	-2.50
U=1.25(CM+CV)+CSx		de cálculo(Peso propio)	344	1.00	2258.01	41.11	-44.39	14.34	-9.00
U=1.25(CM+CV)+CVy		de cálculo(Peso propio)	344	1.00	2022.94	5.08	-5.20	-1.67	-26.37

γ - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CS_x (C)$

$f = 0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 2258.01 \text{ (kN)}$ $M_y = 14.34 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

sección en el medio del pilar

$N = 2258.01 \text{ (kN)}$ $M_y = 14.34 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 23927.37 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$b_d = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6523.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k \cdot l_u \text{ (m)}$	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy}/r_y = 19.40 < 22.00$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = 41.11 \text{ (kN*m)}$$

$$M_B = -44.99 \text{ (kN*m)}$$

$MC = 14.34 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada

$M = 14.34 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_c = M = 14.34 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$MA = -9.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$MB = -5.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$MC = -3.13 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada

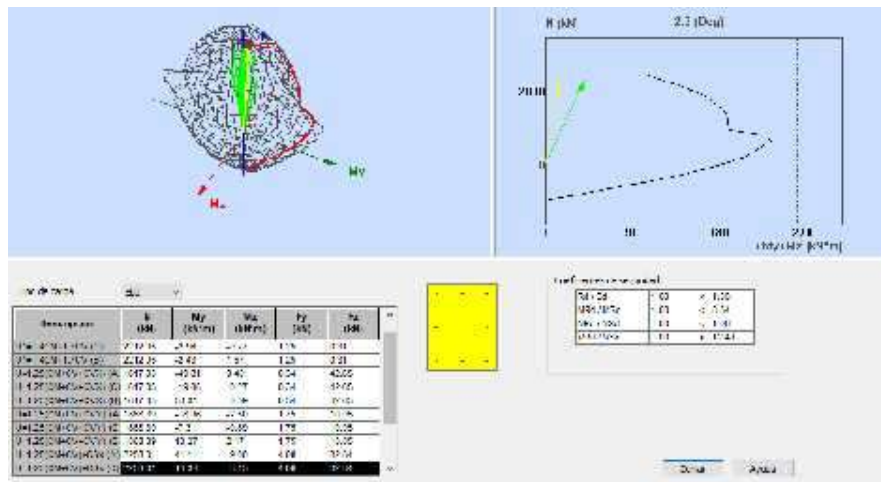
$M = -3.13 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_c = M = -3.13 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $m = A_{sr}/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 #6 (1") $l = 3.34 \text{ (m)}$

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos 22 #3(3/8) $l = 1.59 \text{ (m)}$

22 #3(3/8) $l = 0.46 \text{ (m)}$

Ø3/8": 1@ 0.05+ 10@ 0.10+ 3@ 0.15, R@ 0.20 c/e

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m3)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m2)

- Acero B 500 S
 - Peso total = 59.80 (kG)
 - Densidad = 119.61 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 19.1 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#6	26.72	59.80

- Acero B 400 S
 - Peso total = 25.29 (kG)
 - Densidad = 50.58 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	45.20	25.29

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C2-02

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.60 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la viga
- Estructura intraslacional

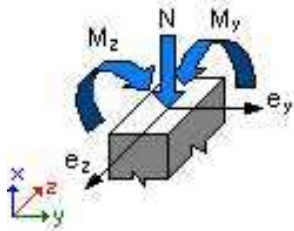
2.4 Cargas:

Case	Natura	Grupo	N	M_{xu}	M_{yl}	M_{xu}	M_{zu}	M_{zl}	M_{zi}
			(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
U1=1.0CM+1.7CV		de cálculo(Peso propio)	311	1.03	2212.95	3.31	2.43	2.96	1.92
U=1.25(CM+CV+CVX)		de cálculo(Peso propio)	344	1.03	1617.05	-49.81	53.31	-19.06	0.40-0.59
U=1.25(CM+CV+CVY)		de cálculo(Peso propio)	344	1.03	1868.39	-18.96	13.27	-7.31	-2.58
U=1.25(CM+CV)+CSx		de cálculo(Peso propio)	344	1.03	2258.01	41.11	-44.39	14.34	-9.00
U=1.25(CM+CV)+CVy		de cálculo(Peso propio)	344	1.03	2023.94	5.08	-5.20	-1.67	-26.97

φ - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CS_x (C)$

$f = 0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 2258.01 \text{ (kN)}$ $M_y = 14.34 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

sección en el medio del pilar

$N = 2258.01 \text{ (kN)}$ $M_y = 14.34 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 23927.37 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$bd = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6523.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k \cdot l_u \text{ (m)}$	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy}/r_y = 19.40 < 22.00$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = 41.11 \text{ (kN*m)}$$

$$M_B = -44.99 \text{ (kN*m)}$$

$$M_C = 14.34 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada
 $M = 14.34 \text{ (kN*m)}$
 $M_c = M = 14.34 \text{ (kN*m)}$

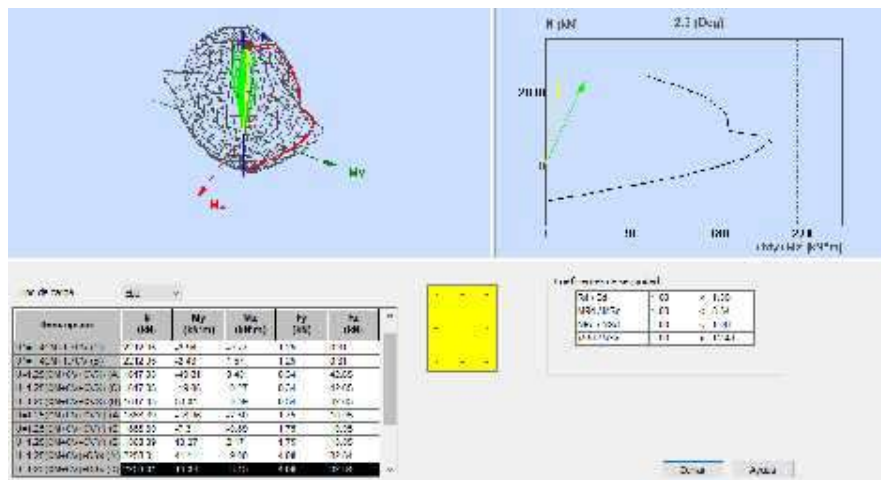
2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$M_A = -9.00 \text{ (kN*m)}$ $M_B = -5.83 \text{ (kN*m)}$ $M_C = -3.13 \text{ (kN*m)}$
 Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada
 $M = -3.13 \text{ (kN*m)}$
 $M_c = M = -3.13 \text{ (kN*m)}$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $m = A_{sr}/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 #6 (1") $l = 3.34 \text{ (m)}$

Armaduras transversales (B 400 S):

- Estribos 22 #3(3/8) $l = 1.59 \text{ (m)}$
- 22 #3(3/8) $l = 0.46 \text{ (m)}$

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m³)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total = 59.80 (kG)

- Densidad = 119.61 (kG/m³)
- Diámetro medio = 19.1 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#6	26.72	59.80

- Acero B 400 S
 - Peso total = 25.29 (kG)
 - Densidad = 50.58 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	45.20	25.29

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-01 Número: 03

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo =45.0 x 45.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 2.95 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4.00 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos :Hacia Viga
- Estructura intraslacional

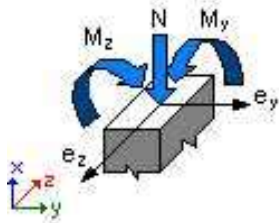
2.4 Cargas:

Caso	γ_f	N (kN)	M_{yu} (kN*m)	M_{yl} (kN*m)	M_{yi} (kN*m)	M_{zu} (kN*m)
U1=1.4CM+1.7CV	349	1.00	1396.13	7.34	-20.96	4.35
U=1.25(CM+CV+CVX)	349	1.00	1368.19	26.60	-27.17	2.59
U=1.25(CM+CV+CVY)	349	1.00	1261.21	27.36	-27.09	2.25
U=1.25(CM+CV)+CSx	349	1.00	1398.02	20.60	11.61	4.65
U=1.25(CM+CV)+CVy	349	1.00	1398.02	73.89	-8.32	9.41

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CV_y$ (A)

$f=0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 1398.02$ (kN) $M_y = 73.89$ (kN*m) $M_z = -15.57$ (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$N = 1398.02$ (kN) $M_y = 73.89$ (kN*m) $M_z = -15.57$ (kN*m)

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 19623.43$ (kN) (10-13)

$k \cdot l_u = 2.80$ (m)

$EI = 15588.03$ (kN*m²) (10-15)

$bd = 1.00$

$E_c = 22808.28$ (MPa)

$E_s = 199948.02$ (MPa)

$I_g = 341718.8$ (cm⁴)

$I_{se} = 4850.1$ (cm⁴)

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

l_u (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)
-----------	-----	-------------------

2.80	1.00	2.80
------	------	------

$k \cdot l_{uy}/r_y = 21.55 < 22.00$ Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = 73.89$ (kN*m)

$M_B = -8.32$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$M = 73.89$ (kN*m)

$M_c = M = 73.89$ (kN*m)

- Acero B 400 S
 - Peso total = 79.18 (kG)
 - Densidad = 159.60 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 13.3 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	39.43	22.06
#6	25.52	57.12

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-04

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.60 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la Viga.
- Estructura intraslacional

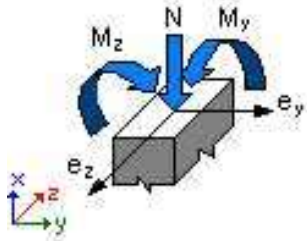
2.4 Cargas:

Caso	Natura Grupo	γ_c	N	M_{ya}	M_{yb}	M_{yc}	M_{yd}	M_{ze}	M_{zf}	M_{zg}
			(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
U=1.4CM+1.7CV	de cálculo (Peso propio)	343	1.00	1252.63	-2.83	-2.92	-2.88	-2.36	2.01	-0.94
U=1.25(CM+CV+CVX)	de cálculo (Peso propio)	343	1.00	1279.87	-43.17	42.83	-15.56	-7.34	7.22	-2.54
U=1.25(CM+CV+CVY)	de cálculo (Peso propio)	343	1.00	1146.80	11.53	8.87	5.78	7.90	7.69	2.73
U=1.25(CM+CV)+C3x	de cálculo (Peso propio)	343	1.00	1306.64	50.60	-33.64	10.57	-5.87	-2.09	-2.03
U=1.25(CM+CV)+CVy	de cálculo (Peso propio)	343	1.00	1173.84	-0.97	0.98	-2.14	-21.09	-17.48	-7.06

γ_c : coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CS_x (C)$

$F=0.65$

Esfuerzos seccionales:

$$N = 1306.64 \text{ (kN)} \quad M_y = 10.57 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -2.03 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

sección en el medio del pilar

$$N = 1306.64 \text{ (kN)} \quad M_y = 10.57 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -2.03 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 23927.37 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$bd = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6523.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

l_u (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy}/r_y = 19.40$	< 22.00	Columna poco esbelta	(10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = 30.60 \text{ (kN*m)}$$

$$M_B = -33.64 \text{ (kN*m)}$$

$$M_C = 10.57 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada

$$M = 10.57 \text{ (kN*m)}$$

$$M_c = M = 10.57 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

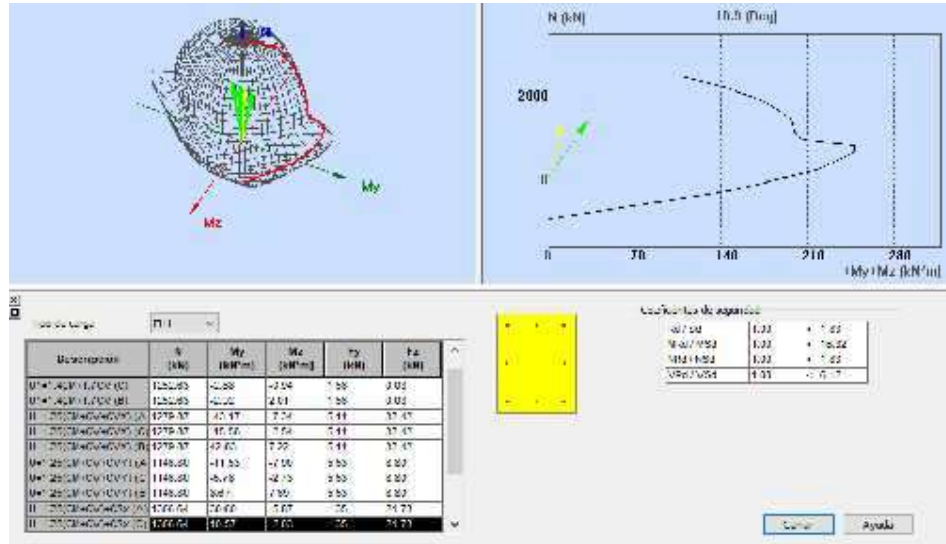
$$M_A = -5.87 \text{ (kN*m)} \quad M_B = -2.09 \text{ (kN*m)} \quad M_C = -2.03 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada
 $M = -2.03 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $M_c = M = -2.03 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\rho = A_{sr}/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales :

- 8 #6l = 3.34(m)

Armaduras transversales (B 400 S):

- Estribos 13 #3(3/8) l = 0.46 (m)
- 13 #3(3/8) l = 1.59 (m)
- Ø3/8": 1@ 0.05+ 6@ 0.10+3@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m³)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m²)
- Acero:
 - Peso total = 59.80 (kG)
 - Densidad = 119.61 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 19.1 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#6	26.72	59.80

- Acero:
 - Peso total = 14.94 (kG)
 - Densidad = 29.89 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	26.71	14.94

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-02

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
 Densidad : 2400.00 (kg/m³)
 Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
 2.2.2 Altura: L = 3.05 (m)
 2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
 2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la viga
- Estructura intraslacional.

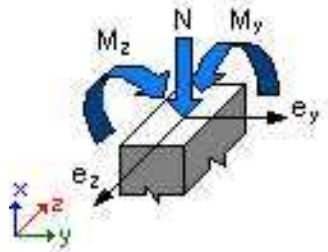
2.4.CARGAS:

Carga	Natura	Grupo	γ_f	N	M_x	M_y	M_z	M_x	M_y	M_z	M_x	M_y	M_z
				(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
U1=1.4CM+1.7CV		de cálculo(Peso propio)		345	1.00	2280.53	-3.70	-2.05	-3.04	-1.92	1.57	-0.77	
U-1.25(CM+CV+CVX)		de cálculo(Peso propio)		345	1.00	-644.40	-56.38	60.07	-21.31	0.21	-0.79	-0.20	
U=1.25(CM+CV+CVY)		de cálculo(Peso propio)		345	1.00	1922.53	-24.02	17.77	-8.31	-2.56	2.11	-0.27	
U-1.25(CM+CV)+CSx		de cálculo(Peso propio)		345	1.00	2312.94	49.33	-54.17	17.40	-9.00	-5.33	-3.13	
U=1.25(CM+CV)+CVy		de cálculo(Peso propio)		345	1.00	2097.70	10.34	-11.52	2.14	-25.97	-24.11	-9.02	

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CSx (C)$

$f = 0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 2312.94 \text{ (kN)}$ $M_y = 17.40 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

sección en el medio del pilar

$N = 2312.94 \text{ (kN)}$ $M_y = 17.40 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -3.13 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 26179.55 \text{ (kN)}$ (10-13)

$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$

$EI = 20795.94 \text{ (kN*m}^2\text{)}$ (10-14)

$bd = 1.00$

$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$

$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$

$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$

$I_{se} = 11295.4 \text{ (cm}^4\text{)}$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k \cdot l_u \text{ (m)}$
-------------------	-----	---------------------------

2.80	1.00	2.80
------	------	------

$k \cdot l_{uy}/r_y = 19.40 < 22.00$ Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = 49.63 \text{ (kN*m)}$

$M_B = -54.17 \text{ (kN*m)}$

$M_C = 17.40 \text{ (kN*m)}$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada

$M = 17.40 \text{ (kN*m)}$

$M_c = M = 17.40 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$MA = -9.00 \text{ (kN*m)}$$

$$MB = -5.83 \text{ (kN*m)}$$

$$MC = -3.13 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el medio del pilar, Esbeltez no considerada

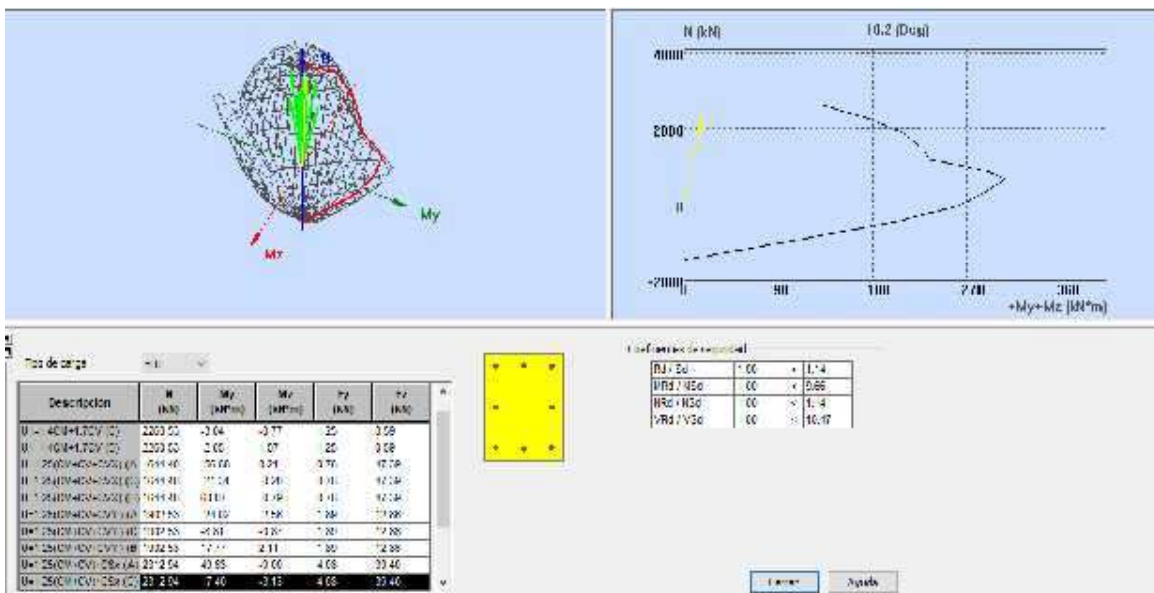
$$M = -3.13 \text{ (kN*m)}$$

$$Mc = M = -3.13 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $m = A_{sr}/A_g = 2.03 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 400 S):

- 8 #8(1") $l = 3.29(m)$

Armaduras transversales (B 400 S):

- Estribos 24 #3(3/8) $l = 1.59 (m)$
- 24 #3(3/8) $l = 0.46 (m)$

Ø3/8": 1@ 0.05+ 4@ 0.10+ 4@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.51 (m³)
- Superficie de encofrado = 4.59 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 132.32 (kG)

-
- Densidad = 259.44 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 15.1 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	49.30	27.59
#8	26.32	104.73

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-03

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo =40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.60 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos :hacia la Viga
- Estructura intraslacional

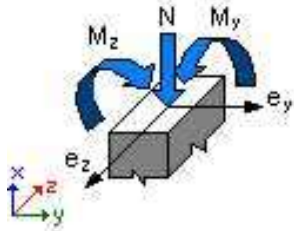
2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	M _{ya} (kN*m)	M _{yl} (kN*m)	M _{ya} (kN*m)	A _{ax} (kN*cm)	M _{ax} (kN*cm)	M _{ay} (kN*cm)
U1-1.4CM+1.7CV	de cálculo(Peso propio)	142	1.00	2153.15	-2.83	-2.92	-2.88	-1.92	1.57	-0.77
U-1.25(CM-CV)+CVX	de cálculo (Peso propio)	142	1.00	1562.67	-41.98	44.93	-16.26	0.45	-0.54	-0.28
E-1.35(CM-CV)+CVY	de cálculo (Peso propio)	142	1.00	1525.48	-12.23	7.25	-5.71	-2.45	2.22	-0.91
U-1.25(CM-CV)+CSx	de cálculo (Peso propio)	142	1.00	2168.99	30.60	-31.64	10.57	-9.00	-5.80	-3.13
E-1.35(CM-CV)+CVY	de cálculo (Peso propio)	142	1.00	1533.06	0.97	0.98	2.14	26.97	24.11	0.02

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CSx$ (A)

$\phi=0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 2188.99$ (kN) $M_y = 30.60$ (kN*m) $M_z = -9.00$ (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$N = 2188.99$ (kN) $M_y = 30.60$ (kN*m) $M_z = -9.00$ (kN*m)

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 23927.37$ (kN) (10-13)

$k \cdot l_u = 2.80$ (m)

$EI = 19006.90$ (kN*m²) (10-15)

$\beta_d = 1.00$

$E_c = 22808.28$ (MPa)

$E_s = 199948.02$ (MPa)

$I_g = 416666.7$ (cm⁴)

$I_{se} = 6523.3$ (cm⁴)

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

l_u (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy/ry} = 19.40 < 22.00$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = 30.60$ (kN*m)

$M_B = -33.64$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$M = 30.60$ (kN*m)

$M_c = M = 30.60$ (kN*m)

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$M_A = -9.00$ (kN*m)

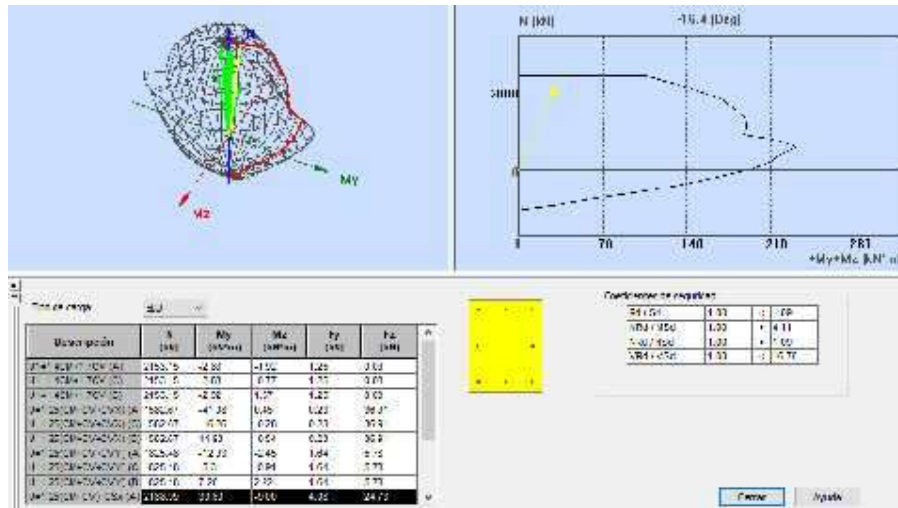
$M_B = -5.83$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 $M = -9.00$ (kN*m)
 $M_c = M = -9.00$ (kN*m)

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\mu = A_s/r/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales:

- 8 #6(1") $l = 3.34$ (m)

Armaduras transversales (B 400 S):

- Estribos $24 \#3(3/8)$ $l = 1.59$ (m)
- $24 \#3(3/8)$ $l = 0.46$ (m)
- $\varnothing 3/8"$: $1@ 0.05 + 6@ 0.10 + 3@ 0.15 + R@ 0.20 + c/e$.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m³)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total = 59.80 (kG)
 - Densidad = 119.61 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 19.1 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#6	26.72	59.80

- Acero B 400 S

- Peso total = 27.59 (kG)
- Densidad = 55.18 (kG/m³)
- Diámetro medio = 9.5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	49.30	27.59

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-05

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo =40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.20 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4.00 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos :hacia la Viga
- Estructura intraslacional

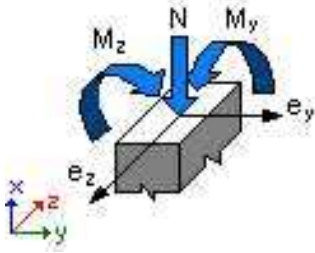
2.4 Cargas:

Caso	Norma	Grupo	γ_f	N (kN)	M_{x1} (kN*m)	M_{y1} (kN*m)	M_{x2} (kN*m)	M_{y2} (kN*m)	M_{z1} (kN*m)	M_{z2} (kN*m)	M_{z3} (kN*m)
U1=1.4CM+1.7CV	de cálculo(Peso propio)	340	1.00	2099.35	-2.35	-3.40	-2.98	-1.92	1.57	-0.77	
U=1.25(CM+CV+CVX)	de cálculo(Peso propio)	340	1.00	1548.50	-32.60	36.29	-13.38	0.54-0.45	-0.31		
U=1.25(CM+CV+CVY)	de cálculo(Peso propio)	340	1.00	1732.57	-6.91	1.26	-3.31	-2.45	2.22	-0.90	
U=1.25(CM+CV)+CSx	de cálculo(Peso propio)	340	1.00	2120.01	20.62	-22.77	6.93	-9.00	-5.83	-3.11	
U=1.25(CM+CV)+CVy	de cálculo(Peso propio)	340	1.00	1867.96	5.68	-5.41	-1.61	-26.97	-24.11	-9.00	

γ_f - coeficiente de seguridad parcial.

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CSx$ (B)

$$\phi = 0.65$$

Esfuerzos seccionales:

$$N = 2120.01 \text{ (kN)} \quad M_y = -22.77 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -5.83 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

$$N = 2120.01 \text{ (kN)} \quad M_y = -22.77 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -5.83 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 23927.37 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k*lu = 2.80 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$\beta_d = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6523.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

lu (m)	k	k*lu (m)
2.80	1.00	2.80

$$k*lu_y/r_y = 19.40 < 22.00$$

Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = 20.62 \text{ (kN*m)}$$

$MB = -22.77 \text{ (kN*m)}$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$M = -22.77 \text{ (kN*m)}$

$Mc = M = -22.77 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$MA = -9.00 \text{ (kN*m)}$

$MB = -5.83 \text{ (kN*m)}$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

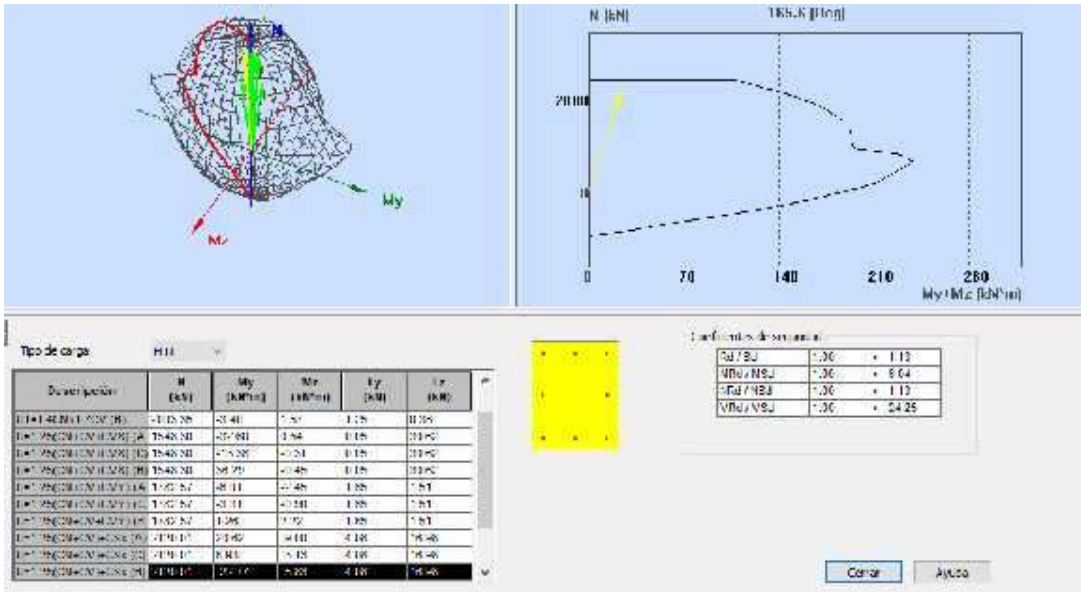
$M = -5.83 \text{ (kN*m)}$

$Mc = M = -5.83 \text{ (kN*m)}$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 #6 (3/8) $l = 3.34 \text{ (m)}$

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos 24 #3(3/8) $l = 1.59 \text{ (m)}$

24 #3 $l = 0.46 \text{ (m)}$

$\emptyset 3/8"$: 1@ 0.05+ 6@ 0.10+3@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m3)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m2)

- Acero.
- Peso total = 59.80 (kG)
- Densidad = 119.61 (kG/m3)
- Diámetro medio = 19.1 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud	Peso
(m)	(kG)	
#6	26.72	59.80

- Acero.
- Peso total = 27.59 (kG)
- Densidad = 55.18 (kG/m3)
- Diámetro medio = 9.5 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud	Peso
(m)	(kG)	
#3	49.30	27.59

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01-07.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-06 Número: 09

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.20(m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia laViga.
- Estructura intraslacional

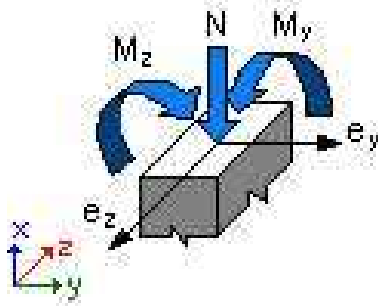
2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_i	N (kN)	M_{yu} (kN*m)	M_{yl} (kN*m)	M_{yi} (kN*m)	M_{zu} (kN*m)	M_{zl} (kN*m)	M_{zi} (kN*m)
U1=1.0M+1.7CV	de cálculo (Peso propio)	34I	1.00	1192.65	2.35	5.40	2.98	2.36	2.01	0.94
U=1.25(CM+CV+CVX)	de cálculo (Peso propio)	34I	1.00	1246.50	-34.59	34.30	-12.73	-7.34	7.22	-2.54
U=1.25(CM+CV+CVY)	de cálculo (Peso propio)	34I	1.00	1103.69	-5.59	1.59	-1.75	-7.91	7.66	-2.73
U=1.25(CM+CV)+CSx	de cálculo (Peso propio)	34I	1.00	1268.98	20.62	22.77	6.93	3.87	2.09	2.03
U=1.25(CM+CV)+CVy	de cálculo (Peso propio)	34I	1.00	1160.35	5.68	-5.41	-1.61	-21.09	-17.46	-1.06

γ_i - coeficiente de seguridad parcial.

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CS_x (A)$

$\phi=0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 1268.98 \text{ (kN)}$ $M_y = 20.62 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -5.87 \text{ (kN*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$N = 1268.98 \text{ (kN)}$ $M_y = 20.62 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -5.87 \text{ (kN*m)}$

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 23927.37 \text{ (kN)}$ (10-13)

$k \cdot l_u = 2.80 \text{ (m)}$

$EI = 19006.90 \text{ (kN*m}^2\text{)}$ (10-15)

$bd = 1.00$

$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$

$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$

$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4\text{)}$

$I_{se} = 8721.6 \text{ (cm}^4\text{)}$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k \cdot l_u \text{ (m)}$	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_u / r_y = 19.40 < 22.00$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = 20.62 \text{ (kN*m)}$ $M_B = -22.77 \text{ (kN*m)}$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$M = 20.62 \text{ (kN*m)}$

$M_c = M = 20.62 \text{ (kN*m)}$

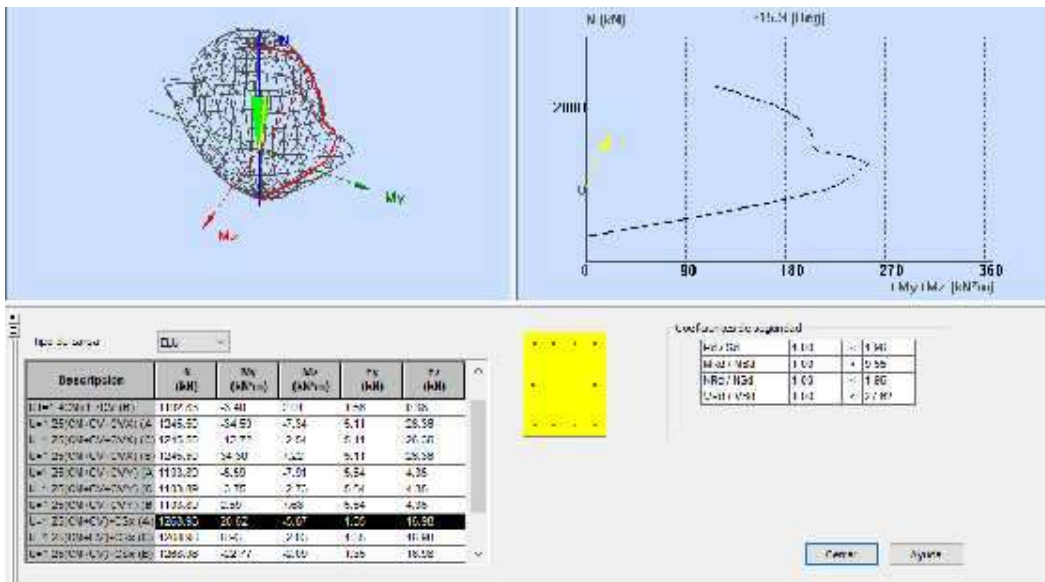
2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

MA = -5.87 (kN*m) MB = -2.09 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 M = -5.87 (kN*m)
 Mc = M = -5.87 (kN*m)

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1.34 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 #61 = 3.34 (m)
- 2 #51 = 3.34 (m)

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos 13 #3 l = 0.46 (m)
 13 #3 l = 1.59 (m)
 Ø3/8": 1@ 0.05+ 6@ 0.10+ 4@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m3)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m2)
- Acero.
 - Peso total = 70.19 (kG)
 - Densidad = 140.37 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 18.4 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#5	6.68	10.38
#6	26.72	59.80

- Acero.
 - Peso total = 14.94 (kG)
 - Densidad = 29.89 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	26.71	14.94

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01-07.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C3-07 Número: 09

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.30 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.60 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3.8 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la Viga.

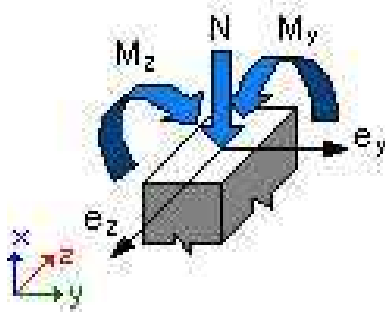
2.4 Cargas:

Caso	Nombres	Grupo	γ_f	N (kN)	M_{yL} (kN*m)	M_{yR} (kN*m)	M_{xL} (kN*m)	M_{xR} (kN*m)	M_{zL} (kN*m)	M_{zR} (kN*m)		
U1	1.0CM+1.7CV	de cálculo (Peso propio)	341	1.00	1192.83	2.35	3.40	2.98	2.36	2.01	0.91	
U	1.25(CM+CV)+(CVX)	de cálculo (Peso propio)	341	1.00	1245.50	-34.59	34.30	-12.72	-7.34	7.22	-3.54	
U	1.25(CM+CV)+(CVY)	de cálculo (Peso propio)	341	1.00	1105.80	-5.59	2.59	-3.75	-7.91	7.68	-2.75	
U	1.25(CM+CV)+(CSx)	de cálculo (Peso propio)	341	1.00	1268.96	20.62	-22.77	6.93	-5.87	-2.09	-2.03	
U	1.25(CM+CV)+(CVy)	de cálculo (Peso propio)	341	1.00	1160.35	2.68	-3.41	-1.61	-21.09	-17.46	-7.06	

γ_f - coeficiente de seguridad carga.

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV)+CSx$ (A)

$\phi = 0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 1268.98$ (kN) $M_y = 20.62$ (kN*m) $M_z = -5.87$ (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$N = 1268.98$ (kN) $M_y = 20.62$ (kN*m) $M_z = -5.87$ (kN*m)

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 23927.37$ (kN) (10-13)

$k \cdot l_u = 2.80$ (m)

$EI = 19006.90$ (kN*m²) (10-15)

$bd = 1.00$

$E_c = 22808.28$ (MPa)

$E_s = 199948.02$ (MPa)

$I_g = 416666.7$ (cm⁴)

$I_{se} = 8721.6$ (cm⁴)

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

l_u (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)	
2.80	1.00	2.80	
$k \cdot l_{uy}/r_y = 19.40$			Columna poco esbelta (10-7)

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = 20.62$ (kN*m) $M_B = -22.77$ (kN*m)

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$M = 20.62$ (kN*m)

$M_c = M = 20.62$ (kN*m)

2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$MA = -5.87 \text{ (kN*m)} \quad MB = -2.09 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

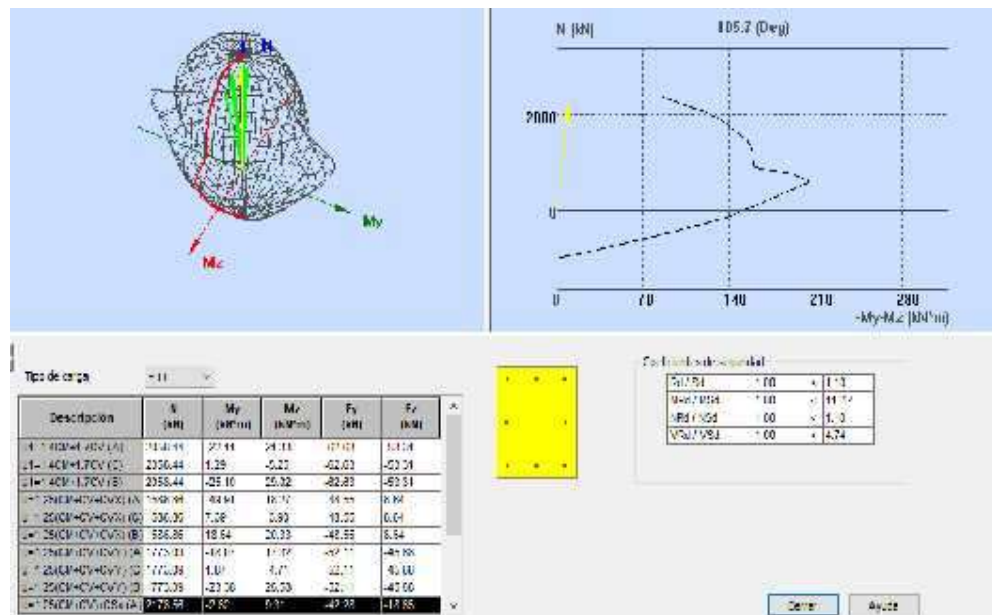
$$M = -5.87 \text{ (kN*m)}$$

$$Mc = M = -5.87 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1.34 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales:

- 8 #61 = 3.34 (m)
- 2 #51 = 3.34 (m)

Armaduras transversales :

Estribos 13 #3 1 = 0.46 (m)
 13 #3 1 = 1.59 (m)

Ø3/8": 1@ 0.05+ 6@ 0.10+ 3@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m3)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m2)
- Acero B 500 S = 70.19 (kg)
 - Peso total = 140.37 (kg/m3)
 - Densidad = 18.4 (mm)
 - Diámetro medio
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#5	6.68	10.38
#6	26.72	59.80

- Acero B 400 S
 - Peso total = 14.94 (kG)
 - Densidad = 29.89 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	26.71	14.94

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:

1. Nivel: 01-07.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Resistencia al fuego : 8 (h)

2. COLUMNA: C2-08 Número: 11

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400.00 (kg/m³)
Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo = 40.0 x 50.0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3.10 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0.25 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 4.00 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318-11
- Columna prefabricada : no
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la Viga
- Estructura intraslacional

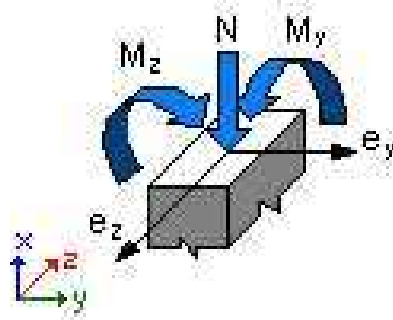
2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_r	N	M_{y-u}	M_{y-l}	M_{y-r}	M_{z-u}	M_{z-l}	M_{z-r}
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
U=1.4CM+1.0CV	de cálculo(Peso propio)	339	1.00	1147.02	17.21	15.05	-7.52	± 8912.83	-2.17	
U=1.25(CM+CV+CVX)	de cálculo(Peso propio)	339	1.00	1392.37	-21.61	58.55	-9.71	1 6219.65	-3.53	
U=1.25(CM+CV+CVY)	de cálculo(Peso propio)	339	1.00	1105.38	19.24	12.95	-6.55	-2.31	20.89	-2.44
U=1.25(CM+CV)+CSx	de cálculo(Peso propio)	339	1.00	1328.01	35.52	-40.53	-4.81	0.974 51	-0.95	
U=1.25(CM+CV)+CVy	de cálculo(Peso propio)	339	1.00	1348.47	36.27	-38.42	-4.57	-20.44	-16.57	-6.20

γ_r : coeficiente de seguridad parcial.

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: $U=1.25(CM+CV+CVX)$ (B)

$\phi = 0.65$

Esfuerzos seccionales:

$N = 1392.37$ (kN) $M_y = 58.55$ (kN*m) $M_z = 19.85$ (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

$N = 1392.37$ (kN) $M_y = 58.55$ (kN*m) $M_z = 19.85$ (kN*m)

2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 19520.35 \text{ (kN)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 3.10 \text{ (m)}$$

$$EI = 19006.90 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2) \quad (10-15)$$

$$bd = 1.00$$

$$E_c = 22808.28 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 199948.02 \text{ (MPa)}$$

$$I_g = 416666.7 \text{ (cm}^4)$$

$$I_{se} = 6523.3 \text{ (cm}^4)$$

2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

l_u (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)
-----------	-----	-------------------

3.10	1.00	3.10
------	------	------

$k \cdot l_{uy/ry} = 21.48 < 22.00$	Columna poco esbelta	(10-7)
-------------------------------------	----------------------	--------

2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -21.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad M_B = 58.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$$M = 58.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_c = M = 58.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

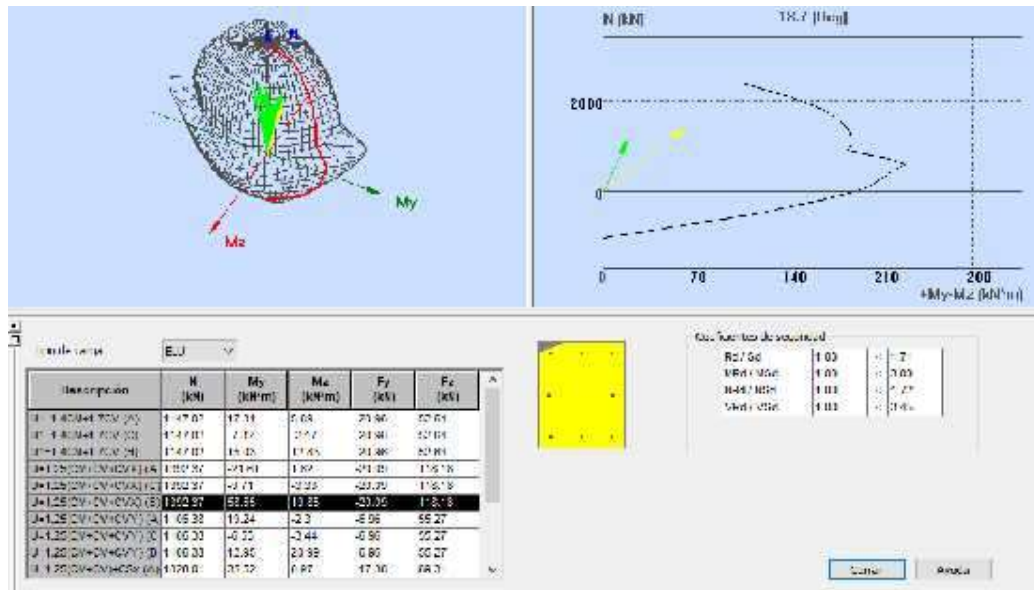
2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$MA = 1.62 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $MB = 19.85 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $M = 19.85 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $Mc = M = 19.85 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\rho = Asr/Ag = 1.14 \%$

2.5.3 Diagrama de interacción



2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 #6 $l = 3.34 \text{ (m)}$

Armaduras transversales (B 400 S):

- Estribos 12 #3 $l = 1.59 \text{ (m)}$
- 12 #3 $l = 0.46 \text{ (m)}$
- Ø3/8": 1@ 0.05+ 6@ 0.10+ 3@ 0.15+ R@ 0.20+c/e.

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.50 (m³)
- Superficie de encofrado = 4.50 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total = 59.80 (kg)
 - Densidad = 119.61 (kg/m³)
 - Diámetro medio = 19.1 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud	Peso
#6	26.72 (m)	59.80 (kG)

- Acero B 400 S
 - Peso total = 13.79 (kG)
 - Densidad = 27.59 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9.5 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud	Peso
#3	24.65 (m)	13.79 (kG)

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : +0+00
 Resistencia al fuego : 8 (h)

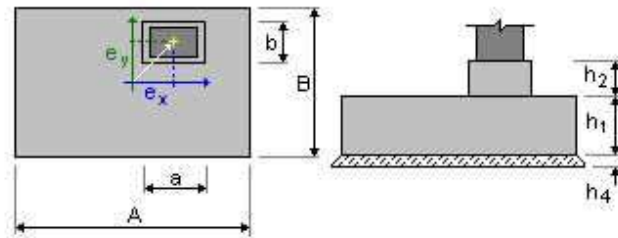
1.00 ZAPATAZ-01 : CENTRICA

1.1 Datos básicos

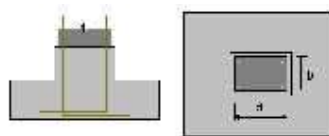
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : Rectangular libre -AISLADO

1.1.2 Geometría:



A	= 2.60 (m)	a	= 0.60 (m)
B	= 2.20 (m)	b	= 0.60 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 0.25 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.07 (m)		



a'	= 40.6 (cm)
b'	= 40.6 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	$f_c' = 210.00$ (kgf/cm ²)
Densidad	:	$=2400.00$ (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	F _x (tf)	F _y (tf)	M _x (tf*m)	M _y (tf*m)
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	23.30	0.25	0.95	0.85	0.83

1.1.5 Lista de combinaciones

2/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30 M _x =0.85 M _y =0.83 F _x =0.25 F _y =0.95
4/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30 M _x =0.85 M _y =0.83 F _x =0.25 F _y =0.95

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión:0.00
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Condiciones sin drenaje
- Enfoque de cálculo: 1
A1 + M1 + R1
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.00
 $\gamma_{c'}$ = 1.00
 γ_{cu} = 1.00
 γ_{qu} = 1.00
 γ_{γ} = 1.00
 $\gamma_{R,v}$ = 1.00
 $\gamma_{R,h}$ = 1.00
 A2 + M2 + R1
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.25
 $\gamma_{c'}$ = 1.25
 γ_{cu} = 1.40
 γ_{qu} = 1.40
 γ_{γ} = 1.00
 $\gamma_{R,v}$ = 1.00
 $\gamma_{R,h}$ = 1.00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N_1	= 0.00 (m)	N_2	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N_a	= -2.50 (m)		
Nivel del fondo del excavado:	N_f	= -2.50 (m)		

1. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

- Nivel del suelo: -0.15 (m)
- Espesor: 1.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.0 (Deg)
- Cohesión: 1.02 (tf/m²)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30

Mx=0.85 My=0.83 Fx=0.25 Fy=0.95

Coefficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 55.37 (tf)

Carga de diseño:

Nr = 78.67 (tf) Mx = 0.14 (tf*m) My = 1.02 (tf*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

|eB| = 0.00 (m) |eL| = 0.01 (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

B' = B - 2|eB| = 2.20 (m)

L' = L - 2|eL| = 2.57 (m)

qu = 25.70 (tf/m²)

ple* = 8.17 (tf/m²)

De = Dmin - d = 3.55 (m)

kp = 1.53

q'0 = 7.38 (tf/m²)

qu = kp * (ple*) + q'0 = 19.90 (tf/m²)

Tensión en el suelo: qref = 14.23 (tf/m²)

Coefficiente de seguridad: qlim / qref = 1.398 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante: **ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30**

Mx=0.85 My=0.83 Fx=0.25 Fy=0.95

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto: s = 0.01

s_{lim} = 0.17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : SIS1**
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 41.02 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 41.02 (tf) Mx = -0.00 (tf*m) My = 0.00 (tf*m)
 Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_u = 2.60 (m) B_u = 2.20 (m)
 Superficie de deslizamiento: 5.72 (m²)
 Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: tan(δd) = 0.30
 Cohesión: cu = 2.04 (tf/m²)
 Presión del suelo considerada:
 Hx = 0.00 (tf) Hy = 0.00 (tf)
 Ppx = 0.00 (tf) Ppy = 0.00 (tf)
 Pax = 0.00 (tf) Pay = 0.00 (tf)
 Valor de la fuerza de deslizamiento Hd = 0.00 (tf)
 Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
 - en el nivel del asiento: Rd = 11.67 (tf)
 Estabilidad a deslizamiento: Alto

Vuelco

Alrededor del eje OX

Combinación dimensionante: **ELU: U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30**
Mx=0.85 My=0.83 Fx=0.25 Fy=0.95
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 41.02 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 64.32 (tf) Mx = 0.14 (tf*m) My = 1.02 (tf*m)
 Momento estabilizador: M_{stab} = 71.46 (tf*m)
 Momento de vuelco: M_{renv} = 0.85 (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: 84.07 > 1

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante: **ELU: U=1.25(CM+CV)+CSX N=23.30**
Mx=0.85 My=0.83 Fx=0.25 Fy=0.95
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 41.02 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 64.32 (tf) Mx = 0.14 (tf*m) My = 1.02 (tf*m)
 Momento estabilizador: M_{stab} = 83.61 (tf*m)
 Moment de vuelco: M_{renv} = 1.02 (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: 82.17 > 1

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : sí

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Punzonamiento

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$ $N=23.30$

$M_x=0.85$

$M_y=0.83$

$F_x=0.25$

$F_y=0.95$

Coeficientes de carga: **0.90** * peso de la cimentación
0.90 * peso del suelo

Carga de diseño:

$N_r = 60.22$ (tf)

$M_x = 0.14$ (tf*m)

$M_y = 1.02$ (tf*m)

Longitud del perímetro crítico:

4.20 (m)

Fuerza de punzonamiento:

18.81 (tf)

altura útil de la sección

$h_{eff} = 0.44$ (m)

Tensión cortante:

10.18 (tf/m²)

Tensión cortante admisible:

115.29 (tf/m²)

Coefficiente de seguridad:

11.32 > 1

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

$N=23.30$ $M_x=0.85$ $M_y=0.83$ $F_x=0.25$ $F_y=0.95$

$M_y = 4.41$ (tf*m) $A_{sx} = 9.31$ (cm²/m)

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

$N=23.30$ $M_x=0.85$ $M_y=0.83$ $F_x=0.25$ $F_y=0.95$

$M_x = 3.11$ (tf*m) $A_{sy} = 9.31$ (cm²/m)

$A_{s \min} = 9.31$ (cm²/m)

Armaduras superiores:

ELU : SIS1

$M_y = -0.37$ (tf*m) $A'_{sx} = 9.31$ (cm²/m)

ELU : SIS1

$M_x = -0.28$ (tf*m) $A'_{sy} = 9.31$ (cm²/m)

$A_{s \min} = 9.31$ (cm²/m)

Fuste:

$$\begin{aligned} \text{Armaduras longitudinales A} &= 37.16 \text{ (cm}^2\text{)} & A_{\min.} &= 37.16 \text{ (cm}^2\text{)} \\ A &= 2 * (A_{sx} + A_{sy}) \\ A_{sx} &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} & A_{sy} &= 11.61 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$11 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.50 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.00 + 10 * 0.20$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.10 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

Superiores:

Dirección X:

$$11 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.50 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.00 + 10 * 0.20$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.10 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

$$\begin{aligned} 4 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 & \quad l = 1.29 \text{ (m)} & e &= 1 * -0.15 + 1 * 0.30 \\ 4 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 & \quad l = 1.25 \text{ (m)} & e &= 1 * -0.15 + 2 * 0.15 \end{aligned}$$

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 2.95 (m3)
- Superficie de encofrado = 5.41 (m2)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 198.60 (kG)
 - Densidad = 67.26 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 15.6 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	9.82	5.49
#5	109.60	170.35
#6	10.17	22.75

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : +0+00
 Resistencia al fuego : 8 (h)

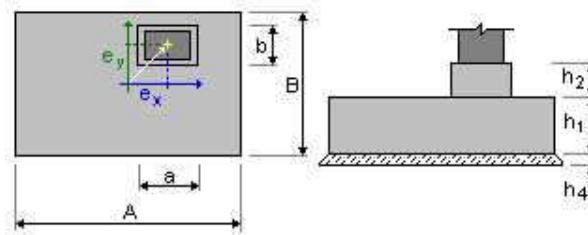
1.00 ZAPATAZ-02 : CENTRICA

1.1 Datos básicos

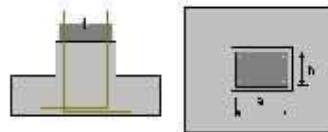
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 2.50 (m)	a	= 0.50 (m)
B	= 2.50 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 0.25 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.07 (m)		



a'	= 50 (cm)
b'	= 50 (cm)
c1	= 4.0 (cm)
c2	= 4.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	$f_c' = 210.00$ (kgf/cm ²)
Densidad	:	2400.00 (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	F _x (tf)	F _y (tf)	M _x (tf*m)	M _y (tf*m)
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	25.30	0.24	0.94	0.83	0.88

1.1.5 Lista de combinaciones

6/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=25.30 Mx=0.83 My=0.88 Fx=0.24 Fy=0.94
12/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=25.30 Mx=0.83 My=0.88 Fx=0.24 Fy=0.94

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0.00
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Condiciones sin drenaje
- Enfoque de cálculo: 1

A1 + M1 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.00$$

$$\gamma_{c'} = 1.00$$

$$\gamma_{cu} = 1.00$$

$$\gamma_{qu} = 1.00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

A2 + M2 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.25$$

$$\gamma_{c'} = 1.25$$

$$\gamma_{cu} = 1.40$$

$$\gamma_{qu} = 1.40$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N_1	= 0.00 (m)	N_2	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N_a	= -2.50 (m)		
Nivel del fondo del excavado:	N_f	= -2.50 (m)		

2. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

- Nivel del suelo: -0.15 (m)
- Espesor: 1.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.0 (Deg)
- Cohesión: 0.02 (tf/m²)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

ELU :

$$U=1.25(CM+CV)+CSX$$

$$N=25.30 \quad Mx=0.83 \quad My=0.88$$

$$Fx=0.24 \quad Fy=0.94$$

Coefficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 61.71 (tf)

Carga de diseño:

$$Nr = 87.01 \text{ (tf)}$$

$$Mx = 0.13 \text{ (tf*m)}$$

$$My = 1.06 \text{ (tf*m)}$$

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

$$|eB| = 0.01 \text{ (m)}$$

$$|eL| = 0.00 \text{ (m)}$$

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$$B' = B - 2|eB| = 2.48 \text{ (m)}$$

$$L' = L - 2|eL| = 2.50 \text{ (m)}$$

$$qu = 25.70 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$ple^* = 8.17 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$De = Dmin - d = 3.55 \text{ (m)}$$

$$kp = 1.50$$

$$q'0 = 7.38 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$qu = kp * (ple^*) + q'0 = 19.64 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

Tensión en el suelo: qref = 14.38 (tf/m²)

Coefficiente de seguridad: qlim / qref = 1.366 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

ELU :

$$U=1.25(CM+CV)+CSX$$

$$N=25.30$$

$$Mx=0.83 \quad My=0.88$$

$$Fx=0.24 \quad Fy=0.94$$

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto:

$$s = 0.01$$

$$s_{lim} = 0.17$$

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : U1=1.4CM+1.7CV**
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 45.71 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 45.71 (tf) Mx = -0.00 (tf*m) My = 0.00 (tf*m)
 Dimensiones equivalentes de la cimentación: A₋ = 2.50 (m) B₋ = 2.50 (m)
 Superficie de deslizamiento: 6.25 (m²)
 Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: tan(δd) = 0.30
 Cohesión: cu = 2.04 (tf/m²)
 Presión del suelo considerada:
 Hx = 0.00 (tf) Hy = 0.00 (tf)
 Ppx = 0.00 (tf) Ppy = 0.00 (tf)
 Pax = 0.00 (tf) Pay = 0.00 (tf)
 Valor de la fuerza de deslizamiento Hd = 0.00 (tf)
 Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
 - en el nivel del asiento: Rd = 12.75 (tf)
 Estabilidad a deslizamiento: □

Vuelco

Alrededor del eje OX
 Combinación dimensionante: **ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=25.30**
Mx=0.83 My=0.88
Fx=0.24 Fy=0.94
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 45.71 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 71.01 (tf) Mx = 0.13 (tf*m) My = 1.06 (tf*m)
 Momento estabilizador: M_{stab} = 89.47 (tf*m)
 Moment de vuelco: M_{renv} = 0.83 (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: 107.8 > 1

Alrededor del eje OY
 Combinación dimensionante:
ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX
N=25.30
Mx=0.83 My=0.88
Fx=0.24 Fy=0.94
 Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
 Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 45.71 (tf)
 Carga de diseño:
 Nr = 71.01 (tf) Mx = 0.13 (tf*m) My = 1.06 (tf*m)
 Momento estabilizador: M_{stab} = 88.77 (tf*m)
 Moment de vuelco: M_{renv} = 1.06 (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: 83.74 > 1

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : sí

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Punzonamiento

Combinación dimensionante: **ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX**

N=25.30

Mx=0.83 My=0.88

Fx=0.24 Fy=0.94

Coefficientes de carga: **0.90** * peso de la cimentación

0.90 * peso del suelo

Carga de diseño:

Nr = 66.44 (tf)

Mx = 0.13 (tf*m)

My = 1.06 (tf*m)

Longitud del perímetro crítico:

3.76 (m)

Fuerza de punzonamiento:

21.72 (tf)

altura útil de la sección

heff = 0.44 (m)

Tensión cortante:

13.13 (tf/m²)

Tensión cortante admisible:

115.29 (tf/m²)

Coefficiente de seguridad:

8.78 > 1

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX

N=25.30

Mx=0.83 My=0.88

Fx=0.24 Fy=0.94

My = 5.17 (tf*m) $A_{sx} = 9.31$ (cm²/m)

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX

N=25.30 Mx=0.83 My=0.88

Fx=0.24 Fy=0.94

Mx = 4.85 (tf*m) $A_{sy} = 9.31$ (cm²/m)

$A_{s \min} = 9.31$ (cm²/m)

Armaduras superiores:

ELU : U1=1.4CM+1.7CV

My = -0.26 (tf*m) $A'_{sx} = 9.31$ (cm²/m)

ELU : U1=1.4CM+1.7CV

Mx = -0.26 (tf*m) $A'_{sy} = 9.31$ (cm²/m)

$A_{s \min} = 9.31$ (cm²/m)

Fuste:

Armaduras longitudinales A = 25.00 (cm²) $A_{\min.} = 25.00$ (cm²)

A = 2 * (Asx + Asy)

Asx = 4.69 (cm²) Asy = 7.81 (cm²)

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : -2.50
 Resistencia al fuego : 8 (h)

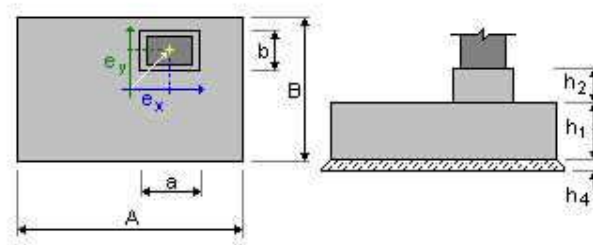
1.00 ZAPATAZ-03 : CENTRICA

1.1 Datos básicos

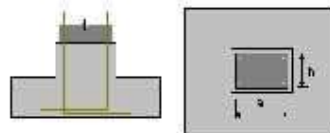
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 2.50 (m)	a	= 0.50 (m)
B	= 2.50 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 0.25 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.07 (m)		



a'	= 50.0 (cm)
b'	= 50.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	fc' = 210.00 (kgf/cm ²)
Densidad	:	2400.00 (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	F _x (tf)	F _y (tf)	M _x (tf*m)	M _y (tf*m)
U=1.25(CM+CV) + CSX		----	24.85	0.26	0.87	0.88	0.9

1.1.5 Lista de combinaciones

6/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=24.85 M _x =0.88 M _y =0.93 F _x =0.26 F _y =0.87
12/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=24.85 M _x =0.88 M _y =0.93 F _x =0.26 F _y =0.87

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión:0.00
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Condiciones sin drenaje
- Enfoque de cálculo: 1
A1 + M1 + R1
A1 + M1 + R1
 $\gamma_{\phi'} = 1.00$
 $\gamma_{c'} = 1.00$
 $\gamma_{cu} = 1.00$
 $\gamma_{qu} = 1.00$
 $\gamma_{\gamma} = 1.00$
 $\gamma_{R,v} = 1.00$
 $\gamma_{R,h} = 1.00$
A2 + M2 + R1
 $\gamma_{\phi'} = 1.25$
 $\gamma_{c'} = 1.25$
 $\gamma_{cu} = 1.40$
 $\gamma_{qu} = 1.40$
 $\gamma_{\gamma} = 1.00$
 $\gamma_{R,v} = 1.00$
 $\gamma_{R,h} = 1.00$

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N ₁	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N _a	= -2.00 (m)
Nivel del fondo del excavado:	N _f	= -2.50 (m)

2. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

- Nivel del suelo: -0.15 (m)
- Espesor: 3.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.0 (Deg)
- Cohesión: 0.02 (tf/m²)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

$N=24.85$

$M_x=0.88$ $M_y=0.93$

$F_x=0.26$ $F_y=0.87$

Coefficientes de carga:

1.35 * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 48.24$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 73.09$ (tf)

$M_x = 0.23$ (tf*m)

$M_y = 1.13$ (tf*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

$|e_B| = 0.02$ (m)

$|e_L| = 0.00$ (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$B' = B - 2|e_B| = 2.47$ (m)

$L' = L - 2|e_L| = 2.49$ (m)

$q_u = 25.70$ (tf/m²)

$p_{le}^* = 10.18$ (tf/m²)

$D_e = D_{min} - d = 2.75$ (m)

$k_p = 1.39$

$q'0 = 5.72$ (tf/m²)

$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'0 = 19.85$ (tf/m²)

Tensión en el suelo:

$q_{ref} = 12.21$ (tf/m²)

Coefficiente de seguridad: $q_{lim} / q_{ref} = 1.626 > 1$

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

$N=24.85$ $M_x=0.88$ $M_y=0.93$

$F_x=0.26$ $F_y=0.87$

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto:

$s = 0.01$

$s_{lim} = 0.17$

Deslizamiento

Combinación dimensionante:

ELU : $U_1=1.4CM+1.7CV$

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 35.73$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 35.73$ (tf)

$M_x = -0.00$ (tf*m)

$M_y = 0.00$ (tf*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$A_ = 2.50$ (m)

$B_ = 2.50$ (m)

Superficie de deslizamiento:	6.25 (m ²)
Coefficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0.30$	
Cohesión:	$c_u = 2.04$ (tf/m ²)
Presión del suelo considerada:	
H _x = 0.00 (tf)	H _y = 0.00 (tf)
P _{px} = 0.00 (tf)	P _{py} = 0.00 (tf)
P _{ax} = 0.00 (tf)	P _{ay} = 0.00 (tf)
Valor de la fuerza de deslizamiento	H _d = 0.00 (tf)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:	
- en el nivel del asiento:	R _d = 12.75 (tf)
Estabilidad a deslizamiento:	Elevado

Vuelco

Alrededor del eje OX

Combinación dimensionante:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX

N=24.85 M_x=0.88 M_y=0.93

F_x=0.26 F_y=0.87

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 35.73 (tf)

Carga de diseño:

N_r = 60.58 (tf) M_x = 0.23 (tf*m) M_y = 1.13 (tf*m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 76.38 (tf*m)

Momento de vuelco: M_{renv} = 0.88 (tf*m)

Estabilidad al vuelco: 86.79 > 1

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX

N=24.85

M_x=0.88 M_y=0.93

F_x=0.26 F_y=0.87

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 35.73 (tf)

Carga de diseño:

N_r = 60.58 (tf) M_x = 0.23 (tf*m) M_y = 1.13 (tf*m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 75.73 (tf*m)

Moment de vuelco: M_{renv} = 1.13 (tf*m)

Estabilidad al vuelco: 67.31 > 1

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : sí

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Punzonamiento

Combinación dimensionante:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX

N=24.85 M_x=0.88 M_y=0.93

F_x=0.26 F_y=0.87

Coefficientes de carga: **0.90** * peso de la cimentación

0.90 * peso del suelo

Carga de diseño:		
Nr = 57.01 (tf)	Mx = 0.23 (tf*m)	My = 1.13 (tf*m)
Longitud del perímetro crítico:	3.76 (m)	
Fuerza de punzonamiento:	21.34 (tf)	
altura útil de la sección	heff = 0.44 (m)	
Tensión cortante:	12.90 (tf/m ²)	
Tensión cortante admisible:	115.29 (tf/m ²)	
Coefficiente de seguridad:	8.939 > 1	

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSX} \\ N &= 24.85 \quad M_x = 0.88 \quad M_y = 0.93 \\ F_x &= 0.26 \quad F_y = 0.87 \\ M_y &= 5.18 \text{ (tf*m)} \quad A_{sx} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSX} \\ N &= 24.85 \quad M_x = 0.88 \quad M_y = 0.93 \quad F_x = 0.26 \quad F_y = 0.87 \\ M_x &= 4.87 \text{ (tf*m)} \quad A_{sy} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)} \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Armaduras superiores:

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} \\ M_y &= -0.18 \text{ (tf*m)} \quad A'_{sx} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} \\ M_x &= -0.18 \text{ (tf*m)} \quad A'_{sy} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)} \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.31 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Fuste:

$$\begin{aligned} \text{Armaduras longitudinales } A &= 25.00 \text{ (cm}^2) \quad A_{\text{min.}} = 25.00 \text{ (cm}^2) \\ A &= 2 * (A_{sx} + A_{sy}) \\ A_{sx} &= 4.69 \text{ (cm}^2) \quad A_{sy} = 7.81 \text{ (cm}^2) \end{aligned}$$

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

Superiores:

Dirección X:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.20 + 12 * 0.20$$

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

4 B 400 S #6	l = 1.31 (m)	e = 1*-0.20 + 1*0.39
4 B 400 S #6	l = 1.27 (m)	e = 1*-0.20 + 2*0.20

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3.19 (m3)
- Superficie de encofrado = 5.50 (m2)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 223.68 (kG)
 - Densidad = 70.17 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 15.7 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	8.89	4.97
#5	125.84	195.59
#6	10.33	23.11

*El diseño de la Zapatas Z-03 tiene la carga más crítica o más elevada por ello se toma como la representativa de las zapatas del Z-04 al Z-08, siendo estas de la misma dimensiones. Ver plano de cimentaciones.

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : -2.50
 Resistencia al fuego : 8 (h)

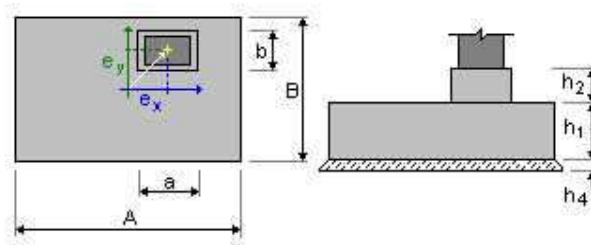
1.00 ZAPATAZ-11 : CENTRICA

1.1 Datos básicos

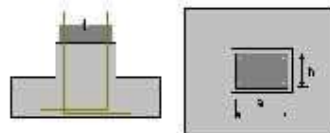
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 3.00 (m)	a	= 0.50 (m)
B	= 2.20 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 0.25 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.07 (m)		



a'	= 50.0 (cm)
b'	= 50.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón: : $f_c' = 210.00$ (kgf/cm²)
 Densidad : 2400.00 (kg/m³)
 Armaduras longitudinales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armaduras transversales : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²)
 Armadura adicional: : $f_y = 4200.00$ (kgf/cm²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	F _x (tf)	F _y (tf)	M _x (tf*m)	M _y (tf*m)
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	22.85	0.19	0.82	0.91	0.82

1.1.5 Lista de combinaciones

6/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=22.85 M _x =0.91 M _y =0.82 F _x =0.19 F _y =0.82
12/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=22.85 M _x =0.91 M _y =0.82 F _x =0.19 F _y =0.82

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0.00
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1

A1 + M1 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.00$$

$$\gamma_{c'} = 1.00$$

$$\gamma_{cu} = 1.00$$

$$\gamma_{qu} = 1.00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

A2 + M2 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.25$$

$$\gamma_{c'} = 1.25$$

$$\gamma_{cu} = 1.40$$

$$\gamma_{qu} = 1.40$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N ₁	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N _a	= -2.50 (m)
Nivel del fondo del excavado:	N _f	= -2.50 (m)

2. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

- Nivel del suelo: -0.15 (m)
- Espesor: 1.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.0 (Deg)
- Cohesión: 0.02 (tf/m²)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

N=22.85

$M_x=0.91$ $M_y=0.82$

$F_x=0.19$ $F_y=0.82$

Coefficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 51.01$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 73.86$ (tf)

$M_x = 0.30$ (tf*m)

$M_y = 0.96$ (tf*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

$|e_B| = 0.00$ (m)

$|e_L| = 0.01$ (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$B' = B - 2|e_B| = 2.19$ (m)

$L' = L - 2|e_L| = 2.97$ (m)

$q_u = 30.59$ (tf/m²)

$p_{le}^* = 12.67$ (tf/m²)

$D_e = D_{min} - d = 2.75$ (m)

$k_p = 1.39$

$q'0 = 5.72$ (tf/m²)

$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'0 = 23.37$ (tf/m²)

Tensión en el suelo: $q_{ref} = 11.61$ (tf/m²)

Coefficiente de seguridad: $q_{lim} / q_{ref} = 2.014 > 1$

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

N=22.85

$M_x=0.91$ $M_y=0.82$

$F_x=0.19$ $F_y=0.82$

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto:

$s = 0.01$

$s_{lim} = 0.17$

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : $U_1=1.4CM+1.7CV$**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 37.79$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 37.79$ (tf) $M_x = 0.00$ (tf*m) $M_y = 0.00$ (tf*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación: $A_ = 3.00$ (m) $B_ = 2.20$ (m)

Carga de diseño:		
Nr = 56.86 (tf)	$M_x = 0.30$ (tf*m)	$M_y = 0.96$ (tf*m)
Longitud del perímetro crítico:	2.20 (m)	
Esfuerzo cortante:	6.26 (tf)	
altura útil de la sección	$h_{eff} = 0.44$ (m)	
Superficie de cizalladura:	$A = 0.97$ (m ²)	
Tensión cortante:	6.47 (tf/m ²)	
Tensión cortante admisible:	57.65 (tf/m ²)	
Coefficiente de seguridad:	8.907 > 1	

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSX} \\ N &= 22.85 \quad M_x = 0.91 \quad M_y = 0.82 \\ F_x &= 0.19 \quad F_y = 0.82 \\ M_y &= 6.07 \text{ (tf*m)} \quad A_{sx} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CSX} \\ N &= 22.85 \quad M_x = 0.91 \quad M_y = 0.82 \\ F_x &= 0.19 \quad F_y = 0.82 \\ M_x &= 3.70 \text{ (tf*m)} \quad A_{sy} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$A_{s \min} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras superiores:

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} \\ M_y &= -0.24 \text{ (tf*m)} \quad A'_{sx} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELU : } U &= 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} \\ M_x &= -0.15 \text{ (tf*m)} \quad A'_{sy} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)} \end{aligned}$$

$$A_{s \min} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

$$\begin{aligned} \text{Armaduras longitudinales } A &= 25.00 \text{ (cm}^2) \quad A_{\min.} = 25.00 \text{ (cm}^2) \\ A &= 2 * (A_{sx} + A_{sy}) \\ A_{sx} &= 4.69 \text{ (cm}^2) \quad A_{sy} = 7.81 \text{ (cm}^2) \end{aligned}$$

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$11 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.92 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.00 + 10 * 0.20$$

Dirección Y:

$$15 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.12 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.40 + 14 * 0.20$$

Superiores:

Dirección X:

$$11 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.92 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.00 + 10 * 0.20$$

Dirección Y:

$$15 \text{ B } 400 \text{ S } \#5 \quad l = 2.12 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.40 + 14 * 0.20$$

2.3.2 Fuste Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

4 B 400 S #6	l = 1.31 (m)	e = 1*-0.22 + 1*0.43
4 B 400 S #6	l = 1.27 (m)	e = 1*-0.22 + 2*0.22

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3.36 (m3)
- Superficie de encofrado = 5.70 (m2)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 227.23 (kG)
 - Densidad = 67.58 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 15.7 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	9.69	5.42
#5	127.84	198.70
#6	10.33	23.11

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : -2.50
 Resistencia al fuego : 8 (h)

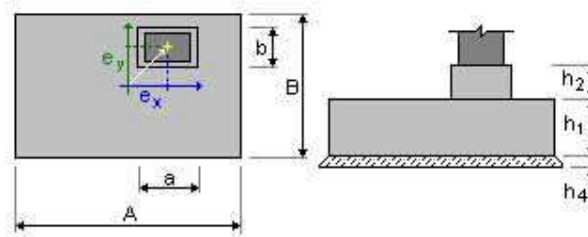
1.00 ZAPATAZ COMBINADA - Z-12A : EXCENTRICA

1.1 Datos básicos

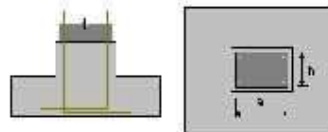
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 2.50 (m)	a	= 0.50 (m)
B	= 4.80 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 0.30 (m)	ey	= 1.15 (m)
h4	= 0.10 (m)		



a'	= 50.0 (cm)
b'	= 50.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	fc' = 210.00 (kgf/cm ²)
Densidad	:	=2400.00 (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Mx (tf*m)	My (tf*m)
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	18.85	0.23	0.00	0.00	0.72

1.1.5 Lista de combinaciones

1/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=18.85 My=0.72 Fx=0.23
2/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=18.85 My=0.72 Fx=0.23

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión:0.00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Condiciones sin drenaje
- Enfoque de cálculo: 1
A1 + M1 + R1
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.00
 $\gamma_{c'}$ = 1.00
 γ_{cu} = 1.00
 γ_{qu} = 1.00
 γ_{γ} = 1.00
 $\gamma_{R,v}$ = 1.00
 $\gamma_{R,h}$ = 1.00
A2 + M2 + R1
 $\gamma_{\phi'}$ = 1.25
 $\gamma_{c'}$ = 1.25
 γ_{cu} = 1.40
 γ_{qu} = 1.40
 γ_{γ} = 1.00
 $\gamma_{R,v}$ = 1.00
 $\gamma_{R,h}$ = 1.00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N_1	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N_a	= -2.00 (m)
Nivel del fondo del excavado:	N_f	= -2.50 (m)

1. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

- Nivel del suelo: -0.15 (m)
- Espesor: 1.00 (m)
- Peso volumétrico: 2080.00 (kG/m³)
- Densidad del sólido: 2080.00 (kG/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 52.0 (Deg)
- Cohesión: 1.02 (tf/m²)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU : } U=1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CSX}$$

$$N=18.85$$

$$M_y=0.72$$

$$F_x=0.23$$

Coefficientes de carga: 1.35 * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 95.73$ (tf)

Carga de diseño:

$$N_r = 114.58 \text{ (tf)} \quad M_x = -20.10 \text{ (tf*m)} \quad M_y = 0.91 \text{ (tf*m)}$$

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

$$|e_B| = 0.01 \text{ (m)} \quad |e_L| = 0.18 \text{ (m)}$$

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$$B' = B - 2|e_B| = 2.48 \text{ (m)}$$

$$L' = L - 2|e_L| = 4.45 \text{ (m)}$$

$$q_u = 25.70 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$p_{le}^* = 10.02 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$D_e = D_{min} - d = 2.80 \text{ (m)}$$

$$k_p = 1.33$$

$$q'_{0} = 5.83 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_{0} = 19.12 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

Tensión en el suelo : $q_{ref} = 11.82$ (tf/m²)

Coefficiente de seguridad : $q_{lim} / q_{ref} = 1.617 > 1$

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU : } U=1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CSX}$$

$$N=18.85$$

$$M_y=0.72$$

$$F_x=0.23$$

Coefficientes de carga: 1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto: $s = 0.05$

$s_{lim} = 0.17$

Deslizamiento

Combinación dimensionante:

$$\text{ELU : } U=1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CSX}$$

$$N=18.85$$

My=0.72

Fx=0.23

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 70.91 (tf)

Carga de diseño:

Nr = 89.76 (tf) Mx = -20.51 (tf*m) My = 0.91 (tf*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación: A₋ = 2.50 (m) B₋ = 4.80 (m)

Superficie de deslizamiento: 12.00 (m²)

Coefficiente de rozamiento cimentación - suelo: tan(δd) = 0.30

Cohesión: cu = 2.04 (tf/m²)

Presión del suelo considerada:

Hx = 0.23 (tf) Hy = 0.00 (tf)

Ppx = -107.57 (tf) Ppy = 0.00 (tf)

Pax = 1.51 (tf) Pay = 0.00 (tf)

Valor de la fuerza de deslizamiento Hd = 0.00 (tf)

Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:

- en el nivel del asiento: Rd = 24.47 (tf)

Estabilidad a deslizamiento: Elevado

Vuelco

Alrededor del eje OX

Combinación dimensionante:

ELU: U=1.25(CM+CV)+CSX

N=18.85

My=0.72

Fx=0.23

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 70.91 (tf)

Carga de diseño:

Nr = 89.76 (tf) Mx = -20.51 (tf*m) My = 0.91 (tf*m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 195.13 (tf*m)

Moment de vuelco: M_{renv} = 0.00 (tf*m)

Estabilidad al vuelco: Elevado

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante:

ELU: U=1.25(CM+CV)+CSX

N=18.85

My=0.72

Fx=0.23

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 70.91 (tf)

Carga de diseño:

Nr = 89.76 (tf) Mx = -20.51 (tf*m) My = 0.91 (tf*m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 112.20 (tf*m)

Moment de vuelco: M_{renv} = 0.91 (tf*m)

Estabilidad al vuelco: 124 > 1

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : sí

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Punzonamiento

Combinación dimensionante:	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX	
N=18.85		
My=0.72		
Fx=0.23		
Coefficientes de carga:	0.90 * peso de la cimentación	
	0.90 * peso del suelo	
Carga de diseño:		
Nr = 82.67 (tf)	Mx = -20.63 (tf*m)	My = 0.91 (tf*m)
Longitud del perímetro crítico:	3.76 (m)	
Fuerza de punzonamiento:	16.55 (tf)	
altura útil de la sección	heff = 0.44 (m)	
Tensión cortante:	10.01 (tf/m ²)	
Tensión cortante admisible:	115.29 (tf/m ²)	
Coefficiente de seguridad:	11.52 > 1	

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX	
N=18.85	
My=0.72	
Fx=0.23	
My = 3.91 (tf*m)	A _{sx} = 9.31 (cm ² /m)

ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX	
N=18.85	
My=0.72	
Fx=0.23	
Mx = 4.50 (tf*m)	A _{sy} = 9.31 (cm ² /m)

$$A_{s \min} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras superiores:

$$A'_{sx} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \min} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

Armaduras longitudinales A	= 25.00 (cm ²)	A _{min.}	= 25.00 (cm ²)
A	= 2 * (Asx + Asy)		
Asx	= 12.50 (cm ²)	Asy	= 0.00 (cm ²)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$19 \text{ #6} \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1*2.25 + 18*0.25$$

Dirección Y:

$$10 \text{ #6} \quad l = 4.72 \text{ (m)} \quad e = 1*1.13 + 9*0.25$$

Superiores:

Dirección X:

$$19 \text{ #6} \quad l = 2.42 \text{ (m)} \quad e = 1*2.25 + 18*0.25$$

Dirección Y:

$$10 \text{ #6} \quad l = 4.72 \text{ (m)} \quad e = 1*1.13 + 9*0.25$$

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

$$4 \text{ #6} \quad l = 1.37 \text{ (m)} \quad e = 1*0.93 + 1*0.43$$

$$45 \text{ #3} \quad l = 1.94 \text{ (m)} \quad e = 1*0.10 + 3*0.20$$

2 CUANTITATIVO:

- Volumen del hormigón = 6.08 (m³)
- Superficie de encofrado = 7.91 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 446.62 (kG)
 - Densidad = 73.50 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 18.6 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	9.69	5.42
#6	197.13	441.20

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES AISLADAS:

Nivel: CIMENTACION: -2.50.

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
 Cota de nivel : -2.50
 Resistencia al fuego : 8 (h)

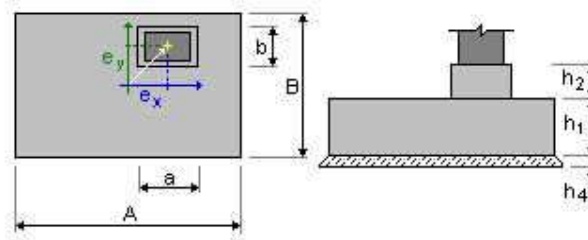
1.00 ZAPATAZ COMBINADA - Z-12A : EXCENTRICA

1.1 Datos básicos

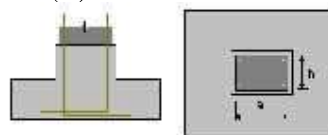
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008/AC:2009
- Norma para los cálculos de hormigón armado : ACI 318-11
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 3.20 (m)	a	= 0.50 (m)
B	= 3.70 (m)	b	= 0.50 (m)
h1	= 0.50 (m)	ex	= -0.40 (m)
h2	= 0.25 (m)	ey	= 0.60 (m)
h4	= 0.10 (m)		



a'	= 50.0 (cm)
b'	= 50.0 (cm)
c1	= 5.0 (cm)
c2	= 5.0 (cm)

1.1.3 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	fc' = 210.00 (kgf/cm ²)
Densidad	:	2400.00 (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	fy = 4200.00 (kgf/cm ²).

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	F _x (tf)	F _y (tf)	M _x (tf*m)	M _y (tf*m)
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	13.85	0.14	0.00	0.00	0.63
U=1.25(CM+CV)+CSX		----	33.85	0.35	0.00	0.00	1.23

1.1.5 Lista de combinaciones

1/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=13.85 My=0.63 Fx=0.14
2/	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=33.85 My=1.23 Fx=0.35
3/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=13.85 My=0.63 Fx=0.14
4/*	ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX N=33.85 My=1.23 Fx=0.35

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión:0.00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Condiciones sin drenaje
- Enfoque de cálculo: 1

A1 + M1 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.00$$

$$\gamma_{c'} = 1.00$$

$$\gamma_{cu} = 1.00$$

$$\gamma_{qu} = 1.00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

A2 + M2 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1.25$$

$$\gamma_{c'} = 1.25$$

$$\gamma_{cu} = 1.40$$

$$\gamma_{qu} = 1.40$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.00$$

$$\gamma_{R,v} = 1.00$$

$$\gamma_{R,h} = 1.00$$

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo:	N ₁	= 0.00 (m)
Nivel max. de la cimentación:	N _a	= -2.00 (m)
Nivel del fondo del excavado:	N _f	= -2.50 (m)

1. GW. GRAVA BIEN GRADADA CO POCO FINOS.

• Nivel del suelo:	0.00 (m)
• Espesor:	3.00 (m)
• Peso volumétrico:	2080.00 (kG/m3)
• Densidad del sólido:	2080.00 (kG/m3)
• Angulo de rozamiento interno:	52.0 (Deg)
• Cohesión:	0.02 (tf/m2)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

N=33.85

My=1.23

Fx=0.35

Coefficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 92.61 (tf)

Carga de diseño:

Nr = 126.46 (tf)

Mx = -19.48 (tf*m)

My = -11.50 (tf*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

$|eB| = 0.09$ (m)

$|eL| = 0.15$ (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

$B' = B - 2|eB| = 3.02$ (m)

$L' = L - 2|eL| = 3.39$ (m)

$q_u = 25.70$ (tf/m²)

$p_{le}^* = 10.18$ (tf/m²)

$D_e = D_{min} - d = 2.75$ (m)

$k_p = 1.30$

$q'_{0} = 5.72$ (tf/m²)

$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_{0} = 19.00$ (tf/m²)

Tensión en el suelo: $q_{ref} = 15.17$ (tf/m²)

Coefficiente de seguridad: $q_{lim} / q_{ref} = 1.253 > 1$

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

N=33.85

My=1.23

Fx=0.35

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto:

s = 0.09

s_{lim} = 0.17

Deslizamiento

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$

N=13.85

My=0.63

Fx=0.14

Coefficientes de carga:

1.00 * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 68.60 (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 82.45$ (tf) $M_x = -7.70$ (tf*m) $M_y = -4.40$ (tf*m)
 Dimensiones equivalentes de la cimentación: $A_{_} = 3.20$ (m) $B_{_} = 3.70$ (m)
 Superficie de deslizamiento: 11.84 (m²)
 Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0.30$
 Cohesión: $c_u = 2.04$ (tf/m²)
 Presión del suelo considerada:
 $H_x = 0.14$ (tf) $H_y = 0.00$ (tf)
 $P_{px} = -81.14$ (tf) $P_{py} = 0.00$ (tf)
 $P_{ax} = 1.14$ (tf) $P_{ay} = 0.00$ (tf)
 Valor de la fuerza de deslizamiento $H_d = 0.00$ (tf)
 Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
 - en el nivel del asiento: $R_d = 24.15$ (tf)
 Estabilidad a deslizamiento: Elevado

Vuelco

Alrededor del eje OX

Combinación dimensionante:
ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$
 $N=13.85$
 $M_y=0.63$
 $F_x=0.14$

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
 1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 68.60$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 82.45$ (tf) $M_x = -7.70$ (tf*m) $M_y = -4.40$ (tf*m)
 Momento estabilizador: $M_{stab} = 144.92$ (tf*m)
 Moment de vuelco: $M_{renv} = 0.00$ (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: Elevado

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante:
ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$
 $N=33.85$
 $M_y=1.23$
 $F_x=0.35$

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
 1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 68.60$ (tf)

Carga de diseño:

$N_r = 102.45$ (tf) $M_x = -19.70$ (tf*m) $M_y = -11.64$ (tf*m)
 Momento estabilizador: $M_{stab} = 176.99$ (tf*m)
 Moment de vuelco: $M_{renv} = 1.49$ (tf*m)
 Estabilidad al vuelco: $118.6 > 1$

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : sí

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Punzonamiento

Combinación dimensionante:

ELU : $U=1.25(CM+CV)+CSX$ $N=33.85$ $M_y=1.23$ $F_x=0.35$

	Coefficientes de carga:	0.90 * peso de la cimentación	
		0.90 * peso del suelo	
(tf*m)	Carga de diseño: Nr = 95.59 (tf)	Mx = -19.76 (tf*m)	My = -11.68
	Longitud del perímetro crítico:	3.76 (m)	
	Fuerza de punzonamiento:	30.14 (tf)	
	altura útil de la sección	heff = 0.44 (m)	
	Tensión cortante:	18.22 (tf/m ²)	
	Tensión cortante admisible:	115.29 (tf/m ²)	
	Coefficiente de seguridad:	6.328 > 1	

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

$$ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX$$

$$N=33.85$$

$$My=1.23$$

$$Fx=0.35$$

$$My = 9.10 \text{ (tf*m)} \quad A_{sx} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$ELU : U=1.25(CM+CV)+CSX$$

$$N=33.85$$

$$My=1.23$$

$$Fx=0.35$$

$$Mx = 8.89 \text{ (tf*m)} \quad A_{sy} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9.31 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras superiores:

$$A'_{sx} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

$$\text{Armaduras longitudinales } A = 25.00 \text{ (cm}^2) \quad A_{\text{min.}} = 25.00 \text{ (cm}^2)$$

$$A = 2 * (Asx + Asy)$$

$$Asx = 12.50 \text{ (cm}^2) \quad Asy = 0.00 \text{ (cm}^2)$$

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$15 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 \quad l = 3.12 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.75 + 14 * 0.25$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 \quad l = 3.62 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.50 + 12 * 0.25$$

Superiores:

Dirección X:

$$15 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 \quad l = 3.12 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.75 + 14 * 0.25$$

Dirección Y:

$$13 \text{ B } 400 \text{ S } \#6 \quad l = 3.62 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1.50 + 12 * 0.25$$

2.3.2 Fuste
Armaduras longitudinales

Esperas

Armaduras longitudinales

4 B 400 S #6	l = 1.29 (m)	e = 1*0.38 + 1*0.43
4 B 400 S #6	l = 1.25 (m)	e = 1*-0.62 + 2*0.22

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 5.98 (m3)
- Superficie de encofrado = 7.40 (m2)

- Acero B 400 S
 - Peso total = 448.33 (kG)
 - Densidad = 74.94 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 18.6 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	9.69	5.42
#6	197.89	442.91

- EL DISEÑO DE LA ZAPATA Z-13ACONTIRNR CARGAR CRITICAS, REPRESENTATIVAS AL DISEÑO DE LA ZAPATA Z-13B. POR SER ESTE LAS MISMAS DIMENSIONES. VER PLANO DE CIMENTACIONES.

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACION:

1. Nivel: CIEMIENTO

Nombre : Tesis: Diseño sismorresistente de un edificio de siete niveles bajo la metodología BIM. En la provincia de Pomabamba, Ancash.
Cota de nivel : -2.80
Resistencia al fuego : 8 (h)

1. Losa: Losa de cimentación Escalera

1.1. Armadura:

Tipo : Losa de planta de cimentación ascensor de hormigón armado
Dirección armaduras principales : 0°
Clase de armaduras principales : resistencia característica = 4200 kgf/cm²
Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.3 (cm) d2 = 1.3 (cm)
superiores d1 = 1.3 (cm) d2 = 1.3 (cm)
Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 4.00 (cm)
superior c2 = 4.00 (cm)

1.2. Hormigón:

Clase : Concreto; $f_c = 210.06$ kgf/cm²
Densidad : 2400.00 (kG/m³)

1.3. Hipótesis

Cálculos según la norma : ACI 318-11
Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
Flecha admisible : 30.0 (mm)
Verificación del punzonamiento : sí
Tipo de cálculos : flexión

1.4. Geometría de la losa

Espesor 0.40 (m)

Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	2.40	3.30	0.80	3.30	1.60
2	0.80	3.30	0.00	3.30	0.80
3	0.00	3.30	0.00	0.00	3.30
4	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80
5	0.80	0.00	2.40	0.00	1.60
6	2.40	0.00	2.40	0.80	0.80
7	2.40	0.80	2.40	3.30	2.50

Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
0	lineal	1.50 / 0.20	2.40	1.65	
0	lineal	0.20 / 1.50	1.65	2.40	
0	lineal	0.20 / 1.50	1.65	0.90	
0	lineal	1.50 / 0.20	0.90	1.65	
0	lineal	1.00 / 1.00	0.00	0.00	

* - presencia del capitel

1.5. Resultados de los cálculos:

1.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Armadura real (cm2/m):	14.55	14.55	7.42	7.42
Armadura teórica modificada (cm2/m):	7.20	7.20	7.20	7.20
Ar r 7.20 7.20 a u r a 1.50;1.50 0.40; r :	7.20	7.20		
	2.40;1.40	1.50;1.50		

1.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Símbolos: sección teórica/sección real				
Ax(+) (cm2/m)	7.20/14.55	7.20/14.55	7.20/14.55	7.20/14.55
Ax(-) (cm2/m)	0.00/14.55	7.20/14.55	0.00/14.55	0.00/14.55
Ay(+) (cm2/m)	7.20/7.42	7.20/7.42	7.20/7.42	7.20/7.42
Ay(-) (cm2/m)	0.00/7.42	0.00/7.42	0.00/7.42	7.20/7.42
Coordenadas (m)	1.50;1.50	2.40;1.40	1.50;1.50	0.40;0.00
Coordenadas* (m)	5.63;8.60;-1.80	6.53;8.50;-1.80	5.63;8.60;-1.80	4.53;7.10;1.80
* - Coordenadas en el sistema global de la estructura				

1.5.3. Punzonamiento

Apoyo n.º/ Punto	Posición (m)			Geometría: (m)			
	x	y	z	a	b	d	h
P1	0.00	0.00	fuerza		1.00	1.00	-

Apoyo n.º/ Punto	Cargas: (kgf)		Perímetro crítico (m)		Qadm / Q
	Q	Qadm	bo		
P1	40788.65	58090.07	1.37		1.42 > 1

Apoyo n.º/ Punto: P1

$$V = 40788.65 \text{ (kgf)}$$

$$M_x = 0.00 \text{ (kgf*m)}$$

$$M_y = 0.00 \text{ (kgf*m)}$$

$$A = 0.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$x = 0.40$$

$$y = 0.40$$

$$C_{maxx} = 0.17$$

$$C_{maxy} = 0.17$$

$$C_{minx} = -0.51$$

$$C_{miny} = -0.51$$

$$J_x = 2741146.6 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_y = 2741146.6 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$c = 1.00$$

$$= 1.00$$

$$s = 40.00$$

$$= 0.75$$

$$S1 = 6.00$$

$$heff = 36.8 \text{ (cm)}$$

$$vlim = 11.53 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$v = 8.10 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$A = 0.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

Combinación/Componente	Definición
ELU/7	$(1+2+3)*1.40+4*1.70$
ELU/13	$(1+2+3+4+9)*1.25$
ELU/14	$(1+2+3+4+10)*1.25$
ELU/15	$(1+2+3+4)*1.25+6*1.00$
ELU/16	$(1+2+3+4)*1.25+8*1.00$

2. Resultados teóricos - disposiciones de las armaduras

Lista de soluciones:
Armado con barras

Solución n.º	Armaduras	Peso total
	Diámetro / Peso	(kG)
1	-	199.40
2	-	228.94
3	-	228.94
4	-	228.94
5	-	228.94
6	-	258.48
7	-	353.01
8	-	353.01
9	-	506.62

Resultados para la solución n.º 1
Zonas de armadura

Armadura inferior

Nombre	coordenadas				Armaduras adoptadas	At
	Ar					
	x1	y1	x2	y2	# / (cm)	(cm ² /m)
	(cm ² /m)					
1/1- Ax Principal	0.00	0.00	2.40	3.30	#8 / 8.9	7.20 <
	8.02					
1/2- Ay Perpendicular	0.00	0.00	2.40	3.30	#8 / 8.9	7.20 <
	8.02					

Armadura superior

Nombre	coordenadas				Armaduras adoptadas	At
	Ar					
	x1	y1	x2	y2	# / (cm)	(cm ² /m)
	(cm ² /m)					
1/1+ Ax Principal	0.00	0.00	2.40	3.30	#6 / 8.9	7.20 <
	8.02					
1/2+ Ay Perpendicular	0.00	0.00	2.40	3.30	#36/ 8.9	7.20 <
	8.02					

3. Cuantitativo

Volumen del hormigón	= 3.17 (m3)
Superficie de encofrado	= 7.92 (m2)
circunferencia de la losa	= 11.40 (m)
Superficie de los huecos	= 0.00 (m2)

Acero

Peso total	= 305.06 (kG)
Densidad	= 96.29 (kG/m3)
Diámetro medio	= 19.2 (mm)
Lista según diámetros:	

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#6	62.13	96.57
#8	68.44	208.49

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL MURO ESTRUCTURAL - ESCALERA

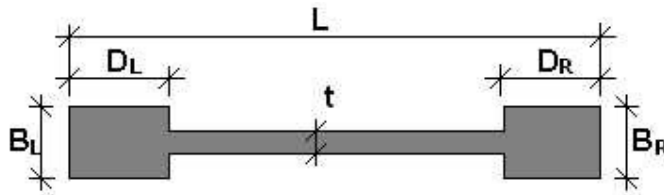
- Nombre : MURO ESTRUCTURAL PL-01 ESCALERA
- Cota de nivel : 0.00 (m)-19.60(m)
- Resistencia al fuego : 8(h)
- Tipo de ambiente : no agresivo

2 Muro: M. ESTRUCTURAL. ESC.

2.1 Característica de los materiales:

Hormigón:	:	$f_c' = 210.00$ (kgf/cm ²)
Densidad	:	$=2400.00$ (kg/m ³)
Armaduras longitudinales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armaduras transversales	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)
Armadura adicional:	:	$f_y = 4200.00$ (kgf/cm ²)

2.2 Geometría:



Altura:	2.80 (m)
Longitud:	2.50 (m)
Espesor:	25.0 (cm)

Elementos de borde:

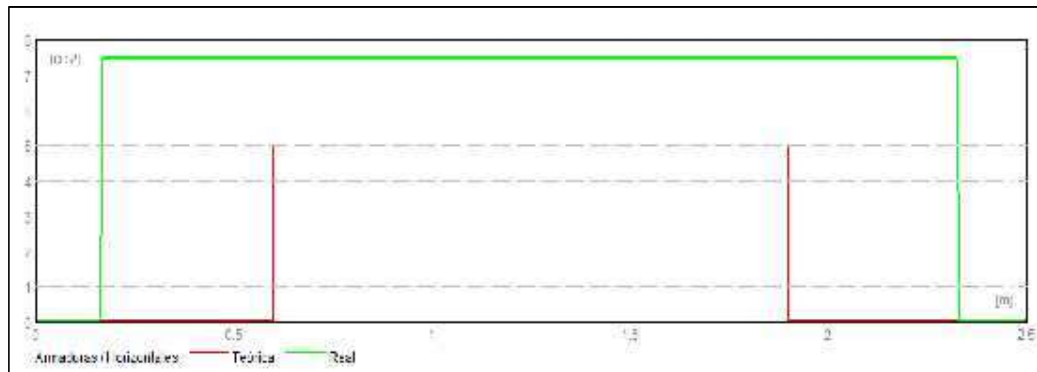
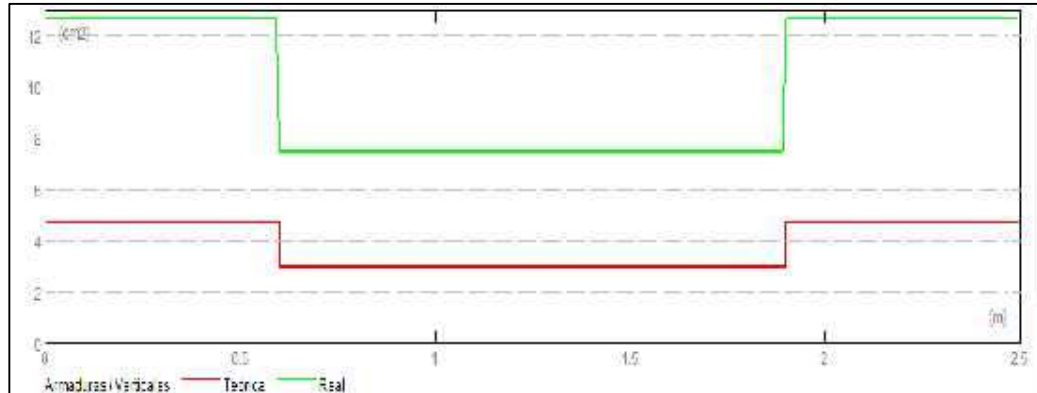
BL:	20.0 (cm)
DL:	60.0 (cm)
BR:	20.0 (cm)
DR:	60.0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

Cálculos según la norma:	ACI 318-11
Recubrimiento de la armadura:	4.00 (cm)

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Diagramas



2.4.2 Resultados teóricos - detalles:

2.4.2.1 Combinaciones

2.4.2.1.1 Solicitaciones ELU

ELU.1 - $U=1.4CM+1.7CV$:
1.4 P.P +1.4 CM. ACB. TAB. +1.4 CM. ASCEN. +1.7 C.V

ELU.2 - $U=1.25(CM+CV+CVX)$:
1.25 P.P +1.25 CM. ACB. TAB. +1.25 CM. ASCEN. +1.25 C.V +1.25 Simulación de viento X+ 81.20 m/s (variable)

ELU.3 - $U=1.25(CM+CV+CVY)$:
1.25 P.P +1.25 CM. ACB. TAB. +1.25 CM. ASCEN. +1.25 C.V +1.25 Simulación de viento Y+ 81.20 m/s (variable)

ELU.4 - $U=1.25(CM+CV)+CSx$:
1.25 P.P +1.25 CM. ACB. TAB. +1.25 CM. ASCEN. +1.25 C.V +1 SX Dirección_X

ELU.5 - $U=1.25(CM+CV)+CVy$:
1.25 P.P +1.25 CM. ACB. TAB. +1.25 CM. ASCEN. +1.25 C.V +1 SY Dirección_Y

2.4.2.2 Cizallamiento

Combinación Dimensionante: ELU.5

$$\underline{V_u} = 561.71 \text{ (kN)}$$

$$\underline{M_u} = -99.17 \text{ (kN*m)}$$

$$\underline{N_u} = 3428.18 \text{ (kN)}$$

$$A_{cv} = 0.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{c1} = 1183.11 \text{ (kN)} \quad (11-27)$$

$$M_u/V_u - l_w/2 < 0 \quad (11-28)$$

$$V_c = V_{c1}$$

$$V_c = 1183.11 \text{ (kN)}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$561.71 \text{ (kN)} < 887.33 \text{ (kN)}$$

$$\rho_t = \rho_{t \text{ min}} = 0.002 \quad (14.3.3)$$

$$\rho_l = \rho_{l \text{ min}} = 0.0012 \quad (14.3.2)$$

2.4.2.3 Compresión/flexión

Borde izquierdo:

Combinación dimensionante: ELU.1

$$\underline{M_u} = 222.98 \text{ (kN*m)}$$

$$\underline{N_u} = 4747.34 \text{ (kN)}$$

$$A_{sL} = 4.73 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Borde derecho:

Combinación dimensionante: ELU.1

$$\underline{M_u} = 222.98 \text{ (kN*m)}$$

$$\underline{N_u} = 4747.34 \text{ (kN)}$$

$$A_{sR} = 4.73 \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.5 Armadura:

2.5.1 Armaduras distribuidas

Tipo	Número:Acero	Diámetro	A	B	C	Separación
			(m)	(m)	(m)	(m)
Armadura vertical	14	#6	2.72	0.00	0.00	0.19
Armadura horizontal	30	#4	2.14	0.00	0.00	0.19

2.5.2 Armadura de borde

Borde izquierdo:

Tipo	Número:Acero	Diámetro	A (m)	B (m)	C (m)	Separación (m)
rectas	10	#6	2.72	0.00	0.00	-
Horquillas	28	#3	0.00	0.11	0.00	0.10
Armadura horizontal	28	#3	0.00	0.11	0.51	0.10

Borde derecho:

Tipo	Número:Acero	Diámetro	A (m)	B (m)	C (m)	Separación (m)
rectas	10	#6	2.72	0.00	0.00	-
Horquillas	28	#3	0.00	0.11	0.00	0.10
Armadura horizontal	28	#3	0.00	0.11	0.51	0.10

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 1.40 (m³)
- Superficie de encofrado = 15.12 (m²)
- Acero
- Peso total = 320.27 (kG)
- **Lista según diámetros:**

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)
#3	88.00	49.24
#4	64.09	63.76
#6	92.61	207.28

PLAN DE GESTION BIM

Arquitectura - Estructura Proyecto: Vivienda multifamiliar de siete niveles – Pomabamba-Ancash.

Este plan de Gestión BIM define como ha de ser ejecutado, monitoreado y controlado el proyecto de diseño estructural con respecto al concepto BIM. Uno de los propósitos principales es sentar claridad sobre las responsabilidades de cada actor y que pueden esperar entre si los miembros del proyecto.

1. Información del Proyecto

1.1 IDENTIFICACIÓN

- **Nombre del Proyecto:** “Diseño estructural sismorresistente de un edificio de siete Niveles en la provincia de Pomabamba, Ancash, 2018”.
- **Nombre de la Vivienda:** Vivienda Multifamiliar Rodríguez

Código de identificación del proyecto: 001

Dirección: jr. Jorge Chavez N°512 barr. Convento. Distrito de Pomabamba, Provincia de Pomabamba Ancash. Cliente: Familia Rodríguez

1.2 Contactos del Equipo de Proyecto

Detalles de contacto:

NOMBRE	PROFESION	TELEFONO	CORREO_E
Lucero, Díaz Támara	ARQUITECTA	938256958	Lustei_52@hotmail.com
Noe, Dominguez Hurtado	Bachiller en ingeniería Civil	928274441	Rusben_152@hotmail.com
Alan, Moreno Minaya	Bachiller en ingeniería Civil	957822002	Alanmoreno20@gmail.com

Cambios en el equipo de proyecto:

NOMBRE	PROFESION	TELEFONO	CORREO_E
Helmer, Moreno Huaman	Ing. Cvil	985624536	Baco_58@hotmail.com

2 GESTION BIM

2.1 General

Descripción: Este PGB define la ejecución, monitoreo y control de la metodología BIM para este proyecto.

Aplicación de este PGB: **Modelado, análisis, resultados y presentación.**

Autores de este PGB: **Noe, Domínguez Hurtado y Minaya Alan**

Estrategia de revisión y actualización del PGB: **Cada objetivos del proyecto culminados**

3 PROCEDIMIENTOS DE COMUNICACIÓN, COLABORACIÓN Y COORDINACIÓN

3.1 General

Estrategia de gestión en comunicación e información colaborativa:

3.2 Reuniones

Programa de Reuniones: Las reuniones se mantendrán como se muestra en la **Programación de Reuniones BIM.**

3.3 Coordinación

La coordinación entre las disciplinas de estructura y arquitectura, se realizan mediante la Plataforma de coordinación.

3.4 Instalaciones para la Coordinación

Proveedor de las instalaciones para la realización de las reuniones de coordinación: NEFI CONSTRUCCIONES S.I.R.L.

4 MODELADO

4.1 General

Correcciones a las coordenadas espaciales del Proyecto: **Noé Domínguez**

Estrategia para importar la información del programa de áreas o programa de diseño: **Herramienta BIM 360**

Estrategia para la actualización y coordinación de los cambios hechos durante el proceso constructivo, dentro de los archivos BIM del modelo a entregar (modelo record). Plataforma Revit.

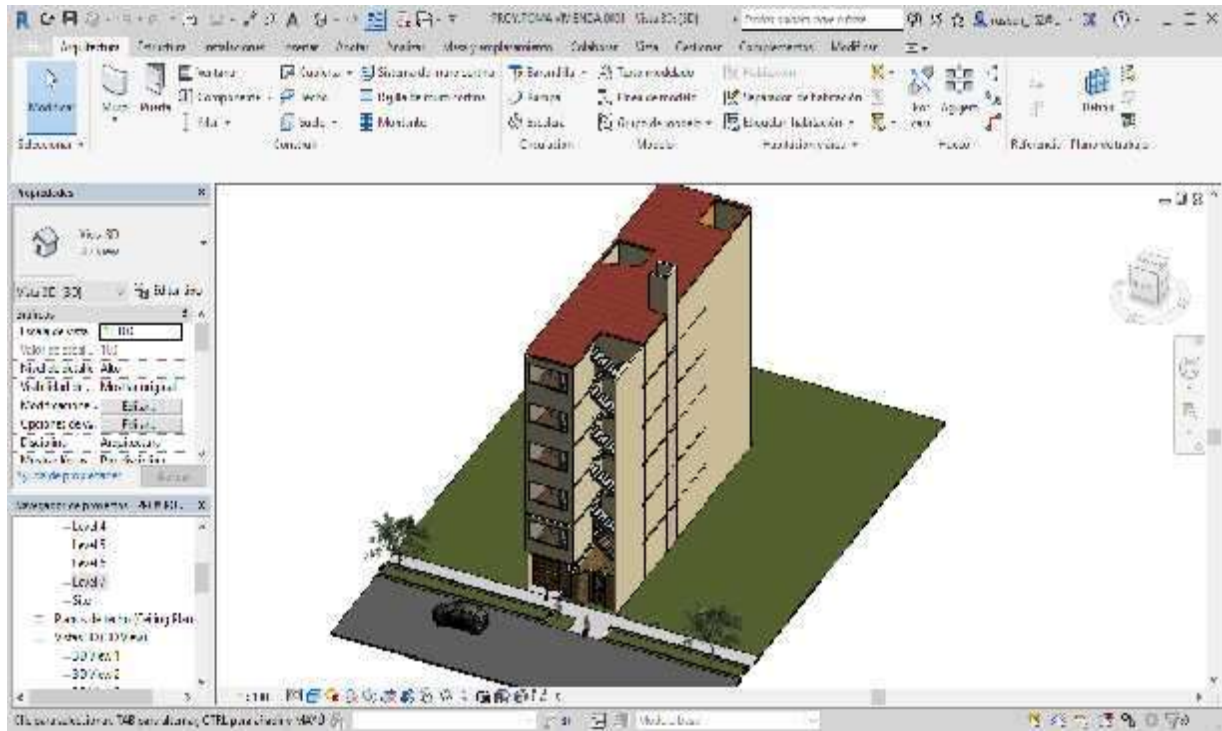


figura N°01. Modelo arquitectónico para la interoperabilidad entre la disciplina de estructura.

4.2 Control de calidad del(los) Modelo(s)

Estrategia para mantenimiento de los estándares de calidad del(los) Modelo(s) para el proyecto

5 INTERCAMBIO DE MODELOS

5.1 Intercambio de Modelos

Requerimiento: archivos de intercambio de modelos con el BIM Manager en los intervalos documentados en la **Programación de Intercambio de Modelos** (Model exchange schedule).

5.2 Intercambio CAD

Requerimiento: Archivos de intercambio CAD con el administrador BIM en los intervalos documentados en la **Programación de Intercambio CAD** (CAD exchange schedule).

5.3 Responsabilidades de los elementos de Modelo

Responsabilidades: Los autores de los elementos de modelo son responsables de la generación, edición y colocación de los elementos asignados a ellos en la **Programación de Responsabilidades de los elementos de Modelo** (Model element responsibilities schedule) para la duración de los periodos indicados.

5.4 Permisos de Modelado

Reglas: Se permite a los autores de los elementos de modelo en los elementos asignados a ellos en el **Programa de Permisos de Modelado** (Modelling permissions schedule), solamente en la extensión indicada.

5.5 Desarrollo del Modelo

Desarrollo del modelo colaborativo: Los autores de los elementos de modelo son responsables del desarrollo de cada elemento al final de cada fase del proyecto, dentro del Nivel de Desarrollo (LOD) indicado en la **Matriz de Colaboración de Modelado** (Model collaboration matrix).

5.6 Protocolos de Desarrollo de Modelos

Protocolos de Desarrollo de Modelos: **Planeación inicial, modelado virtual en coordinación con las disciplinas bajo la plataforma Revit y Autodesk Robot Structural.**

6.7 Visualización de diseño para análisis funcionales (NBG clause 7.2.2) Metodos para mostrar funcionalidades para requerimientos de los ocupantes:

Métodos para mostrar vías de circulación para la entrega, suministro, procesamiento y almacenamiento de materiales

Metodo para mostrar los espacios reservados para operaciones, reparación, mantenimiento y reemplazo de equipamientos principales.

6.8 Comprobación de Códigos (NBG clause 7.2.3) Estrategia para comprobación de códigos:

6.9 Evaluación de Sostenibilidad (NBG clause 7.2.4) Estrategia para la evaluación de Sostenibilidad:

6.10 Análisis y modelado Estructural (NBG clause 7.3) Estrategia para Análisis y modelado Estructural

6.11 Análisis Energético (NBG clause 7.4.1) Estrategia para el modelado Energético:

6.12 Balanceo y Pruebas Virtuales (NBG clause 7.4.2) Estrategia para Balanceo y Pruebas Virtuales:

6.13 Analisis de Iluminación (NBG clause 7.4.3) Estrategia para modelado de iluminación:

6.14 Otros análisis de ingeniería (NBG clause 7.4.4) *Strategy for other engineering modelling*

6.15 Cantidades de Obras y Planeación de Costos – 5D (NBG clause 7.5) Aproximación a Cantidades de Obras y planeación de costos

6.16 Detección de Colisiones / coordinación (NBG clause 7.6.1) Requerimientos Mínimos: Conforme a *NATSPEC National BIM Guide*.

Procedimientos para Detección de Colisiones:

Reglas para detección de Colisiones:

Colores para detección de colisiones:

Grupos de detección de colisiones: llevar a cabo las detecciones de colisiones entre grupos de elementos en el orden mostrado en el **Programa de Detección de Colisiones** (Clash detection schedules).

6.17 Diseño del sistema constructivo (NBG clause 7.6.2) Estrategia para el diseño del sistema constructivo

7 INFORMATION TECHNOLOGY

7.1 Intercambio de datos

Sistema para el alojamiento, transferencia y acceso de datos entre disciplinas técnicas:

Estrategia para establecer y administrar el sistema de Tecnología de Información (IT system):

7.2 Software del Proyecto

Software: El software a usar en cada disciplina para usos específicos de BIM en el proyecto se muestra en la **programación del software de proyecto** (Project software schedule).

7.3 Pruebas de compatibilidad entre Software

Requerimiento: Testee el software que intercambiará archivos en el proyecto para compatibilidad y registro de los resultados en la **Tabla de Compatibilidad de Software** (Software compatibility testing schedule).

7.4 Actualizaciones de Software

Estrategia para Actualizaciones de Software

7.5 Formatos de Archivos

Formatos de archivos del Modelo:

Archivo de formato CAD

Convenciones para Nomenclatura de archivos

7.6 Intercambio de archivos

Estandar para protocolo de Intercambio de Archivos

8 ENTREGABLES

8.1 General

Requerimiento: Proveer entregables como se documenta en la **Programación de Entregables** (Deliverables schedule).

8.2 Formatos de los Entregables

Formatos de los Entregables Digitales: Formatos de entregarles físicos: **modelo arquitectónico Revit-2018. (rvt, rfa), modelo estructural Robot structural (rtd)**

8.3 Periodo de Entrega de Respuestas

Periodo en el cual el receptor de los entregables deberá dar aviso a los autores de el no cumplimiento de los requerimientos documentados

9. PROGRAMACIONES

9.1 Programación de Reuniones BIM (BIM meeting schedule)

Tipo de Reunion	Frecuencia	Participantes
Reunion de Diseño	Cada fin de semana	Lucero, Díaz Támara Noe, Dominguez Hurtado Alan, Moreno Minaya
Reunion de Coordinación	Cada 15 dias	
Reunion de modelado BIM	Cada fin de semana	
Reunion de Revision del PGB	Cada mes	

GESTION BIM

9.2 Programación de Intercambio de Modelos (Model exchange schedule)

Disciplina	Establecimiento	Diseño Esquemático	Desarrollo del Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración de Edificios
Arquitectura	Nefi constrcciones	Modelo vinculantes	interoperabilidad			
Estructura	Nefi constrcciones	Modelo vinculantes	interoperabilidad			

9.3 Leyenda para la programación de Responsabilidades en Modelado de Elementos

Disciplina.	Disciplina.
<div style="display: inline-block; width: 150px; height: 25px; background-color: #ADD8E6; border: 1px solid black;"></div> Arquitectura	<div style="display: inline-block; width: 150px; height: 25px; background-color: #FFFF00; border: 1px solid black;"></div> MEP
<div style="display: inline-block; width: 150px; height: 25px; background-color: #FF00FF; border: 1px solid black;"></div> Estructura	<div style="display: inline-block; width: 150px; height: 25px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black;"></div> Otro

9.5 Programación de Responsabilidades de los elementos de Modelo (Model element responsibilities schedule)

Elemento de Modelo	Fase del Proyecto						Notas
	Diseño Conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
	DC	DE	DD	DC	CN	AE	
ESPACIAL							
Límites del sitio, limitantes							
Grillas							
Niveles							
Zonas							
Espacios, cuartos							

GESTION BIM

SITIO							
Topografía							
Excavaciones							
Servicios							
Vias							
Parqueaderos							
Camino, pavimentación							
Muros, vallas							
Paisajismo							
SUBESTRUCTURA							
Cimentaciones							
Muros de contención							
Drenaje subterráneo							
ESTRUCTURA							
Placas estructurales							
Vigas							

Elemento de Modelo	Fase del Proyecto						Notas
	Diseño Conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
	DC	DE	DD	DC	CN	AE	
Fozos							

GESTION BIM

Escaleras y rampas										
Muros - vigas de carga										
Columnas										
CERRAMIENTOS										
Cubiertas										
Revestimientos										
Revestimientos de columnas										
Muros cortina										
Ventanas										
Puertas externas, aperturas										
INTERIOR										
Particiones										
Puertas internas, aberturas										
Cielos										
Pisos										
Pasamanos										

ada especialista tendrá permiso de realizar cambios o solo visualizar los modelos que diseñen

9.6. Programa de Permisos de Modelado (Modelling permissions schedule)

Elemento de modelo	Diseño Esquemático			Desarrollo de Diseño			Documentación Contractual			Notas
	Arq	Estr	MEP	Arq	Estr	MEP	Arq	Estr	MEP	
ESPACIAL										
Elemento										
Acción										
Acción										
SITIO										

GESTION BIM

Elemento										
Acción										
Acción										
SUB ESTRUCTURA										
Elemento										
Acción										
Acción										
ESTRUCTURA										
Elemento										
Acción										
Acción										
CERRAMIENTOS										
Elemento										
Acción										

9.7 Leyenda para la Matriz de Colaboración de Modelado (model collaboration matrix)

Fase de Proyecto

AEM Autor de Elemento de Modelo

LOD Nivel de Desarrollo

[Fecha]

GESTION BIM

DC	Diseño Conceptual	A	Architect	100	Conceptual
DE	Diseño Esquemático	C	Contratista	200	Geometria Aproximada
DD	Desarrollo de Diseño	E	Ingeniero Electrico	300	Geometria Precisa
DC	Documentación Contractual	M	Ingeniero Mecánico		
CN	Construcción	H	Ingeniero Hidraulico		
AE	Administración de Edificios	S	Ingeniero Estructural		

9.8 Matriz de Colaboración de Modelado (Model collaboration matrix)

Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		seño Conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
Parqueaderos								
Caminos, pavimentación								
Muros, vallas								
Paisajismo								
SUBESTRUCTURA								
Cimentaciones								
Muros de contención								
Drenaje subterraneo								
ESTRUCTURA								
Placas estructurales								

GESTION BIM

Vigas								
Fozos								
Escaleras y rampas								
Muros - vigas de carga								
Columnas								
Estructuras de Cubiertas								
CERRAMIENTOS								
Cubiertas								
Revestimientos								
Revestimientos de columnas								
Muros cortina								
Ventanas								

[Fecha]

GESTION BIM

Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		diseño conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
ESPACIAL								
Limites del sitio, limitantes		A						
Grillas								
Niveles								
Zonas								
Espacios, cuartos								
SITIO								
Topografía								
Excavaciones								
Aguas Pluviales								
Servicios								
Vías								

GESTION BIM

Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		diseño conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
ESPACIAL								
Limites del sitio, limitantes		A						
Grillas								
Niveles								
Zonas								
Espacios, cuartos								
SITIO								
Topografía								
Excavaciones								
Aguas Pluviales								
Servicios								
Vías								

[Fecha]

GESTION BIM

Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		seño Conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
Parqueaderos								
Camino, pavimentación								
Muros, vallas								
Paisajismo								
SUBESTRUCTURA								
Cimentaciones								
Muros de contención								
Drenaje subterráneo								
ESTRUCTURA								
Placas estructurales								
Vigas								
Fozos								
Escaleras y rampas								
Muros - vigas de carga								
Columnas								
Estructuras de Cubiertas								
CERRAMIENTOS								
Cubiertas								

[Fecha]

GESTION BIM

Revestimientos								
Revestimientos de columnas								
Muros cortina								
Ventanas								

GESTION BIM

Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		diseño conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
Puertas externas, aperturas								
INTERIOR								
Particiones								
Puertas internas, aberturas								
Cielos								
Pisos								
Pasamanos								
Amoblamiento, accesorios y equipamiento (F, F & E)								
In situ, carpintería								
Accesorios								
Ajustes								
Equipamiento (no de servicio)								
Amoblamiento								
Señalización								
MECANICO								

[Fecha]

GESTION BIM

Plantas y equipos								
Ductería								
Tubería								
HIDRAULIC								
Plantas y equipos								
Aparatos sanitarios								
Tubería								
Elemento de Modelo	AEM	Fase de Proyecto						Notas
		diseño conceptual	Diseño Esquemático	Desarrollo de Diseño	Documentación Contractual	Construcción	Administración Edificios	
		DC	DE	DD	DC	CN	FM	
Instalaciones contra incendios								
ELECTRICO								
Aparatos electricos								
Salidas electricas								
Switches y tableros de distribución								
Bandejas, ductos								
iluminación								
Comunicaciones								
Seguridad								
TRANSPORTE								
Elevadores, escaladores								

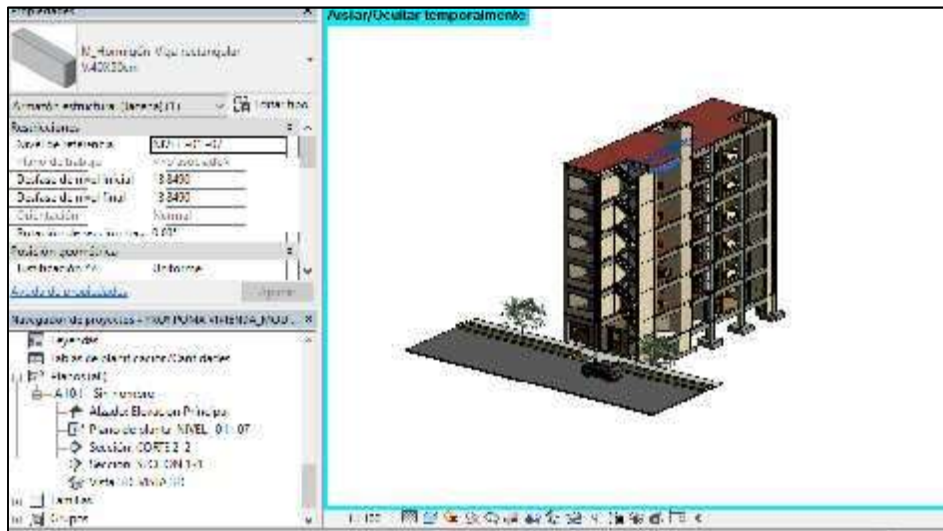
[Fecha]

GESTION BIM

MODELO PARAMÉTRICO BIM-ARQUITECTONICA -ESTRUCTURA.

Nivel de presentación:	: Presentación 3° grado (planos de construcción)
Formatos vinculados mediante IFC	: (rvt, rfa), (rtd)
Modelos con elementos 4D y 5D	: NO
Colaboración con la nube	: SI

MODELO PARAMETRICO BIM



10 .APENDICES

10.1 Apendice A – Lista de directrices del Proyecto Items Aplicables Generalmente

- Definiciones: Define los términos usados en las directrices.
- Estructura de archivos del proyecto: Detalla la estructura de archivos de la ubicación central de almacenamiento para los modelos y archivos compartidos.
- Organización de la Biblioteca de objetos del proyecto: Detalla la estructura de archivos de la Biblioteca de objetos, permisos de modelado y acceso y control de versiones.
- Tipos de archivos de emisión: Define los tipos de archivos a ser emitidos electrónicamente.
- Unidades de medida y precisión en dimensiones: Detalla las unidades a usar y la precisión en dimensiones the dimensional accuracy required for models.
- Espacios/ validación breve: Define terminos y metodos estandar para medición asociada con el cálculo de areas.
- Nomenclatura de areas y espacios: Detalla los protocolos y convenciones de nombramiento para areas y espacios.
- Nombramiento de elementos: Detalla las convenciones y protocolos para nombramiento de elementos como muros, pisos, cubiertas y cielos.
- Sistema de clasificación de elementos: Detalla el sistema usado para identificar, clasificar, y agrupar filtros de elementos de modelos.
- Nombramiento de sistemas MEP : Detalla las convenciones y protocolos para sistemas mecanicos, electricos y de plomería.
- Nombramiento de equiposMEP: Detalla convenciones y protocolos de nombramiento para plantas de servicio y equipos.
- Nombramiento de materiales: Detalla las convenciones y protocolos para nombramiento de materiales.

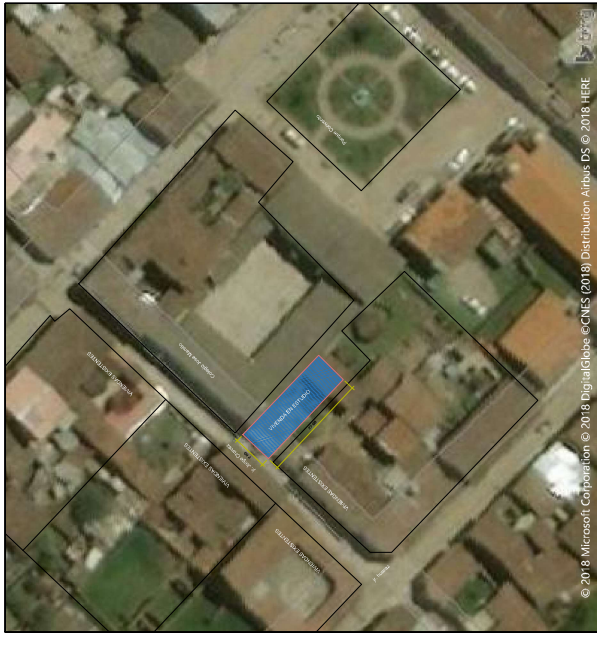
Items específicos del proyecto

- Nombramiento de Documentos: Detalla las convenciones y protocolos para el nombramiento de documentos usados en el proyecto.
- Organización de los modelos: Detalla las plantillas para ser usadas en el proyecto.
- Nombramiento de modelos: Detalla las convenciones de referencia para el nombramiento de modelos.
- Localización y orientación: Define el origen en coordenadas del proyecto, localización, elevación y norte del proyecto.
- Grillas y Niveles: Define e identifica niveles de pisos, cielos y grillas estructurales principales.
- Segmentación del sitio: Define como segmentar y zonificar el sitio.
- Niveles de Desarrollo (LOD): Define contenido esperado y resolución de los diferentes elementos de modelo, para cada LOD.

GESTION BIM

- **Compromisos de modelado:** Detalla el enfoque para excluir o modificar objetos para prevenir modelados tediosos mientras se proveen adecuadas representaciones en los dibujos y planos.
- **Nombramiento de activos:** Detalla las convenciones para el nombramiento e identificación de activos en la Administración de Edificios en el proyecto.
- **Requerimientos de Visualización:** Detalla los requerimientos para la visualización de modelos del proyecto.
- **Estructura de modelado de partes interesadas:** Detalla cuantas y cuales de las partes tienen control sobre los modelos.
- **Estructura de modelos Federados:** detalla dispersión y número de modelos federados.
- **Parametros de Objetos:** Define la información asociada a cada objeto de modelo y sus parametros asociados.

7.00 PLANOS



ESQUEMA DE LOCALIZACION

ESC. 1/10000

ZONIFICACION : ZU (ZONA URBANA)

SECTOR : III (CONVENTO)

DEPARTAMENTO : ANCAH

PROVINCIA : POMABAMBA

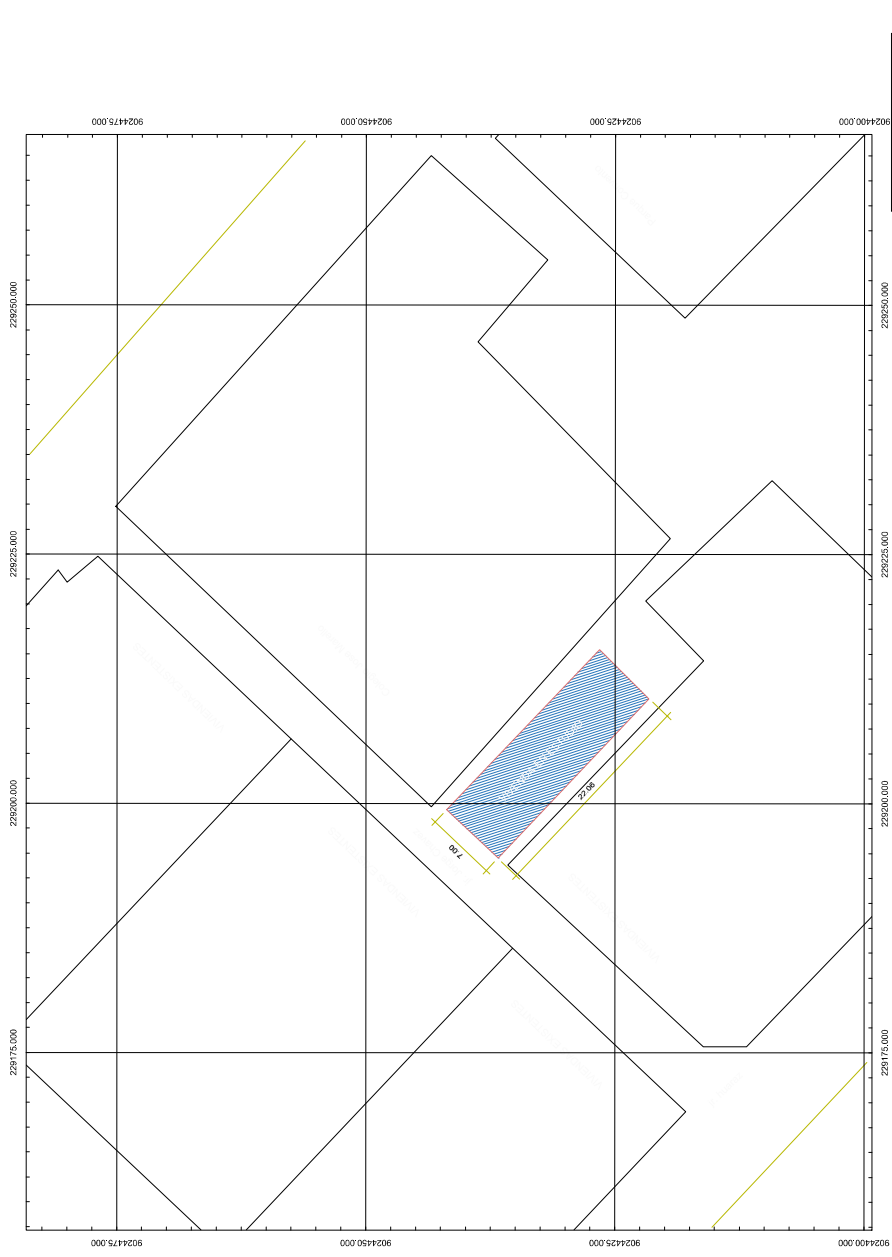
DISTRITO : POMABAMBA

SECTOR : 3

MANZANA : N

LOTE : 4

SUBLOTE : ---



PLANO DE UBICACION

ESC. 1/500

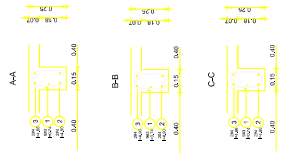
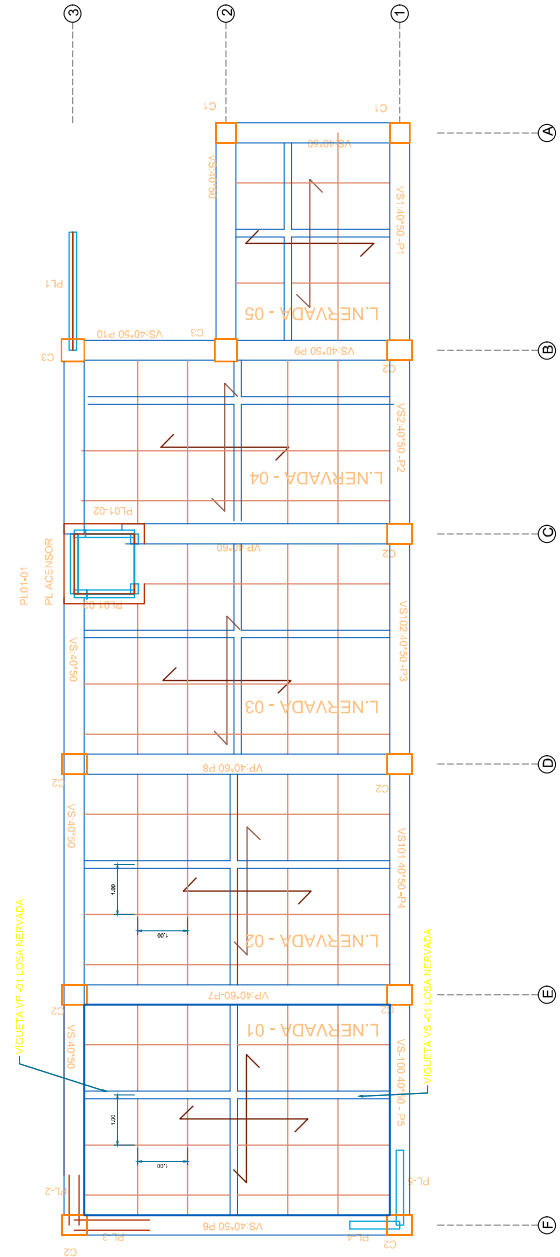
PARAMETROS	RNC	PROYECTO	CUADRO DE AREAS (m2)													
			PISOS	Existente	Demolicion	Nueva	Amp./ Rem.	Parcial	Total							
ZONIFICACION																
AREA DE ESTRUCTURACION URBANA																
USOS																
RENOVACION																
COEF. DE EDIFICACION																
AREA LIBRE																
ALTURA MAXIMA																
RETIRO MINIMO FRONTAL																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">UBICACION Y LOCALIZACION</th> </tr> <tr> <th>ESCALA</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>INDICADA</td> <td>12/18</td> </tr> </tbody> </table>											UBICACION Y LOCALIZACION		ESCALA	FECHA	INDICADA	12/18
UBICACION Y LOCALIZACION																
ESCALA	FECHA															
INDICADA	12/18															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">UBICACION Y LOCALIZACION</th> </tr> <tr> <th>ESCALA</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>INDICADA</td> <td>12/18</td> </tr> </tbody> </table>											UBICACION Y LOCALIZACION		ESCALA	FECHA	INDICADA	12/18
UBICACION Y LOCALIZACION																
ESCALA	FECHA															
INDICADA	12/18															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">UBICACION Y LOCALIZACION</th> </tr> <tr> <th>ESCALA</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>INDICADA</td> <td>12/18</td> </tr> </tbody> </table>											UBICACION Y LOCALIZACION		ESCALA	FECHA	INDICADA	12/18
UBICACION Y LOCALIZACION																
ESCALA	FECHA															
INDICADA	12/18															

FIRMA PROP:

FIRMA Y SELLO PROY:

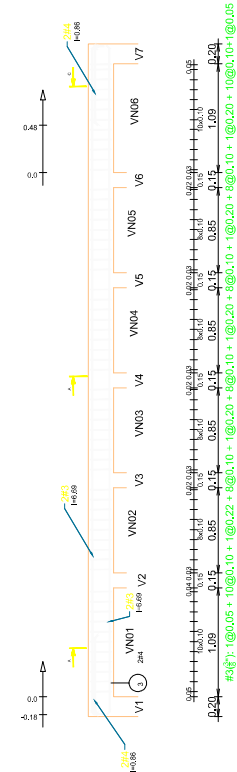
PROYECTO:
 "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCAH, 2018"

PLANO:
 LAMINA:
U-01



CORTES
ESC. 1/10

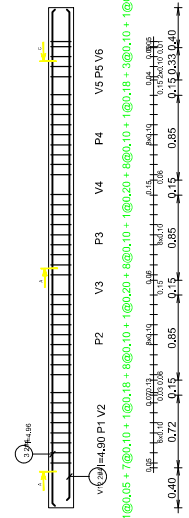
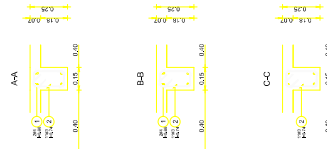
CONVERSION DE ACEROS		
VARRILLA (Ø)	MEDIDA (mm)	AREA (cm ²)
2	5/16	0.4900
3	3/8	0.7100
4	1/2	1.2700
5	5/8	1.9900
6	3/4	2.8700
8	1	5.0700
10	1 1/4	7.9400



Posic.	Armaduras	Forma	Armaduras	Forma
1	4Ø4	I=0.86	2Ø3	I=6.69
2	5Ø3	I=0.74		
3	2Ø4	I=6.69		

Posic.	Armaduras	Forma
1	4Ø6	I=0.74
2	2Ø4	I=4.58
3	2Ø4	I=4.58

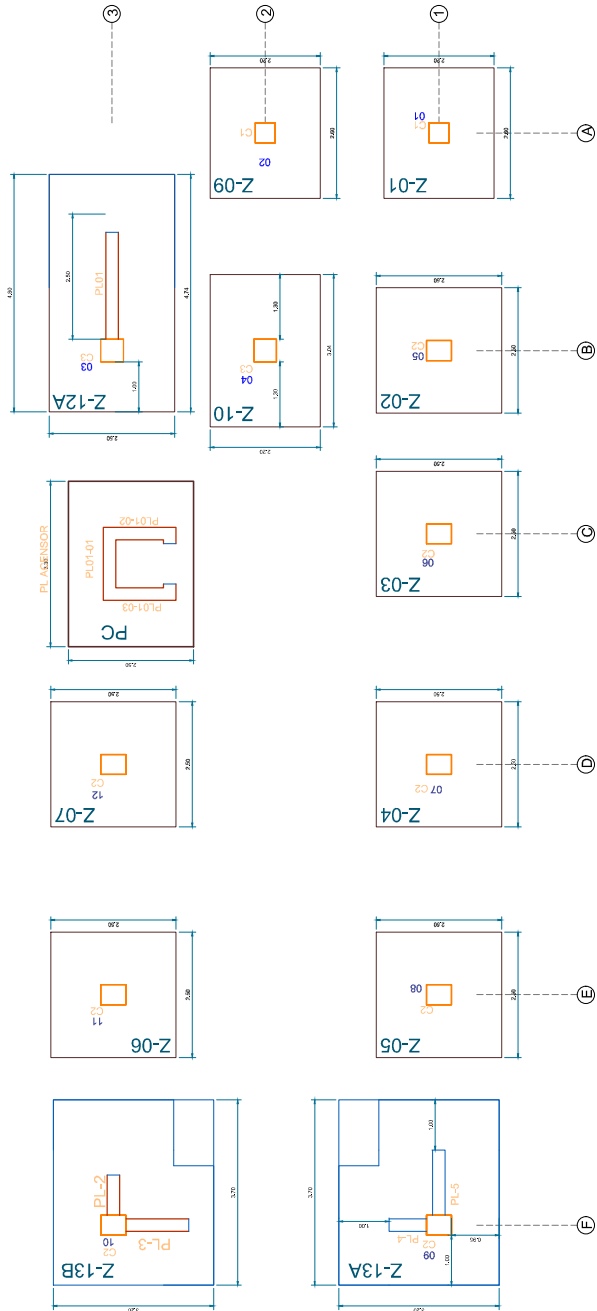
CORTES
ESC. 1/10



SECCION VIGUETA VN01 LOSA NERVADA. PISOS N°01. ESTANDAR. HASTA EL 07 PISO
ESC. 1/25

SECCION VIGUETA VP01 LOSA NERVADA. PISOS N°01 - 07
ESC. 1/25

PROYECTO: PROYECTO DE ISS - TUBO ESTRUCTURAL SUBSISTENTE DE UN EDIFICIO DE SETE PAVILLOES DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA, EN LA CIUDAD DE POPAYAN, CAUCA.		ESTRUCTURAS FUNDACIONES Y PAVILLOES	ESCALA: INACABO	FECHA: 08-2018
PROYECTADO POR: UNIVALLE CESAR VALLEJO	DISEÑADO POR: J. Jorge Chavez, BARR, Convento, Costado de Colegio Jose Mirello Dist. Palmira - Prov. Palmira - Dept. Antioquia.	ESTRUCTURAS FUNDACIONES Y PAVILLOES	ESCALA: INACABO	FECHA: 08-2018
PROYECTO: PROYECTO DE ISS - TUBO ESTRUCTURAL SUBSISTENTE DE UN EDIFICIO DE SETE PAVILLOES DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA, EN LA CIUDAD DE POPAYAN, CAUCA.		ESTRUCTURAS FUNDACIONES Y PAVILLOES	ESCALA: INACABO	FECHA: 08-2018



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

ZAPATAS AISLADAS Y CENTRICAS

-TIPO DE CIMENTACION: LA CIMENTACION.

-PARAMETROS DE CIMENTACION: $T = 0,08 \text{ m}$; $T + 1,960,00 \text{ Kg/m}^3$

-PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: ZAPATAS: 2,50m PLATEA DE CIMENTACION: 2,00m

-REGION ADMISIBLE: $\leq 2,5 \text{ kg/cm}^2$

-AGRESIVIDAD DEL SUELO POR COEF.: $\leq 2,5 \text{ kg/cm}^2$

-AGRESIVIDAD DEL SUELO ALA CIMENTACION: NO DEFECCIONADO UTILIZAR CEMENTO TIPO I

-NIVEL FREATICO: NO DEFECCIONADO

RECOMENDACIONES ADICIONALES:

ESTOS MATERIALES INADCUADOS DEBERAN SER REEMPLAZADOS SI SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS POR MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

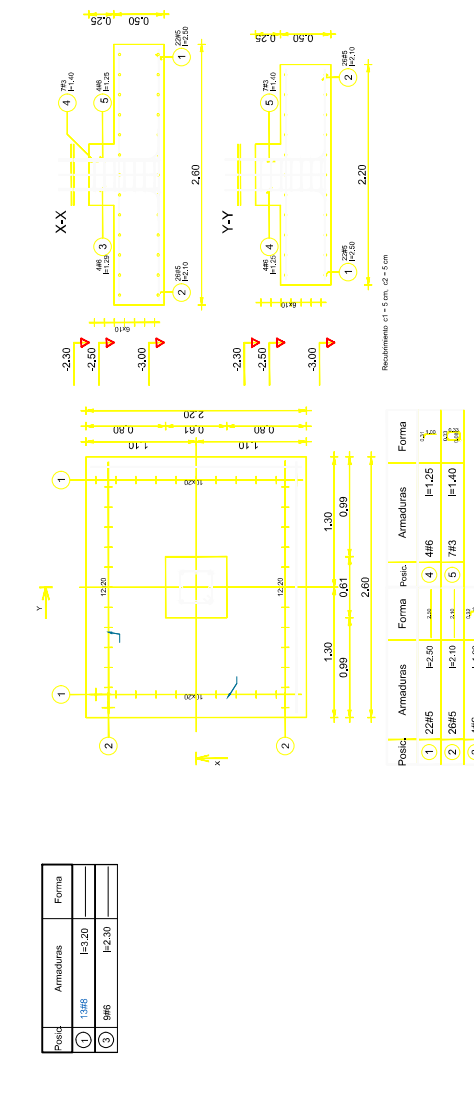
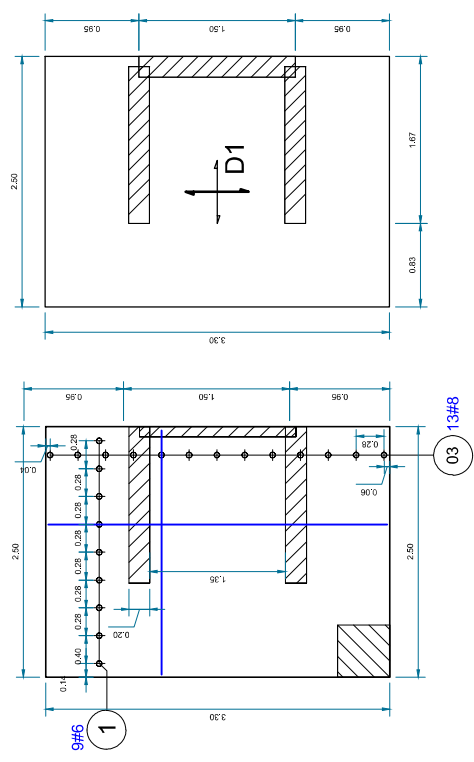
• SE CIMENTARA SOBRE TERRENO DE BUENA CALIDAD. EN CASO DE NO CUMPLIR LA RESISTENCIA REQUERIDA

• SE RECOMIENDA EL USO DE ANCHOS DE CIMENTACIONES DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL TERRENO.

• PARA EL CONCRETO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENTERRADOS, SE RECOMIENDA EL USO DE UN SELADOR PARA IMPERMEABILIZAR LA ARMADURA.

CONVERSION DE ACEROS		
VARILLA (F)	MEDIDA (pulg)	AREA (cm ²)
2	5/16	0.4900
3	3/8	0.7100
4	1/2	1.2700
5	5/8	1.9900
6	3/4	2.8700
8	1	5.0700
10	1 1/4	7.9400

PLANO DE CIMENTACION
ESC: 1/100



Posic.	Armaduras	Forma	Peso	Armaduras	Forma
1	4#6	l=3,20	4	4#6	l=1,25
2	4#6	l=2,30	5	7#3	l=1,40
3	4#6	l=1,25	6	4#6	l=1,40

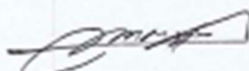
PLANO PLANTA ENCOFRADO LOSA DE CIMENTACION Y DISTRIBUCION DE ACEROS
ESC: 1/50

PLANO ZAPATA AISLADA : Z-01 Y Z-09
ESC: 1/25

Yo, Mgtr. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018", del (de la) estudiante DOMINGUEZ HURTADO, NOE RUBEN y MORENO MINAYA, ALAN ENRIQUE, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 12% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de Diciembre del 2018



Mgtr. ERIKA MAGALY MOZO CASTAÑEDA

DNI: 40711879

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

Yo Dominguez Hurtado Noe Rubén, identificado con DNI N° 46859021 y Moreno Minaya Alan Enrique con DNI N°42932100. Egresados de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizamos , No autorizamos () la divulgación y comunicación pública de nuestro trabajo de investigación titulado

“DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM. EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018”; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33



FIRMA

Dominguez Hurtado Noe Ruben

DNI: 46859021



FIRMA

Moreno Minaya Alan Enrique

DNI: 42932100

FECHA: 13 de diciembre del 2018

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
DOMINGUEZ HURTADO, NOE RUBEN

INFORME TÍTULADO:

“ DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018 ”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Jueves, 13 de Diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Dieciséis (16)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

MORENO MINAYA, ALAN ENRIQUE

INFORME TÍTULADO:

“ DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES BAJO LA METODOLOGIA BIM EN LA PROVINCIA DE POMABAMBA, ANCASH, 2018 ”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Jueves, 13 de Diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Dieciséis (16)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN