



UNIVERSIDAD ANDINA
NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL
SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA
CIUDAD DE JULIACA**

TESIS PRESENTADA POR:

Bach. DANNY EDWIN ALI QUINTO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

JULIACA – PERÚ
2025



UNIVERSIDAD ANDINA

NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA

TESIS PRESENTADA POR:

Bach. DANNY EDWIN ALI QUINTO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

APROBADA POR EL JURADO REVISOR:

PRESIDENTE

Dr. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR

PRIMER MIEMBRO

Mgtr. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS

SEGUNDO MIEMBRO

Ing. WILFREDO DAVID SUPO PACORI

ASESOR DE TESIS

Dr. EFRAIN PARILLO SOSA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

: TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN – P17



RESOLUCIÓN DECANAL N° 1769-2024-D-UI-FICP-UANCV

Juliaca, 13 de diciembre del 2024

VISTO: El expediente N° 2024- 18437 presentado por el (la) Bachiller: **DANNY EDWIN ALI QUINTO** estudiante de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras quien solicita **NOMINACIÓN DE JURADOS Y PROGRAMACIÓN DE FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN.**

CONSIDERANDO:

Que, el (la) Bach. **DANNY EDWIN ALI QUINTO**, quien solicita **NOMINACIÓN DE JURADOS Y PROGRAMACIÓN DE FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN** de la Tesis Titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA**, la misma que pertenece a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN** para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil.**

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos mediante Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en concordancia con el dictamen de similitud.

De conformidad al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 24, Art. 28 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, la **NOMINACIÓN DE JURADOS** integrado por los siguientes docentes:

- * **Presidente** : Dr. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR
- * **1er Miembro** : Mgtr. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS
- * **2do Miembro** : Ing. WILFREDO DAVID SUPO PACORI

ARTICULO SEGUNDO. - **RECONOCER** como asesor de la propuesta de investigación (tesis) de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras al (a la) docente, **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA.**

ARTICULO TERCERO. - **APROBAR**, la **FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS** de el (la) bachiller: **DANNY EDWIN ALI QUINTO**; del informe final de la investigación (tesis) titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA** para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil.** de acuerdo al siguiente detalle:

- * **FECHA** : Jueves 19 de diciembre del 2024
- * **HORA** : 11:00 horas
- * **LUGAR** : Aula 306 - FICP

ARTÍCULO CUARTO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. MILTHON QUISPE HUANCA
DECANO
CIP. 47790



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN
OFICINA DE INVESTIGACIÓN
Dr. Efraín Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN

cc.
Archivo
interesado (a)



RESOLUCIÓN DECANAL N° 1379-2024-D-UI-FICP-UANCV

Juliaca, 29 de octubre del 2024

VISTO: El expediente N° 2024-CU - 13113 por el señor (a): **DANNY EDWIN ALI QUINTO** quien solicita **REVISIÓN DEL INFORME FINAL DE LA INVESTIGACIÓN (borrador de tesis)**, el PROVEIDO - N° 1049- 2024-UI-FICP-UANCV/J, y la **FICHA DE OPINIÓN DEL INFORME FINAL DE LA INVESTIGACION (BORRADOR DE TESIS)** formato N° 235- 2024 del integrante del comité de investigación EPIC de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, según al reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos.

CONSIDERANDO:

Que, el señor (a): **DANNY EDWIN ALI QUINTO**, ha presentado su informe final de la investigación (borrador de tesis) Titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA**, para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil**.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales; el integrante del comité de investigación **Dr. Arnaldo Yana Torres** de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, emitió la ficha de opinión del informe final de la investigación (borrador de tesis) formato N° 235- 2024 **aprobando** el informe final de la investigación (borrador de tesis) titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA**, Correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el reglamento interno de trabajos de investigación conducentes a grados y títulos mediante Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y estando a la opinión favorable del comité de investigación respecto al informe final de la investigación (borrador de tesis).

Estando, con la opinión favorable del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en concordancia al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 27 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, el **INFORME FINAL DE LA INVESTIGACIÓN (BORRADOR DE TESIS)**, para la **REVISIÓN DE SIMILITUD TURNITIN**, presentado por el señor (a): **DANNY EDWIN ALI QUINTO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA** correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**, en virtud a los considerandos expuestos.

ARTÍCULO SEGUNDO.- RATIFICAR como **ASESOR DE INVESTIGACIÓN** al (a) la), **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA**.

ARTÍCULO TERCERO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURAS

Dr. MALTHON QUISPE HUANCA
DECANO
CIP. 47790



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

Dr. Efrain Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN

cc.
Archivo
interesado (a)



RESOLUCIÓN DECANAL N° 739-2024-D-UI-FICP-UANCV

Juliaca, 05 de agosto del 2024

VISTO: El expediente N° 2024-CU-07968, presentado el señor (a) **DANNY EDWIN ALI QUINTO** solicitando **APROBACIÓN DE LA PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN** el PROVEIDO - N° 662 -2024-UI-FICP-UANCV/J, y la **FICHA DE OPINIÓN DE LA PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN** formato N° 213 -2024 del integrante del comité de investigación **EPIC** de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, según al reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos.

CONSIDERANDO:

Que, el señor (a): **DANNY EDWIN ALI QUINTO** ha presentado su propuesta de investigación Titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA**, para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil**.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales; el integrante del comité de investigación **Mgtr. Arnaldo Yana Torres** de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, emitió la ficha de opinión de la propuesta de investigación formato N° 213 -2024- aprobando la propuesta de investigación titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA**.

Que, es requisito indispensable contar con un asesor docente ordinario y/o contratado de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras con un mínimo de cinco años de docencia, grado de doctor o magister y experiencia en la línea a investigar, o deberá estar acreditado por Resolución 0989-2022-UANCV-CU-R, quien asumirá como asesor de la propuesta de investigación, según el área o grado.

Estando, con la opinión favorable de la propuesta de investigación del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en concordancia al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 25 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, la **PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN**, presentado por el señor (a): **DANNY EDWIN ALI QUINTO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: **PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA** correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**.

La misma que deberá proceder con la ejecución de la propuesta de Investigación aprobado de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales.

ARTÍCULO SEGUNDO.- RECONOCER como **ASESOR DE INVESTIGACIÓN** de al (a la) docente **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA**.

ARTÍCULO TERCERO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

Dr. MILTON CHISPE HUANCA
DECANO
CIP. 47790

cc.
Archivo 2024
Interesado (a)



UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS PURAS

Dr. Efraín Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN






20% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 15%  Fuentes de Internet
- 2%  Publicaciones
- 16%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.



Metadatos Complementarios



Título de la tesis	
PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA	
Datos de autor	
Nombres y apellidos	DANNY EDWIN ALI QUINTO
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	43330619
URL de ORCID	https://orcid.org/0009-0004-9321-3829
Datos de asesor	
Nombres y apellidos	Dr. EFRAIN PARILLO SOSA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	02416058
URL de ORCID	https://orcid.org/0000-0001-7567-039X
Datos del jurado	
Presidente del jurado	
Nombres y apellidos	Dr. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	02441152
Miembro del jurado 1	
Nombres y apellidos	Mgtr. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	01316765
Miembro del jurado 2	
Nombres y apellidos	Ing. WILFREDO DAVID SUPO PACORI



Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	02428673
Datos de investigación	
Línea de investigación	Tecnología de la Construcción - P 17
Grupo de investigación	No aplica.
Agencia de financiamiento	Recursos propios
Ubicación geográfica de la investigación	<p>País: Perú Departamento: Puno Provincia: San Román Distrito: Juliaca Lugar: Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison</p> <ul style="list-style-type: none"> - Latitud: -15.502390° - Longitud: -70.115318° <p>https://maps.app.goo.gl/NfnUaxQeWQPQMzy28</p> 
Año o rango de años en que se realizó la investigación	Junio 2024 - diciembre 2024
URL de disciplinas OCDE https://concytec-pe.github.io/Peru-CRIS/vocabularios/ocde_ford.html - Librería	<p>2.00.00 -- Ingeniería, Tecnología https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.00.00</p> <p>2.01.00 -- Ingeniería civil https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.00</p> <p>2.01.04 -- Ingeniería estructural y municipal URI: https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.04</p>

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CUSCO
VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN
Dr. Efraim Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD Y RESPONSABILIDAD

Yo DANNY EDWIN ALI QUINTO identificado con DNI
Nro. 43330619 en mi condición de egresado de:

- Escuela Profesional
 Programa de Segunda Especialidad,
 Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación, Trabajo Académico denominada:

“ PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE
06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA
CIUDAD DE JULIACA ”

Asesorado por: Dr. EFRAIN PARILO SOSA

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Juliaca 20 de AGOSTO del 2025


Dr. EFRAIN PARILO SOSA
FIRMA DEL ASESOR (obligatoria)


FIRMA (obligatoria)



Huella



DEDICATORIA

Dedicado

A mi querida hija Adriana Zoé,

A ti, un ser humano apasionado, que con cada sonrisa y cada descubrimiento incansablemente exploras nuevos horizontes. Tu curiosidad innata y tu alegría pura me inspiran a transformar vidas y elevar el bienestar de la humanidad. Este trabajo es un reflejo de lo que tú me enseñas cada día: la importancia de soñar grande y trabajar duro por un mundo mejor.

Danny Edwin Ali Quinto

“Estamos limitados por el tiempo y los sentimientos, pero seguiremos buscando más tiempo y sentimientos”

Danny Edwin Ali Quinto



AGRADECIMIENTOS

Mis seres amados, pilares de mi existencia, me han acompañado en esta jornada. Su amor y apoyo incondicional han sido la fuerza que me impulsa a alcanzar nuevas cimas. Infinitamente agradecido por su presencia, que ilumina mi camino.

Danny Edwin Ali Quinto



ÍNDICE

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	x
INTRODUCCIÓN	xii

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Exposición de la situación de la problemática	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.2.1. Interrogante General.....	2
1.2.2. Interrogantes específicos	3
1.3. Justificación de la investigación	3
1.3.1. Justificación técnica	3
1.3.2. Justificación económica	3
1.3.3. Justificación social	4
1.3.4. Justificación ambiental	4
1.4. Objetivos de la investigación	5
1.4.1. Objetivo general	5
1.4.2. Objetivos específicos	5
1.5. Hipótesis	6
1.5.1. Hipótesis general	6
1.5.2. Hipótesis específicas	6
1.6. Variables e indicadores	7
1.7. Operacionalización de las variables	8

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1. Antecedentes de la investigación	9
2.1.1. Antecedentes Internaciones.....	9
2.1.2. Antecedentes Nacionales.....	12
2.1.3. Antecedentes Regionales	14
2.2. Marco teórico	16
2.2.1. Marco normativo referencial.....	16



- 2.2.2. Análisis estructural 17
- 2.2.3. Diseño estructural 23
- 2.2.4. Tipos de diseño estructural 27
- 2.2.5. Diseño estructural según el Ministerio de Educación 28
- 2.2.6. Arquitectura y distribución en centros educativos 31
- 2.3. Marco conceptual 32
 - 2.3.1. Estructura Educativa 32
 - 2.3.2. Infraestructura educativa 33
 - 2.3.3. Evento sísmico 33
 - 2.3.4. Software ETABS 35
 - 2.3.5. Interoperabilidad 36

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

- 3.1. Diseño de investigación 37
 - 3.1.1. Enfoque cuantitativo 37
 - 3.1.2. Nivel 37
 - 3.1.3. Tipo 37
- 3.2. Metodología 38
- 3.3. Población y muestra 38
 - 3.3.1. Población 38
 - 3.3.2. Muestra 38
- 3.4. Técnicas e instrumentos de la investigación 38
 - 3.4.1. Estilo o normas de redacción utilizada en el proyecto y la tesis 38
 - 3.4.2. Estudio de Campo y Revisión Documental 38
- 3.5. Métodos de Análisis 40
- 3.6. Cálculos por cada objetivo específico 40
 - 3.6.1. Análisis Geotécnico 40
 - 3.6.2. Análisis Estructural Estático y Dinámico 42
 - 3.6.3. Diseño Sismorresistente: 42
 - 3.6.4. Verificación del Desempeño Sísmico: 43
 - 3.6.5. Calcular el desplazamiento máximo aceptable que se presenta durante el análisis estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca. 56

CAPÍTULO IV

CALCULOS DEL DISEÑO Y ANALISIS DE LA EDIFICACION

- 4.1. Procedimiento del primer objetivo 60
 - 4.1.1. Estudio de topográfico 60
 - 4.1.2. Estudio de laboratorio de mecánica de suelos 69



4.2.	Modelo estructural.....	73
4.2.1.	Antecedentes	74
4.2.2.	Marco Normativo.....	74
4.2.3.	Modelo Arquitectónico.....	75
4.2.4.	Programa arquitectónico	79
4.2.5.	Elevación del modelo arquitectónico	82
4.2.6.	Modelo estructural.....	83
4.2.7.	Predimensionamiento	90
4.2.8.	Características de la estructura.....	94
4.3.	Análisis estructural	94
4.3.1.	Criterios de diseño	94
4.3.2.	Características de los materiales	95
4.3.3.	Combinaciones de carga.....	96
4.3.4.	Predimensionamiento	96
4.3.5.	Diseño de elementos estructurales	118
CAPÍTULO V		
ANÁLISIS DE RESULTADOS		
5.1.	Resultado para el estudio topografía.....	119
5.1.1.	Control horizontal	119
5.1.2.	Control vertical	120
5.1.3.	Área de influencia:	120
5.2.	Resultado para el estudio de mecánica de suelos	122
5.2.1.	Resultado de ensayos “in situ” y de laboratorio.....	122
5.2.2.	Nivel de napa freática	122
5.2.3.	Calculo y análisis de la capacidad admisible de carga.....	122
5.3.	Resultado para el diseño y análisis de la estructura.....	126
5.3.1.	Validación de la estructura.....	126
5.4.	Contrastación de hipótesis	128
5.5.	Discusión	128
CONCLUSIONES.....		130
RECOMENDACIONES		133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		135
ANEXOS		
Anexo 01 – MATRIZ DE CONSISTENCIA		
Anexo 02 – PANEL FOTOGRÁFICO		
Anexo 03 – PLANOS		



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Factores de reducción para las cargas de servicio.....	27
Tabla 3.- Cuadro de acceso	66
Tabla 4.- Datos de entrada para el ajuste de la poligonal.....	68
Tabla 5.- Acimut de las observaciones con estación total	68
Tabla 6.- Ensayos estándar para la mecánica de suelos.....	72
Tabla 7.- Programa Arquitectónico.	79
Tabla 8.- Área y dimensiones pedagógicas.....	79
Tabla 9.- Cargas muertas Proyecto.....	87
Tabla 10.- Cargas vivas Proyecto.....	87
Tabla 11.- Control de derivas sismo estático X-X.....	113
Tabla 12.- Control de derivas sismo estatico Y-Y.....	114
Tabla 13.- Control de derivas sismo dinamico X-X.....	116
Tabla 14.- COORDENADAS AJUSTADAS	119
Tabla 15.- Resumen de resultados de ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos.....	122
Tabla 16.- Control de derivas sismo dinámico X-X.....	126
Tabla 17.- Control de derivas sismo dinamico Y-Y.....	126
Tabla 18.- CONTROL DE DERIVAS SISMO DINAMICO X-X	127
Tabla 19.- Control de derivas sismo dinamico Y-Y	127



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Ubicación del distrito de Juliaca.	61
Figura 2.- Ubicación del proyecto.	62
Figura 3.- Recorrido del sol – terreno	63
Figura 7.- Unidades geomorfológicas del área de estudio.....	71
Figura 8.- Distribución de puntos en superficie de terreno.....	73
Figura 9.- cuadro tipos de terrenos extraído de la NT-012-01-MINEDU	75
Figura 10.- Tipos de terreno – fuente NORMA 208-2019 MINEDU	76
Figura 11.- Superficie del terreno.	76
Figura 12.- Módulos de contingencia.....	77
Figura 13.- Radio de influencia.....	78
Figura 14.- Áreas.....	79
Figura 15.- vista en planta Primer nivel.	80
Figura 16.- vista en planta en segundo nivel.	80
Figura 17.- Corte X-X del bloque de 06 aulas.....	82
Figura 18.- Corte Y-Y del bloque de 06 aulas.....	82
Figura 21.-Poligonal de control horizontal	120
Figura 22.- Red de Nivelación control vertical	120



RESUMEN

La tesis presenta una propuesta para el análisis y diseño estructural de un bloque de seis aulas educativas de nivel secundario en el sector Chilla, ubicado en la ciudad de Juliaca, Perú. Este proyecto surge ante la necesidad de mejorar la infraestructura educativa de la región, que actualmente enfrenta limitaciones en cuanto a espacios funcionales, seguros y adecuados para las actividades escolares. La investigación tiene como objetivo principal diseñar un modelo estructural que cumpla con las normativas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), garantizando la estabilidad, seguridad y sostenibilidad de la edificación.

En el desarrollo de la investigación, se identifican problemas específicos, como la carencia de aulas permanentes y la utilización de espacios temporales que no cumplen con los estándares mínimos requeridos. La justificación del proyecto abarca cuatro dimensiones clave: técnica, al buscar una estructura resistente y funcional; económica, al optimizar recursos y materiales; social, al satisfacer la demanda educativa de la comunidad; y ambiental, al incorporar prácticas sostenibles como el uso de materiales ecológicos y el diseño de espacios que promuevan la biodiversidad local.

La metodología utilizada incluye levantamientos topográficos, estudios de mecánica de suelos y análisis estructurales mediante herramientas avanzadas como Revit y ETABS. Estos estudios permiten determinar las características del terreno, realizar un predimensionamiento inicial y evaluar el comportamiento de la estructura frente a cargas y eventos sísmicos. El diseño estructural contempla elementos como columnas, vigas y losas, dimensionados para cumplir con los estándares de seguridad y funcionalidad. Además, se propone un sistema de construcción dual, que combina



mampostería estructural y concreto armado, maximizando la rigidez y resistencia lateral.

Los resultados obtenidos validan las hipótesis planteadas, destacando que el diseño cumple con los requisitos normativos y asegura un desempeño adecuado frente a eventos sísmicos, minimizando desplazamientos y derivas. Se resalta la importancia de garantizar la interoperabilidad entre diferentes softwares utilizados en el modelado y análisis estructural para optimizar los resultados y facilitar la implementación del diseño.

En las conclusiones, se afirma que el proyecto satisface la necesidad de infraestructura educativa en la región y contribuye al desarrollo sostenible de la comunidad. Las recomendaciones incluyen la adopción de tecnologías más avanzadas para futuras edificaciones y la incorporación de estrategias que reduzcan aún más el impacto ambiental. Este proyecto no solo aporta soluciones estructurales efectivas, sino que también promueve un enfoque integral al considerar aspectos técnicos, sociales y ambientales.

Palabras Claves: Análisis estructural, Diseño estructural, Evento sísmico, Sostenibilidad, ETABS y Infraestructura educativa.



ABSTRACT

The thesis presents a proposal for the analysis and structural design of a block of six secondary school classrooms in the Chilla sector, located in the city of Juliaca, Peru. This project arises from the need to improve the educational infrastructure in the region, which currently faces limitations in functional, safe, and suitable spaces for school activities. The main objective of the research is to design a structural model that complies with the current regulations of the National Building Code (RNE), ensuring the building's stability, safety, and sustainability.

In the course of the research, specific problems are identified, such as the lack of permanent classrooms and the use of temporary spaces that do not meet the minimum required standards. The project's justification encompasses four key dimensions: technical, aiming for a resistant and functional structure; economic, optimizing resources and materials; social, addressing the educational demand of the community; and environmental, incorporating sustainable practices such as the use of eco-friendly materials and designing spaces that promote local biodiversity.

The methodology includes topographic surveys, soil mechanics studies, and structural analyses using advanced tools like Revit and ETABS. These studies allow for determining the land's characteristics, performing an initial pre-sizing, and evaluating the structure's behavior under loads and seismic events. The structural design considers elements such as columns, beams, and slabs, dimensioned to meet safety and functionality standards. Additionally, a dual construction system is proposed, combining structural masonry and reinforced concrete, maximizing stiffness and lateral resistance.

The results validate the hypotheses, highlighting that the design meets regulatory requirements and ensures proper performance during seismic events, minimizing



displacements and drifts. The importance of guaranteeing interoperability between the different software used in structural modeling and analysis is emphasized, optimizing results and facilitating design implementation.

The conclusions state that the project meets the region's need for educational infrastructure and contributes to the community's sustainable development. Recommendations include adopting more advanced technologies for future buildings and incorporating strategies to further reduce environmental impact. This project not only provides effective structural solutions but also promotes a comprehensive approach by considering technical, social, and environmental aspects.

Keywords: Structural analysis, Structural design, Seismic event, Sustainability, ETABS and Educational infrastructure.



INTRODUCCIÓN

La ciudad de Juliaca, ubicada en el altiplano peruano, experimentó un crecimiento económico y demográfico acelerado que generó una mayor demanda de infraestructura básica, especialmente en el ámbito educativo. En este contexto, se identificaron deficiencias significativas en la infraestructura de la Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison, en el sector Chilla, que afectaban la calidad del aprendizaje y limitaban las oportunidades de desarrollo de la comunidad educativa.

El presente proyecto de investigación tuvo como objetivo principal diseñar un bloque de seis aulas educativas para nivel secundario, considerando las características topográficas y mecánicas del terreno, así como las normativas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Este diseño estructural se planteó para garantizar la seguridad, estabilidad y sostenibilidad de la edificación, además de cumplir con las necesidades actuales y futuras de la comunidad educativa.

El documento fue estructurado en cinco capítulos. En el primer capítulo se describió el problema de investigación, junto con los objetivos y la justificación. El segundo capítulo desarrolló el marco teórico, abarcando antecedentes, normativas y fundamentos técnicos. En el tercer capítulo se detallaron los métodos empleados, incluyendo estudios de suelos y análisis estructurales. El cuarto capítulo presentó los cálculos y modelos estructurales realizados, mientras que el quinto analizó los resultados obtenidos, concluyendo con recomendaciones orientadas a futuras aplicaciones en infraestructura educativa.



CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Exposición de la situación de la problemática

La ciudad de Juliaca, situada en el altiplano peruano, ha experimentado un crecimiento demográfico y económico acelerado en los últimos años, lo que ha incrementado la demanda de infraestructura básica en múltiples sectores, especialmente en el educativo. Esta situación se ve reflejada en la Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison, ubicada en el sector Chilla, que desde su fundación en 2013 ha enfrentado importantes limitaciones debido a la precariedad de su infraestructura. Actualmente, la institución opera en aulas provisionales construidas con materiales de bajo costo, como madera y calamina, lo que no garantiza condiciones mínimas de seguridad, confort y funcionalidad.

El déficit de infraestructura educativa afecta directamente la calidad del aprendizaje y limita el desarrollo académico de los estudiantes. Las condiciones climáticas extremas de la región, como bajas temperaturas y lluvias intensas, agravan la vulnerabilidad de estas instalaciones, exponiendo tanto a estudiantes como a docentes a riesgos significativos. A esto se suma el incremento en la demanda de matrícula, generado por el crecimiento poblacional, lo que evidencia



la necesidad urgente de construir un bloque de aulas que cumpla con las normativas técnicas y de seguridad vigentes.

La problemática no solo impacta en el rendimiento académico, sino también en la percepción de la educación como herramienta clave para el progreso social y económico de la comunidad. La falta de una infraestructura adecuada perpetúa las desigualdades educativas y limita las oportunidades de los jóvenes en la región. Por tanto, se hace imperativo diseñar e implementar una solución estructural que no solo garantice la estabilidad y seguridad del nuevo bloque de aulas, sino que también promueva la sostenibilidad y el desarrollo integral de la comunidad educativa.

Este proyecto busca responder a estas necesidades mediante el diseño de un modelo estructural que cumpla con las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), considerando tanto las características del terreno como las demandas sociales y ambientales. El objetivo es no solo satisfacer las necesidades inmediatas, sino también establecer un modelo replicable para resolver problemas similares en otras comunidades con desafíos equivalentes.

1.2. Planteamiento del problema

1.2.1. Interrogante General

Se tiene como pregunta de estudio la siguiente:

- ¿Cuál es el modelo estructural más adecuado, diseñado conforme a los lineamientos de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" vigente (2024), que garantice la seguridad, estabilidad y sostenibilidad



del bloque de seis aulas educativas de nivel secundario en el sector Chilla, ¿ciudad de Juliaca?

1.2.2. Interrogantes específicos

- a) ¿Cuáles son las características topográficas y mecánicas del suelo en el sector de chilla, ciudad de Juliaca?
- b) ¿Qué normativa se debe seguir para el diseño estructural del bloque de 06 Aulas de nivel secundario en el sector de chilla, ciudad de Juliaca?
- c) ¿Cuál es el desplazamiento máximo que se presentan durante el análisis estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca?

1.3. Justificación de la investigación

1.3.1. Justificación técnica

El proyecto surge debido a la necesidad detectada por los estudiantes, profesores y progenitores del IES Thomas Alva Edison, a causa de la principal falta de infraestructura educativa. Al carecer de una infraestructura apropiada para las tareas académicas cotidianas, ya que en la actualidad operan en módulos ya construidos.

1.3.2. Justificación económica

La construcción a pasado por diferentes etapas en la mejora y reducción económica del costo de construcción, seguridad y estética. Siendo esta la razón principal, con el pasar del tiempo, se han requerido un menor tiempo del proceso constructivo, mayor facilidad de armado, materiales más económicos y un menor costo de mano de obra; para tener un menor costo total del proyecto.



1.3.3. Justificación social

El proyecto surge porque los alumnos, profesores y padres de la escuela Thomas Alva Edison sienten que les falta infraestructura educativa. Al no contar con los edificios necesarios para las actividades escolares diarias, ya que actualmente se utilizan aulas temporales.

Actualmente las labores académicas se imparten en ambientes de piso de cemento público, paredes de madera con cobertura de calamina, ubicados en un área verde prestada por la Urbanización Los Rosales en el Sector Chilla, esta área ha sido cercada con las aulas de madera y calaminas con un acceso de puerta metálica de doble hoja de 3 metros; ubicándose en las intersecciones de las vías del jirón Mama Ocllo (parte este) y el pasaje Santa María (parte sur) y las viviendas de los vecinos de los jirones San Agustín, Caracoto y parte de Mama Ocllo (parte norte – oeste y sur).

1.3.4. Justificación ambiental

La opción de incluir acciones amigables con el medio ambiente en su creación y operación. Usar materiales amigables con el medio ambiente, energía solar y técnicas de construcción sostenible puede disminuir mucho la cantidad de carbono que emite un edificio; Además, la implementación de jardines verticales y techos verdes no solo mejora la estética, sino que también incrementa la biodiversidad local y ayuda a mitigar la isla de calor urbana. Estas medidas no solo promueven la sostenibilidad, sino que también sirven como herramientas pedagógicas para sensibilizar a estudiantes y comunidad sobre la importancia del cuidado ambiental.

Otro aspecto crucial es el impacto positivo que un centro educativo puede tener en la comunidad a largo plazo. Al fomentar una educación orientada a la



conciencia y acción ambiental, se forma una generación de estudiantes más responsable y comprometida con el cuidado del planeta. Un centro educativo que incorpore prácticas de manejo de residuos, programas de reciclaje y actividades al aire libre, puede convertirse en un modelo a seguir para otras instituciones y para la comunidad en general. Por lo tanto, la construcción de un centro educativo no solo trae beneficios directos en términos de estructura sostenible, sino que también contribuye a crear una sociedad más ambientalmente consciente y activa en la protección de los recursos naturales.

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Diseñar un modelo estructural para un bloque de seis aulas educativas de nivel secundario en la Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison, ciudad de Juliaca, que cumpla con los estándares establecidos en la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" vigente (2024), garantizando la seguridad, estabilidad y sostenibilidad de la edificación frente a las condiciones específicas del terreno y los requisitos normativos aplicables.

1.4.2. Objetivos específicos

1. Analizar las características topográficas y mecánicas del suelo en la Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison, ciudad de Juliaca, para determinar los parámetros geotécnicos; necesarios para el cálculo y diseño estructural del bloque de seis aulas educativas.
2. Aplicar las normativas vigentes, con énfasis en la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" (2024), para desarrollar un modelo estructural que cumpla con los estándares de seguridad y estabilidad requeridos para edificaciones educativas.



3. Calcular el desplazamiento máximo y verificar la estructura, evaluando su desempeño frente a cargas estáticas y dinámicas, como las generadas por eventos sísmicos, con el fin de validar la conformidad del diseño con los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) con énfasis en la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" (2024).

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

Se tiene como hipótesis de estudio la siguiente:

"El diseño de un modelo estructural para un bloque de seis aulas educativas en la Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison, ciudad de Juliaca, basado en los lineamientos de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" vigente (2024), permitirá garantizar la seguridad, estabilidad y sostenibilidad de la edificación, adaptándose a las condiciones específicas del terreno y cumpliendo con los estándares normativos aplicables."

1.5.2. Hipótesis específicas

1. Las características topográficas y mecánicas del suelo en el sector Chilla, ciudad de Juliaca, influirán de manera significativa en la precisión del cálculo estructural, asegurando una edificación estable y resistente a las condiciones locales.
2. La aplicación rigurosa de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" en el proceso de diseño estructural mejorará la capacidad de la edificación para soportar cargas sísmicas y garantizará un desempeño adecuado frente a eventos naturales.



3. El análisis del desplazamiento máximo del bloque de aulas confirmará que el diseño cumple con los criterios de seguridad establecidos, reduciendo riesgos de colapso y asegurando la integridad de la estructura con los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) con énfasis en la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" (2024).

1.6. Variables e indicadores

Objetivo Específico 1:

- ✓ Variable Independiente: Características topográficas del suelo
- ✓ Variable Independiente: Características geotécnicas del suelo.
- ✓ Variable Dependiente: Estabilidad estructural

Objetivo Específico 2:

- ✓ Variable Independiente: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" (2024).
- ✓ Variable Dependiente: Desempeño estructural y la seguridad de la edificación.

Objetivo Específico 3:

- ✓ Variable Independiente: Cargas aplicadas (cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas).
- ✓ Variable Dependiente: Desplazamiento máximo de la estructura



1.7. Operacionalización de las variables

Variable	Indicadores
<u>Variable X = Independiente</u> <ul style="list-style-type: none">- Características topográficas del suelo).- Características geotécnicas del suelo.- Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" (2024).- Cargas aplicadas (cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas).	<u>Variable X = Independiente</u> <ul style="list-style-type: none">✓ Topografía y Tipo de suelo✓ Capacidad de carga del suelo✓ Aceleración sísmica.✓ Tipo de materiales utilizados✓ Periodo de vibración✓ Aceleración espectral
<u>Variable Y = dependiente</u> <ul style="list-style-type: none">- Estabilidad estructural- Desempeño estructural y la seguridad de la edificación.- Desplazamiento máximo de la estructura	<u>Variable Y = dependiente</u> <ul style="list-style-type: none">✓ Desplazamiento máximo de la estructura.✓ Derivas(distorsión).



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL.

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes Internaciones

1. Según Fernández, J. M. (2017) en su artículo científico: "*Análisis sísmico y diseño de estructuras educativas en zonas de alta vulnerabilidad sísmica: Caso práctico de una escuela en la ciudad de Iquique, Chile*", llevó a cabo un análisis sísmico exhaustivo y un diseño estructural detallado para una escuela ubicada en la ciudad de Iquique, Chile, que se encuentra en una zona de alta vulnerabilidad sísmica. La investigación se centró en evaluar las características sísmicas específicas de la región, como la aceleración sísmica y las condiciones geotécnicas del terreno, utilizando simulaciones computacionales avanzadas y modelos de análisis dinámico. Con base en estos resultados, se desarrolló un modelo estructural que cumpliera con las normativas sismorresistentes locales, específicamente con la Norma Chilena NCh 433 y otras directrices internacionales. Además, el estudio aplicó principios de diseño que incluyeron el uso de materiales de alta resistencia y sistemas estructurales que favorecen la disipación de energía sísmica, como el concreto armado



y elementos de refuerzo flexibles. El diseño propuesto no solo buscó garantizar la estabilidad y la seguridad del edificio frente a eventos sísmicos, sino también mejorar el desempeño de la estructura en términos de ductilidad y absorción de fuerzas. En su análisis, Fernández también destacó la importancia de la integración de sistemas de refuerzo adicionales en puntos críticos, como las juntas de expansión y las zonas de transición, para minimizar el riesgo de daños durante sismos de alta magnitud. Además, se resaltó la necesidad de una evaluación periódica y la implementación de prácticas de mantenimiento preventivo en las infraestructuras escolares ubicadas en áreas sísmicas, con el fin de mejorar la resiliencia y asegurar la seguridad de los ocupantes en el largo plazo.

2. Ríos (2018) en su tesis de maestría titulada *“Evaluación sísmica y propuesta de diseño para la construcción de un colegio en una región sísmica de alta peligrosidad”*, llevó a cabo una evaluación sísmica exhaustiva y desarrolló una propuesta de diseño estructural para la construcción de un colegio en una zona de alta peligrosidad sísmica. El estudio empleó un enfoque integral que combinó análisis estructurales mediante simulaciones computacionales y la aplicación de normativas sismorresistentes vigentes. Se tomaron en cuenta aspectos como las características geotécnicas del terreno y los niveles de aceleración sísmica esperados en la región para definir los parámetros de diseño. La propuesta de diseño se centró en utilizar materiales y sistemas constructivos capaces de resistir las fuerzas sísmicas esperadas,



asegurando la estabilidad y seguridad del edificio educativo. Además, se consideraron factores como la flexibilidad de la estructura, la ductilidad de los materiales y la disposición de los elementos estructurales para garantizar que el colegio resistiera los impactos de un sismo sin comprometer la seguridad de los ocupantes. Finalmente, el estudio subrayó la importancia de la preparación y la evaluación periódica de las infraestructuras escolares en regiones sísmicas para mejorar su resistencia y capacidad de respuesta ante emergencias sísmicas.

3. Martínez, C. R. (2020). En su tesis de maestría titulada "Análisis estructural y diseño sismorresistente de edificios educativos en áreas de riesgo sísmico: Caso de estudio en la ciudad de Quito, Ecuador", realizó un análisis estructural y un diseño sismorresistente para edificios educativos en áreas de alto riesgo sísmico, específicamente en la ciudad de Quito, Ecuador, que se encuentra en una zona geológicamente activa. La investigación empleó un enfoque multidisciplinario que combinó simulaciones computacionales avanzadas con métodos de análisis estático y dinámico para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras propuestas. El estudio analizó las características sísmicas locales, tales como la aceleración sísmica y las propiedades geotécnicas del terreno, para ajustar los parámetros de diseño y garantizar que las edificaciones fueran capaces de resistir eventos sísmicos significativos. Martínez propuso un modelo estructural que integrara soluciones innovadoras como la utilización de materiales compuestos y la mejora de la ductilidad en los elementos estructurales clave. La propuesta de diseño se centró en



la implementación de sistemas sismorresistentes como refuerzos en puntos críticos de la estructura, sistemas de aislamiento sísmico en la base y el uso de concreto de alta resistencia combinado con acero estructural para garantizar la seguridad frente a sismos de gran magnitud. Además, se evaluaron diferentes configuraciones estructurales y se realizó una simulación de cargas sísmicas para determinar el comportamiento de la estructura bajo distintas condiciones. La investigación también hizo hincapié en la importancia de un monitoreo continuo y de la evaluación periódica de las infraestructuras escolares para garantizar su integridad a lo largo del tiempo, especialmente en zonas de alta peligrosidad sísmica. Finalmente, el estudio subrayó la necesidad de capacitar a los profesionales en diseño sismorresistente para asegurar que las infraestructuras educativas no solo cumplan con las normativas, sino que también ofrezcan un nivel superior de protección para los estudiantes y el personal educativo en caso de un sismo.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

1. González, A. P. (2019), en su tesis titulado "Análisis y diseño sísmico de una escuela secundaria en zona de alta peligrosidad sísmica: Caso de estudio en Lima, Perú", desarrolló un análisis sísmico y un diseño estructural para una escuela secundaria ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica en Lima, Perú. Utilizando simulaciones con software especializado y métodos de análisis estático y dinámico, la investigación evaluó las condiciones sísmicas locales, como la aceleración sísmica esperada y las características geotécnicas del suelo, para definir los



parámetros de diseño adecuados. El estudio propuso un modelo estructural basado en el uso de concreto armado y acero, integrando sistemas de refuerzo y aislamiento sísmico para garantizar la estabilidad de la edificación durante eventos sísmicos. La tesis subraya la importancia de la planificación sísmica y el cumplimiento de normativas sismorresistentes vigentes, con el fin de proteger la seguridad de los estudiantes y el personal educativo ante un sismo de alta magnitud.

2. Ramírez, J. F. (2020). en su tesis titulado "Diseño estructural de un colegio en zonas de alto riesgo sísmico: Caso práctico en la ciudad de Arequipa, Perú", llevó a cabo el diseño estructural de un colegio en Arequipa, Perú, una ciudad ubicada en una región de alto riesgo sísmico. A través de un enfoque basado en la normativa sismorresistente nacional y el análisis dinámico de la estructura utilizando software como ETABS y SAP2000, el autor propuso un diseño innovador que incorpora materiales de alta resistencia como concreto armado y estructuras metálicas. El diseño busca mitigar los efectos de los sismos mediante la implementación de sistemas de disipación de energía y reforzamiento en puntos críticos. Además, la investigación destacó la importancia de adaptar el diseño a las condiciones geotécnicas locales, como la topografía y las características del suelo, para mejorar la seguridad estructural.
3. Alvarado, P. L. (2021), en su tesis titulado "Diseño sismorresistente de aulas educativas en zonas rurales de alta vulnerabilidad sísmica: Caso de estudio en la provincia de Huaraz, Perú", abordó el diseño



sismorresistente de aulas educativas en una zona rural de alta vulnerabilidad sísmica en la provincia de Huaraz, Perú. La investigación integró estudios geotécnicos del suelo, análisis de las características sísmicas locales y la implementación de un diseño estructural eficiente que optimiza el uso de materiales como bloques de concreto y acero. El autor propuso la implementación de muros de corte y un sistema de aislamiento sísmico para minimizar las deformaciones y desplazamientos durante un sismo. Además, se evaluaron los costos y beneficios de las soluciones propuestas, considerando el presupuesto limitado de las comunidades rurales y la importancia de ofrecer seguridad en áreas de alta exposición sísmica.

2.1.3. Antecedentes Regionales

1. Ccarhua, V. J. (2018), en su tesis titulado "Análisis estructural y diseño sismorresistente de una escuela secundaria en la región de Puno, Perú", realizó un análisis estructural y diseño sismorresistente de una escuela secundaria en la región de Puno, Perú, un área conocida por su alta vulnerabilidad sísmica debido a su proximidad a la falla de subducción de Nazca. La investigación aplicó análisis dinámicos y estáticos utilizando software especializado, evaluando el comportamiento sísmico de la estructura propuesta. El estudio identificó las zonas de mayor riesgo dentro del complejo educativo y propuso el uso de concreto armado y acero para asegurar la estabilidad. Se sugirió la implementación de sistemas de refuerzo en las columnas y vigas para mejorar la resistencia ante sismos. La tesis también incorporó un análisis geotécnico del suelo local para



optimizar los parámetros de diseño estructural y reducir el riesgo de desastres durante eventos sísmicos.

2. Gutiérrez, P. E. (2019), en su tesis titulado "Diseño y análisis sísmico de un colegio secundario en el distrito de Juliaca, región Puno, Perú", propuso un diseño sismorresistente para un colegio secundario en el distrito de Juliaca, ubicado en la región de Puno, Perú, donde la actividad sísmica es considerable. El análisis estructural consideró tanto la simulación de cargas sísmicas como la evaluación del comportamiento de la estructura bajo condiciones sísmicas extremas. La investigación empleó un modelo estructural con materiales como el concreto armado y el acero, optimizando la disposición de las vigas y columnas para maximizar la resistencia a las fuerzas sísmicas. Además, se utilizó un análisis espectral para determinar los movimientos sísmicos en el terreno y su impacto en las estructuras. El estudio también abordó la necesidad de un enfoque integral para el diseño de infraestructuras educativas en áreas de alta vulnerabilidad sísmica, sugiriendo la implementación de soluciones accesibles pero efectivas para garantizar la seguridad de la comunidad escolar.

3. Arias, R. M. (2017), en su tesis titulado "Evaluación sísmica de infraestructuras escolares en Puno, Perú, y propuestas de reforzamiento estructural", Arias (2017) llevó a cabo una evaluación sísmica de infraestructuras escolares en Puno, Perú, y presentó propuestas de refuerzo estructural para mejorar la seguridad de los edificios educativos. A través de un análisis sísmico de las estructuras existentes y un análisis



geotécnico del suelo, la investigación identificó deficiencias en el diseño estructural que podrían comprometer la seguridad de los estudiantes y personal en caso de un sismo. El estudio propuso el refuerzo de las estructuras con materiales como concreto reforzado y acero, además de la implementación de sistemas de aislamiento sísmico para reducir las vibraciones del suelo durante los eventos sísmicos. Se sugirió la mejora de las conexiones entre vigas y columnas y la instalación de sistemas de disipación de energía para minimizar los daños en caso de un terremoto.

Estos antecedentes, evidencian los esfuerzos realizados en la región altiplánica para mejorar las condiciones de las infraestructuras educativas frente a desafíos como sismos y climas extremos.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Marco normativo referencial

Para la presente tesis se utilizará como marco referencial las siguientes normativas nacionales e internacionales.

- Ministerio de Educación. (2015). Guía de Diseño de Infraestructura Educativa. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma Técnica E.070 Albañilería. Lima, Perú.
- Norma Técnica de Edificaciones (N.T.E.) E. 020 – Cargas
- Norma Técnica de Edificaciones (N.T.E.) E. 060 – Concreto Armado
- Norma Técnica de Edificaciones (N.T.E.) E. 050 – Suelos y Cimentaciones
- D.S. N° 237-2019-EF “Medida de Política 1.2: Plan BIM”, estableció la incorporación progresiva de la metodología BIM en el sector



2.2.2. Análisis estructural

Desde el punto de vista del análisis, se aplicará en la presente propuesta el uso de microsísmica. Este método se fundamenta en el cálculo de sollicitación de una estructura en estado no lineal, ya que es capaz de considerar la interacción de la misma con el terreno. La normativa que utilizaremos para este tipo de estructuras, como un almacén que estará sometido a flexión, será de la combinación 1, que considera un momento torsor relativo al eje longitudinal menor de la estructura. Este esfuerzo debe ser verificado de tal modo que el momento torsor actuante se halle dentro de los valores alineales fisurados. El esfuerzo cortante actuante en la columna debe ser verificado y comparado con su capacidad resistente, verificando los límites que nos da la norma. El posible modelo de falla deberá ser adecuadamente encarado; es necesario elevar esta recomendación. Por otro lado, se tienen aulas que nos obligan a graduar las placas con luces diferentes, puesto que las fuerzas diagonales en los entrepisos las proporcionarán las áreas adyacentes. Al final, se considerará que este bloque de aulas será considerado como una unidad de diseño, ocupando torres con sistemas verticales asociados, centrados tanto en el análisis como en el diseño, desde su interacción a nivel del eje principal X y Y. Asimismo, existirá un pórtico plano que unirá los entre supuestos de la torre. Representaremos a este bloque de intercomunicación con pórticos diagonales, compatibilizándola con la de la torre. Todos los elementos se comportarán como pórticos acoplados. La carga lateral total se resolverá como se trabaja para los marcos de concreto armado.

Además, se realizará un estudio detallado de la influencia de los materiales utilizados en la construcción de la estructura. Se analizarán las propiedades



mecánicas de cada componente, considerando su resistencia a la tracción, compresión y flexión. Se realizarán pruebas de laboratorio para determinar las características de los materiales y su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga.

También se tendrá en cuenta la influencia del entorno en la estructura. Se realizarán estudios geotécnicos para evaluar las condiciones del suelo y su capacidad de soporte. Se llevarán a cabo análisis de la estabilidad del terreno para determinar la presencia de posibles deslizamientos o asentamientos.

En cuanto al diseño estructural, se emplearán las últimas tecnologías disponibles para garantizar la seguridad y durabilidad de la construcción. Se utilizarán programas de modelado y análisis estructural avanzados para simular el comportamiento de la estructura ante diferentes cargas y eventos sísmicos. Se diseñarán elementos estructurales adecuados, como vigas, columnas y losas, teniendo en cuenta los esfuerzos y deformaciones máximas permitidos por las normativas vigentes.

Adicionalmente, se implementarán sistemas de refuerzo y protección para aumentar la resistencia y capacidad de la estructura frente a posibles eventos sísmicos. Estos sistemas pueden incluir refuerzo de acero, utilización de materiales de alta resistencia, instalación de aisladores sísmicos, entre otros. Se realizarán pruebas y simulaciones para evaluar la eficacia de estos sistemas y garantizar su correcto funcionamiento.

En resumen, el uso de microsísmica en el análisis de la estructura, el estudio de los materiales, la consideración del entorno y la aplicación de técnicas de diseño y refuerzo adecuadas garantizarán la seguridad y estabilidad de la construcción



ante posibles eventos sísmicos. Se tomarán todas las precauciones necesarias para cumplir con las normativas vigentes y asegurar la durabilidad de la estructura a lo largo del tiempo. (Fernández, 2023).

2.2.2.1. Definición del Análisis Estructural

El análisis estructural se refiere a la minuciosa evaluación de la capacidad de carga y resistencia de una diversidad de estructuras, tales como edificios, puentes, torres y demás construcciones arquitectónicas. Este proceso implica un exhaustivo estudio de la distribución de fuerzas y tensiones que actúan sobre los diferentes elementos que componen la estructura, con el objetivo de garantizar su estabilidad y seguridad a lo largo del tiempo. Este procedimiento es fundamental y esencial para identificar detalladamente las diversas fuerzas internas que ejercen presión y tienen influencia directa sobre la integridad y estabilidad de la estructura en cuestión, así como para determinar su estabilidad y resistencia frente a diferentes tipos de cargas, como las estáticas (peso propio, mobiliario) y las dinámicas (viento, sismos).

2.2.2.2. Objetivos del Análisis Estructural

Evaluación de la Integridad Estructural: Identificar posibles debilidades o defectos en el diseño o en los materiales utilizados, que podrían llevar a un colapso estructural.

Determinación de Cargas: El cálculo de las cargas que la estructura debe resistir, englobando cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales, tales como las generadas por terremotos o corrientes de viento.

Optimización del Diseño: Proporcionar información que permita realizar ajustes en el diseño estructural para mejorar su rendimiento y cumplir con la normativa vigente (Estrada Perez & Velasco Cunia, 2019).



La evaluación estructural de instituciones educativas en Perú conlleva un examen meticuloso de la configuración y el comportamiento de los diversos componentes que constituyen la estructura del edificio, incluyendo columnas, vigas, losas, muros y cimentaciones. Esto exige la implementación de técnicas avanzadas de análisis estructural, tales como el enfoque de elementos finitos, el análisis modal y el diseño sísmico, con el objetivo de asegurar que la estructura pueda resistir de manera segura las cargas y demandas a las que será sometida durante su vida útil.

Además de cumplir con los criterios técnicos estipulados en el Reglamento Nacional de Educación (RNE), el análisis estructural de centros educativos en el Perú también debe considerar factores contextuales, como las condiciones geográficas, climáticas y sísmicas de la región donde se ubica el proyecto. Esto implica, por ejemplo, el diseño de estructuras capaces de resistir sismos de alta intensidad, o la selección de materiales y sistemas constructivos adaptados a las condiciones ambientales locales.

La exploración estructural se refiere al procedimiento de determinación y cálculo de las repercusiones de las cargas y las fuerzas internas en una estructura, estructura inmobiliaria u objeto. La indagación estructural es particularmente esencial para garantizar que los ingenieros estructurales comprendan plenamente las rutas de carga y las repercusiones que las mismas ejercen en su diseño de ingeniería. Facilita a los ingenieros o diseñadores garantizar la seguridad de un equipo o composición frente a las cargas proyectadas que soportará.

El análisis estructural se puede partir en dos como son análisis estático y el dinámico que es directamente depende de las clases de cargas actores encima del elemento estructural.



2.2.2.3. *El análisis estático.*

El análisis estático es una metodología ampliamente utilizada en el diseño estructural para determinar el comportamiento de las edificaciones frente a cargas constantes o de larga duración, considerando los principios de equilibrio estático. Este método, que asume que las cargas no varían con el tiempo, resulta esencial para evaluar las fuerzas internas y las deformaciones de los elementos estructurales bajo condiciones normales de operación (Chopra, 2017). En este proyecto, el análisis estático se realizó conforme a la normativa E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018), la cual define los parámetros para la evaluación de cargas muertas, vivas y adicionales. Para este análisis, se consideraron las siguientes categorías de carga:

1. **Cargas muertas:** Estas corresponden al peso propio de los elementos estructurales, como vigas, columnas y losas, además de los materiales de acabado. Los valores se calcularon con base en las propiedades físicas de los materiales empleados y las especificaciones de la norma E.020 (MVCS, 2018).

2. **Cargas vivas:** Incluyen las cargas generadas por la ocupación y el uso del edificio, tales como el peso de los muebles, equipos y personas. Estas se determinaron siguiendo los valores establecidos para edificaciones educativas, de acuerdo con las directrices del RNE (MVCS, 2018).

3. **Cargas adicionales:** Comprenden las fuerzas externas como la presión del viento o las cargas sísmicas. Aunque el análisis estático no evalúa directamente el comportamiento dinámico de la estructura, sí incorpora combinaciones de carga que garantizan la estabilidad de la edificación frente a estas condiciones (Mehta et al., 2016). El análisis permitió calcular las reacciones en los apoyos, las fuerzas



internas (esfuerzos de corte y momentos flectores) y las deformaciones máximas de los elementos estructurales. Los resultados obtenidos fueron fundamentales para el dimensionamiento de componentes principales como vigas, columnas y losas, asegurando que los esfuerzos no excedieran las capacidades admisibles de los materiales (Chopra, 2017). A pesar de la efectividad del análisis estático para evaluar la seguridad estructural bajo cargas constantes, este se complementó con análisis dinámicos para considerar las variaciones temporales de las cargas, como los sismos. Esta integración garantiza un diseño estructural seguro y eficiente, adaptado a las condiciones específicas del terreno y el uso de la edificación (MVCS, 2018).

2.2.2.4. El análisis dinámico.

Aunque el análisis estático se circunscribe a las características de cargas habituales durante este período, el análisis dinámico abarca un volumen considerablemente mayor de cargas en la infraestructura, entre las que se destacan la sísmica, las contribuciones de impacto, las dinámicas alternantes o pulsantes (en tracción o compresión) y otras, como las cargas derivadas de la amenaza hidrodinámica de cualquier fluido. En esta sección del capítulo, se procederá a la descripción y demostración de las corazonas y ecuaciones propias de este examen. Así se establece la hipótesis correspondiente a la ecuación fundamental: la averiguación modal.

2.2.2.5. El análisis sísmico.

Esta investigación se inscribe dentro del ensayo dinámico; Sin embargo, se optó por separarlo de este debido a su relevancia para el estudio estructural. Este modelo se basó en evaluaciones sismográficas, permitiendo la creación de modelos de respuesta sísmica en subordinación del momento o tomando en cuenta los



valores máximos absolutos de la respuesta, como se examinará posteriormente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

La Norma E.030 establece que, dentro del marco del proyecto estructural Dinámico, es común sugerir, en la revisión sísmica, el espectro de respuestas que se manifiesta en los números previamente citados. El trazo se manifiesta mediante el semblante subsiguiente:

$$S_a = \frac{Z \times U \times S \times C}{R} \times g \quad \text{Ecuación 1}$$

2.2.3. Diseño estructural

Las regulaciones peruanas, particularmente el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), definen directrices y requisitos técnicos particulares que deben ser tomados en cuenta por los expertos encargados del diseño estructural de las instituciones educativas.

El diseño estructural de instituciones educativas en Perú se rige por la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismoresistente" y la Norma Técnica E.060 "Concreto Armado" del RNE. Estas regulaciones definen parámetros y procedimientos para la estimación y dimensionamiento de los componentes estructurales, incluyendo columnas, vigas, losas y cimentaciones, con el objetivo de asegurar que la estructura pueda resistir de manera segura las cargas y demandas a las que será sometida durante su vida útil.

Uno de los aspectos clave en el diseño estructural de centros educativos en el Perú es la consideración de las características sísmicas de la región donde se ubica el proyecto. Dado que el Perú es un país con una alta actividad sísmica, el diseño de estas edificaciones debe contemplar la resistencia a los efectos de los terremotos, lo que implica el uso de técnicas de análisis y diseño sismorresistente,



como el análisis modal, el diseño por capacidad y la aplicación de factores de reducción de resistencia. El diseño estructural de centros educativos en el Perú es un proceso complejo que requiere la aplicación de conocimientos técnicos especializados, en cumplimiento con las normas y reglamentos vigentes. Este diseño debe considerar no solo los aspectos estructurales, sino también la funcionalidad, el bienestar de los usuarios y la sostenibilidad a largo plazo de las edificaciones, con el fin de garantizar que los centros educativos del Perú sean espacios seguros, eficientes y adaptados a las necesidades de la comunidad.

Las explicaciones proporcionadas por la AISC presentan dos perspectivas de diseño: una denominada " Diseño por resistencia admisible " o también conocido como ASD (Allowable Strength Design); y la otra es el "Diseño por estados límites" o LRFD (Load and Resistance Factor Design). El segundo se emplea con mayor frecuencia, ya que, en contraposición al diseño inicial, se aplica en un diseño al límite o análisis al colapso, un fenómeno en el que una técnica o segmento de ella deja de mostrar su dependencia interna del sistema estructural. De acuerdo con la Asociación Internacional de Ciencias de la Salud (ASIC), existen dos estados de estado final: el de resistencia y el de servicio.

El concepto de resistencia se basa en cuánto pueden soportar las estructuras, como la fuerza del viento, la nieve, la lluvia y los terremotos, además de otros factores como la carga que soportan y posibles daños como fracturas o vuelcos. Además, el estado de empleo se refiere a revisar cómo están las estructuras cuando tienen peso encima, considerando cosas como la flexión, el movimiento lateral, las vibraciones, las grietas, y más. (AISC, 2010, pág. 12)

Las instrucciones del diseño se centran principalmente en la primera etapa, indicando diferentes tareas y personas que deben ser listadas. LRFD propone que



las fuerzas aplicadas a la estructura, llamadas cargas de tajo Q_i , son ajustadas por factores de carga, que suelen ser mayores que la sección de la estructura afectada. Por lo tanto, según este argumento, al crear y desarrollar un análisis y diseño, se debe hacer de manera que la estructura sea lo suficientemente fuerte para resistir las cargas y no colapsar. (AISC, 2010, pág. 11)

Las reglas generales de LRFD que mencionamos antes son adecuadas para establecer la fórmula necesaria en el diseño de estructuras basadas en la resistencia:

$$E_u < \phi R_n \quad \text{Ecuación 1}$$

La sección izquierda del enunciado anterior contrapone las consecuencias de las cargas factorizadas, también conocida como resistencia requerida. Además, se menciona la resistencia final o de diseño, que hace referencia a la capacidad de los elementos.

El primer tipo de carga experimentará una variación mínima en su intensidad, mientras que en el segundo tipo, la carga puede fluctuar en intensidad e incluso puede modificar su dirección y sentido, tal como sucede con las cargas dinámicas. Para ilustrar, el componente de carga empleado en las cargas muertas es inferior al empleado en las cargas vivas según la normativa LRFD, dado que el cálculo de las últimas es más exacto. (CARRASCO ANGULO, 2011, pág. 14)

LRFD elige las combinaciones de cargas recomendadas por la American Society of Civil Engineers (según su norma ASCE 7 sección 2.3) y fija elementos de carga determinados mediante la experimentación decidida. Los datos empleados se detallan a continuación: U se refiere a la carga factorizada o de diseño, D se refiere a la carga muerta, L se refiere a la carga viva, L_r se refiere a la carga viva en techo, S se refiere a la carga de nieve, R se refiere a la carga de



lluvias o hielo, W se refiere a la carga de vientos y E se utiliza para las siguientes combinaciones:

- | | | |
|----|--|------------|
| 1. | $U = 1.4D$ | Ecuación 2 |
| 2. | $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | Ecuación 3 |
| 3. | $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L^* \text{ ó } 0.5W)$ | Ecuación 4 |
| 4. | $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | Ecuación 5 |
| 5. | $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$ | Ecuación 6 |
| 6. | $U = 0.9D + 1.0W$ | Ecuación 7 |
| 7. | $U = 0.9D + 1.0E$ | Ecuación 8 |

(*)Se estima que las ecuaciones más atrás deberán tener en cuenta como uno (1) la carga viva (L) para pisos con objetivo de junta pública, cargas vivas que sobrepasen los 100 kg/m² y para cargas destinadas a estacionamientos.

Sin embargo, las combinaciones no generan varias cargas dinámicas que puedan influir en la composición. Por este motivo, el diseñador tiene la capacidad de superponerlas para cuantificar sus efectos. En este contexto, es necesario dedicar uno o varios componentes de carga que, por experiencia, considere pertinentes. (AISC, 2010, pág. 13)

Los elementos de reducción se determinarán en función del esfuerzo al que se encuentre sometido el factor. Para ello, se presenta la tabla resumen a continuación:



Tabla 1.-

Factores de reducción para las cargas de servicio.

Factor de reducción (ϕ)	Elemento o Conexión
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Elementos en flexión
0.85	Elementos en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Nota.- Tabla extraída de (MCCORMAC & CSERNAK, 2013, pág. 221)

En última instancia, LRFD define el concepto de confiabilidad como una razón o porcentaje preciso en el que la resistencia de una composición será igual o excederá la carga máxima aplicada durante un período de tiempo denominado vida eficaz. (MC CORMAC, 2008, pág. 55)

2.2.4. Tipos de diseño estructural

Existen varios tipos de diseño estructural, sean estos dependientes del terreno donde se proyectará, del comportamiento de la estructura o del diseño de elementos estructurales trabajando juntos pero de forma separada. Sin embargo, lo que más importa es cómo realicemos el diseño estructural, ya que de este dependerá la resistencia y seguridad adecuadas frente a las acciones que recibe. En el anteproyecto, término que involucra diseño y cálculo estructural, hacemos una descripción detallada sobre el tipo de material con que construiremos, las acciones que recibe y con cuántos módulos de elasticidad para el cálculo en cada elemento estructural. Este proceso nos conlleva muchas iteraciones con la disposición a cambiar nuestros armados, módulos elásticos o secciones para lograr un adecuado diseño estructural acorde a nuestro terreno, clase de suelo y



resistencia mínima. Las iteraciones suelen ser cortas y su éxito se basa en la rutina de planteamiento y resolución de problemas para no desvirtuar y entender nuestro diseño estructural adecuadamente. En el trabajo final se presentarán algunas fórmulas y procedimientos, pero lo principal deberá ser la explicación de cada uno de ellos para que el alumno entienda el proceso de diseño estructural en esta materia, ya que probar a la mala no es la metodología de aprendizaje, y menos aún queremos este resultado en edificaciones que comprometen la seguridad de las personas, ya sea al involucrar las condiciones de apoyo o el estado de articulación de la sección resistente o el estado límite último. También añadimos los modelos de trabajo y diseño estructural normalmente usados en nuestras edificaciones. A lo que compete, haremos un completo análisis y cálculos para todos sus elementos estructurales hasta dimensionar cada uno de ellos y obtener todos los armados necesarios, fáciles de entender. (Tapia Vásquez, 2022)

En los centros educativos peruanos, hay tres métodos de diseño estructural relevantes: diseño por resistencia, diseño por esfuerzos admisibles y diseño por estados límite. Estos métodos están regulados por las Normas Técnicas E.060 "Concreto Armado", E.030 "Diseño Sismorresistente" y E.050 "Suelos y Cimentaciones" respectivamente, del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se utilizan para calcular la resistencia y esfuerzos internos de los elementos estructurales y asegurar la seguridad de las edificaciones ante cargas y sismos. (Llocle, 2021)

2.2.5. Diseño estructural según el Ministerio de Educación

El diseño estructural establece las partes resistentes del edificio y su disposición. Se dimensionan los elementos estructurales, considerando los datos obtenidos en el pre-diseño, y se interpretan según los reglamentos. Se tienen en



cuenta aspectos como la resistencia al fuego, la capacidad de carga y la ubicación geográfica. En los centros educativos peruanos, se utiliza el método de diseño por cargas de servicio para calcular las cargas que actuarán sobre la estructura. Se consideran diferentes factores, como el uso del edificio y los materiales utilizados. Además, se toman medidas para la resistencia al fuego y las condiciones sísmicas. El diseño estructural incluye la elaboración de planos y detalles específicos. Considerar múltiples factores es fundamental para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura. En los centros educativos peruanos, se utiliza el método de diseño por cargas de servicio para cumplir con los estándares de calidad.

Otro método de diseño estructural importante en los centros educativos del Perú es el método de diseño por cargas últimas, el cual también se encuentra regulado en la Guía de Diseño de Infraestructura Educativa (Ministerio de Educación, 2015). Este método se enfoca en el cálculo de las cargas máximas que la estructura podría soportar antes de llegar a su falla, lo que permite asegurar la seguridad de la edificación ante situaciones extremas.

Los métodos de diseño estructural de centros educativos en Perú son el diseño por cargas de servicio, el diseño por cargas últimas y el diseño por desempeño. Estos métodos aseguran la seguridad y eficiencia de estas edificaciones. La AISC indica dos puntos de vista de diseño: "Diseño por resistencia admisible" o ASD, y "Diseño por estados límites" o LRFD. El segundo es más utilizado ya que analiza el colapso y la dependencia interna del sistema estructural. Según AISC, hay dos estados finales: resistencia y servicio. (Angelino & Estrada, 2023)



2.2.5.1. Sistemas de construcción

Los sistemas de edificación estructural más habituales en los establecimientos educativos de Perú pueden ser categorizados en tres categorías principales: estructuras de hormigón armado, muros de albañilería confinada y estructuras metálicas.

El sistema de pórticos de hormigón armado se distingue por el uso de columnas y vigas de hormigón armado, que constituyen un entramado robusto a las cargas verticales y horizontales. Este sistema está sujeto a la regulación establecida en la Guía de Diseño de Infraestructura Educativa del Ministerio de Educación. (Ministerio de Educación, 2015).

El sistema de muros de albañilería confinada se basa en muros de ladrillo o bloques de concreto reforzados con elementos de concreto armado para alta resistencia a cargas. La Guía de Diseño de Infraestructura Educativa también establece este sistema. (Ministerio de Educación, 2015).

Finalmente, en algunos casos, se puede encontrar el uso de sistemas de construcción estructural a base de estructuras metálicas en los centros educativos peruanos, tal como se indica en la Norma Técnica de Diseño para Locales de Educación Básica Regular (Ministerio de Educación, 2019). Estos sistemas se caracterizan por la utilización de perfiles y elementos de acero, que ofrecen una alta resistencia y ligereza.

2.2.5.2. Sistema de construcción dual

El proyecto propuesto para las edificaciones corresponde a un sistema de mampostería estructural de bloques de hormigón a base de cemento Portland, tanto en cimientos, columnas, vigas. Las sobrecargas se han considerado de 150 kg/m² en cubierta y 400 kg/m² en planta baja. El sistema constructivo de las aulas



educativas de 2 niveles a diseñar se considera como el sistema de construcción dual estabilidad-mampostería. Es un sistema de muro de mampostería de bloques y sobres de construcción con sistemas estructurales de concreto armado o de metal. Es aconsejable que ambas secciones, estructurales y no estructurales, sean diseñadas por los mismos profesionales. (Luna, 2024)

Este sistema trata de aprovechar las ventajas de la mampostería y de la estructura metálica, ya que recibe la carga de viento o sismo por medio de una estructura con sistema de pórtico simple con diagonales que descargan la carga al núcleo de mampostería, combinándolas con los excelentes comportamientos sísmicos de las alveolares. Cabe resaltar que para el diseño de estos sistemas es necesario un análisis estructural pormenorizado de las fuerzas sísmicas y sus efectos, así como un análisis de estabilidad incluyendo la deformación, revisando la operatividad de estos sistemas para zonas sísmicas si su objetivo es viable o no. Este sistema permite calcular el esfuerzo a partir de su antecedente sísmico en un pseudoestático; este está formado por el aislador metálico unido al concreto y, al igual que una estructura completa de concreto (columnas, muros, vigas y losa), y una estructura metálica que pende del suelo. A partir de datos anteriores a este diseño se prefieren según el ingeniero y las necesidades de cada estructura. (Gómez & Reyes, 2022)

2.2.6. Arquitectura y distribución en centros educativos

La arquitectura de los centros educativos secundarios en el Perú se rige por los lineamientos establecidos en la Norma Técnica de Infraestructura para Locales de Educación Superior (NTIE 001-2017) del Ministerio de Educación. Según esta normativa, las aulas deben contar con una superficie mínima de 45 m² y una capacidad máxima de 35 estudiantes (Ministerio de Educación, 2017).



En cuanto a la distribución de las aulas, la Guía de Diseño de Infraestructura Educativa del Ministerio de Educación (2015) recomienda una organización en bloques o pabellones, con pasillos de circulación que permitan el fácil acceso a las aulas. Asimismo, se sugiere una orientación de las aulas hacia el norte o sur, evitando la exposición directa al sol este y oeste, con el fin de mejorar las condiciones de iluminación y ventilación natural.

Adicionalmente, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en su Norma Técnica A.040 Educación, establece que las aulas deben contar con una altura mínima de 2.50 metros y una relación entre el ancho y el largo no mayor a 1:1.6 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006). Estas especificaciones buscan garantizar el confort y la adecuada distribución del espacio para el desarrollo de las actividades educativas.

2.3. Marco conceptual

2.3.1. Estructura Educativa

La estructura del sistema educativo peruano está compuesta por los siguientes niveles y modalidades:

2.3.1.1. Niveles Educativos

Educación Inicial: Se proporciona atención a niños menores de seis años y se proporciona en cunas (para niños menores de tres años), jardines (para niños de tres a seis años) y programas no escolarizados.

Educación Primaria: Es obligatorio, gratuito y tiene una duración de seis años en instituciones públicas. El objetivo es fomentar el desarrollo de las habilidades cognitivas, volitivas y físicas del alumno.

Educación Secundaria: Consta de dos ciclos:

- ✓ Primer ciclo de 2 años: Común para todos los estudiantes.



- ✓ Segundo ciclo de 3 años: Diversificado, con educación científica, humanista y técnica. También es obligatoria.

Educación Superior: Incluye:

- ✓ Educación Universitaria
- ✓ Educación Técnico-Productiva
- ✓ Educación Técnico-Profesional

2.3.2. Infraestructura educativa

La infraestructura educativa en Perú es un componente esencial para garantizar el acceso a una educación de calidad. A continuación, se presenta un resumen sobre su estado, desafíos y planes de mejora:

2.3.2.1. Definición y Composición

La infraestructura educativa se refiere al conjunto de edificaciones, espacios, mobiliario y equipamiento necesarios para la prestación del servicio educativo. Esto incluye desde aulas y laboratorios hasta servicios básicos como agua y saneamiento.

2.3.3. Evento sísmico

Un evento sísmico se refiere a cualquier fenómeno que involucra el movimiento de las placas tectónicas de la Tierra, resultando en temblores o terremotos. Estos eventos pueden tener diversas magnitudes y efectos, y su análisis es crucial para la planificación y diseño de edificaciones seguras.

2.3.3.1. Características de un Evento Sísmico

Causas: Los eventos sísmicos son generalmente causados por el movimiento de las placas tectónicas, que pueden generar fallas geológicas. Estos movimientos pueden ser el resultado de la acumulación de tensiones en las rocas, que, al liberarse, producen ondas sísmicas.



Medición: La magnitud de un sismo se mide comúnmente utilizando la escala de Richter o la escala de magnitud de momento. Además, la intensidad del sismo se puede evaluar a través de la escala de Mercalli, que considera el impacto y los daños causados en las estructuras y en la población.

2.3.3.2. Efectos de un Evento Sísmico

Daños Estructurales: Durante un evento sísmico, las edificaciones pueden sufrir daños que van desde agrietamientos menores hasta colapsos totales. La magnitud del daño depende de varios factores, incluyendo la intensidad del sismo, la calidad de la construcción y el tipo de suelo.

Impacto en la Infraestructura: Los sismos pueden afectar no solo los edificios, sino también la infraestructura crítica como puentes, carreteras, y servicios básicos (agua, electricidad, gas). Esto puede llevar a situaciones de emergencia y complicar los esfuerzos de rescate y recuperación.

2.3.3.3. Preparación y Respuesta

Planificación: Es fundamental que las comunidades desarrollen planes de emergencia que incluyan rutas de evacuación, puntos de encuentro y protocolos de comunicación. La educación sobre cómo actuar durante un sismo es vital para reducir el riesgo de lesiones.

Normativas de Construcción: La implementación de códigos de construcción que consideren la resistencia sísmica es crucial para minimizar los daños. Esto incluye el uso de materiales adecuados y técnicas de diseño que permitan a las estructuras soportar los movimientos sísmicos.

Evaluaciones Post-Sismo: Después de un evento sísmico, es esencial realizar inspecciones y evaluaciones de las edificaciones para determinar su seguridad y



habitabilidad. Esto ayuda a identificar estructuras que requieren reparaciones o refuerzos.

2.3.4. Software ETABS

ETABS es un software especializado en el análisis y diseño estructural de edificios, desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI). Este programa se ha convertido en una herramienta esencial para ingenieros estructurales, permitiendo realizar modelados, cálculos y análisis de manera eficiente y precisa.

2.3.4.1. Características Principales de ETABS

Análisis Estructural: ETABS permite realizar análisis tanto lineales como no lineales, facilitando la evaluación del comportamiento de estructuras bajo diversas condiciones de carga, incluyendo cargas sísmicas y de viento.

Modelado 3D: El software ofrece capacidades avanzadas de modelado en tres dimensiones, lo que permite a los usuarios visualizar y manipular estructuras de manera intuitiva.

Interoperabilidad: ETABS se integra fácilmente con otros programas de diseño y modelado, como Autodesk Revit, a través del plugin CSiXRevit. Esto permite la transferencia de datos y detalles entre plataformas, mejorando la colaboración entre arquitectos e ingenieros.

Diseño Automatizado: Incluye herramientas para el diseño automático de elementos estructurales, como vigas, columnas y losas, cumpliendo con normativas internacionales y locales.

Generación de Informes: El software permite la creación de informes detallados y gráficos que facilitan la interpretación de los resultados del análisis estructural.



Simulación de Eventos Sísmicos: ETABS incluye funciones para simular el comportamiento de estructuras durante eventos sísmicos, proporcionando espectros de diseño y análisis de respuesta.

2.3.4.2. Aplicaciones de ETABS

Edificios Residenciales y Comerciales: Es ampliamente utilizado para el diseño de edificios de varios pisos, garantizando que cumplan con los requisitos de seguridad y funcionalidad.

Infraestructura Industrial: También se aplica en el diseño de naves industriales, donde se requieren soluciones estructurales específicas.

Evaluaciones Sísmicas: ETABS es una herramienta clave para la evaluación de la capacidad sísmica de edificaciones, permitiendo a los ingenieros realizar análisis que aseguren la resistencia y estabilidad de las estructuras ante terremotos.

2.3.5. Interoperabilidad

La interoperabilidad entre programas se refiere a la capacidad de diferentes sistemas y aplicaciones de software para comunicarse, intercambiar y utilizar información de manera efectiva, sin la necesidad de intervención manual o ajustes específicos. Este concepto es fundamental en diversos campos, incluyendo la gestión de datos, la automatización industrial y el modelado de información de edificios (BIM).



CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Diseño de investigación

3.1.1. Enfoque cuantitativo

La investigación se basa en el análisis numérico y el uso de herramientas de simulación para realizar el diseño estructural y el análisis sísmico de la edificación. Se utilizarán cálculos y modelos computacionales para obtener resultados cuantificables.

3.1.2. Nivel

Nivel Descriptivo: La investigación describirá las características técnicas y los requisitos normativos de la edificación educativa, centrándose en la implementación de un diseño estructural sismorresistente acorde con las condiciones geotécnicas y sísmicas de la región.

3.1.3. Tipo

Investigación Cuantitativa: El enfoque de la investigación es cuantitativo, ya que se fundamenta en el análisis de datos obtenidos a partir de los estudios sísmicos estáticos y dinámicos. En cuanto a su finalidad, es de tipo básica, dado



que en esta fase inicial del proyecto se recopila información que será utilizada en etapas posteriores, pero no de manera inmediata.

3.2. Metodología

Experimental: Se realizarán simulaciones y cálculos estructurales para verificar el comportamiento de la estructura bajo cargas estáticas y dinámicas (sísmicas), permitiendo hacer propuestas de mejoras en el diseño.

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

Infraestructura educativa secundaria de la Provincia de San Román.

3.3.2. Muestra

Infraestructura educativa secundaria Thomas Alva Edison.

3.4. Técnicas e instrumentos de la investigación

Para la presente investigación se utilizó la técnica de observación directa con el instrumento de fichas técnicas pre-elaboradas para realizar toma de datos de campo en la ejecución de una obra civil.

3.4.1. Estilo o normas de redacción utilizada en el proyecto y la tesis

Se usará la sexta edición del Manual de publicaciones de la American Psychological Association (APA), para redactar el trabajo de investigación y la directiva 001-2017 UANCV.

3.4.2. Estudio de Campo y Revisión Documental

: Se realizará una revisión detallada de los planos arquitectónicos existentes, si los hubiera, y se obtendrán datos geotécnicos del terreno mediante estudios de laboratorio y pruebas de campo (por ejemplo, sondeos geotécnicos) para determinar las propiedades del suelo en el sector Chilla.



La estructura de la investigación nos facilita la modificación de las decisiones necesarias para el descubrimiento de un nuevo conocimiento, mediante la comprobación de una hipótesis. En el presente estudio, la investigación es de naturaleza Descriptiva-Explicativa, documentando la información existente en el diseño de infraestructura industrial para posteriormente sistematizarla. Esto facilita la identificación y cuantificación de las variables observadas para el objeto de estudio, con el fin de corroborar la hipótesis.

- Recolección de bibliografía.

Se usará medios secundarios por medio de recolección bibliografía de textos y documentos de tesis en temas similares al estudio realizado para tener en conocimiento en el desarrollo de estructuras de acero.

- Determinación del uso de la infraestructura.

Se verificará las necesidades del propietario para la infraestructura como su tipo uso, periodo uso, etc.

- Levantamiento topográfico y estudio de mecánica de suelos.

Se realizará un levantamiento topográfico para ver la superficie del terreno y área real para la construcción de infraestructura.

- Pre Modelado del bloque.

Se analizarán las condiciones de la zona de estudio y sus características con el fin de establecer el tipo de infraestructura y su predimensionamiento inicial, utilizando el Programa Revit como herramienta de modelado.

- ✓ Análisis de la estructura.

Según el paso anterior se procederá al cálculo estructural con respecto a la norma como son el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se tomará el modelo



previo y se modelará en el programa Robot structural realizando el análisis de la estructura para verificar el cumplimiento del modelo.

✓ Análisis Normativo:

Se revisarán las normativas nacionales e internacionales aplicables, en especial el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) de Perú, y las normativas sobre diseño sismorresistente (Norma Técnica E.030). Este análisis permitirá orientar el diseño estructural conforme a las exigencias legales y las mejores prácticas en el ámbito sísmico.

✓ Diseño de la estructura

Las conclusiones derivadas del análisis estructural serán consideradas y se llevarán a cabo el dimensionamiento final de los componentes de la infraestructura.

3.5. Métodos de Análisis

Se empleó los siguientes instrumentos: fichas escritas y resumidas; utilizando como Notas a: libros de diseños de bloques de aulas, reglamentos y manuales, para obtener información de las variables del método de gestión propuesto y la productividad de las obras civiles públicas.

3.6. Cálculos por cada objetivo específico

3.6.1. Análisis Geotécnico

3.6.1.1. Estudios Topográficos

El estudio topográfico es una etapa fundamental en el proceso de diseño estructural, ya que proporciona información detallada sobre las características físicas del terreno donde se emplazará la edificación. En este proyecto, se realizó un levantamiento topográfico en el sector de Chilla, Juliaca, con el propósito de determinar las condiciones del terreno, incluyendo su topografía, dimensiones y pendientes, que son esenciales para la planificación de las obras de construcción.



Procedimiento

El levantamiento se llevó a cabo utilizando equipos de medición de alta precisión, como estaciones totales y niveles topográficos, siguiendo las normas técnicas vigentes en Perú. Se definieron puntos de control geodésico para garantizar la exactitud de los datos, y se realizó un mapeo detallado del terreno considerando características como:

Altimetría: Variaciones en las cotas de nivel, permitiendo identificar posibles pendientes que podrían influir en la estabilidad de la construcción.

Planimetría: Delimitación de las dimensiones del terreno y sus elementos colindantes, asegurando una correcta ubicación de la infraestructura.

Orientación: Identidad

Importancia para el Diseño

La información derivada del estudio topográfico resultó fundamental para: Establecer las especificaciones técnicas de la cimentación y los sistemas estructurales a implementar.

Establecer las tácticas para el drenaje y la gestión de las aguas pluviales, asegurando la estabilidad del terreno.

Se buscará optimizar el diseño arquitectónico, garantizando una integración apropiada de la infraestructura con el entorno circundante.

El análisis topográfico garantiza que el proyecto se ajuste a las características particulares del terreno, cumpliendo con las regulaciones vigentes y minimizando los riesgos vinculados a la construcción. Esta metodología facilita la garantía de la seguridad, eficiencia y sostenibilidad de la infraestructura sugerida.



3.6.1.2. Mecánicas del suelo

3.6.1.2.1. Propiedades Físicas del Suelo

Utilizando los datos obtenidos en el estudio del terreno, se calcularán los parámetros geotécnicos del suelo (capacidad portante, tipo de suelo, índice de plasticidad, etc.). Estos datos servirán para ajustar el diseño estructural y asegurar que la fundación sea adecuada para las condiciones locales.

3.6.2. Análisis Estructural Estático y Dinámico

Se empleará un software de simulación estructural (como SAP2000 o ETABS) para realizar el análisis sísmico estático y dinámico de la estructura.

Análisis estático: Se simularán las cargas muertas, vivas y las cargas sísmicas usando el método de cargas equivalentes o análisis estático.

Análisis dinámico: Se modelarán las características dinámicas del edificio, como su período natural de vibración, utilizando el análisis modal y de respuesta sísmica. Esto permite verificar la resistencia de la estructura frente a las vibraciones generadas por un sismo.

3.6.3. Diseño Sismorresistente:

Con los resultados de los análisis, se procederá al diseño de los elementos estructurales clave: columnas, vigas, losas y muros de corte, utilizando los principios establecidos por la Norma Técnica E.030 y el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El diseño se centrará en optimizar la rigidez de la estructura para minimizar el desplazamiento durante un sismo, asegurando al mismo tiempo la integridad de la edificación.

3.6.4. Verificación del Desempeño Sísmico:

El desempeño de la estructura será evaluado mediante la comparación de las deformaciones y desplazamientos obtenidos en los análisis con los límites establecidos por las normativas. Además, se verificarán las fuerzas internas en los elementos estructurales (como esfuerzos en vigas y columnas) para asegurar que no se superen los valores de diseño permitidos.

3.6.4.1. *Diseño de elementos estructurales*

3.6.4.1.1. *Diseño de columnas y placas o muros de corte*

El diseño de columnas y muros de corte es una fase esencial en el análisis estructural de edificaciones, especialmente en contextos de alta sismicidad como el Perú. Este proceso se llevó a cabo cumpliendo con las especificaciones técnicas establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), particularmente las normas E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado), que garantizan la seguridad y estabilidad estructural de los elementos ante cargas estáticas y dinámicas (MVCS, 2018).

- **Metodología**
- **Determinación de cargas actuantes**

Las cargas que afectan las columnas y muros de corte se clasificaron en:

- **Cargas muertas (PDP_DPD):** Representan el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, calculado como:

$$P_D = \gamma \cdot V$$

Donde γ es el peso unitario del material (kN/m³) y V el volumen del elemento estructural (m³) (Mehta et al., 2016).



- **Cargas vivas (P_L):** Se estimaron considerando el uso educativo del edificio, con un valor estándar de 2.5 kN/m^2 , según lo especificado en la norma E.020 (MVCS, 2018).
- **Cargas sísmicas (F_s):** Determinadas mediante análisis modal espectral, aplicando la fórmula de fuerza cortante basal de la norma E.030:

$$V = Z \cdot U \cdot K \cdot C \cdot W$$

Donde **Z** es el factor de zona sísmica, **U** el factor de uso, **K** el coeficiente de importancia, **C** el coeficiente sísmico y **W** el peso total de la estructura.

Predimensionamiento de elementos

El predimensionamiento inicial se realizó de acuerdo con las recomendaciones normativas:

- **Columnas:**

El área mínima de refuerzo longitudinal ($A_{s,min}$) se calculó como:

$$A_{s,min} = 0.01 \cdot b \cdot h$$

Donde **b** es el ancho y **h** la altura de la columna (MVCS, 2018).

- **Muros de corte:**

El espesor mínimo requerido (**t**) fue:

$$t \geq \frac{h}{20}$$

Donde **h** es la altura del muro, según la norma E.060.

- **Análisis estructural**

Se utilizó el software ETABS para modelar el comportamiento estructural bajo combinaciones de carga estática y sísmica. Las principales fuerzas evaluadas fueron:



- **Esfuerzos normales (N):**

$$N = \frac{P}{A}$$

Donde P es la carga axial y A el área de la sección transversal (Chopra, 2017).

- **Momentos flectores (M):**

$$M = f_c \cdot Z$$

Donde f_c es el esfuerzo máximo de compresión del concreto y Z el módulo de sección.

- **Esfuerzos cortantes (V):**

$$\tau = \frac{V}{A_w}$$

Donde T es el esfuerzo cortante y A_w el área efectiva del muro.

Diseño del refuerzo

El refuerzo de acero se diseñó de acuerdo con las exigencias de la norma E.060:

- **Columnas:**

Las barras longitudinales se calcularon para soportar flexión y compresión, asegurando:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, P_n la capacidad nominal y P_u la carga última.

- **Muros de corte:**

El refuerzo vertical y horizontal se distribuyó uniformemente, garantizando la resistencia al corte mediante:

$$V_n = \phi(0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c + A_s \cdot f_y \cdot d/s)$$

Donde f'_c es la resistencia del concreto, A_c el área de concreto, A_s el área de refuerzo, f_y el esfuerzo de fluencia, d la distancia efectiva y s el espaciamiento.

Verificación de derivas y desplazamientos

De acuerdo con la norma E.030, se verificaron las derivas inter-piso (Δ):

$$\Delta \leq 0.007 \cdot h$$

Donde h es la altura del entrepiso.

Validación y optimización

El diseño fue optimizado iterativamente en ETABS, asegurando eficiencia estructural y reducción de costos sin comprometer la seguridad.

3.6.4.1.2. Diseño de vigas sismorresistentes

El diseño de vigas sismorresistentes es un componente esencial en la ingeniería estructural, ya que estas desempeñan un papel clave en la resistencia y disipación de energía sísmica. En este proyecto, las vigas se diseñaron siguiendo las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), específicamente las normas E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado), que establecen los lineamientos para garantizar seguridad, ductilidad y rigidez en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas como el Perú (MVCS, 2018).

Metodología de Diseño

1. Determinación de Cargas Actuales

Las vigas fueron diseñadas para resistir combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas. De acuerdo con la norma E.030, las combinaciones de carga se establecieron como:

$$C_{total} = C_{grav} + C_{sismo}$$



Donde:

C_{grav} : Cargas muertas y vivas, calculadas según la norma E.020.

C_{sis} : Cargas sísmicas obtenidas mediante análisis dinámico modal, considerando los factores de zona sísmica (Z) y coeficientes de reducción de fuerza sísmica (C).

2. Predimensionamiento de Secciones

El predimensionamiento inicial se basó en las relaciones altura-luz (h/L) recomendadas en la norma E.060 para garantizar rigidez adecuada:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12}$$

Donde:

h : Altura de la sección de la viga.

L : Longitud libre de la viga.

3. Análisis de Esfuerzos Internos

Se utilizaron modelos computacionales en ETABS para determinar los esfuerzos internos en las vigas bajo las combinaciones de carga. Los principales esfuerzos analizados fueron:

Momentos flectores (M):

$$M = P \cdot e$$

Donde P es la carga aplicada y e el brazo de palanca.

Esfuerzos cortantes (V):

$$V = F/A$$

Donde F es la fuerza cortante y A el área efectiva de la sección.

4. Diseño del Refuerzo

El diseño del refuerzo longitudinal y transversal fue realizado según las exigencias de la norma E.060:

**Resistencia a flexión ():**

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d$$

Donde:

- : Área de refuerzo longitudinal.
- : Esfuerzo de fluencia del acero.
- d : Brazo mecánico.

Resistencia a corte ():

$$V_n = \phi \cdot \left(0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} \right)$$

Donde:

- ϕ : Factor de reducción de resistencia.
- f' : Resistencia a compresión del concreto.
- b : Ancho de la sección.
- A_v : Área de refuerzo transversal.
- s : Espaciamiento de los estribos.

5. Verificación de Ductilidad y Confinamiento

Se verificó la relación momento plástico/momento crítico (M_p/M_c), cumpliendo con:

$$M_p/M_c \geq 1.2$$

Este criterio asegura que las vigas tengan la capacidad de disipar energía antes de alcanzar el colapso (MVCS, 2018).

6. Control de Desplazamientos y Derivas

De acuerdo con la norma E.030, se verificó que las derivas inter-piso (Δ) no excedieran el límite de:

$$\Delta \leq 0.007 \cdot h$$

Donde

h es la altura del entrepiso.

7. Validación Final y Optimización

El diseño se optimizó iterativamente utilizando herramientas computacionales para garantizar que las secciones propuestas y el refuerzo cumplieran con los requisitos de seguridad estructural, reduciendo costos y maximizando la eficiencia.



El diseño de vigas sismorresistentes cumple con los lineamientos de las normas E.030 y E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Las vigas diseñadas ofrecen un comportamiento adecuado frente a cargas gravitacionales y sísmicas, asegurando ductilidad, rigidez y capacidad de disipar energía. Este enfoque contribuye a la estabilidad global de la edificación, especialmente en un contexto sísmico como el peruano.

3.6.4.1.3. Diseño de zapata-viga de cimentación.

. El diseño de zapatas y vigas de cimentación es un paso crítico en el proceso estructural, ya que estos elementos garantizan la adecuada transmisión de cargas al terreno y la estabilidad de la edificación. En este proyecto, el diseño se llevó a cabo conforme a las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), con énfasis en las normas E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto Armado), que regulan los requisitos técnicos para cimentaciones seguras y eficientes en contextos sísmicos y geotécnicos desafiantes (MVCS, 2018).

1. Evaluación de Cargas Actuales

Las cargas transmitidas desde las columnas y muros de corte a la cimentación se determinaron considerando:

Cargas muertas (*PD*): Peso propio de los elementos estructurales, calculado con:

$$PD = \gamma \cdot V$$

Donde:

γ : Peso unitario del material (kN/m³).

V : Volumen del elemento estructural (m³).



Cargas vivas (PL): Determinadas según la ocupación y uso del edificio, en cumplimiento con la norma E.020.

Cargas sísmicas (F_s): Calculadas mediante el método de análisis modal espectral según la norma E.030, utilizando el espectro de diseño sísmico para la región.

2. Dimensionamiento de la Zapata

El dimensionamiento de la zapata se realizó garantizando que las tensiones de contacto no excedieran la capacidad portante del suelo (q_a), según los estudios geotécnicos realizados. El área mínima de la zapata se obtuvo mediante:

$$A_{zapata} \geq P_{total} / q_a$$

Donde:

P_{total} : Suma de cargas gravitacionales y sísmicas (kN).

: Capacidad portante admisible del suelo (kN/m²).

La zapata fue diseñada como aislada para columnas individuales y combinada en zonas donde las cargas de las columnas están próximas. Las proporciones mínimas garantizan una distribución uniforme de las cargas al suelo, siguiendo los criterios de estabilidad indicados en la norma E.050.

3. Diseño de Refuerzo para la Zapata

El refuerzo de acero en las zapatas se calculó para resistir momentos flectores y esfuerzos cortantes generados por las cargas aplicadas. Según la norma E.060:

Momentos flectores (M_n):

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d$$

Donde:

: Área de refuerzo longitudinal.



: Esfuerzo de fluencia del acero

d : Brazo mecánico.

Esfuerzos cortantes (V_n):

$$V_n = \phi \cdot (0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s})$$

Donde:

f' : Resistencia a compresión del concreto.

b : Ancho efectivo de la zapata.

: Área de refuerzo a corte.

s : Espaciamiento de estribos.

4. Diseño de Vigas de Cimentación

Las vigas de cimentación fueron diseñadas para unir las zapatas, proporcionando rigidez adicional al sistema de cimentación y distribuyendo las cargas de manera uniforme. Según la norma E.060, el diseño consideró:

Flexión longitudinal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d$$

Corte transversal:

$$V_n = 0.75 \cdot (0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s})$$

5. Verificación de Asentamientos

Se realizaron verificaciones para garantizar que los asentamientos esperados sean uniformes y estén dentro de los límites establecidos por la norma E.050:

$$\Delta_{\text{asentamiento}} \leq \Delta_{\text{perm}}$$



Donde:

$\Delta_{asentamien}$: Asentamiento calculado.

Δ_{pe} : Asentamiento permisible del suelo.

6. Validación Final

El diseño de la zapata y las vigas de cimentación se validó utilizando software especializado para verificar que las tensiones y deformaciones cumplan con los parámetros de diseño establecidos, optimizando materiales y costos.

El diseño de la zapata y vigas de cimentación, basado en las normas peruanas E.050 y E.060, asegura una transmisión eficiente de las cargas al terreno, garantizando estabilidad y seguridad estructural. Este enfoque técnico, respaldado por análisis detallados y software especializado, permite optimizar recursos y prevenir fallas geotécnicas o estructurales, incluso en condiciones sísmicas exigentes.

3.6.4.1.4. *Diseño de losas aligeradas*

El diseño de losas aligeradas es un proceso fundamental para garantizar la funcionalidad, seguridad y eficiencia estructural de las edificaciones. Estas losas, ampliamente utilizadas en proyectos de construcción en Perú, destacan por su capacidad de reducir el peso propio de la estructura, optimizando recursos y mejorando el desempeño sísmico. El presente diseño se realizó cumpliendo estrictamente con las normas E.060 (Concreto Armado) y E.030 (Diseño Sismorresistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), garantizando que los elementos estructurales respondan de manera adecuada ante las cargas actuantes y eventos sísmicos (MVCS, 2018).



- **Metodología de Diseño**

1. Determinación de Cargas Actuantes

El análisis estructural de las losas aligeradas comenzó con la identificación de las cargas que actúan sobre ellas, clasificadas según la norma E.020:

- **Cargas muertas (PDP):** Incluyen el peso propio de la losa aligerada, los acabados, rellenos y otros elementos no estructurales. El peso de la losa se calculó considerando las dimensiones y propiedades de los materiales:

$$P_D = \gamma \cdot V$$

Donde:

γ : Peso unitario del material (kN/m³).

V: Volumen de la losa (m³).

- **Cargas vivas (PL):** Se determinaron según el uso previsto del edificio, con valores estándar de 2.5 kN/m² para aulas educativas.
- **Cargas sísmicas (Fs):** Calculadas según la norma E.030, a través del método modal espectral considerando la distribución de masas aportada por las losas.

2. Predimensionamiento

El espesor inicial de la losa aligerada se definió basándose en la relación luz/espesor (L/h), siguiendo las recomendaciones de la norma E.060 para garantizar rigidez suficiente:

$$h \geq \frac{L}{30 \text{ a } 35}$$

Donde:

h: Espesor de la losa.

L: Luz libre entre apoyos.



Se incluyeron nervaduras para reducir el peso propio de la losa, asegurando que el espesor de las nervaduras y la distancia entre ellas cumplan con los criterios mínimos establecidos.

3. Análisis de Esfuerzos

El análisis estructural de la losa se realizó con el software ETABS, considerando las combinaciones de carga establecidas en la norma E.030. Los principales esfuerzos evaluados fueron:

- **Momentos flectores (M):**

$$M = q \cdot L^2/8$$

Donde q es la carga distribuida y L la luz entre apoyos.

- **Esfuerzos cortantes (V):**

$$V = q \cdot L/2$$

Estos esfuerzos se verificaron para evitar fallas por corte, cumpliendo con los límites definidos en la norma E.060.

4. Diseño del Refuerzo

El refuerzo se diseñó considerando los momentos y esfuerzos cortantes obtenidos del análisis. De acuerdo con la norma E.060, se especificaron las siguientes disposiciones:

- **Refuerzo a flexión (As):**

$$As = \frac{M}{fy \cdot d}$$

Donde:

fy: Esfuerzo de fluencia del acero (kN/m²).

d: Brazo mecánico efectivo.



- **Refuerzo a corte (A_v v A_v):**

$$V_n = \phi \cdot (0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s})$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del concreto.

b : Ancho efectivo de la sección.

A_v : Área de refuerzo a corte.

s : Espaciamiento entre barras.

El refuerzo longitudinal y transversal fue detallado para garantizar la capacidad de la losa aligerada de resistir las cargas previstas y los efectos dinámicos.

5. Control de Deflexiones

Se verificaron las deflexiones de la losa, asegurando que no excedieran el límite permitido por la norma E.060:

$$\Delta \leq \frac{L}{240}$$

Donde L es la luz libre entre apoyos y Δ la deflexión calculada.

6. Validación Final

El diseño fue optimizado mediante iteraciones en el software ETABS, garantizando que las secciones y refuerzos cumplan con las exigencias normativas y aseguren un desempeño eficiente y económico.

- **Conclusión**

El diseño de losas aligeradas, basado en las normas E.030 y E.060 del RNE, asegura que estas cumplan con los requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad. La optimización del peso propio mediante nervaduras reduce la demanda sísmica sobre la estructura, mientras que los cálculos detallados de refuerzo garantizan la



capacidad de la losa para resistir las cargas gravitacionales y sísmicas. Este enfoque asegura una estructura eficiente, económica y funcional.

3.6.5. Calcular el desplazamiento máximo aceptable que se presenta durante el análisis estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca.

El cálculo del desplazamiento máximo aceptable en estructuras es un componente esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones, especialmente en zonas de alta sismicidad como Juliaca. Este análisis evalúa el comportamiento dinámico y estático de la edificación bajo cargas gravitacionales y sísmicas, asegurando que las deformaciones sean compatibles con los límites normativos establecidos. En este proyecto, el análisis estructural se realizó siguiendo las disposiciones de la norma E.030 (Diseño Sismorresistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), empleando modelos computacionales para simular y verificar los desplazamientos laterales y derivas inter-piso (MVCS, 2018).

3.6.5.1. Proceso de Análisis Estructural

1. Modelo Estructural

Se modeló el bloque de 6 aulas utilizando el software ETABS, el cual permite simular el comportamiento de la estructura ante las cargas aplicadas. El modelo incluyó:

- **Elementos estructurales:** Columnas, vigas, muros de corte y losas aligeradas, diseñados conforme a la norma E.060 (Concreto Armado).
- **Condiciones de frontera:** Se asumieron apoyos empotrados para simular la interacción entre la cimentación y el terreno, según la norma E.050 (Suelos y Cimentaciones).



- **Distribución de cargas:** Incluyendo cargas muertas (P_D), cargas vivas (P_L) y cargas sísmicas (F_s), según la norma E.020.

2. Determinación de las Cargas

El cálculo de las cargas actuantes en la estructura consideró las siguientes combinaciones, establecidas en la norma E.030:

- **Cargas gravitacionales (Cgrav):**

$$C_{grav} = PD + PL$$

Donde PD representa el peso propio de los elementos estructurales y PL las cargas vivas, especificadas para uso educativo como 2.5 kN/m².

- **Cargas sísmicas (Fs):**

$$F_s = Z \cdot U \cdot K \cdot C \cdot W$$

Donde:

- Z: Factor de zona sísmica (Juliaca se encuentra en la zona 4 del Perú).
- U: Factor de uso (educativo, valor 1.3).
- K: Coeficiente de importancia estructural.
- C: Coeficiente sísmico reducido.
- W: Peso total de la edificación.

3. Análisis Dinámico y Determinación de Desplazamientos

El análisis dinámico se realizó mediante el método modal espectral, evaluando el desplazamiento máximo (Δ_{max}) en los puntos más críticos de la estructura. Este desplazamiento fue comparado con el límite normativo de derivas establecido en la norma E.030:

$$\Delta_{perm} = 0.007 \cdot h$$



Donde:

- Δ_{perm} : Desplazamiento permisible (m).
- h: Altura entre niveles (m).

Se calcularon las derivas inter-piso (Δ_{rel}) como:

$$\Delta_{rel} = \frac{\Delta_{n+1} - \Delta_n}{h}$$

Donde:

- Δ_{n+1} : Desplazamiento del nivel superior.
- Δ_n : Desplazamiento del nivel inferior.

4. Verificación de Límites Normativos

Los desplazamientos máximos obtenidos en el análisis fueron contrastados con los valores permitidos por la norma E.030, garantizando que las derivas no excedieran el 0.007 de la altura del entrepiso:

$$\Delta_{rel} \leq 0.007 \cdot h$$

El cumplimiento de este límite asegura la estabilidad global de la estructura y previene fallas críticas en los elementos no estructurales.

5. Validación de Resultados

Los desplazamientos calculados se validaron iterativamente mediante ajustes en los elementos estructurales, como refuerzos en las columnas y muros de corte, para garantizar un desempeño óptimo de la edificación. El uso de herramientas computacionales permitió verificar que la estructura responde de manera adecuada ante las combinaciones de carga.

- **Conclusión**

El análisis estructural realizado confirmó que el bloque de 6 aulas cumple con los límites de desplazamiento y deriva establecidos por la norma E.030 del RNE. Los desplazamientos laterales calculados se encuentran dentro de los valores



permisibles, garantizando la seguridad y funcionalidad de la edificación en condiciones estáticas y dinámicas. Este proceso asegura un diseño eficiente y confiable para una zona de alta sismicidad como Juliaca.



CAPÍTULO IV

CALCULOS DEL DISEÑO Y ANALISIS DE LA EDIFICACION

4.1. Procedimiento del primer objetivo

Para desarrollo del procedimiento se tendrá los siguientes estudios:

- ✓ Estudio topográfico
- ✓ Estudio de mecánica de suelos

4.1.1. Estudio de topográfico

4.1.1.1. Antecedentes

Actualmente, la institución educativa primaria Thomas Alva Edison desempeña un papel crucial en la educación de los estudiantes en esta región de la provincia. Es imperativo disponer de una infraestructura adecuada para la educación holística (enseñanza, aprendizaje y práctica deportiva) de los estudiantes, en consonancia con la Modernización Educativa que se está experimentando en el ámbito nacional. Esto se debe a que gran parte de los módulos actualmente empleados para la realización de tareas educativas están en estado de deterioro y algunos están en estado de abandono.

4.1.1.2. Ubicación y descripción del área de proyecto

- Centro Poblado : Chilla
- Distrito : Juliaca
- Provincia : San Román
- Departamento : Puno

La Imagen Izquierda presenta elementos de tabla de ilustraciones y el mapa del Perú, junto con la localización del Departamento de Puno. En el centro se ubica el mapa del departamento de Puno y la localización de la provincia de San Román. En la Imagen Izquierda se ubica la ubicación del distrito de Juliaca.

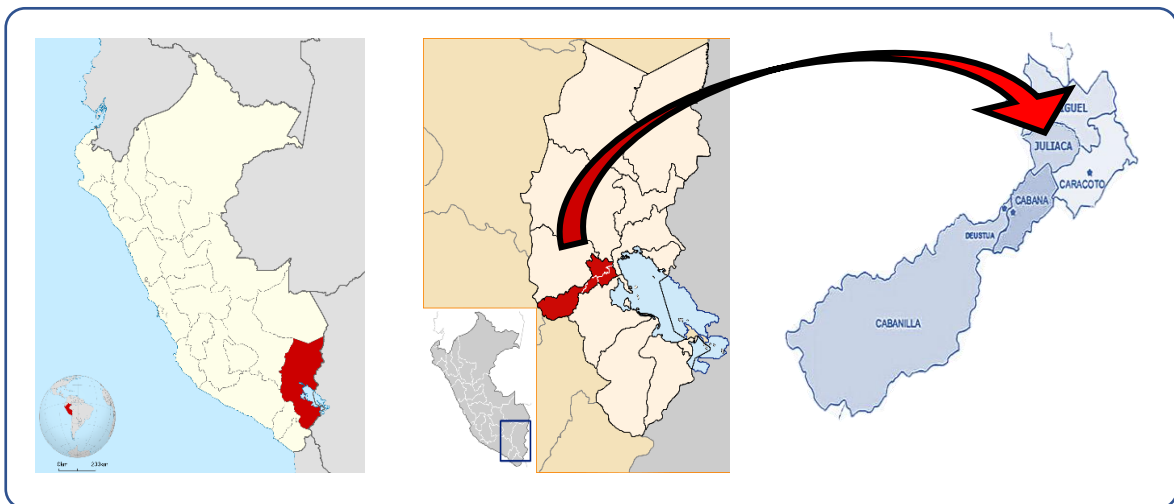


Figura 1.- Ubicación del distrito de Juliaca.

El Distrito de Juliaca está situado entre las coordenadas geográficas - 15.477078° de Latitud Sur y 70.127019° de Longitud Oeste del Meridiano de Greenwich.

4.1.1.3. Condiciones climáticas

. La ciudad de Juliaca, ubicada en la región de Puno, Perú, presenta un clima característico del altiplano andino, clasificado como semiárido frío según la clasificación climática de Köppen. Estas condiciones climáticas tienen

implicaciones significativas para el diseño y la construcción de infraestructuras en la región, particularmente en términos de durabilidad de materiales y confort térmico (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú [SENAMHI], 2021).

Características Climáticas Principales

Temperatura

Juliaca experimenta temperaturas extremas, con días cálidos y noches frías debido a su altitud promedio de 3,825 metros sobre el nivel del mar. Las temperaturas diurnas oscilan entre los 15 °C y 18 °C, mientras que las temperaturas nocturnas pueden descender por debajo de los 0 °C, especialmente en los meses de invierno (junio a agosto). Estas variaciones térmicas significativas requieren el uso de materiales resistentes a ciclos de congelamiento y descongelamiento (SENAMHI, 2021).

Radiación Solar

La radiación solar es elevada durante todo el año, alcanzando valores promedio de 5 a 6 kWh/m² por día. Este factor debe considerarse en el diseño arquitectónico para optimizar la iluminación natural y minimizar el efecto de la radiación directa en los espacios interiores (Instituto Geofísico del Perú [IGP], 2020).



Figura 2.- Ubicación del proyecto.



Figura 3.- Recorrido del sol – terreno

Fuente: SunEarthTools

Humedad Relativa

La humedad relativa en Juliaca varía entre el 40 % y el 60 %, siendo más baja durante los meses de invierno. Esta condición contribuye a un ambiente seco, lo que afecta tanto el comportamiento de los materiales de construcción como la calidad del aire en los espacios interiores (SENAMHI, 2021).

Precipitaciones

Las precipitaciones son estacionales, concentrándose principalmente entre diciembre y marzo, con un promedio anual de 800 mm. Durante la temporada de lluvias, las construcciones deben estar preparadas para resistir infiltraciones y acumulaciones de agua, lo que subraya la importancia de un diseño adecuado de los sistemas de drenaje (SENAMHI, 2021).



Vientos

Los vientos predominantes en Juliaca tienen una velocidad promedio de 2 a 4 m/s, aumentando durante la temporada seca (abril a noviembre). Estos vientos pueden generar cargas adicionales en las estructuras y afectan la percepción térmica, especialmente en áreas descubiertas (SENAMHI, 2021).

1. Implicaciones en el Diseño y Construcción

Las condiciones climáticas de Juliaca imponen desafíos específicos para el diseño estructural y arquitectónico:

Aislamiento térmico: Es crucial emplear materiales con alta resistencia térmica para mitigar las variaciones de temperatura diurna y nocturna.

Durabilidad de materiales: Los ciclos de congelamiento y descongelamiento requieren el uso de concretos y morteros con aditivos que prevengan fisuras.

Protección contra radiación solar: Es necesario incorporar elementos de sombreado y materiales reflectivos para minimizar el sobrecalentamiento.

Drenaje y protección contra lluvias: Los sistemas de evacuación de aguas pluviales deben estar diseñados para soportar las precipitaciones intensas durante la temporada de lluvias.

El clima extremo de Juliaca representa un desafío para la construcción, requiriendo un enfoque integral que considere tanto las características climáticas como las implicaciones en los materiales y sistemas constructivos. Adaptar los diseños a estas condiciones garantiza la sostenibilidad y funcionalidad de las infraestructuras en la región.



4.1.1.4. Metas del estudio

El estudio topográfico tiene como metas principales:

Levantamiento de Datos:

Obtener un modelo digital del terreno (MDT) con una precisión de ± 1 cm en coordenadas y elevaciones, utilizando estaciones totales y GPS diferencial.

Identificar las características físicas del terreno, como pendientes, curvas de nivel y zonas críticas, para garantizar un diseño estructural óptimo.

Análisis del Terreno:

Determinar las áreas de mayor vulnerabilidad, como zonas propensas a erosión o acumulación de agua, para integrarlas en el diseño del sistema de drenaje.

Evaluar las pendientes naturales del terreno, asegurando que los niveles propuestos cumplan con las normativas vigentes para proyectos educativos.

Soporte Técnico:

Generar planos topográficos detallados en formatos compatibles con herramientas CAD y software estructural, asegurando su uso eficiente en las etapas de diseño y planificación.

Validar que los datos topográficos cumplan con las especificaciones técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Eficiencia y Sostenibilidad:

Minimizar los tiempos de levantamiento en campo mediante la implementación de técnicas de captura de datos automatizadas.

Reducir el impacto ambiental del estudio mediante la planificación eficiente de las actividades topográficas.



4.1.1.5. Acceso al área de trabajo

El acceso está considerado de la ciudad de Juliaca, ya que los materiales están presupuestados de dicha ciudad debido a la cercanía y el transporte continuo entre esos lugares:

Tabla 2.-
Cuadro de acceso

DESDE	A	TIPO DE VIA	DISTANCIA EN KM	TIEMPO (HORAS)	Estado de conservación de la vía
Puno	Juliaca	Carretera Asfaltada	48.75	0.45	Pavimentada FLEXIBLE BUENO
Juliaca	CP Chilla	Carretera Pavimentada	1.92	0.20	Pavimentada RIGIDO REGULAR
		TOTAL	50.67	1.15	

4.1.1.6. Levantamiento topográfico

Como primer paso en el proceso, se identificaron y ubicaron los puntos de control denominados BM (Benchmarks). A partir de estos puntos, se definió la Poligonal Básica como referencia fundamental para el levantamiento topográfico.

El levantamiento del área de estudio se llevó a cabo mediante la configuración de una poligonal cerrada. Las estaciones que conforman esta poligonal se conservaron como puntos de control, con coordenadas en el sistema UTM y datos de elevación. Estos puntos fueron marcados físicamente en el campo, ubicándose en elementos existentes como veredas y buzones.

Para la recolección de detalles específicos, como carreteras, bloques habitacionales, edificaciones menores, redes de agua y desagüe, buzones y postes, se establecieron estaciones auxiliares derivadas de la Poligonal Básica.



Este enfoque permitió un levantamiento preciso de las características relevantes del área de estudio.

4.1.1.7. Trabajo de gabinete

El proceso se centra esencialmente en actividades de gabinete. Los datos recolectados en campo mediante estación total son descargados y procesados en Excel para generar la información topográfica necesaria. Este procesamiento incluye la organización, descripción y representación de puntos de control, buzones, áreas existentes, aulas existentes y otros elementos relevantes.

Posteriormente, se procede a la elaboración de planos topográficos en escalas adecuadas, adaptadas a los requerimientos del proyecto. Para este propósito, los datos obtenidos del levantamiento topográfico son procesados utilizando herramientas computarizadas específicas, destacándose el uso de los siguientes equipos y software:

- Computadora de alto rendimiento (Workstation).
- Software AutoCAD CIVIL 3D 2024 para el procesamiento avanzado de los datos topográficos.

Este enfoque asegura un tratamiento preciso y eficiente de la información, facilitando la generación de planos detallados y técnicamente adecuados.

4.1.1.7.1. Control horizontal

Compensación de la poligonal de apoyo. Medición. Se ubican puntos de control topográfico para servir de poligonal de apoyo al levantamiento topográfico y ser debidamente monumentados. Para la medición de la poligonal, los puntos deben ser intervisibles entre sí. Para medir la poligonal de apoyo, se deben obtener directamente los ángulos en los vértices y las distancias de cada lado.



La expresión para determinar el error admisible en el cierre angular de la poligonal de apoyo es la siguiente:

$$E_{adm} = \pm R\sqrt{n}$$

Donde:

R= Precisión del equipo utilizado

n= Numero de vértices de la poligonal

Para el cierre de la poligonal de apoyo, el error relativo mínimo será: Er=1/5000

Tabla 3.-

Datos de entrada para el ajuste de la poligonal

Estación	Point	Northing	Easting
Est-1	1	8288555.943	379100.2618
Est-2	2	8288612.269	379136.3195
Est-3	3	8288629.624	379110.3843
Est-4	4	8288625.388	379091.062
Est-5	5	8288711.394	379073.0475
Est-6	6	8288605.669	379017.9036
Est-7	7	8288569.914	379057.0361

Tabla 4.-

Acimut de las observaciones con estación total

From Point	At Point	To Point	Angle	Distance	Angle Std Error	DistanceStd Error
D	7	1		45.423		0.005
AZ	7	1	107.55512		0.001	
D	2	3		31.206		0.005
AZ	2	3	303.47186		0.001	
D	1	2		66.879		0.005
AZ	1	2	32.37321		0.001	
D	4	5		87.872		0.005
AZ	4	5	348.1012		0.001	
D	6	7		53.007		0.005
AZ	6	7	132.25027		0.001	
D	5	6		119.242		0.005
AZ	5	6	207.3244		0.001	
D	3	4		19.781		0.005
AZ	3	4	257.38096		0.001	



4.1.1.8. Límites del terreno

El terreno ocupado por el Centro Educativo es rectangular, con los siguientes linderos y medidas perimétricas:

- ❖ Por la Derecha entrando (Norte) : Con propiedades particulares y el Psje. Santa María de por medio con 67.20 ml.
- ❖ Por la Izquierda entrando (Sur) : Con una longitud total de 67.20 ml., y colinda con propiedades privadas y el Jr. Lambayeque de por medio.
- ❖ Por el Frente (Este) : Con propiedades particulares y el Jr. Mama Oclo de por medio con 105.40 ml.
- ❖ Por el Fondo (Oeste): Con propiedades particulares y Jr. San Agustín de por medio con 105.90 ml.

- AREA DEL TERRENO: 7099.32 m²
- PERIMETRO DEL TERRENO: 345.70 ml

4.1.2. Estudio de laboratorio de mecánica de suelos

4.1.2.1. Generalidades

En proyectos de edificación, la Norma Técnica E.050 establece la obligatoriedad de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o un Informe Técnico de Suelos (ITS). Para este caso particular, se requiere un EMS dado que el proyecto contempla la construcción de edificaciones de entre 1 y 3 niveles, con un área mayor a 500 m², destinadas a una institución educativa.

El presente documento detalla la realización del Estudio de Mecánica de Suelos orientado a la cimentación del proyecto de mejora educativa en la Institución Educativa Secundaria (I.E.S.) Thomas Alva Edison, ubicada en Chilla - Los Rosales, Juliaca, provincia de San Román, región de Puno.



El EMS, enfocado específicamente en el diseño de cimentaciones, es fundamental para asegurar la estabilidad estructural y el adecuado desempeño de las mismas a lo largo de su vida útil. Este estudio cumple con las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las directrices del Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED), garantizando así una solución técnica adecuada para las necesidades del proyecto.

El resultado final del EMS obedece a la evaluación geomecánica de los suelos de fundación para garantizar la resistencia de las infraestructuras de edificaciones educativas.

4.1.2.2. Datos generales de la zona de estudio

Dentro de las condiciones de frontera del proyecto se pudo identificar un entorno urbano de edificaciones con sistemas estructurales de muros portantes, generalmente edificaciones unifamiliares de hasta tres pisos, una edificación en proceso constructivo de 7 pisos, y áreas libres.

El terreno presenta horizontalidad con máximos pendientes de 1 % de desnivel, emplazado en una zona urbana.

4.1.2.3. Geomorfología regional

Los rasgos geomorfológicos del área de estudio se circunscriben regionalmente en la meseta oriental del Collao ó Altiplano. Dentro del cual se puede diferenciar morfologías con diferentes niveles de erosión que están relacionadas a factores principalmente litológicos, estructurales, topográficos, climatológicos, entre otros.

La meseta del altiplano se considera como un resto de una pene planicie formada a una altura relativamente plana durante el neógeno; como resultado de

un relleno parcial de cuencas relativamente cercanas de material aluvial, fluvio-aluvial y lacustre que ahora conforman las planicies o pampas.

El levantamiento andino determinó el afloramiento de rocas cenozoicas en la región. La tectónica y la acción climática han configurado la expresión topográfica actual.

4.1.2.4. Geomorfología local

La fisiografía de la zona muestra unidades morfológicas llanas a veces con muy suave ondula miento, durante la evolución de las geoformas de la zona de estudio, se formó terrazas aluviales modelado por la red hidrográfica.

Se describen nueve unidades geomorfológicas que incluyen sistemas colino-montañosos, fluviales y antrópicos identificados:

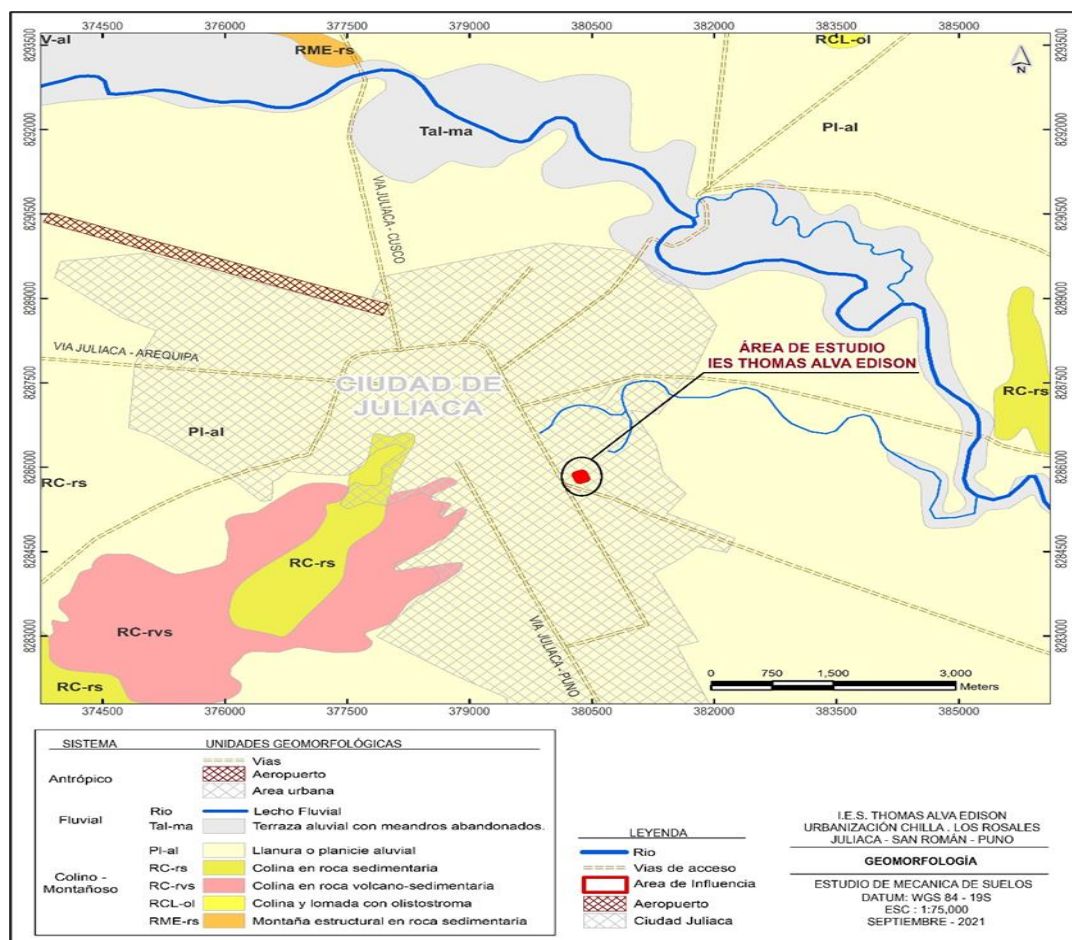


Figura 4.- Unidades geomorfológicas del área de estudio.

Ref.: Mapa geomorfológico del Perú, INGEMMET (2016).



4.1.2.5. Ensayos estándar

A las muestras disturbadas provenientes de los muestreos de campo se le practicaron una serie de ensayos físicos y mecánicos de laboratorio de acuerdo normas NTP y estándar ASTM, para clasificar los suelos (Propiedades Físicas) y determinar su calidad (Propiedades Mecánicas):

Tabla 5.-

Ensayos estándar para la mecánica de suelos.

ENSAYO	USO	NTP	ASTM	PROPOSITO
Reducción de Muestras	-	339.126	-	Reducción de las muestras de campo a tamaños de muestras de ensayo.
Contenido de Humedad	Clasificación	-	D2216	Determinar el contenido de agua en el suelo y/o roca.
Análisis Granulométrico por Tamizado	Clasificación	-	D6913	Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo.
Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad	Clasificación	-	D4318	Hallar el contenido de agua entre los estados líquido, plástico y semisólido de los suelos y determinar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.
Clasificación SUCS	Clasificación	-	D2487	Clasificar los suelos con fines de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
Clasificación AASHTO	Clasificación	-	D3282	Clasificar los suelos por su calidad de resistencia para fines de construcción de vías.

4.1.2.6. Distribución de puntos en la superficie del terreno

La distribución de puntos de investigación se planteó de acuerdo a la distribución de arquitectura del proyecto (información recibida hasta el día de explotación de campo del EMS).

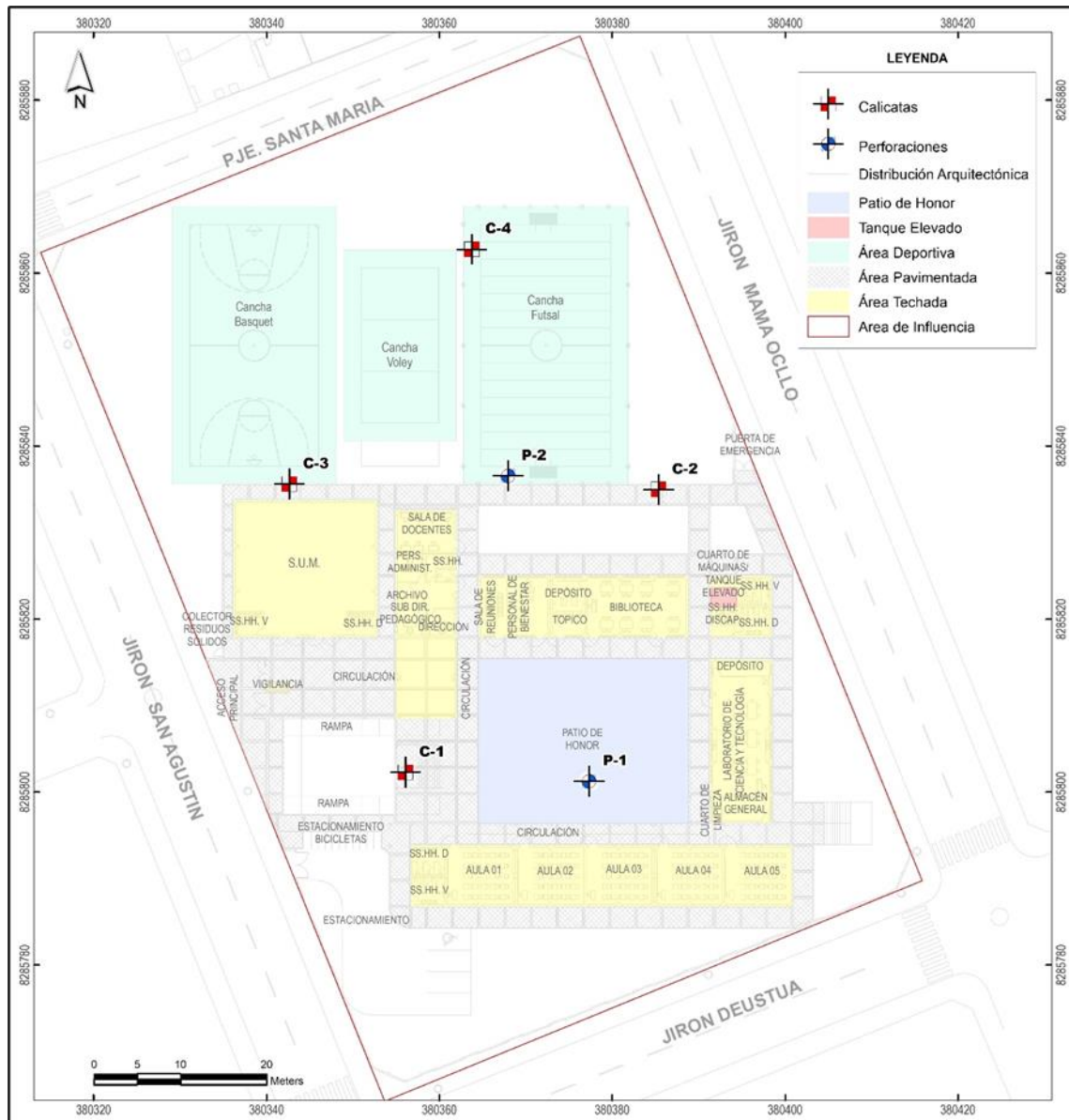


Figura 5.- Distribución de puntos en superficie de terreno

4.2. Modelo estructural

Para la realización de esta metodología se tendrá como partida inicial el modelo arquitectónico y en forma derivada el modelo estructural.



4.2.1. Antecedentes

La Institución Educativa Secundaria Thomas Alva Edison de la Urbanización Los Rosales en el Sector Chilla de la ciudad de Juliaca, ha sido creada el 06 de marzo del 2013 mediante RESOLUCIÓN DIRECTORAL REGIONAL N° 0339-2013-DREP, gracias a la gestión de los directivos de la localidad. Inicio sus actividades en el mes de febrero en el local de la Institución Educativa Primaria N°. 70580 de Chilla, donde se da en calidad de préstamo 03 ambientes, para el funcionamiento de la nueva institución secundaria.

4.2.2. Marco Normativo

Para el diseño del modelo de 6 ambientes para el servicio de aula para en nivel secundario se tendrá como marco legal las siguientes:

- ✓ RVM N°208-2019-MINEDU
- ✓ RVM 164 – 2020
- ✓ RVM 043-2020 / RVM 164-2020
- ✓ RSG N° 239-2018 CRITERIOS GENERALES
- ✓ RSG N° 073 – 2017-MINEDU
- ✓ GDE-002-2015
- ✓ RSG N° 073 – 2017-MINEDU
- ✓ RSG 239 - 2018
- ✓ ANEXO XIV 29090
- ✓ GE 020 RNE
- ✓ NTIE 001-2017
- ✓ R.N.E.

4.2.3. Modelo Arquitectónico

4.2.3.1. *Habilitación urbana y zonificación*

Habilitación urbana “los rosales” de la parcialidad de chilla, aprobada con resolución municipal N° 262/91-CPSRJ-A/SC en la Ciudad de Juliaca en noviembre de 1991.

4.2.3.2. *Parámetros urbanísticos*

La institución educativa Thoma Alva Edison cuenta con certificado de parámetros urbanísticos y edificatorios N° 0234 con referencia al expediente N° 44585-2019.

4.2.3.3. *Tipología del terreno*

El terreno es un polígono regular de 4 lados, de forma rectangular, terreno plano de tierra con ligera vegetación natural en su interior.

	Tipo I	Tipo II	Tipo III
Necesidad	Atender la demanda de ambientes del servicio educativo y el área del terreno	del programa arquitectónico, en	relación a las características
Forma de resolver el servicio en el terreno	Dentro de los linderos del terreno se resuelve parte del programa arquitectónico y para atender la totalidad del servicio educativo se hace uso del equipamiento del entorno que se encuentra disponible.	Dentro del terreno, no tiene posibilidad de ampliación, y para la práctica del deporte, sólo se considera las losas multiuso.	Dentro del terreno, existen áreas disponibles para futuras intervenciones de ampliación y/o de poder compartir equipamiento con otras IIEE.
Área libre	30%	40%	60%
Área de ingreso	Retiro en la zona de ingreso respecto de la circulación exterior.	0.10 m ² /estudiante (No menor a 50.00 m ² y no mayor al 5% del área del terreno)	0.15 m ² /estudiante (No menor a 50.00 m ² y no mayor al 5% del área del terreno)
Áreas de recreación	Compatible con espacios deportivos (de existir dentro del terreno).	Según requerimientos pedagógicos deben estar diferenciados de los espacios deportivos.	Según requerimientos pedagógicos deben estar diferenciados de los espacios deportivos.
Zona de seguridad	Puede estar fuera de los linderos del terreno (considerar las medidas de seguridad para poder evacuar)	Dentro de los linderos del terreno	Dentro de los linderos del terreno

Figura 6.- cuadro tipos de terrenos extraído de la NT-012-01-MINEDU

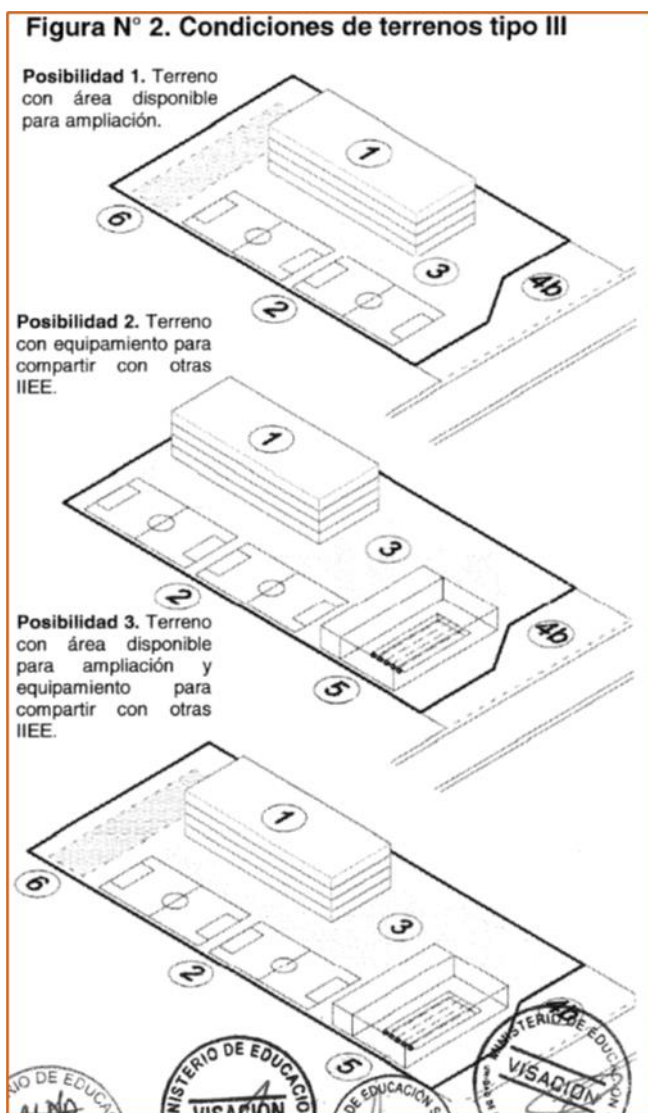


Figura 7.- Tipos de terreno – fuente NORMA 208-2019 MINEDU



Figura 8.- Superficie del terreno.

4.2.3.4. Disponibilidad de servicios básicos

El terreno cuenta con todos los servicios básicos:

- ✓ Luz
- ✓ Agua
- ✓ Desagüe

4.2.3.5. Contingencia

La Institución Educativa cuenta con un plan de contingencia, ubicado al costado del terreno del proyecto, actualmente existen 9 módulos educativos. 5 prefabricados y 4 módulos de PRONIED.



Figura 9.- Módulos de contingencia.

4.2.3.6. Análisis del entorno

El terreno se encuentra rodeado en su mayoría por viviendas de uso residencial, áreas libres y de educación, las construcciones son de material noble, en su mayoría de 2 niveles.

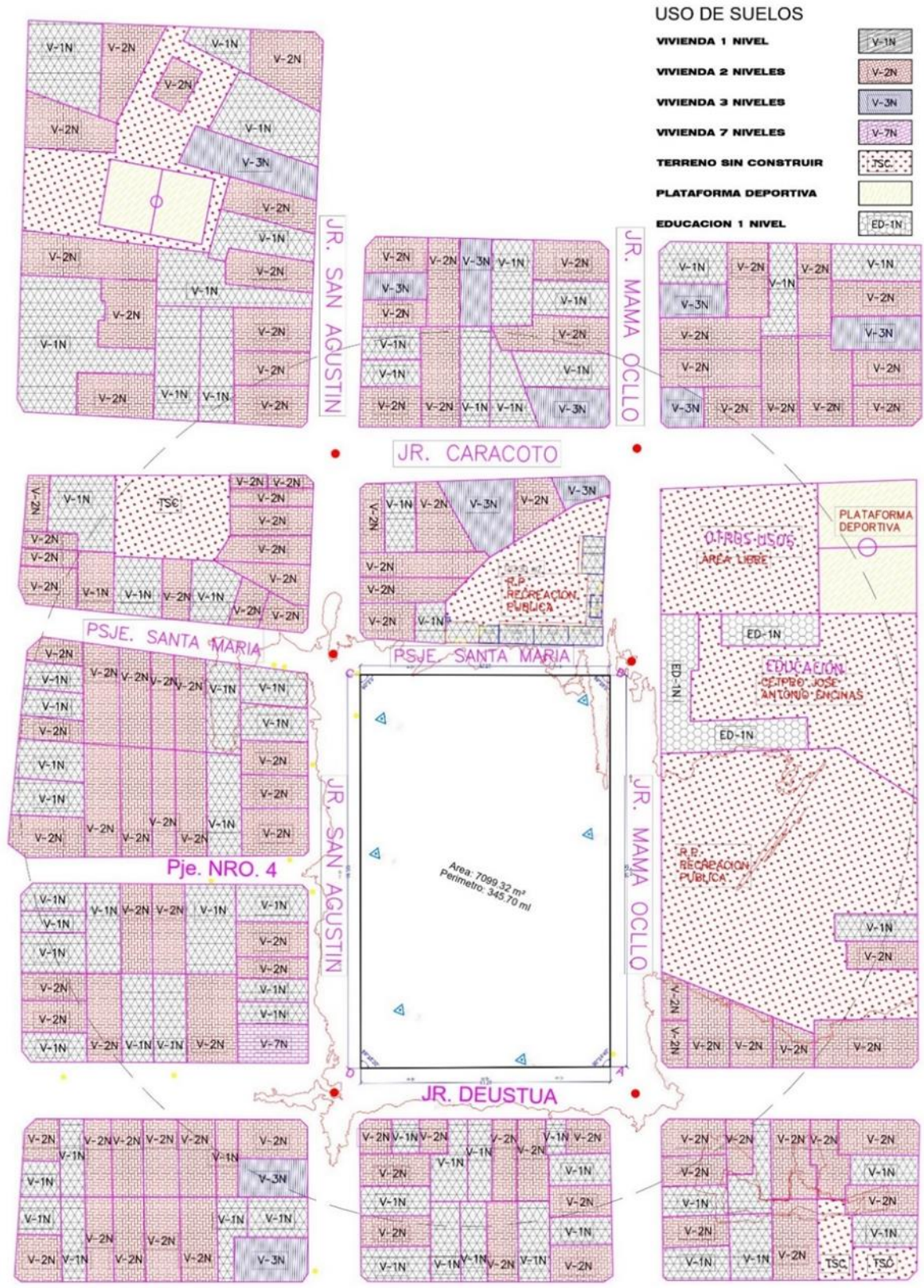


Figura 10.- Radio de influencia.



4.2.4. Programa arquitectónico

CÓDIGO : 2194462 **C. LOCAL** : 463585
C. MODULAR: 1645183 **NOMBRE** : THOMAS ALVA
 EDISON

Tabla 6.-

Programa Arquitectónico.

AMBIENTES	Expediente Técnico		Norma Técnica 084-2019		
	Cantidad	m2	Cantidad	m2	
BLOQUE AREA PEDAGOGICA					
Aulas Pedagógicas	06	50.95	10	Para 25 alumnos 50.00	✓

4.2.4.1. Dimensionamiento

AULAS PEDAGOGICAS

Cuadro N° 9. Cálculo de áreas de ambientes

Cantidad de estudiantes (*)	Área de ambiente (m²)
Hasta 15	15 x l.O. según ambiente
16 - 20 (**)	20 x l.O. según ambiente
21 - 25	25 x l.O. según ambiente
26 - 30	30 x l.O. según ambiente
31 - 35 (**)	35 x l.O. según ambiente

Fuente: Elaboración propia.

Notas:
 (*) Para intervenciones en IIEE públicas, la cantidad de estudiantes a considerar está en función al cálculo de la demanda en la fase de preinversión.
 (**) En aplicación a las Normas de racionalización de plazas de personal docente⁷ en donde se establece una variación de ±5 estudiantes para IIEE polidocentes completos, considerando que el número referencial de 30 y 25 alumnos por sección está establecido para los ámbitos urbano y rural respectivamente.

Figura 11.- Áreas

Tabla 7.-

Área y dimensiones pedagógicas

AREA ACADEMICA	CANT. CUP	DIMENSIONAMIENTO	CANTIDAD
AULAS PEDAGOGICAS	25	50.95 m2	6
ILUMINACION NATURAL		AREA DE VANOS	PORCENTAJE
ILUMINACION	25	20.91 m2	41.8 %
VENTILACION NATURAL		VOLUMEN DE AIRE	
VENTILACION	25	164.90 m3	

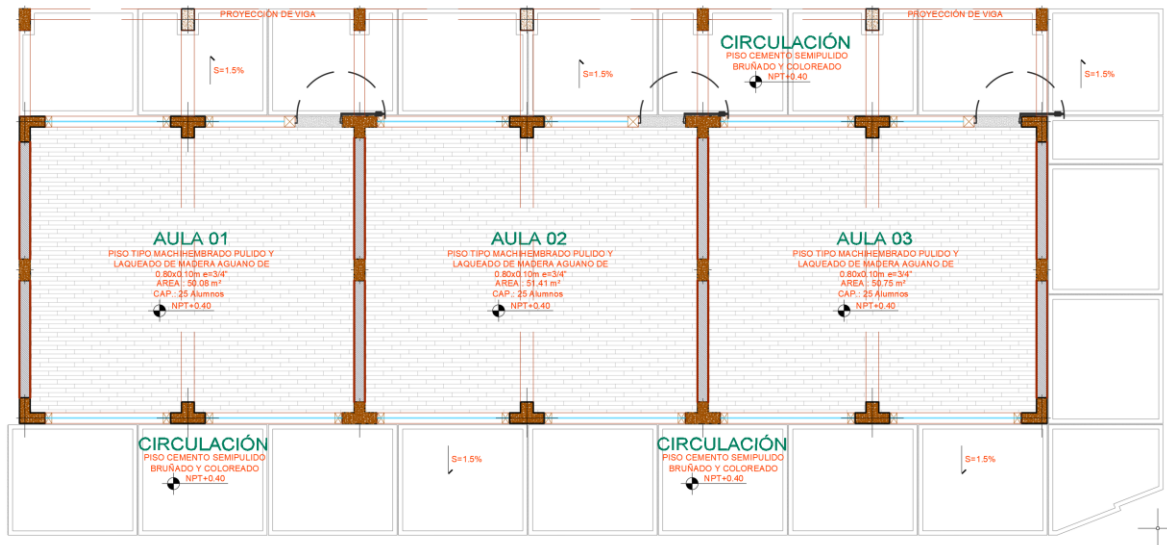


Figura 12.- vista en planta Primer nivel.

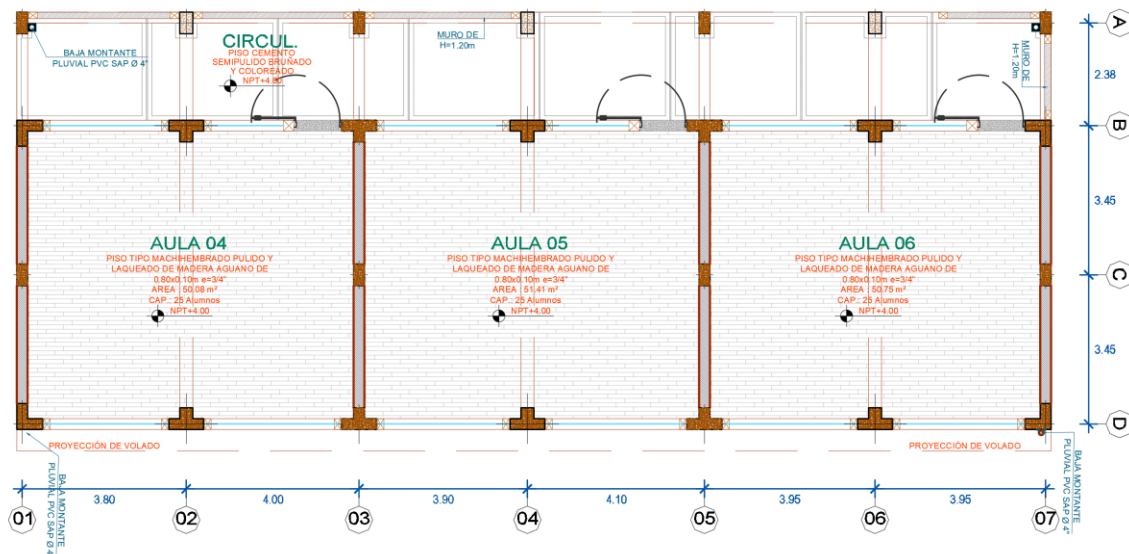


Figura 13.- vista en planta en segundo nivel.

4.2.4.2. Circulaciones y accesos

Los pasillos y circulaciones están de acuerdo con la normatividad del RNE y el MINEDU y los accesos, retiros están de acuerdo con la normatividad y el certificado de parámetros urbanos de la zona. Las rampas y escaleras están de acuerdo con la reglamentación y normatividad del RNE y MINEDU, las distancias mínimas entre los ambientes están de acuerdo a la normatividad existente, así



como también con el RNE Vigente, la institución educativa tiene toda la documentación de licencias, certificados, registros y CIRA.

4.2.4.3. Criterios de modulación

Se ha adoptado un enfoque basado en la modulación espacial y estructural con el objetivo de garantizar la funcionalidad y flexibilidad de los espacios, de acuerdo con las actividades académicas, administrativas y complementarias definidas en el programa arquitectónico.

La modulación de la unidad modular se emplea para estandarizar y distribuir eficientemente los elementos de cerramiento, tanto verticales como horizontales, tales como muros, ventanas, puertas, cielos rasos y techos. Esta distribución se basa en las medidas tomadas a los ejes de las columnas principales, optimizando la uniformidad y la integración del diseño.

Se ha definido una altura de módulo de 3.60 metros, lo que permite cumplir con los estándares de confort, iluminación natural y ventilación adecuados, además de facilitar la estandarización de los elementos estructurales, de cerramiento y acabados.

Asimismo, se ha considerado la incorporación de aleros, veredas de protección perimetral y sistemas de evacuación pluvial, con el propósito de mitigar los efectos de las lluvias, los vientos y la incidencia solar, protegiendo así la integridad del edificio y mejorando su desempeño funcional y ambiental.

4.2.5. Elevación del modelo arquitectónico

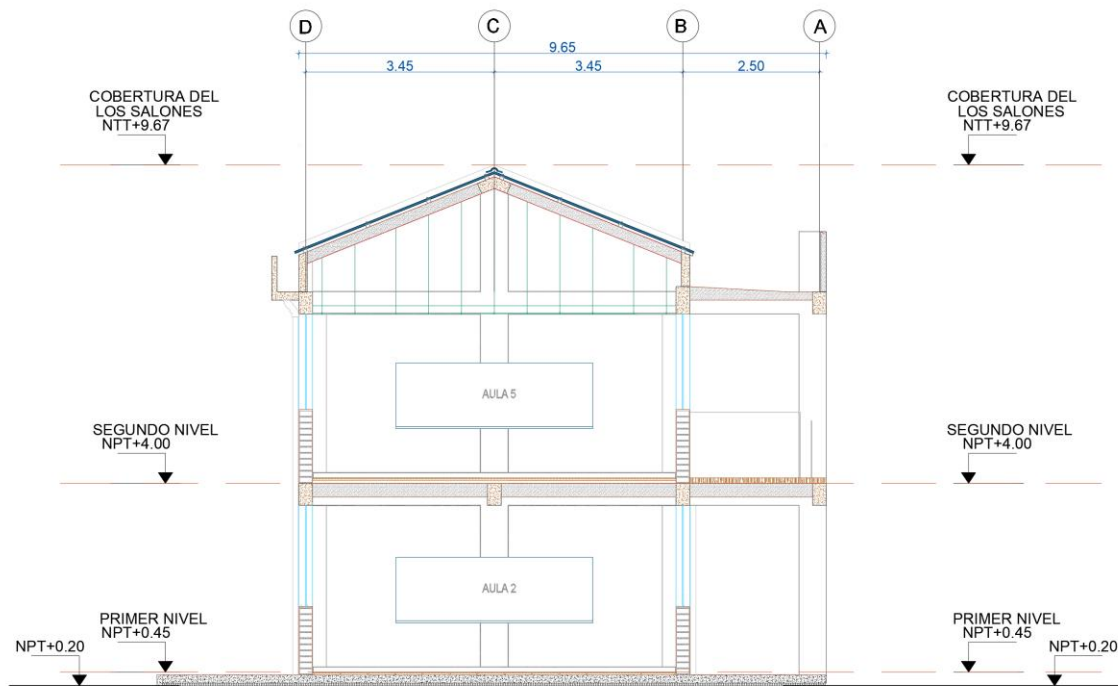


Figura 14.- Corte X-X del bloque de 06 aulas



Figura 15.- Corte Y-Y del bloque de 06 aulas

4.2.5.1. Sistema constructivo

El sistema constructivo propuesto se basa en estructuras porticadas conformadas por columnas y vigas de concreto armado, las cuales confinan las unidades de albañilería, proporcionando estabilidad y rigidez al conjunto estructural.



La cubierta del edificio se ha diseñado con una estructura ligera, compuesta por tijerales de acero apoyados sobre las vigas de concreto, y presenta una inclinación del 40% para facilitar la evacuación pluvial y optimizar el diseño arquitectónico.

Debido al reducido peso proyectado de la edificación, no se requiere la implementación de cimentaciones complejas ni excavaciones significativas. No obstante, se contempla un relleno compactado de 60 centímetros para igualar el nivel del terreno con el nivel de calle, garantizando así la funcionalidad y la adecuación al entorno urbano.

4.2.6. Modelo estructural

El análisis sísmico del proyecto se realizó utilizando el software ETABS, empleando modelos tridimensionales para evaluar los diversos elementos estructurales. En este análisis se consideraron losas con rigidez infinita, asumiendo un comportamiento lineal y elástico para la estructura. Los elementos lineales fueron utilizados para representar el concreto armado. Dado que los elementos no estructurales no aportan significativamente a la rigidez ni a la resistencia de la edificación, estos se incorporaron al modelo como cargas aplicadas, enfocando el análisis exclusivamente en los elementos estructurales.

Las cimentaciones de los bloques proyectados se diseñaron empleando sistemas de zapatas aisladas, zapatas conectadas mediante vigas, zapatas combinadas y losas de cimentación. Los elementos estructurales fueron dimensionados considerando las combinaciones de cargas verticales y sísmicas.

En la dirección longitudinal, la rigidez de la estructura es garantizada por ejes conformados por columnas, placas y vigas peraltadas, las cuales asumen los esfuerzos de corte en la estructura principal. En la dirección ortogonal, la rigidez es



proporcionada por muros de albañilería, columnas y vigas peraltadas. Los elementos de concreto armado y albañilería confinada soportan las cargas del entrepiso aligerado y de la estructura del techo.

Para optimizar el desempeño sísmico, se incorporó aislamiento sísmico mediante juntas con materiales microporosos entre los pórticos y tabiques. En el análisis y diseño de las estructuras metálicas se calcularon los esfuerzos axiales, cortantes y flexionantes en las armaduras, considerando la integración de elementos de arriostre transversal para garantizar estabilidad.

El diseño de los elementos metálicos se llevó a cabo bajo las especificaciones de la Norma AISC 360-16, mientras que el diseño de los elementos de concreto armado se realizó conforme a la Norma Técnica E.060 Concreto Armado y la Norma ACI 314. Por último, el diseño de los elementos de albañilería siguió los lineamientos establecidos en la Norma Peruana E.070 Albañilería, asegurando el cumplimiento de las normativas vigentes y los estándares de seguridad estructural.

4.2.6.1. Geometría modelo estructural

Se hizo un modelo tridimensional con tres coordenadas dinámicas por nivel, considerando deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial, según las medidas del plano de arquitectura. En el primer piso, los apoyos se consideraron como empotramientos perfectos.

4.2.6.2. Materiales utilizados

Para las estructuras de concreto armado, se utilizó concreto con una resistencia a compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero corrugado de grado 60 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. En el caso de las estructuras metálicas, se empleó acero laminado en caliente conforme a la norma **ASTM A500**, soldadura tipo **E6011** y pernos de alta resistencia según la norma **ASTM A325**.



- **Especificaciones de Materiales**

Concreto:

- **Zapatas:** Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- **Vigas de cimentación:** Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- **Elementos estructurales:** Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- **Cemento:** Tipo IP (bolsas de 42.50 kg)

Acero:

- **Acero corrugado:** Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- **Acero estructural ASTM A500:** Esfuerzo de fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- **Albañilería y Tabiquería**
- **Resistencia característica:** 65 kg/cm^2
- **Unidad de albañilería:** Tipo IV, unidad estructural industrial.
- **Mortero:** Mezcla 1:5 (cemento:arena).
- **Juntas (horizontales y verticales):** Espesor de 1.5 cm (juntas de mortero).

Se realizaron exploraciones in situ para obtener información detallada sobre las condiciones del suelo de fundación. Estas exploraciones incluyeron la evaluación de la capacidad portante del terreno, en base a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos, asegurando así un diseño de cimentaciones adecuado y seguro.

4.2.6.3. Estructuración y principios de la estructuración

El diseño arquitectónico establece las directrices para el comportamiento estructural de la infraestructura, mientras que el ingeniero estructural se encarga de refinar dicho comportamiento mediante la distribución y organización de los elementos que componen la edificación. Esto se debe a que el desempeño estructural está intrínsecamente ligado a la calidad de la estructuración. Una



adecuada estructuración permite que la edificación soporte de manera eficiente su peso propio, las sobrecargas, así como los efectos de sismos y viento a lo largo de su vida útil.

Para el diseño estructural, se consideraron criterios fundamentales como la simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad en la estructura, rigidez lateral, diafragmas rígidos, la interacción con elementos no estructurales y el diseño de cimentaciones. Estos principios garantizan un comportamiento estructural óptimo y una respuesta eficiente frente a las demandas dinámicas y estáticas previstas.

4.2.6.4. Configuración estructural

En el presente proyecto, se identificó una estructura clasificada como irregular debido a su compleja configuración estructural, evidenciando irregularidades en altura, tales como la presencia de un piso blando en la dirección YY y una extrema rigidez en la misma dirección. Estas características se analizaron conforme a lo establecido en la Norma Peruana de Estructuras, la cual clasifica las edificaciones como regulares o irregulares para determinar el tipo de análisis estructural adecuado, así como los valores correspondientes al factor de reducción de fuerza sísmica.

El análisis de una estructura frente a una excitación sísmica debe incluir todos los grados de libertad necesarios para representar de manera integral los posibles modos de deformación y las fuerzas de inercia relevantes. Sin embargo, en el contexto de un análisis dinámico, estos grados de libertad pueden simplificarse considerando los pisos como diafragmas rígidos, lo que reduce el sistema a dos desplazamientos laterales y una rotación en torno al eje vertical. Este enfoque

permite un modelado eficiente sin comprometer la precisión en la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura.

4.2.6.5. Cargas de gravedad

Se evaluaron las cargas verticales según la Norma de Estructuras E.020 Cargas.

Se estimaron los pesos de los elementos no estructurales a partir de sus dimensiones reales y peso específico correspondiente. En el análisis, se consideran las cargas típicas (muertas y vivas).

Cargas Muertas (CM):

Tabla 8.-

Cargas muertas Proyecto.

CARGAS MUERTAS					
DESCRIPCIÓN	CARGA REPARTIDA AULAS ESPECIALES, TALLER DE DISEÑO GRÁFICO (DEPÓSITO)		CARGA REPARTIDA AULAS ESPECIALES, TALLER DE DISEÑO GRÁFICO		AMBIENTES
Acabados	100	kg/m ²	100	kg/m ²	Todos
Peso ladrillo hueco	40	kg/m ²	40	kg/m ²	Todos
Cieloraso	20	kg/m ²	20	kg/m ²	Todos
ANBAÑILERIA PISO 1 (Tabiquería)	202.5	kg/m ²			DEPÓSITO
TOTAL	362.5	kg/m²	160	kg/m²	

Fuente: Elaboración propia

Cargas Vivas (CV):

Tabla 9.-

Cargas vivas Proyecto

CARGAS VIVAS	
DESCRIPCIÓN	CARGA REPARTIDA
AULAS ESPECIALES	250 kg/m ²
TALLERES	350 kg/m ²
ALMACENAJE	500 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²
TECHOS	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo del peso total de la edificación se realizó considerando el 100% de la carga muerta, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva correspondiente

al techo, conforme a lo establecido en la Norma de Estructuras E.030 para edificaciones de categoría A2, clasificadas como edificaciones esenciales. Este criterio garantiza un análisis estructural acorde con las exigencias normativas y las condiciones de diseño aplicables a este tipo de infraestructura.

4.2.6.6. *Parámetros sísmicos*

El análisis sísmico de las estructuras se llevó a cabo siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma E.030, utilizando el método de superposición modal espectral. La respuesta elástica máxima esperada (r) para los diferentes modos de vibración (i) se calculó mediante una combinación ponderada que incluye el 25% de la suma de los valores absolutos ($0.25 \times \text{ABS}$) y el 75% de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados ($0.75 \times \text{SRSS}$). Este enfoque garantiza una evaluación precisa de la respuesta estructural considerando la interacción de los modos de vibración significativos.:

$$r = 0.25 \sum_{r=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{r=1}^m r_i^2}$$

Respuesta máxima elástica esperada.

Fuente: Norma Técnica E.030.

Para el análisis sísmico de las edificaciones, se consideraron los parámetros sísmicos más críticos, con el objetivo de uniformizar las condiciones de diseño en el proyecto. Los valores adoptados son los siguientes:

- **Factor de zona:** $Z=0.35$ (Zona 3).
- **Factor de uso e importancia:** $U=1.50$ (Categoría A2).
- **Factor de suelo:** $S=1.20$ (valor máximo considerado).
- **Periodo que define la plataforma del factor CCC:** $T_p=1.0$ s (valor máximo considerado).



- **Periodo que define el inicio de la zona del factor CCC con desplazamiento constante:** $TL=1.6$ s (valor máximo considerado).
- **Factor de amplificación sísmica:** $C_{xx}=C_{yy}=2.50$.
- **Factor de reducción:**
 - $R_{xx}=8$ (pórticos de concreto armado).
 - $R_{yy}=3$ (muros de albañilería confinada).

Estos parámetros aseguran que el diseño estructural sea consistente con las exigencias de la Norma E.030, considerando las condiciones sísmicas más desfavorables para garantizar la seguridad y desempeño adecuado de las edificaciones.

COMBINACIONES DE CARGA

La comprobación de la capacidad de los componentes de concreto armado se fundamentó en el proceso de cargas factorizadas, en consonancia con la Norma de Estructuras E.060 Concreto Armado vigente. Las combinaciones de carga examinadas incluyeron las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV.}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm S_x.$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm S_y.$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm S_x.$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm S_y.$$

Donde:

CM: Cargas Muertas.

CV: Cargas Vivas.

S_x, S_y : Cargas Sísmicas en las direcciones X e Y.



4.2.6.7. Modelo de análisis estructural sismorresistente proyecto

El modelo matemático de la estructura principal se define como un sistema tridimensional compuesto por elementos verticales y horizontales que trabajan en flexo-compresión. Estos elementos se diseñan con bordes que pueden estar articulados, empotrados y/o ser móviles, en concordancia con las características establecidas en el modelo presentado. Este enfoque permite representar adecuadamente el comportamiento estructural bajo las condiciones de carga y restricciones especificadas.

4.2.6.8. Estructuración de la estructura en ETABS

La estructura final cumple plenamente con los criterios fundamentales de diseño, tales como simetría, continuidad, ductilidad y rigidez lateral, entre otros. Adicionalmente, los elementos no estructurales cumplen adecuadamente con las secciones recomendadas, facilitando su análisis estructural posterior. Durante el proceso de análisis, se implementaron mejoras significativas en el modelo estructural, particularmente en las secciones de columnas y vigas, optimizando así su desempeño y cumplimiento normativo.

4.2.6.9. Modelo tridimensional

Se utilizó un modelo en tres dimensiones con tres coordenadas dinámicas por nivel, considerando deformaciones debido a la flexión, la fuerza cortante y la carga axial. Los soportes fueron evaluados como empotramientos óptimos en el primer piso..

4.2.7. Predimensionamiento

El predimensionamiento de los elementos estructurales considera las propiedades geométricas necesarias para establecer la rigidez requerida, asegurando que estos cumplan con su función prevista bajo un nivel de seguridad



adecuado y optimizando los costos en condiciones de servicio. Este proceso requiere un análisis integral de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, así como de las cargas verticales y horizontales, con el fin de evaluar su respuesta frente a los efectos sísmicos. Asimismo, se determina el área-inercia de los elementos estructurales, indispensable para llevar a cabo el análisis estructural correspondiente.

4.2.7.1. Predimensionamiento de losas

Es importante que las losas aligeradas, macizas y nervadas se utilicen en la estructura de los entrepisos y los techos inclinados. Estas forman un diafragma junto con las vigas para distribuir las cargas laterales entre sí. Las viguetas deben estar en dirección de la menor luz del paño, perpendiculares a los tabiques y se debe evitar el uso de vigas chatas.

Las losas aligeradas se predimensiona considerando su trabajo para carga vertical (flexible) y carga lateral (diafragma rígido). Considerar el siguiente criterio para dimensionar el peralte de las losas aligeradas:

$$h = \frac{L}{x}$$

Siendo: h: altura de losa; L: Longitud del lado mayor; x: Valor según la tabla:

Carga viva kgf/cm ²	x
350	22
400	21
450	20
500	19
<=300	25

Para el peralte de las losas macizas se tomará el valor obtenido de acuerdo a la anterior expresión restando 5 cm.



4.2.7.2. Predimensionamiento de vigas

Al predimensionar un elemento estructural se debe tener en cuenta el aspecto económico y arquitectónico. Dimensionar una sección adecuada satisface las cuantías de acero, el costo y lo arquitectónico.

El dimensionamiento de vigas para pórticos o elementos estructurales que soporten fuerzas laterales de sismo debe ser de al menos $0.25h$ o $0.25 m$.

$1/14$ de la luz libre es considerado para las vigas secundarias por efectos de sismo y arriostramiento, aunque su peralte puede ser menor que el de las vigas principales.

Para las vigas principales:

·Determinación de peralte y ancho de viga en el eje x-x:

$$L_{n_{xx}} := 7.15 \text{ m} \quad ; \quad L_{1_{xx}} := 4.45 \text{ m} \quad ; \quad L_{2_{xx}} := 4.65 \text{ m}$$

$$h_1 := \frac{L_{n_{xx}}}{11} = 0.65 \text{ m} \quad ; \quad h_2 := \frac{L_{n_{xx}}}{10} = 0.72 \text{ m} \quad ; \quad h_3 := \frac{L_{n_{xx}}}{9} = 0.79 \text{ m}$$

$$h_4 := \frac{L_{n_{xx}}}{12} = 0.6 \text{ m}$$

Adoptamos: $h_{xx} := 0.65 \text{ m}$

para determinar el ancho de la viga se recomienda:

$$bx_1 := \frac{h_{xx}}{2} = 0.3 \text{ m} \quad bx_2 := \frac{B}{20} = 0.46 \text{ m}$$

$$B := L_{1_{xx}} + L_{2_{xx}} \quad , \quad bx_3 := 0.25 \text{ m}$$

Adoptamos: $bx := 0.30 \text{ m}$

Para las vigas secundarias:

· Determinación de peralte y ancho de viga en el eje y-y:

$$L_{n_{yy}} := 4.65 \text{ m}; \quad L_{1_{yy}} := 4.45 \text{ m}; \quad L_{2_{yy}} := 4.65 \text{ m}$$

$$h_1 := \frac{L_{n_{yy}}}{11} = 0.42 \text{ m}; \quad h_2 := \frac{L_{n_{yy}}}{10} = 0.47 \text{ m}; \quad h_3 := \frac{L_{n_{yy}}}{9} = 0.52 \text{ m};$$

$$h_4 := \frac{L_{n_{yy}}}{12} = 0.39 \text{ m}$$

Adoptamos: $h_{yy} := 0.40 \text{ m}$

para determinar el ancho de la viga se recomienda:

$$by_1 := \frac{h_{yy}}{2} = 0.2 \text{ m}; \quad by_2 := \frac{B}{20} = 0.46 \text{ m};$$

$$B := L_{1_{yy}} + L_{2_{yy}}; \quad by_3 := 0.25 \text{ m}$$

Adoptamos: $by := 0.25 \text{ m}$

4.2.7.3. Predimensionamiento de columnas

Las estructuras deben ser dimensionadas considerando simultáneamente la carga axial y el momento flector.

Columnas centradas. P (servicio) / 0.45 f'c = Área de columna.

Columnas excéntricas o esquinadas. P (servicio) / 0.35 f'c = Área de columna.

4.2.7.4. Predimensionamiento de cimentaciones - zapatas.

Zapatas

Son elementos de apoyo de la infraestructura que se construirá; la altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 30cm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor 40cm en el caso de zapatas apoyadas sobre el pilote.



zapatas conectadas y/o zapatas con vigas de cimentación

Las vigas deben diseñarse para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes. Deben tener una menor dimensión transversal de al menos 40 cm y estribos cerrados de máximo 30 cm, sin exceder los 16db. Este tipo de zapatas son ideales para trabajar con excentricidades y controlar asentamientos diferenciales.

4.2.7.5. Recubrimientos

ELEMENTOS	RECUBRIMIENTO
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	70 mm
Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:	
Barras de 3/4" y mayores	50 mm
Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas	40 mm
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas:	
Vigas y columnas	20 mm 40 mm

4.2.8. Características de la estructura

El Bloque "Aulas" está conformado así: El concreto usado en los elementos estructurales tiene una resistencia de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. Las vigas son de 60cm x 25cm y 40cm x 25cm. Los muros estructurales son de concreto armado de 25cm x 100 cm y 25cm x 80cm. Las columnas son de 50cm x 25cm y tipo L de 60cmx60cmx25cm.

4.3. Análisis estructural

4.3.1. Criterios de diseño

El análisis se realizó empleado el software ETABS V20. Se analizaron los elementos estructurales con modelos tridimensionales. Los elementos de concreto armado como columnas y vigas se representaron con elementos tipo "frame". Nos

encontramos dentro de las restricciones que nos impone la tabla N°6 Categoría y Sistema estructural de las edificaciones. El bloque se analizó considerando solo los elementos estructurales de Muros Estructurales y un sistema Dual.

Partimos con estas hipótesis de análisis, el bloque analizado no tendrá irregularidades según la Norma E-030.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

4.3.2. Características de los materiales

Se han considerado las características de los materiales empleados en el análisis de los diferentes elementos:

Concreto Armado

- Concreto armado ($f'c$) : $f'c$ 210 kgf/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 218819.79 kgf/cm²
- Módulo de poisson (ν) : 0.20
- Módulo de corte (G) : 104582.5 kgf/cm²
- Peso específico (γ) : 2400 kg/m³
- Acero de refuerzo (f_y) : 4200 kgf/cm²

Albañilería



- King Kong industrial (f'm) : f'm 65 kgf/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 32500 kgf/cm²
- Módulo de poisson (v) : 0.25

4.3.3. Combinaciones de carga

Para el diseño en concreto armado se emplearán las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 1:

Combinaciones de carga para Diseño

Descripción	Comentario
$U = 1.4D+1.7L$	Combinación 01
$U = 1.25D+1.25L+SX$	Combinación 02
$U = 1.25D+1.25L+SY$	Combinación 03
$U = 0.9D+SX$	Combinación 04
$U = 0.9D+SY$	Combinación 05
$U = \text{Comb1} + \dots \text{Comb5}$	Envolvente

Donde:

- D : Carga Muerta
- L : Carga Viva
- SX : Carga de Sismo X
- SY : Carga de Sismo Y

4.3.4. Predimensionamiento

4.3.4.1. Predimensionamiento de columnas

Para las dimensiones iniciales de las columnas se consideraran columnas con las dimensiones que se muestra, esto debido a que si se realiza un PREDIMENSIONAMIENTO convencional se tendrá solo secciones mínimas básicamente solo teniendo en consideración el peso propio de la estructura, por lo

mencionado se empezara a trabajar los modelos con las siguientes secciones de columnas.

4.3.4.2. Predimensionamiento de vigas.

1.- DATOS DE LOS MATERIALES: Resistencia del Concreto; $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Efluencia del Acero; Grado 60 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.- DATOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO: Luz mayor de La Viga P; $L_n = 6.150 \text{ m}$
 Ancho Tributario; $B = 4.000 \text{ m}$

3.- CARGAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS: P.P. Tabiquería Movil = 210 kg/m^2
 P.P. Acabados = 100 kg/m^2
 Peso Propio Viga = 100 kg/m^2
 h total Losa Alig. = 0.25 m
 Peso Propio Losa Aligerada = 380 kg/m^2 ← 380
 S/C por CV de Entrepiso = 200 kg/m^2

4.- CALCULO DE W: $WD = 790 \text{ kg/m}^2$ $WL = 200 \text{ kg/m}^2$
 $W = WD + WL = 990 \text{ kg/m}^2$

5.- CALCULO DE Wu: $W_u = (1.4 \times WD_v) + (1.7 \times WL_v) = 1446 \text{ kg/m}^2 = W_u = 0.14 \text{ kg/cm}^2$

6.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS POR EL METODO CONVENCIONAL:

Resultado: $h = 0.60$ $b = 0.30$

$h = L_n / (4 \times \text{Raíz } W_u) = h_1 = 0.58 \text{ m} = \text{Usar "h"} = h = 0.60 \text{ m OK}$
 $b = B / 20 = b_1 = 0.20 \text{ m} = \text{Usar "b"} = b = 0.30 \text{ m OK}$

METODO POR CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN			
Categoría (A)	Categoría (B)	Categoría (C)	Base Viga
$h_1 = L/10$	$h_1 = L/11$	$h_1 = L/12$	$b_1 = h/2$
$h_1 = 0.615$	$h_1 = 0.559$	$h_1 = 0.513$	$b_1 = 0.281$

$h_1 = 0.568$ Base mín = 0.25m

4.3.4.3. Predimensionamiento de zapata

A continuación, se realiza el Predimensionamiento de las zapatas:

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

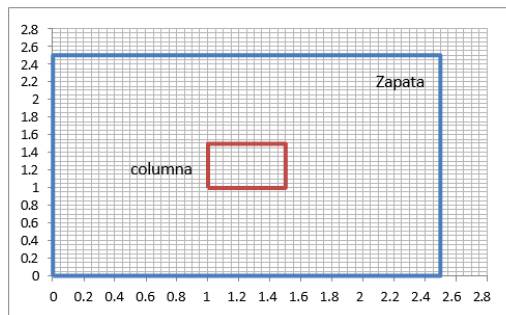
Datos generales

Magnitud de la carga muerta	PD = 14.16	tn	Magnitud de la carga viva	PL = 4.50	tn
Magnitud del momento en X	MDx = 0.20	tn-m	Magnitud del momento en X	MLx = 2.00	tn-m
Magnitud del momento en Y	MDy = 0.20	tn-m	Magnitud del momento en Y	MLy = 2.00	tn-m
Altura del terreno sobre la zapata	ht = 2.00	m	Resist. a compresion del concreto	$f_c = 210.00$	kg/cm2
Altura del piso sobre la zapata	hp = 0.14	m	Resistencia a la fluencia del acero	$f_y = 4200.00$	kg/cm2
Factor para : columna interior	$\alpha_s = 40$		Factor de reduccion resistencia	$\phi = 0.95$	
Longitud mayor de la columna	C1 = 0.50	m	Peso especifico del terreno	$\gamma_t = 1800.00$	kg/m3
Longitud menor de la columna	C2 = 0.50	m	Peso especifico del concreto	$\gamma_c = 4200.00$	kg/m3
Longitud mayor de la zapata (L)	L1 = 2.50	m	Sobrecarga encima de la zapata	s/c = 100.00	kg/m2
Longitud menor de la zapata (S)	L2 = 2.50	m	Resistencia del terreno	qs = 0.82	kg/cm2
Altura total de la zapata	hz = 0.50	m	Diametro del acero en la columna	db = 1/2	plg

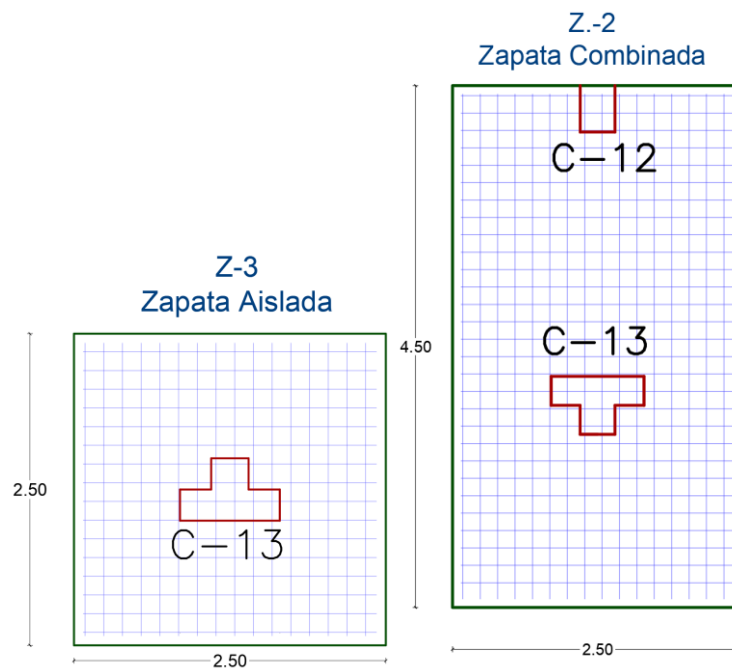
Dimensiones de la zapata para el análisis

Vista en planta de la zapata

Verificaciones de la zapata



Descripción	Estado
Presion de terreno q1	Cumple
Presion de terreno q2	Cumple
Resistencia al cortante L	Cumple
Resistencia al cortante S	Cumple
Resistencia punzonamiento 1	Cumple
Resistencia punzonamiento 2	Cumple
Resistencia punzonamiento 3	Cumple
Separacion de aceros 1	Cumple
Separacion de aceros 2	Cumple
Conexión columna - zapata	Cumple



4.3.4.4. *Metrado de cargas*

4.3.4.4.1. *Cargas*

Según la norma E.020, las cargas aplicables a la estructura en análisis son las siguientes.

Carga Muerta

- Carga muerta del ladrillo : 110 kg/m²
- Sobrecarga por Falso Piso 10cm : 200 kg/m²

Carga Viva

- Carga de Nieve : 40 kg/m²
- Carga de Nieve Losa Inclinada : 32 kg/m²



- Carga Viva Aulas : 250 kg/m²
- Carga Viva Corredores y Escaleras : 400 kg/m²

4.3.4.5. Peligro sísmico

4.3.4.5.1. Factor de zona

Según la norma técnica peruana E.030, el presente proyecto se encuentra ubicado en la zona sísmica 3, por lo que le corresponde:

- Z (factor de zona) : 3
- Z (factor de zona) : 0.35g

4.3.4.5.2. Perfil de suelo

Según el estudio de Mecánica de Suelos realizado para el presente proyecto, se tienen los siguientes datos:

- Tipo de suelo : S3

4.3.4.5.3. Parámetros de sitio (*s, tp, tl*)

De acuerdo a los datos de factor de zona y perfil de suelo, se proceden a determinar los parámetros de sitio T_p , T_l respectivamente:

- S: 1.20 - T_p : 1.00 - T_l : 1.60

4.3.4.6. Constituir la función factor de amplificación sísmica c versus periodo t

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN LA NORMA E.030-2018

a) Zonificación, E.030-2018 (Art.10)

Departamento :
 Provincia :
 Distrito :

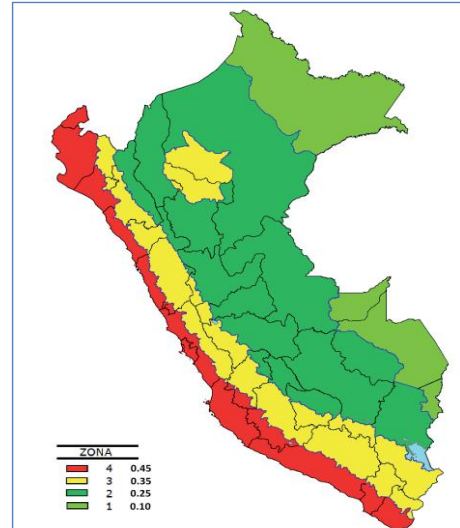
Zona Sis. :
 $Z = 0.35 g$

b) Condiciones Geotécnicas, E.030-2018 (Art.12)

Perfil de Suelo Tipo :

Suelos Blandos: Suelos flexibles, arena media a fina, o grava arenosa. Suelo cohesivo blando, cualquier perfil diferente al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo.

Tipo = Suelo Blando	$V_s = < 180$ m/s
$S = 1.20$	$N_{60} = < 15$
$T_p = 1.00$	$S_u = 25$ kPa a 50 kPa
$T_L = 1.60$	$q_u = 0.5$ kg/cm ² a 0.25 Kg/cm ²



c) Categoría del Edificio, E.030-2018 (Art.15)

Categoría del Edificio :
 Tipo de Edificación :

$U = 1.5$

Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo. Edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional.

d) Sistema Estructural y Restricciones de Irregularidad, E.030-2018 (Art.17 y Art.21)

Sistema Estructural:

Estructuras de acero tipo SCBF y EBF - Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado - Albañilería Armada o Confinada

Restricciones de Irregularidad:

No se permiten irregularidades

f) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, E.030-2018 (Art.18)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Material :

Sistema Estructural :

$R_{0X} = 6$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Material :

Sistema Estructural :

$R_{0Y} = 3$

g) Factores de Irregularidad, E.030-2018 (Art.20)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Irregularidad en Altura, I_a :

$I_{ax} = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p :

$I_{px} = 1.00$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Irregularidad en Altura, I_a :

$I_{ay} = 1.00$

Irregularidad en Planta, I_p :

$I_{py} = 1.00$

h) Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, E.030-2018 (Art.22)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

$R_x = R_{0X} \times I_{ax} \times I_{px} = 6$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

$R_y = R_{0Y} \times I_{ay} \times I_{py} = 3$

i) Periodo Fundamental de Vibración, E.030-2018 (Art.28 - Ítem 28.4)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Elementos resistentes en la dirección considerada:

Edificios de concreto armado duales, de muros estructurales

Coefficiente para estimar el periodo fundamental:

$$C_{TX} = 60$$

Altura total de la edificación:

$$h_{nx} = 9.30 \text{ m}$$

Periodo fundamental de vibración:

$$T_x = 0.155 \text{ seg}$$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Elementos resistentes en la dirección considerada:

Edificios de concreto armado duales, de muros estructurales

Coefficiente para estimar el periodo fundamental:

$$C_{TY} = 60$$

Altura total de la edificación:

$$h_{ny} = 9.30 \text{ m}$$

Periodo fundamental de vibración:

$$T_y = 0.155 \text{ seg}$$

j) Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura, E.030-2018 (Art.28 - Ítem 28.3)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Exponente k relacionado con el periodo fundamental T:

$$k_x = 1.00$$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Exponente k relacionado con el periodo fundamental T:

$$k_y = 1.00$$

Copiar los valores de "Kx", "Ky", y pegarlos en la generación de los patrones de la carga sísmica estática para ambas direcciones de análisis "X" e "Y", en los programas de cálculo estructural como el Etabs y Sap2000. El valor de "K" será ingresado en la casilla "Building Height Exp. K" de la ventana "Seismic Load Pattern - User Defined", ambos ubicados dentro de la ventana "Define Load Patterns"

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

k) Fuerza Cortante en la Base, E.030-2018 (Art. 28 - Ítem 28.2)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Fuerza Cortante en la Base:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R_x} P$$

Factor de Amplificación Sísmica C:

$$T_p = 1.00 \text{ seg}$$

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

$$T_x = 0.155 \text{ seg}$$

$$C_x = 2.50$$

El valor de C/Rx no deberá considerarse menor que:

$$C_x/R_x = 0.417 \geq 0.11$$

Coefficiente de Cortante Basal:

$$Z = 0.35$$

$$U = 1.50$$

$$C_x/R_x = 0.42$$

$$S = 1.20$$

$$C_{bx} = 0.263$$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Fuerza Cortante en la Base:

$$V_y = \frac{ZUCS}{R_y} P$$

Factor de Amplificación Sísmica C:

$$T_p = 1.00 \text{ seg}$$

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.155 \text{ seg}$$

$$C_y = 2.50$$

El valor de C/Ry no deberá considerarse menor que:

$$C_y/R_y = 0.833 \geq 0.11$$

Coefficiente de Cortante Basal:

$$Z = 0.35$$

$$U = 1.50$$

$$C_y/R_y = 0.83$$

$$S = 1.20$$

$$C_{by} = 0.525$$

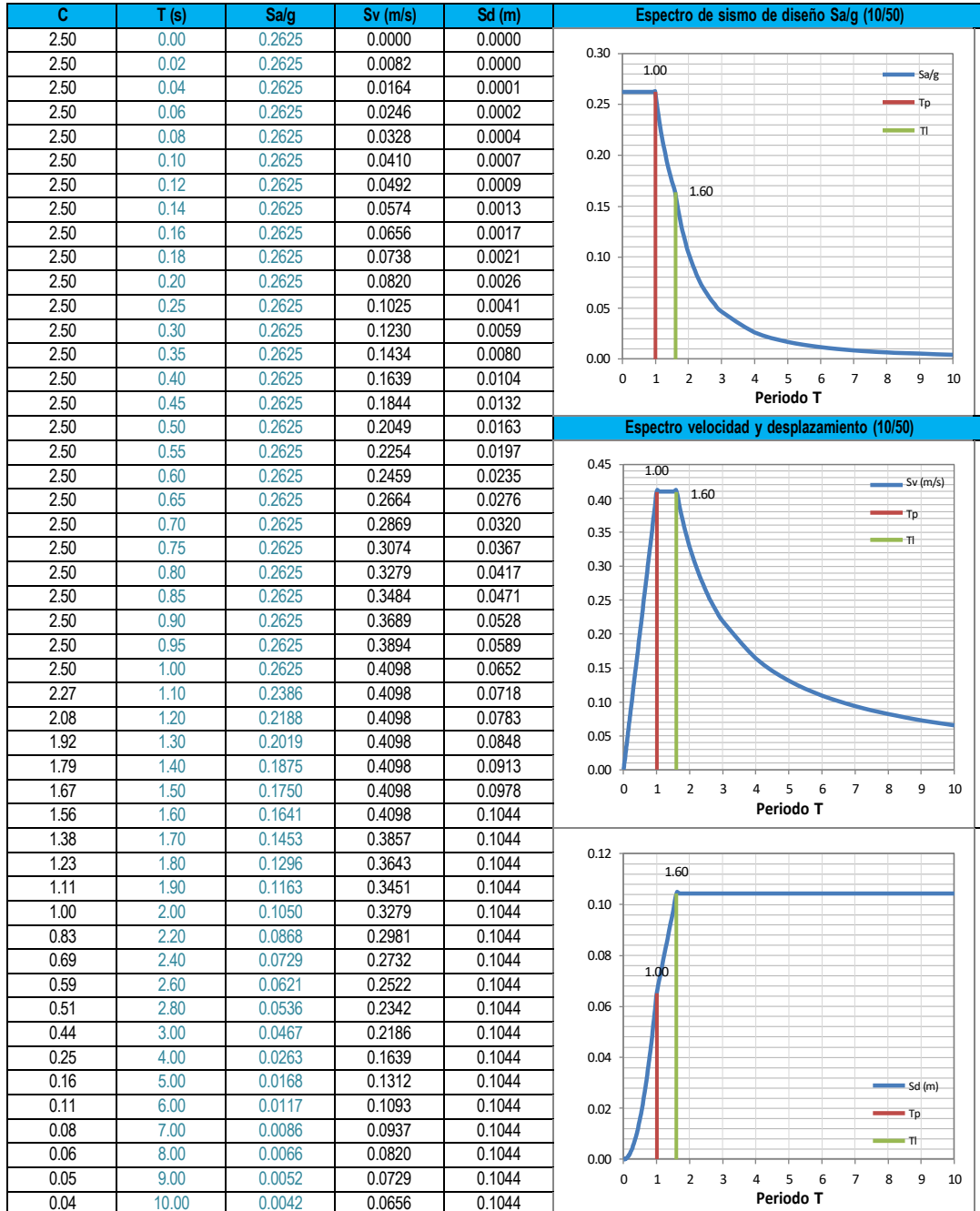


L) Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño(Sa/g)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Z = 0.35
 U = 1.50
 S = 1.20
 T_p = 1.00
 T_L = 1.60
 R_x = 6.00

$$S_{ax} = \frac{ZUCS}{R_x} g$$



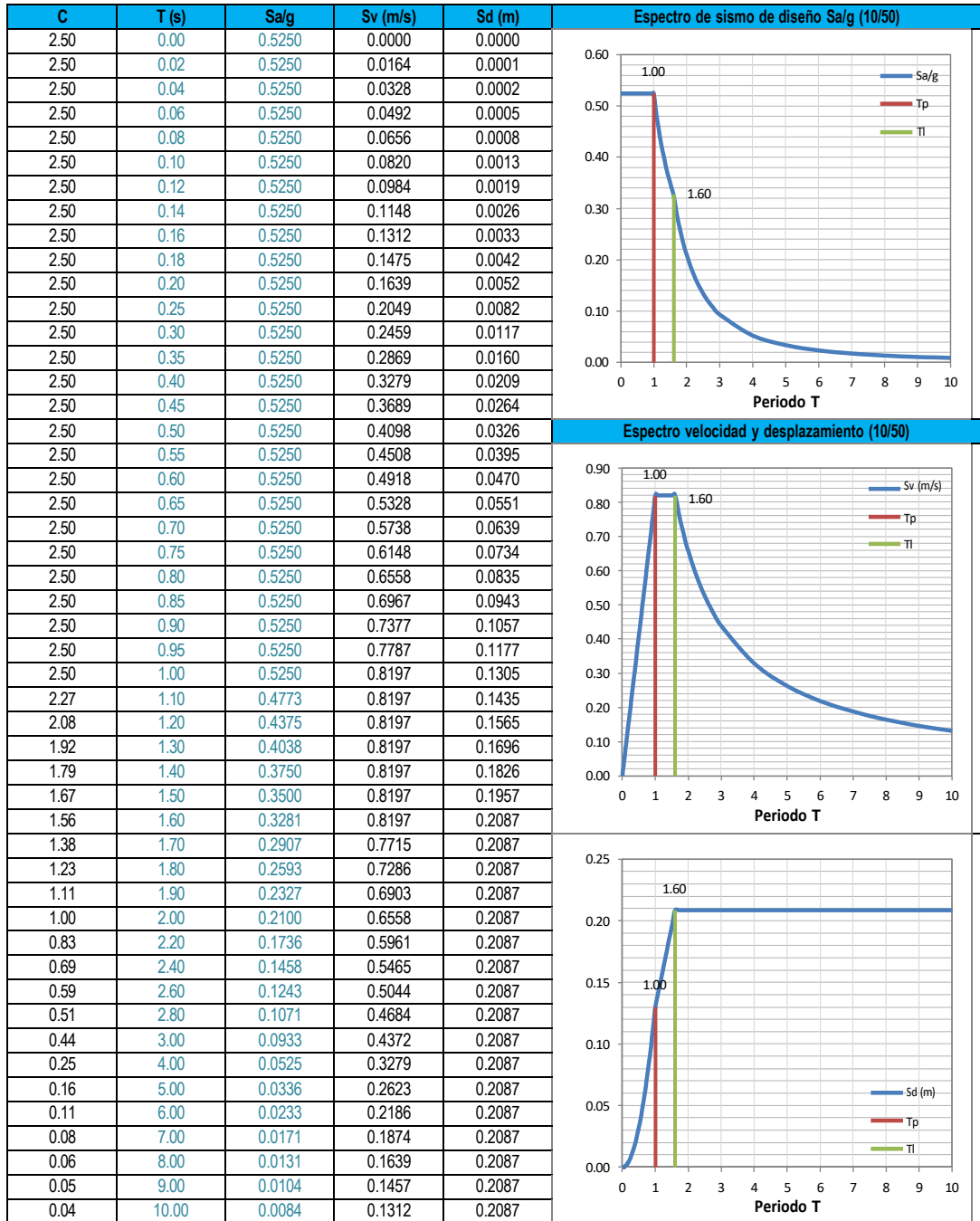


m) Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Z = 0.35
 U = 1.50
 S = 1.20
 T_p = 1.00
 T_L = 1.60
 R_y = 3.00

$$S_{av} = \frac{ZUCS}{R_y} g$$





m) Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g) - Para la Dirección Vertical

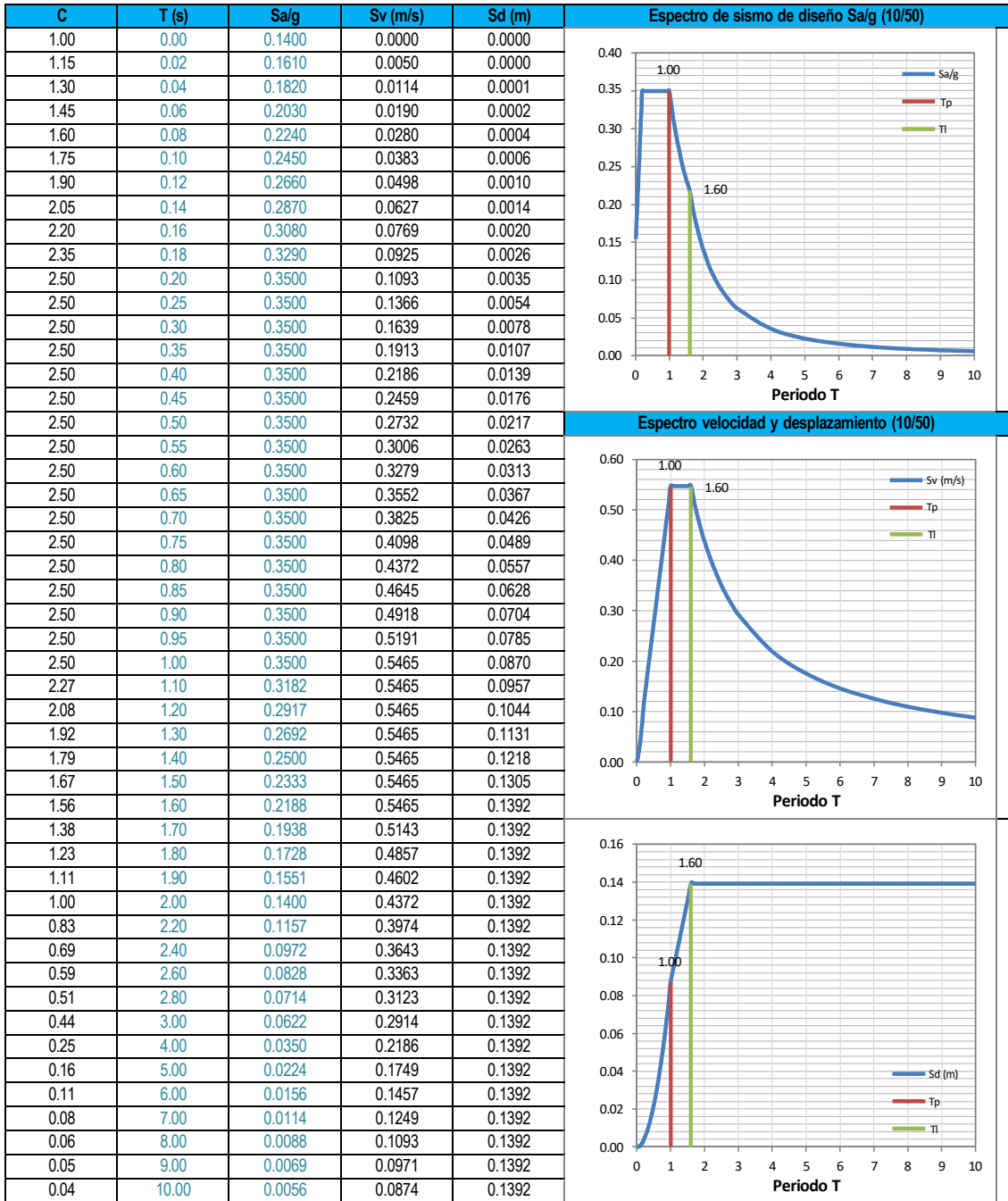
SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X - SISMO VERTICAL (2/3 DEL SISMO Y)

Z = 0.35
 U = 1.50
 S = 1.20
 T_P = 1.00
 T_L = 1.60
 R_y = 3.00

$$S_{aY} = \frac{Z U C S}{R_y}$$

$$0.2 \cdot T_p = 0.200$$

$$T < 0.2 T_p \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$





m) Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g) - Para la Dirección Vertical

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y - SISMO VERTICAL (2/3 DEL SISMO X)

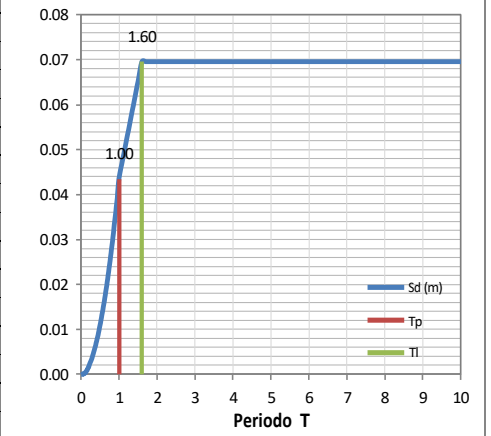
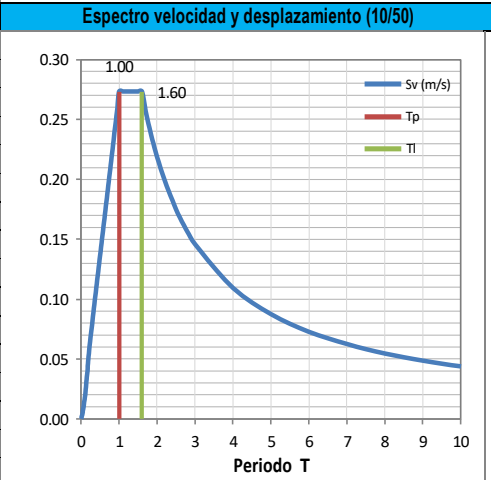
Z = 0.35
 U = 1.50
 S = 1.20
 Tp = 1.00
 Tl = 1.60
 Rx = 6.00

$$S_{av} = \frac{ZUCS}{R_x} \text{ g}$$

$$0.2 \cdot T_p = 0.200$$

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

C	T (s)	Sa/g	Sv (m/s)	Sd (m)	Espectro de sismo de diseño Sa/g (10/50)
1.00	0.00	0.0700	0.0000	0.0000	
1.15	0.02	0.0805	0.0025	0.0000	
1.30	0.04	0.0910	0.0057	0.0000	
1.45	0.06	0.1015	0.0095	0.0001	
1.60	0.08	0.1120	0.0140	0.0002	
1.75	0.10	0.1225	0.0191	0.0003	
1.90	0.12	0.1330	0.0249	0.0005	
2.05	0.14	0.1435	0.0314	0.0007	
2.20	0.16	0.1540	0.0385	0.0010	
2.35	0.18	0.1645	0.0462	0.0013	
2.50	0.20	0.1750	0.0546	0.0017	
2.50	0.25	0.1750	0.0683	0.0027	
2.50	0.30	0.1750	0.0820	0.0039	
2.50	0.35	0.1750	0.0956	0.0053	
2.50	0.40	0.1750	0.1093	0.0070	
2.50	0.45	0.1750	0.1230	0.0088	
2.50	0.50	0.1750	0.1366	0.0109	
2.50	0.55	0.1750	0.1503	0.0132	
2.50	0.60	0.1750	0.1639	0.0157	
2.50	0.65	0.1750	0.1776	0.0184	
2.50	0.70	0.1750	0.1913	0.0213	
2.50	0.75	0.1750	0.2049	0.0245	
2.50	0.80	0.1750	0.2186	0.0278	
2.50	0.85	0.1750	0.2322	0.0314	
2.50	0.90	0.1750	0.2459	0.0352	
2.50	0.95	0.1750	0.2596	0.0392	
2.50	1.00	0.1750	0.2732	0.0435	
2.27	1.10	0.1591	0.2732	0.0478	
2.08	1.20	0.1458	0.2732	0.0522	
1.92	1.30	0.1346	0.2732	0.0565	
1.79	1.40	0.1250	0.2732	0.0609	
1.67	1.50	0.1167	0.2732	0.0652	
1.56	1.60	0.1094	0.2732	0.0696	
1.38	1.70	0.0969	0.2572	0.0696	
1.23	1.80	0.0864	0.2429	0.0696	
1.11	1.90	0.0776	0.2301	0.0696	
1.00	2.00	0.0700	0.2186	0.0696	
0.83	2.20	0.0579	0.1987	0.0696	
0.69	2.40	0.0486	0.1822	0.0696	
0.59	2.60	0.0414	0.1681	0.0696	
0.51	2.80	0.0357	0.1561	0.0696	
0.44	3.00	0.0311	0.1457	0.0696	
0.25	4.00	0.0175	0.1093	0.0696	
0.16	5.00	0.0112	0.0874	0.0696	
0.11	6.00	0.0078	0.0729	0.0696	
0.08	7.00	0.0057	0.0625	0.0696	
0.06	8.00	0.0044	0.0546	0.0696	
0.05	9.00	0.0035	0.0486	0.0696	
0.04	10.00	0.0028	0.0437	0.0696	



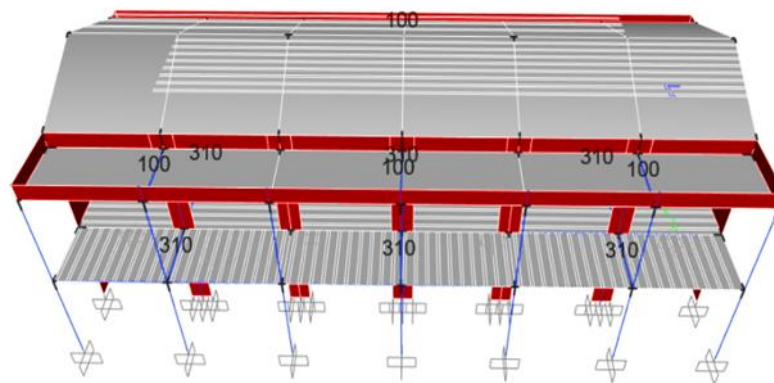
4.3.4.7. Introducción de cargas

4.3.4.7.1. Cargas verticales o de gravedad

Las cargas verticales o de gravedad se aplicaron en las losas de entrepiso y las losas inclinadas del último nivel, puesto que estas distribuirán las cargas a los elementos estructurales como vigas y columnas, estas cargas se estiman según Norma E-020 Cargas.

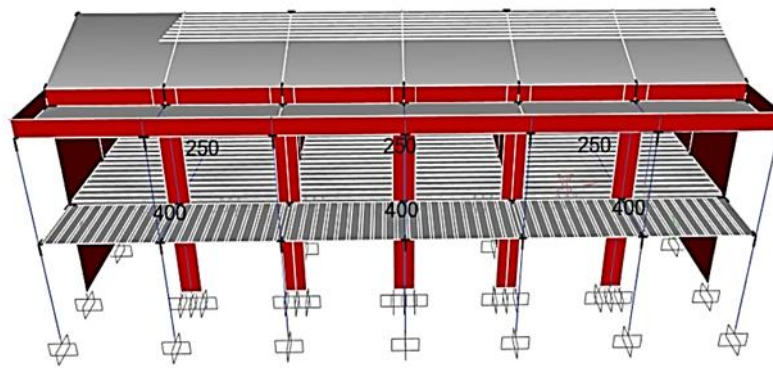
Carga muerta:

- ✓ Carga de acabados en canaletas= 100 kg/m²
- ✓ Carga de 10 cm de acabados + peso de ladrillo =310 kg/m²
- ✓ Peso de ladrillo en losa aligerada=110 Kg/m²



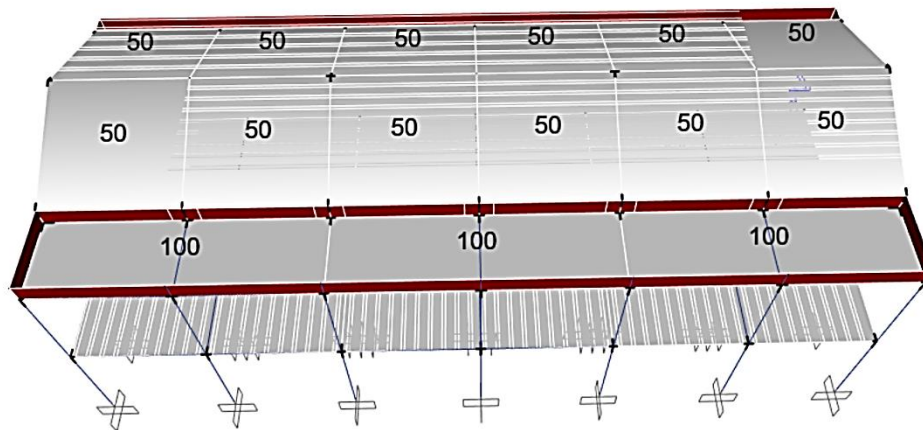
Carga viva:

- ✓ Carga viva en Aulas = 250 kg/m²
- ✓ Talleres = 350 kg/m²
- ✓ Carga en pasillos y escaleras =400 kg/m²



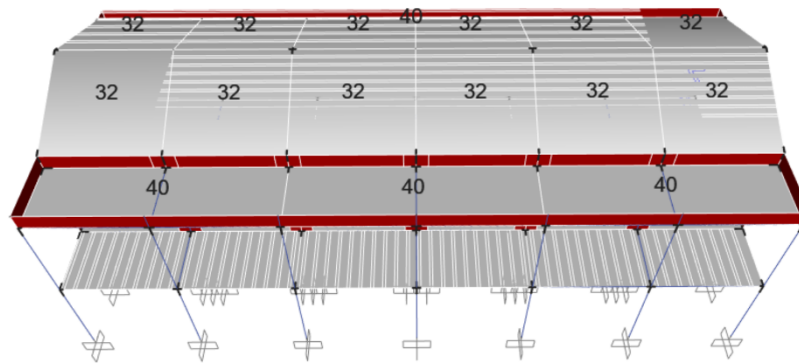
Carga viva en Techo:

- ✓ Carga viva para Techos = 100 kg/m²
- ✓ Carga viva para Techos con inclinación = 50 kg/m²



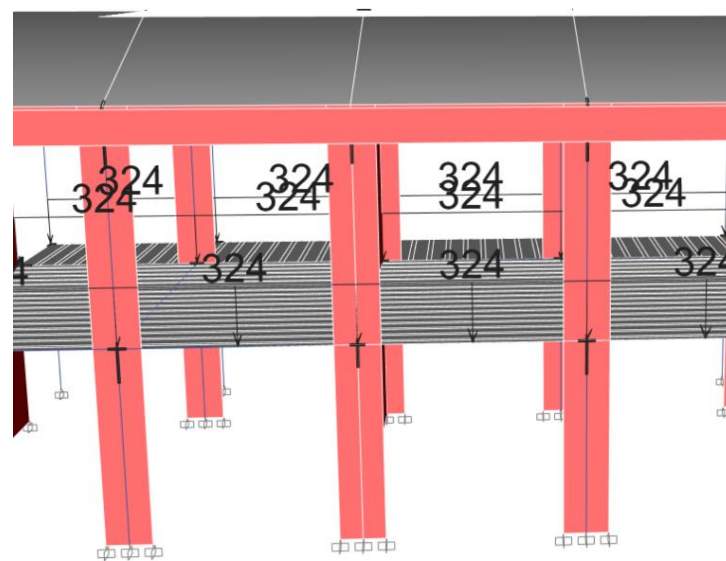
Carga de Nieve:

- ✓ Carga de nieve para Techos = 40 kg/m²
- ✓ Carga de nieve para Techos con inclinación = 32 kg/m²



Carga de tabiquería:

- ✓ Carga de Tabiquería



4.3.4.8. Cargas horizontales o de sismo

Se presenta las cargas de cortante basal por casos de sismo, las cuales se determinan según la categoría de la edificación y los factores C y K tal y como lo estipula la norma E-030.

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

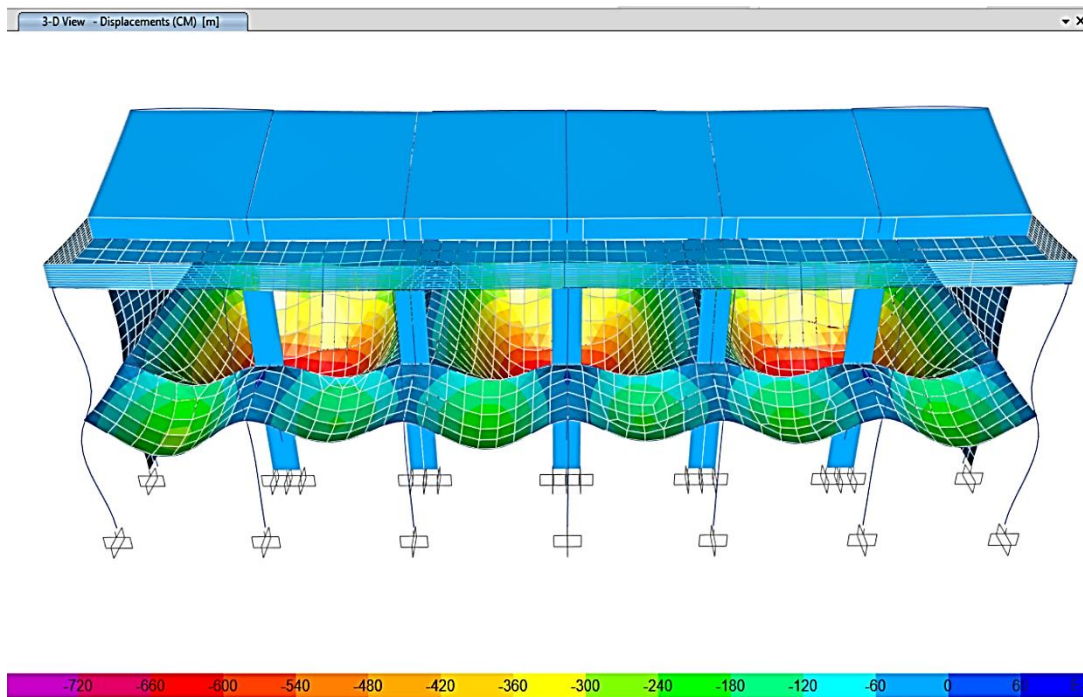
Filter: None

	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	No	0.05	PISO 2	NPT	0.263	1	513.84573	135.1414
	No	0.05	PISO 2	NPT	0.525	1	513.84573	269.769

Record: << < 1 > >> of 2

Add Tables... Done

4.3.4.9. Determinación de los Sistemas Estructurales



Como se puede observar en la siguiente imagen la cortante para los sismos en la X es de 135.14 tn y en sentido Y es de 269.77 tn.

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

Filter: None

	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	No	0.05	PISO 2	NPT	0.263	1	513.84573	135.1414
	No	0.05	PISO 2	NPT	0.525	1	513.84573	269.769

Record: << < 1 > >> of 2

Add Tables... Done

Para determinar el sistema estructural. Se determinará el porcentaje de la cortante que absorben las columnas y los muros estructurales.

- Cortante total para sismo en X.

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	1.015	0.078	m
Global Y	0.344	0.352	m

Load Case: Sismo X-X

Objects to Include: Columns Beams Braces Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.5465	m
Global Y	0.348	m
Global Z	0	m
Angle	179.511	deg

Integrated Forces

	1	Right Side 2	Z	1	Left Side 2	Z	
Force	135.1365	-1.1538	0	-135.1365	-1.1538	0	tonf
Moment	-3.3748	863.7779	582.3871	7.3748	-863.7779	-582.3871	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

- Se determina la Cortante que absorben las columnas para el sismo X

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	1.015	0.078	m
Global Y	0.344	0.352	m

Load Case: Sismo X-X

Objects to Include: Columns Beams Braces Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.5465	m
Global Y	0.348	m
Global Z	0	m
Angle	179.511	deg

Integrated Forces

	1	Right Side 2	Z	1	Left Side 2	Z	
Force	18.4816	0.1596	-0.202	-18.4816	-0.1596	0.202	tonf
Moment	-3.4921	439.7007	101.8879	3.4921	-439.7007	-101.8879	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

- Se determina la Cortante que absorben los muros de albañilería confinada para sismo X

Section Cutting Line		Start Point		End Point	
Global X	1.015	0.078	m		
Global Y	0.344	0.352	m		

Load Case	
Sismo X-X	

Resultant Force Location and Angle	
Global X	0.5465 m
Global Y	0.348 m
Global Z	0 m
Angle	179.511 deg

Objects to Include		
<input type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams	<input type="checkbox"/> Braces
<input type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input type="checkbox"/> Links

Integrated Forces		Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	116.6549	0.9941	0.202	-116.6549	-0.9941	-0.202	tonf
Moment	-3.8827	424.0772	480.4992	3.8827	-424.0772	-480.4992	tonf-m

Para la fuerza cortante de sismo X es de **135.14 Tn**, los Muros de Concreto Armado absorben una fuerza de **116.65 Tn**, lo cual representa un 86.32%. por lo que el sistema estructural para en sentido X es de, **Muros estructurales con un R=6.** Esto según la clasificación para los sistemas estructurales de la tabla N°7 de la Norma E-030, y el artículo 16.1 Estructuras de Concreto Armado de la norma mencionada.

Para determinar el sistema estructural. Se determinará el porcentaje de la cortante que absorben las columnas y los muros estructurales.

- Cortante total para sismo en Y.

Section Cutting Line		Start Point		End Point	
Global X	1.112	0.066	m		
Global Y	0.353	0.359	m		

Load Case	
Sismo Y-Y	

Resultant Force Location and Angle	
Global X	0.589 m
Global Y	0.356 m
Global Z	0 m
Angle	179.671 deg

Objects to Include		
<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams	<input type="checkbox"/> Braces
<input type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input type="checkbox"/> Links

Integrated Forces		Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-1.5474	269.7646	0	1.5474	-269.7646	0	tonf
Moment	-1724.3059	9.8909	3100.6667	1724.3059	9.8909	3100.6667	tonf-m

- Se determina la Cortante que absorben las columnas para el sismo Y

Section Cutting Line		Start Point		End Point	
Global X	1.112	0.066	m		
Global Y	0.353	0.359	m		

Load Case	
Sismo Y-Y	

Resultant Force Location and Angle	
Global X	0.589 m
Global Y	0.356 m
Global Z	0 m
Angle	179.671 deg

Objects to Include		
<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams	<input type="checkbox"/> Braces
<input type="checkbox"/> Floors	<input type="checkbox"/> Walls	<input type="checkbox"/> Links

Integrated Forces		Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-0.3204	45.9926	12.4653	0.3204	-45.9926	-12.4653	tonf
Moment	-1068.9455	165.8136	-541.0261	1068.9455	-165.8136	541.0261	tonf-m

- Se determina la Cortante que absorben los muros de albañilería confinada para sismo Y

Section Cutting Line				Load Case		Resultant Force Location and Angle			
	Start Point	End Point		Sismo Y-Y		Global X	0.589	m	
Global X	1.112	0.066	m			Global Y	0.356	m	
Global Y	0.353	0.359	m			Global Z	0	m	
			m			Angle	179.671	deg	
Objects to Include									
<input type="checkbox"/> Columns				<input type="checkbox"/> Beams		<input type="checkbox"/> Braces			
<input type="checkbox"/> Floors				<input checked="" type="checkbox"/> Walls		<input type="checkbox"/> Links			
Integrated Forces									
	Right Side			Left Side					
	1	2	Z	1	2	Z			
Force	-1.227	223.772	-12.4653	1.227	-223.772	12.4653	tonf		
Moment	-655.3603	-175.7045	-2559.6405	655.3603	175.7045	2559.6405	tonf-m		

Para la fuerza cortante de sismo Y es de **269.76 Tn**, los Muros de albañilería absorben una fuerza de **223.77 Tn**, lo cual representa un 82.95 %. por lo que el sistema estructural para en sentido Y es de, **ALBAÑILERIA CONFINADA R=3.** Esto según la clasificación para los sistemas estructurales de la tabla N°7 de la Norma E-030, y el artículo 16.1 Estructuras de Concreto Armado de la norma mencionada.

4.3.4.9.1. Estimación del Peso P

Se calcula el Peso de la edificación, con un valor de 422.68 Tn. cómo se puede apreciar.

	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	0.05	PISO 2	NPT	0.263	1	513.84573	135.1414
	0.05	PISO 2	NPT	0.525	1	513.84573	269.769

4.3.4.9.2. PROCEDIMIENTO DE ANALISIS SISMICO

Análisis Estático

Del análisis estático podemos determinar la cortante para el Sismo X es de 95.10 Tn y para el Sismo Y de 221.91 Tn cómo se puede apreciar en la siguiente imagen.

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

	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	0.05	PISO 2	NPT	0.263	1	513.84573	135.1414
	0.05	PISO 2	NPT	0.525	1	513.84573	269.769

Se realiza el control de derivas para El Sismo estático en X y Y

Sismo Estático X

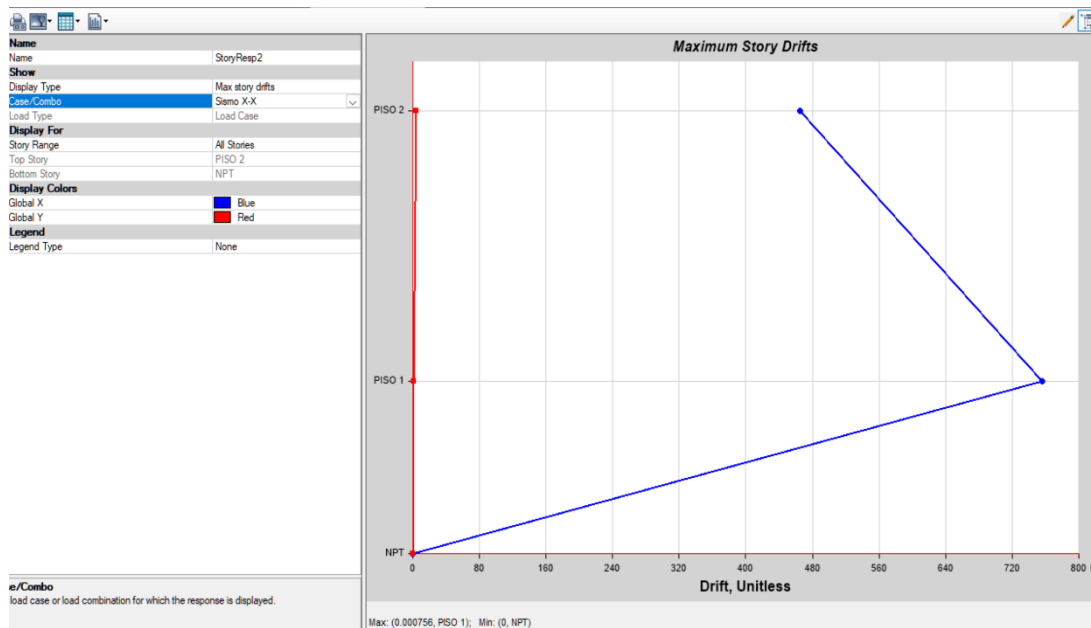
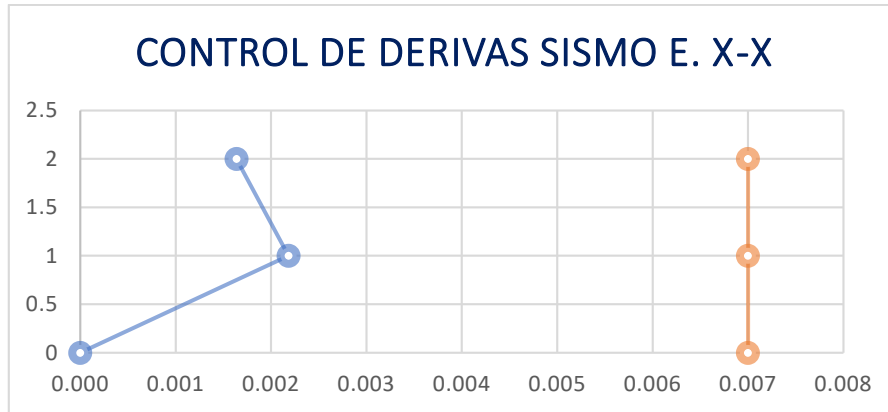


Tabla 10.-

Control de derivas sismo estático X-X

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	3.7000	0.000364	0.001638	0.007
1	3500	1.698	0.000485	0.002183	0.007
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.007
Sistema Muros estructurales				R =	6



Sismo Estático Y

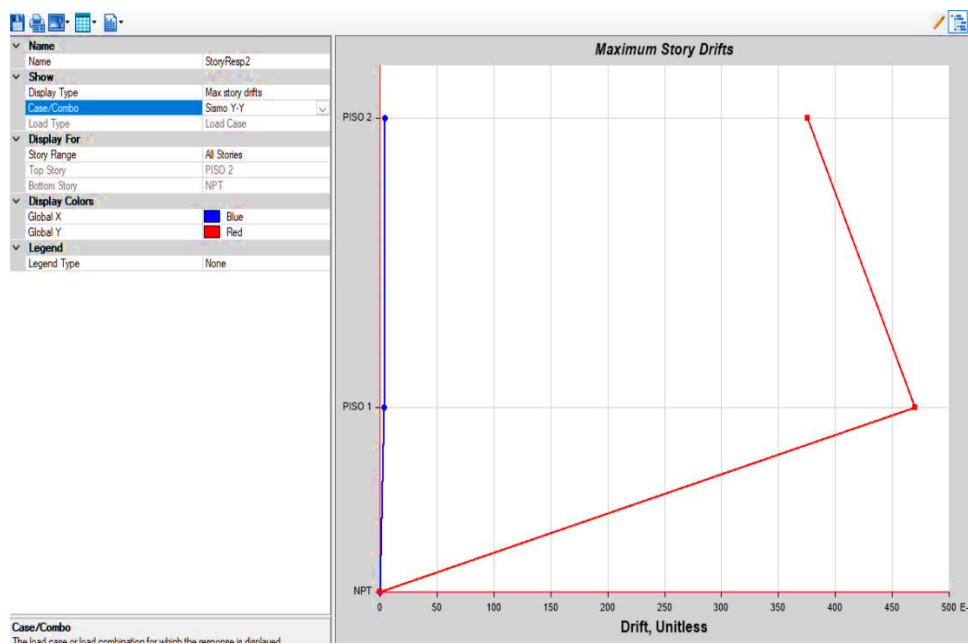
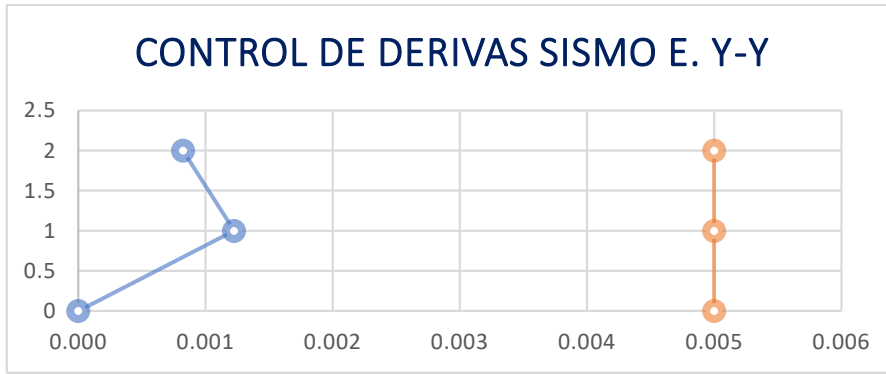


Tabla 11.-

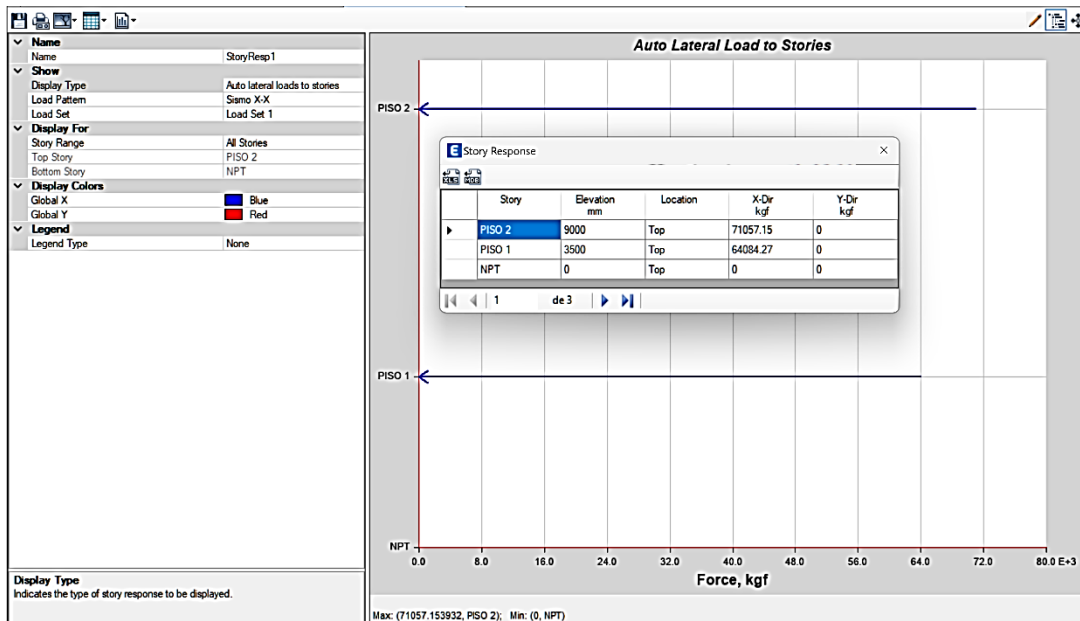
Control de derivas sismo estatico Y-Y

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	1.9590	0.000183	0.000823	0.005
1	3500	0.953	0.000272	0.001225	0.005
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.005
Sistema Estructural Albañileria confinada				R =	3

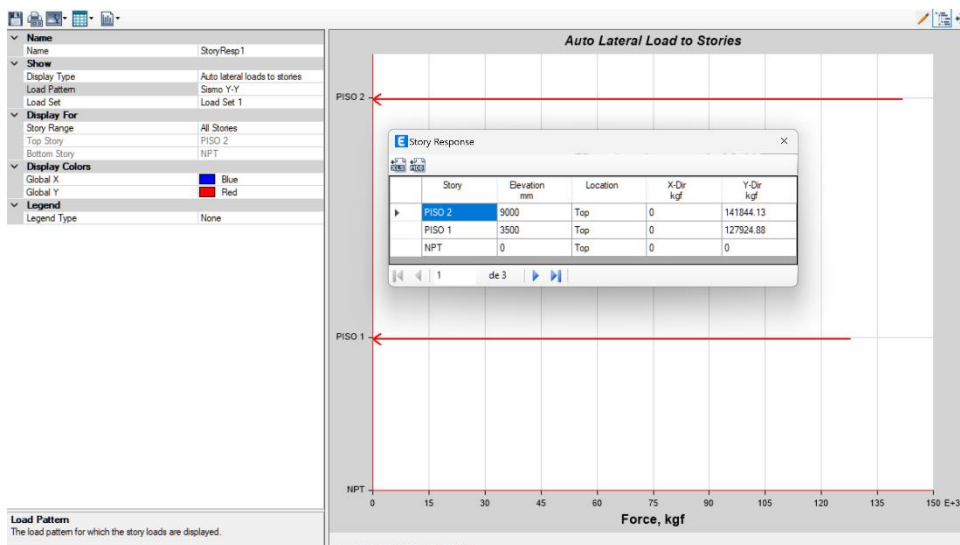


Distribución en la altura de fuerzas

Distribución en la altura de fuerzas para Sismo X

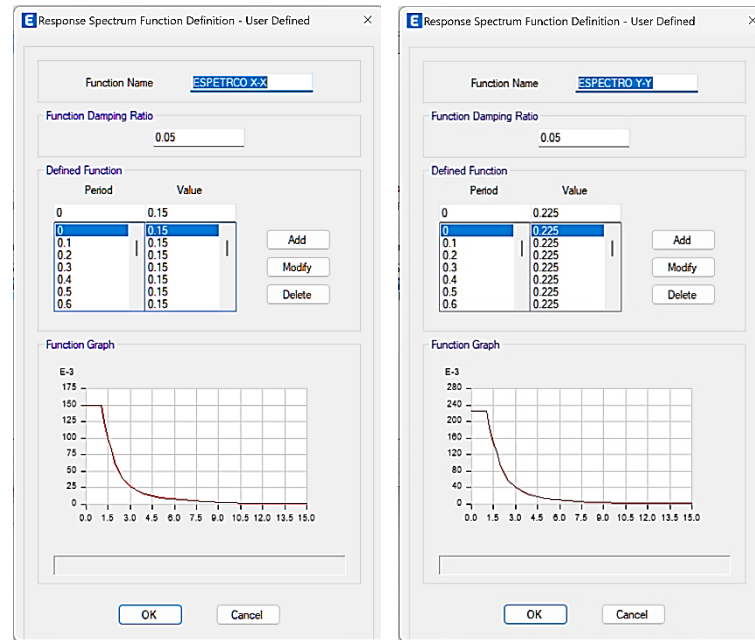


Distribución en la altura de fuerzas para Sismo Y



4.3.4.10. Análisis Dinámico

- Del análisis Dinámico se introduce el espectro de diseño para el sismo dinámico en X y sismo dinámico en Y.



- Se determinan la cortante basal para los Sismos Dinámicos X y Y

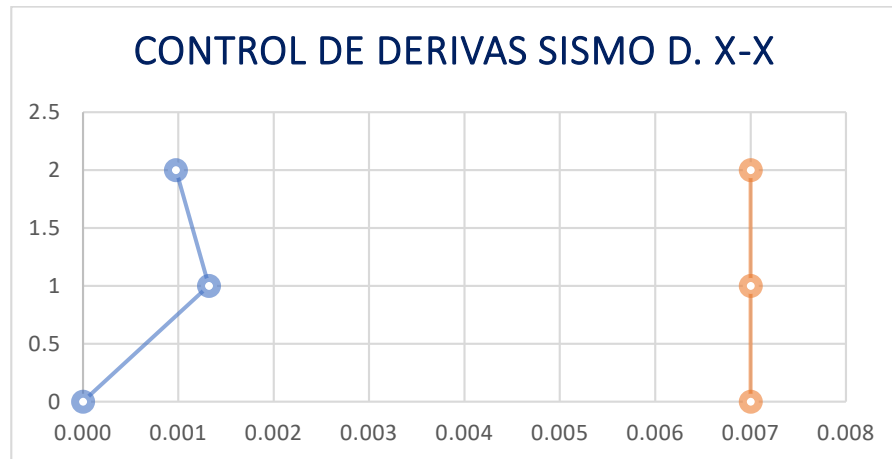
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
PISO 1	SD X-X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	84.8415	0.0927
PISO 1	SD Y-Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.2472	234.0898

- Se procede a determinar las derivas para los sismos Dinámicos en X y Y.

Tabla 12.-

Control de derivas sismo dinamico X-X

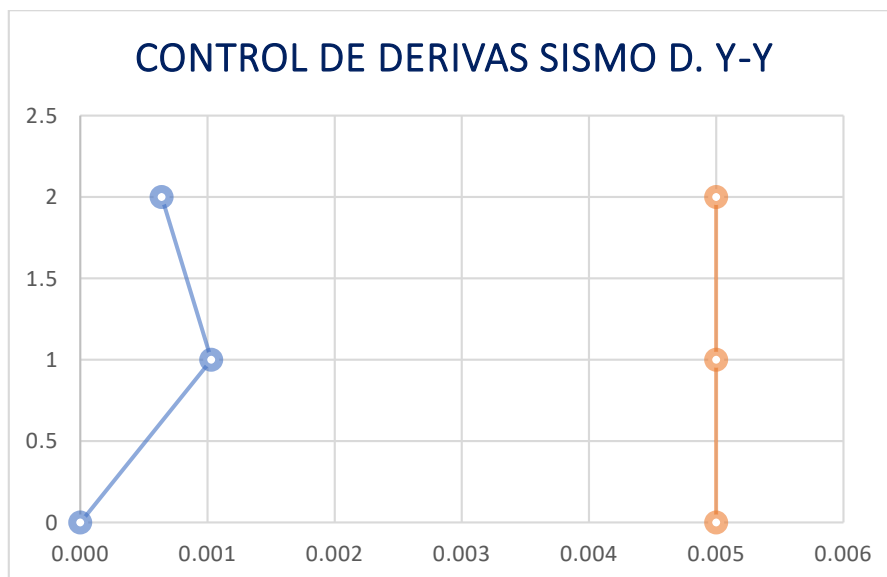
Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	2.2190	0.000217	0.000975	0.007
1	3500	1.027	0.000293	0.001320	0.007
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.007
Sistema Muros estructurales				R =	6



CONTROL DE DERIVAS SISMO DINAMICO Y-Y

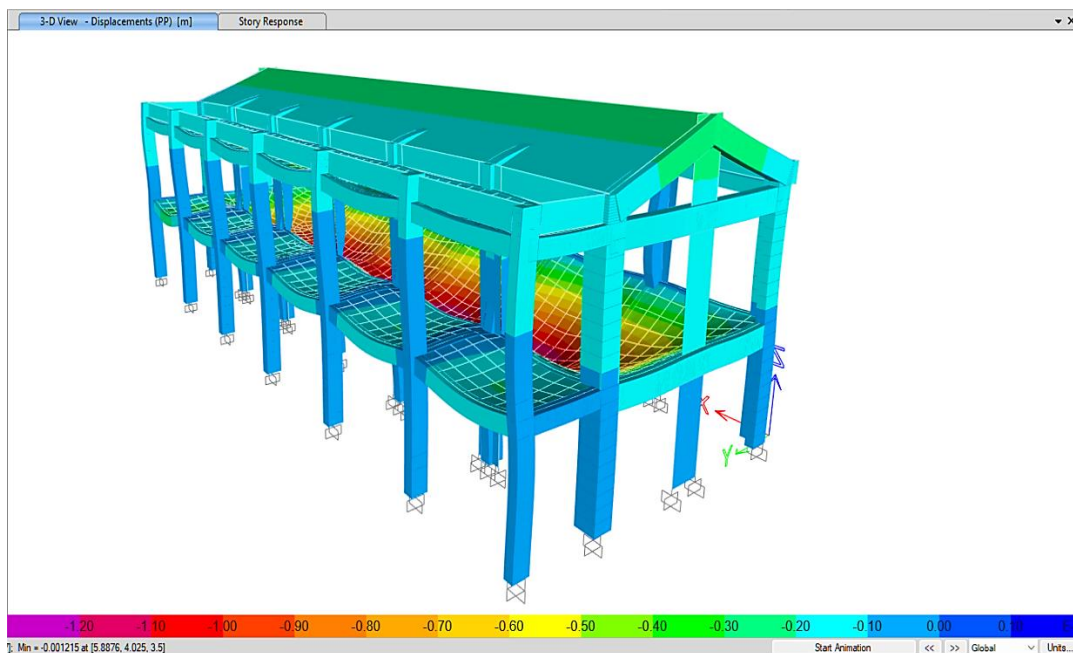
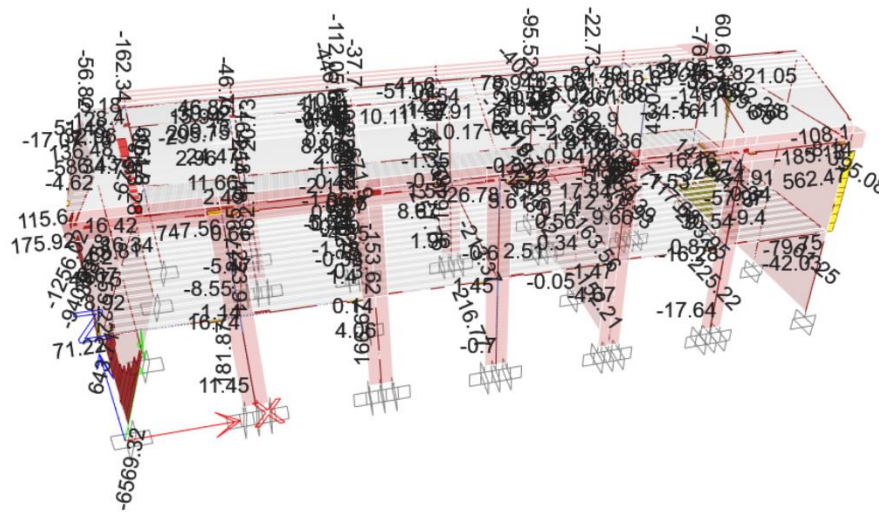
Piso	Elevación mm	Desplazamiento mm	Deriva Elastica Δ	Deriva Inelastica Δ	Deriva Limite Δ_{lim}
2	9000	1.5830	0.000142	0.000640	0.005
1	3500	0.801	0.000229	0.001030	0.005
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.005

Sistema Estructural Albañilería confinada R = 3



4.3.5. Diseño de elementos estructurales

Una vez determinado las fuerzas internas se procederán a realizar el diseño de los elementos estructurales teniendo en cuenta los datos obtenidos del análisis





CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Resultado para el estudio topografía

5.1.1. Control horizontal

Tabla 13.-

COORDENADAS AJUSTADAS

Point	Northing	Easting	StdDevNth	StdDevEst
2	8288612.271	379136.3205	0.013789794	0.012230197
3	8288629.626	379110.3853	0.016002819	0.017395976
4	8288625.391	379091.0644	0.016193916	0.020139141
5	8288711.398	379073.0506	0.017432963	0.020632294
6	8288605.674	379017.9078	0.013968562	0.018265159
7	8288569.92	379057.0402	0.0085747	0.015195281

Nota.- Las desviaciones estándar están al 95% del nivel de confianza



Figura 16.-Poligonal de control horizontal

5.1.2. Control vertical

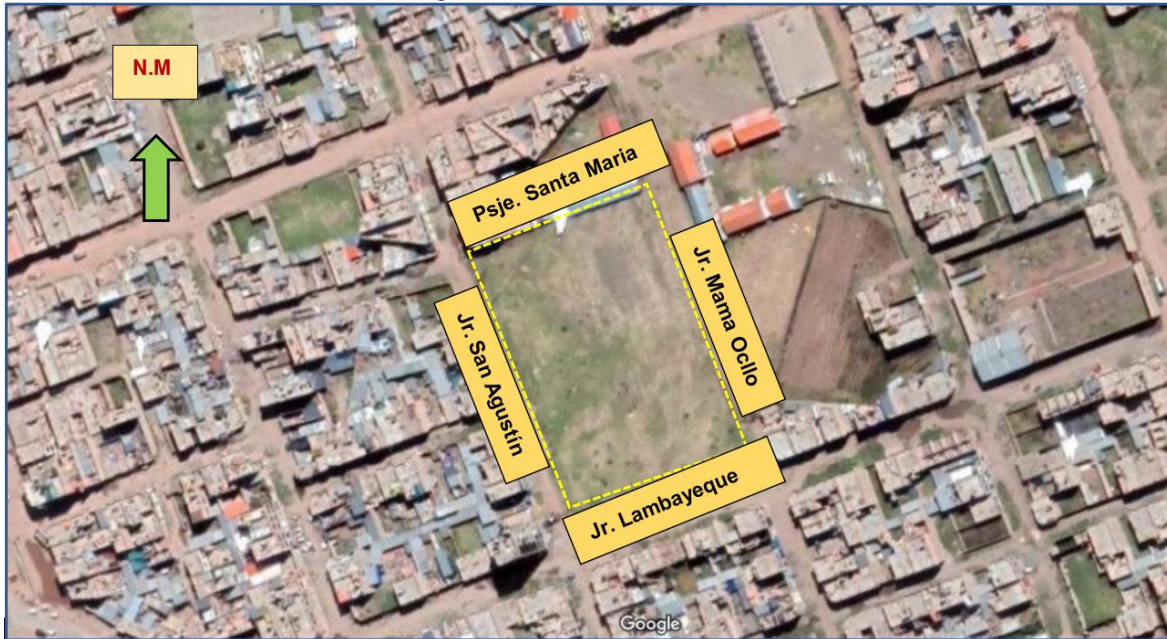


Figura 17.- Red de Nivelación control vertical

5.1.3. Área de influencia:

Área: 7099.32m²

Perímetro: 345.694 ml



CUADRO DE COORDENADAS				UTM-WGS84	
VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
P1	P1 - P2	105.40	90°12'4"	380376.2216	8285887.4180
P2	P2 - P3	67.20	90°13'30"	380415.8336	8285789.7448
P3	P3 - P4	105.90	89°46'30"	380353.6597	8285764.2449
P4	P4 - P1	67.20	89°47'55"	380313.8597	8285862.3814

Numero de partida registral: 11182755

Colindantes

Por el frente: Colinda con el área de aporte educación, por medio el Jr. Mama Oclo. En línea recta de un solo tramo que inicia en el Vtc. 1al 2 en dirección del norte a sur; con 105.40ml.

Por el lado derecho: Colinda con la propiedad del Sr. Lucio López y parte recreación publica, por medio el Ps. Santa María. En línea recta de un solo tramo que inicia en el Vtc. 1 al 4 en dirección de Este a Oeste; con 67.20ml.

Por el lado izquierdo: Colinda con la manzana F-1, por medio el Jr. Deústua, en línea recta en un solo tramo que inicia en el Vtc. 2 al 3 en dirección de Este Oeste; con 67.20ml.

Por el Fondo: Colinda con las manzanas E-1 y E-2, por medio el Jr. San Agustín, en línea recta en un solo tramo que inicia en el Vtc. 3 al 4 en dirección de sur a norte; con 105.90ml.

5.2. Resultado para el estudio de mecánica de suelos

5.2.1. Resultado de ensayos "in situ" y de laboratorio

Tabla 14.- Resumen de resultados de ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos.

PUNTO DE INVESTIGACIÓN	MUESTRA	GRANULOMETRÍA			CONSTANTES FÍSICAS				CLASIFICACIÓN	
		DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA			LÍM. DE CONSISTENCIA (N° 40)			HUM. NAT.	SUCS	AASHTO
		GRAVAS (%)	ARENAS (%)	FINOS (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	w (%)		
P - 1	M-1	11.2	76.6	12.2	N.P.	N.P.	N.P.	21.8	SM	A-1-b (0)
	M-2	4.1	40.6	55.3	28.0	19.0	9.0	17.4	CL	A-4 (3)
	M-3	5.4	44.5	50.1	32.0	21.0	11.0	29.1	CL	A-6 (2)

5.2.2. Nivel de napa freática

El nivel freático en el área de estudio se encuentra aproximadamente a una profundidad de 2.10 m

5.2.3. Cálculo y análisis de la capacidad admisible de carga

5.2.3.1. Capacidad portante

Para el cálculo de la capacidad de carga de los suelos, se utilizó la ecuación de la teoría de Terzagui aplicado a zapata cuadrada y corte local:

$$q_d = 1.3 c' N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 0.4 B N_\gamma S_\gamma$$

De las ecuaciones se tiene los factores de carga:

$$N_q = \varepsilon^{(\pi \tan \Phi')} \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi'$$



$$N_{\gamma} = 1.8 (N_q + 1) \tan \Phi'$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha'}{90\Phi'}\right)^2$$

$$i_{\gamma} = \left(1 + \frac{\alpha'}{\Phi'}\right)^2$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L)$$

$$S_q = 1 + (B/L) * (\tan \Phi')$$

$$S_{\gamma} = 1 - 0.4 * (B/L)$$

Asimismo, para suelos de compactad suelta (suelos flexibles), se deberá considerar la reducción de los parámetros de resistencia:

$$C' = 2/3 C$$

$$\Phi' = \arctan (2/3 \tan \Phi)$$

Donde:

- c : Cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.
- c' : Cohesión corregida.
- Φ : Ángulo de fricción interna del suelo.
- Φ' : Ángulo de fricción corregido.
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión.
- N_q : Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobre carga (γDf).
- N_γ : Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción.
- S_c : Factor de forma correspondiente a la cohesión.
- S_q : Factor de forma correspondiente a la sobre carga (γDf).
- S_γ : Factor de forma correspondiente a la fricción.
- i_c, i_γ : Factores de inclinación.
- B : Ancho de zapata
- L : Largo de zapata (para cimiento cuadrado B = L)



- D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.
 α' : Ángulo en grados que hace la carga con la vertical.

En vista de ejecutarse mejoramiento del estrato involucrado, mediante remoción de suelos y reemplazo con enrocado y relleno controlado de ingeniería, los parámetros de resistencia del estrato involucrado fueron determinados por medio de ensayos de laboratorio.

Dado los resultados de laboratorio y factores determinados, se tiene:

- Clasificación SUCS : **SM.**
Peso unitario / densidad : 1.94 gr/cm³.
Cohesión : $c = 0.62$ gr/cm².
Angulo de fricción interna : $\Phi = 32.3^\circ$
Tipo de cimentación : Cuadrada.
Profundidad de desplante : $D_{f(\text{mínimo})} = 1.50$ m.
Ancho de cimentación : $B = 1.50$ m.
Relación Ancho / Largo : $B/L = 1$.
Inclinación de carga : $\alpha = 0^\circ$.
Nivel freático : 2.10 m.
Tipo de falla : Corte local.
- Capacidad ultima de carga : $q_d = 4.51$ kg/cm².

5.2.3.2. Factor de seguridad

El coeficiente de seguridad cubre las incertidumbres sobre las propiedades de los suelos y su determinación. El factor de seguridad "F.S." está dado por:

$$F. S. = \frac{q_d}{q_{adm}}$$

Según la norma E.050, los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:

- Para cargas estáticas: 3.0



- Para solicitud máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5.

Considerando una evaluación para cargas estáticas, se asumirá un factor de seguridad igual a 3.

$$F.S. = 3.0$$

5.2.3.3. CAPACIDAD ADMISIBLE POR ENSAYOS DE LABORATORIO:

Teniendo en cuenta la ecuación del factor de seguridad "F.S.", se podrá obtener:

$$q_{adm} = \frac{q_d}{F.S.}$$

A partir de esta ecuación podemos calcular las capacidades admisibles de los suelos:

CALCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE									
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS				COEFICIENTES					
Tipo de suelo (clasificación SUCS)	SM			Nc =		17.871			
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	32.3	grados		Factores de capacidad de carga	Nq =	8.532			
Cohesión (c)	0.62	kg/cm ²			Ny =	4.761			
Tipo de falla por corte	Local								
Ángulo de Fricción Interna corregido (ϕ^o)	22.9	grados		Sc =		1.477			
Cohesión corregida (c')	0.41	kg/cm ²		Factores de forma	Sq =	1.421			
Peso Unitario de Sobre Carga (γ_1)	1.720	gr/cm ³			Sy =	0.600			
Peso Unitario del Suelo de Cimentación (γ_2)	1.940	gr/cm ³							
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.00				ic =	1.000			
Ancho (diámetro) Inicial de la Cimentación	1.50	m		Factores de inclinación	iq =	1.000			
Incremento de base (Δb)	0.50	m			ig =	1.000			
Cota de Terreno bajo piso terminado	0.00	m							
Profundidad de Desplante (Df)	1.50	m		Coefficiente de presión lateral	Ka =	0.441			
Incremento de profundidad (ΔDf)	0.50	m		(según Rankine)	Kp =	2.270			
Posición del Nivel Freático (N.F.)	2.1	m			Ko =	0.612			
Inclinación de la carga	0.0	grados							
Factor de Seguridad (F.S. asume 3.0)	3.00								
				Cimentación sugerida	Zapata Cuadrada				
				COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F. W W'	qd (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
CIMIENTO CUADRADO :	-1.50	1.50	1.5	1.00	0.70	4.51	1.50		
	-1.50	1.50	2.0	1.00	0.65	4.58	1.53		
	-1.50	1.50	2.5	1.00	0.62	4.65	1.55		
	-2.00	2.00	1.5	1.00	0.53	5.48	1.83		
	-2.00	2.00	2.0	1.00	0.53	5.56	1.85		
	-2.00	2.00	2.5	1.00	0.52	5.62	1.87		
	-2.50	2.50	1.5	0.92	0.50	6.10	2.03		
	-2.50	2.50	2.0	0.92	0.50	6.17	2.06		
	-2.50	2.50	2.5	0.92	0.50	6.24	2.08		

Capacidad admisible $q_{adm} : 1.50 \text{ kg/cm}^2$.

5.3. Resultado para el diseño y análisis de la estructura

5.3.1. Validación de la estructura

5.3.1.1. Revisión del diseño

El sistema estructural usado para el análisis y diseño del bloque será de sistema Dual en X y un sistema de Albañilería confinada Y.

5.3.1.2. Restricciones a la Irregularidad

No se presentan irregularidades den la estructura

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
▶	PISO 1	SX	Combination	Max	X	1.027	1.022	1.005
	PISO 1	SX	Combination	Min	X	1.027	1.022	1.005
	PISO 1	SY	Combination	Max	X	1.027	1.022	1.005
	PISO 1	SY	Combination	Min	X	1.027	1.022	1.005

5.3.1.3. Determinación de Desplazamientos Laterales

Tabla 15.-

Control de derivas sismo dinámico X-X

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	2.2190	0.000217	0.000975	0.007
1	3500	1.027	0.000293	0.001320	0.007
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.007
Sistema Muros estructurales				R =	6

Tabla 16.-

Control de derivas sismo dinámico Y-Y

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	1.5830	0.000142	0.000640	0.005
1	3500	0.801	0.000229	0.001030	0.005
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.005
Sistema Estructural Albañilería confinada				R =	3



5.3.1.4. Distorsión Admisible

Se cumple con las distorsiones admisibles para los Sistemas Estructurales

Tabla 17.-

Control de derivas sismo dinamico X-X

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	2.2190	0.000217	0.000975	0.007
1	3500	1.027	0.000293	0.001320	0.007
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.007
Sistema Muros estructurales				R =	6

Tabla 18.-

Control de derivas sismo dinamico Y-Y

Piso	Elevation	Desplazamiento	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Deriva Limite
	mm	mm	Δ	Δ	Δ lim
2	9000	1.5830	0.000142	0.000640	0.005
1	3500	0.801	0.000229	0.001030	0.005
0	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.005
Sistema Estructural Albañileria confinada				R =	3

5.3.1.5. Escalamiento de Sismo Dinámico al sismo Estático

Se verifica que la cortante del sismo Dinámico sea por lo menos el 80% de la cortante del sismo estático según lo solicita la norma E-030 esto para el Diseño de los elementos estructurales.

Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5.3 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.



	V- ESTATICO tonf	80% V- ESTATICO tonf	<	V- DINAMICO tonf	
VX	135141.43	108113.14	<	84.84	OK
VY	269769.01	215815.21	<	234.09	OK

Como se verifica no es necesario escalar el sismo dinámico, por que las cortantes por el sismo mencionado están por encima del 80% del sismo estático.

5.4. Contrastación de hipótesis

Al diseñar el modelo estructural del bloque de 06 aulas de nivel secundario en el sector de Chilla, ciudad de Juliaca, considerando las características topográficas y mecánicas del suelo, cumpliendo con la normativa actual y calculando el desplazamiento máximo aceptable durante el análisis estructural, se garantizará la seguridad y estabilidad de la edificación ante posibles cargas y condiciones ambientales.

5.5. Discusión

El análisis estructural de centros educativos en el Perú es un proceso fundamental que involucra la aplicación de métodos de cálculo y diseño estructural avanzados, en cumplimiento con los requisitos técnicos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Este análisis debe considerar no solo los aspectos técnicos, sino también las necesidades y características específicas de la comunidad educativa, con el fin de garantizar la seguridad, funcionalidad y sostenibilidad de los edificios escolares a lo largo de su vida útil.

El sistema de construcción estructural dual, compuesto por pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada, es uno de los sistemas más utilizados en los centros educativos del Perú. Este sistema permite aprovechar las



fortalezas de ambos componentes, brindando una mayor resistencia y estabilidad a las edificaciones, de acuerdo con las guías y normas establecidas por el Ministerio de Educación y el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

El límite de la distorsión del entrepiso en edificaciones de concreto armado es un aspecto crucial en el diseño estructural, especialmente en el contexto de la resistencia sísmica. A continuación, se presentan los límites establecidos y consideraciones relevantes sobre la distorsión del entrepiso:

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

El control de la distorsión del entrepiso es esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones de concreto armado, especialmente en áreas propensas a sismos. Cumplir con los límites establecidos en las normativas es crucial para prevenir daños estructurales y asegurar la integridad de la edificación durante su vida útil.



CONCLUSIONES

Conclusión Objetivo General: Diseñar un modelo estructural basado en la normativa vigente para un bloque de seis aulas educativas de nivel secundario en el sector Chilla de Juliaca.

El modelo estructural propuesto cumple con los estándares técnicos y normativos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), garantizando seguridad, estabilidad y durabilidad. A través de un diseño integral, se logró combinar elementos estructurales eficientes con un enfoque en sostenibilidad y funcionalidad, lo que permite que la infraestructura no solo sea resistente a cargas y eventos sísmicos, sino también adaptable a las condiciones climáticas extremas del altiplano peruano. El proyecto representa una solución innovadora y replicable para enfrentar la carencia de infraestructura educativa en comunidades vulnerables, destacando la importancia de diseñar edificaciones que prioricen el bienestar de los usuarios y la eficiencia en la utilización de recursos.

Conclusión Objetivo Específico 1: Establecer las características topográficas y mecánicas del suelo para el cálculo estructural del bloque de seis aulas.

Los estudios topográficos y de mecánica de suelos realizados evidenciaron que el terreno en el sector Chilla cuenta con una topografía predominantemente llana y una capacidad portante de 1.50 kg/cm^2 , adecuada para el tipo de estructura proyectada. Los análisis determinaron que el suelo tiene propiedades mecánicas suficientes para garantizar la estabilidad de la edificación, minimizando riesgos de asentamientos o fallas estructurales. Estos datos fueron fundamentales para establecer las bases del diseño, optimizando el uso de recursos y asegurando que



la construcción sea compatible con las condiciones geotécnicas del sitio. Además, se verificó que las características del terreno cumplen con las especificaciones requeridas para garantizar la seguridad estructural ante cargas estáticas y dinámicas.

Conclusión Objetivo Específico 2: Diseñar la edificación conforme a la normativa vigente.

El diseño estructural desarrollado cumple con las normativas del RNE, incluyendo las especificaciones de las normas E.030 (Diseño Sismorresistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto Armado). A través de un enfoque detallado, se diseñó un sistema de construcción dual que combina mampostería estructural y concreto armado, maximizando la rigidez lateral y la capacidad de carga de la edificación. El modelo arquitectónico incorpora un diseño funcional, con aulas bien distribuidas y adecuadas para el aprendizaje, que cumple con los estándares de iluminación, ventilación y ergonomía. El uso de software como Revit y ETABS permitió validar los criterios de diseño y garantizar la precisión en los cálculos estructurales, asegurando que la edificación no solo sea resistente, sino también eficiente en su construcción y operación.

Conclusión Objetivo Específico 3: Calcular el desplazamiento máximo aceptable durante el análisis estructural del bloque de seis aulas.

El análisis estructural realizado mediante el uso de software especializado confirmó que los desplazamientos laterales y derivas de la estructura se encuentran dentro de los límites permitidos por la normativa E.030, lo que garantiza que el edificio podrá soportar las cargas impuestas, incluyendo eventos sísmicos de alta



intensidad. Los cálculos de desplazamientos dinámicos y estáticos demostraron que la estructura está diseñada para minimizar riesgos de deformaciones excesivas, asegurando la seguridad y el confort de sus ocupantes. Este análisis incluyó la evaluación de combinaciones de carga, tanto permanentes como accidentales, lo que reafirma que el diseño propuesto es capaz de soportar las solicitaciones extremas a las que estará expuesto durante su vida útil.

Conclusión Global

El proyecto demuestra que es posible diseñar una infraestructura educativa moderna y segura que satisfaga las necesidades de la comunidad de manera integral. Cada objetivo fue alcanzado con precisión técnica, garantizando la funcionalidad, seguridad y sostenibilidad de la edificación. La propuesta no solo resuelve una problemática local, sino que también establece un modelo replicable para enfrentar desafíos similares en otras regiones del país. Este trabajo subraya la importancia de integrar análisis detallados del terreno, normativas estrictas y herramientas tecnológicas avanzadas en el diseño de proyectos de infraestructura, promoviendo así el desarrollo educativo y social en contextos de alta.



RECOMENDACIONES

1. Incorporación de tecnologías de construcción sostenibles

Se recomienda integrar sistemas constructivos más sostenibles, como el uso de materiales reciclados o de bajo impacto ambiental (bloques de concreto ecológicos o madera certificada), para reducir la huella de carbono del proyecto. Asimismo, se sugiere implementar técnicas de construcción modular que permitan una ampliación escalable de la infraestructura.

2. Uso de energías renovables en el diseño

Incorpórese

3. Optimización de la distribución espacial y funcionalidad del diseño

Rediseñar los espacios con un enfoque en la flexibilidad, permitiendo que las aulas puedan transformarse en áreas multipropósito según las necesidades de la institución. Esto incluye considerar espacios abiertos, áreas comunes y zonas para actividades extracurriculares.

4. Capacitación en mantenimiento preventivo

Proporción

5. Implementación de tecnologías digitales en la gestión de la construcción

Utilizar herramientas como Building Information Modeling (BIM) en todas las etapas del proyecto, desde el diseño hasta la ejecución. Esto no solo asegura



precisión en los cálculos estructurales, sino que también facilita la toma de decisiones y la gestión eficiente del proyecto.

6. Diseño inclusivo y accesible

Garantizar que la infraestructura sea accesible para personas con discapacidad, incorporando rampas, pasamanos y señalización adecuada, cumpliendo con las normativas de accesibilidad.

7. Validación técnica internacional

Considerar la validación del diseño estructural bajo normativas internacionales como las del American Concrete Institute (ACI) o Eurocodes, lo que podría aumentar la confiabilidad y estandarización del proyecto frente a iniciativas similares.

Estas recomendaciones buscan fortalecer el impacto del proyecto, asegurando no solo su funcionalidad y seguridad, sino también su sostenibilidad, accesibilidad y relevancia a largo plazo en la comunidad educativa y el entorno social.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. EEUU: ANSI/AISC 360-10.
- Angelino, G. Y., & Estrada, Z. J. (2023). *Diseño y análisis estructural de una edificación educativa de 4 pisos sobre un suelo blando empleando el método de análisis lineal y no lineal, en el distrito de Chota* Lima. Retrieved from https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/670285/Angelino_GY.pdf?sequence=1
- CARRASCO ANGULO, C. (2011). *METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS APLICANDO EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS*. Lima: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.
- Carrasco, C. A. (2011). *Metodología para el análisis estatico y dinámico de estructuras metálicas aplicando el metodo de los elementos finitos*. Retrieved 05 06, 2022, from KUPDF: https://kupdf.net/download/carrasco-angulo-cristian-estructuras-metalicas-elementos-finitos_5af40423e2b6f5e90bd05146_pdf?cv=1
- Estrada Perez, Y., & Velasco Cunia, J. (2019). *Evaluación, Modelamiento y Diseño Estructural de una Edificación de 5 Pisos en el Distrito de Ate 2019*. Lima. Retrieved 09 12, 2024, from <https://hdl.handle.net/20.500.12692/56935>
- Fernández, J. M. (2017). *Análisis sísmico y diseño de estructuras educativas en zonas de alta vulnerabilidad sísmica: Caso práctico de una escuela en la ciudad de Iquique, Chile (Tesis de maestría)*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- Fernández, P. J. (2023). *Zonificación de suelos para el diseño de cimentaciones superficiales en el sector CHOC CHOC, distrito de Moche, Trujillo, La Libertad*. Moche. Retrieved from upao.edu.pe
- Gómez, P. W., & Reyes, T. D. (2022). *Diseño de ingenierías de pabellón de aulas para la Universidad Estatal Península de Santa Elena con sistema inteligente ecoamigable*. La Libertad. Retrieved from <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8435/1/UPSE-TIC-2022-0027.pdf>



- Llocle, H. A. (2021). *Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao*. Retrieved from <https://core.ac.uk/download/pdf/478791931.pdf>
- Luna, L. N. (2024). *Mejoramiento y ampliación de la infraestructura para fortalecer la calidad educativa de la I.E. Inicial N° 760 Las Palmeras, caserío de las palmeras del distrito de Honoria, provincia de Puerto Inca, departamento de Huánuco*. Huanuco. Retrieved from <https://repositorio.udh.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14257/5016/Luna%20Lopez%2C%20Neil%20Rosmilio.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- MC CORMAC, J. (2008). *Structural Steel Design*. New Jersey: Prentice Hall.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Lima: El Peruano.
- Villalobos Silva, M. A. (2020). *Diseño estructural para mejorar la infraestructura educativa del local educativo de nivel secundario "San Lorenzo", Sókota, Cutervo, Cajamarca – 2020*. Cutervo, Cajamarca, Peru: Repositorio Universidad César Vallejo. Retrieved Junio veinte, 2024, from <https://hdl.handle.net/20.500.12692/63706>



ANEXOS



Anexo 01 – MATRIZ DE CONSISTENCIA

TEMA: PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA EN LA CIUDAD DE JULIACA

EJECUTOR: DANNY EDWIN ALI QUINTO

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICES / INDICADORES	METODOLOGÍA
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General			
• ¿Cuál es el modelo estructural en base a la normativa actual para el bloque de 06 Aulas de nivel secundario en el sector de Chilla, ciudad de Juliaca, que garantizará la seguridad y estabilidad de la edificación?	Diseñar el modelo estructural en base a la normativa actual. Para la construcción de un bloque de 06 aulas educativas de nivel secundario localizado en el sector de Chilla de la ciudad de Juliaca	“La implementación de un modelo estructural diseñado de acuerdo con la normativa vigente garantizará la seguridad y estabilidad del bloque de seis aulas educativas en el sector de Chilla, ciudad de Juliaca.”	VARIABLE INDEPENDIENTE: - Normativa actual de diseño estructural (Reglamento Nacional de Edificaciones). - Características topográficas del suelo. - Propiedades mecánicas del suelo. - Cargas aplicadas (cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas).	Norma nacionales. Topografía y clase de suelo Tipo de Cargas a aplicar Modalidad de Análisis. Análisis estructural	Enfoque: Cuantitativo. Nivel: Descriptivo. Tipo: Descriptiva
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas			INSTRUMENTOS
¿Cuáles son las características topográficas y mecánicas del suelo en el sector de Chilla, ciudad de Juliaca?	1. Establecer características de topográficas y mecánicas del suelo para el cálculo estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca	1. Características del Suelo: Las características topográficas y mecánicas del suelo en la ciudad de Juliaca influirán significativamente en el cálculo estructural del bloque de seis aulas, permitiendo una adecuada resistencia y estabilidad de la edificación.	VARIABLE DEPENDIENTE: - Modelo estructural del bloque de seis aulas educativas. - Resultados del cálculo estructural. - Diseño final de la edificación (planos, especificaciones estructurales). - Desplazamiento máximo aceptable.	Desplazamientos laterales. Derivas	Predimensionamiento, Modelado de estructura, Análisis estructural, Diseño estructural
¿Qué normativa se debe seguir para el diseño estructural del para el bloque de 06 Aulas de nivel secundario en el sector de Chilla, ciudad de Juliaca?	2. Diseñar la edificación en base a la normativa vigente.	2. Normativa Vigente: La concepción de la edificación, fundamentada en la legislación actual, potenciará la capacidad de la estructura para soportar las cargas y demandas a las que serán sometida durante su vida útil, minimizando la probabilidad de fallos estructurales.			
¿Cuál es el desplazamiento máximo que se presentan durante el análisis estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca?	3. Calcular el desplazamiento máximo aceptable que se presenta durante el análisis estructural del bloque de 06 aulas en la ciudad de Juliaca.	3. Desplazamiento Máximo Aceptable: El cálculo del desplazamiento máximo aceptable durante el análisis estructural del bloque de seis aulas permitirá verificar que la estructura cumple con los criterios de seguridad establecidos, asegurando su desempeño adecuado ante condiciones de carga y eventos sísmicos.			

Anexo 02 – PANEL FOTOGRÁFICO



FOTOGRAFÍA 1: Localización de la Unidad Productora



FOTOGRAFÍA 2: Aulas pedagógicas prefabricadas con madera y techo de calamina



FOTOGRAFÍA 3: Terreno del centro educativo



FOTOGRAFÍA 4: Calles de ingreso al terreno del centro educativo



FOTOGRAFÍA 5: Lectura del nivel al primer Punto de estacionamiento



FOTOGRAFÍA 6: Vista panorámica del Jirón Mama Oclo.

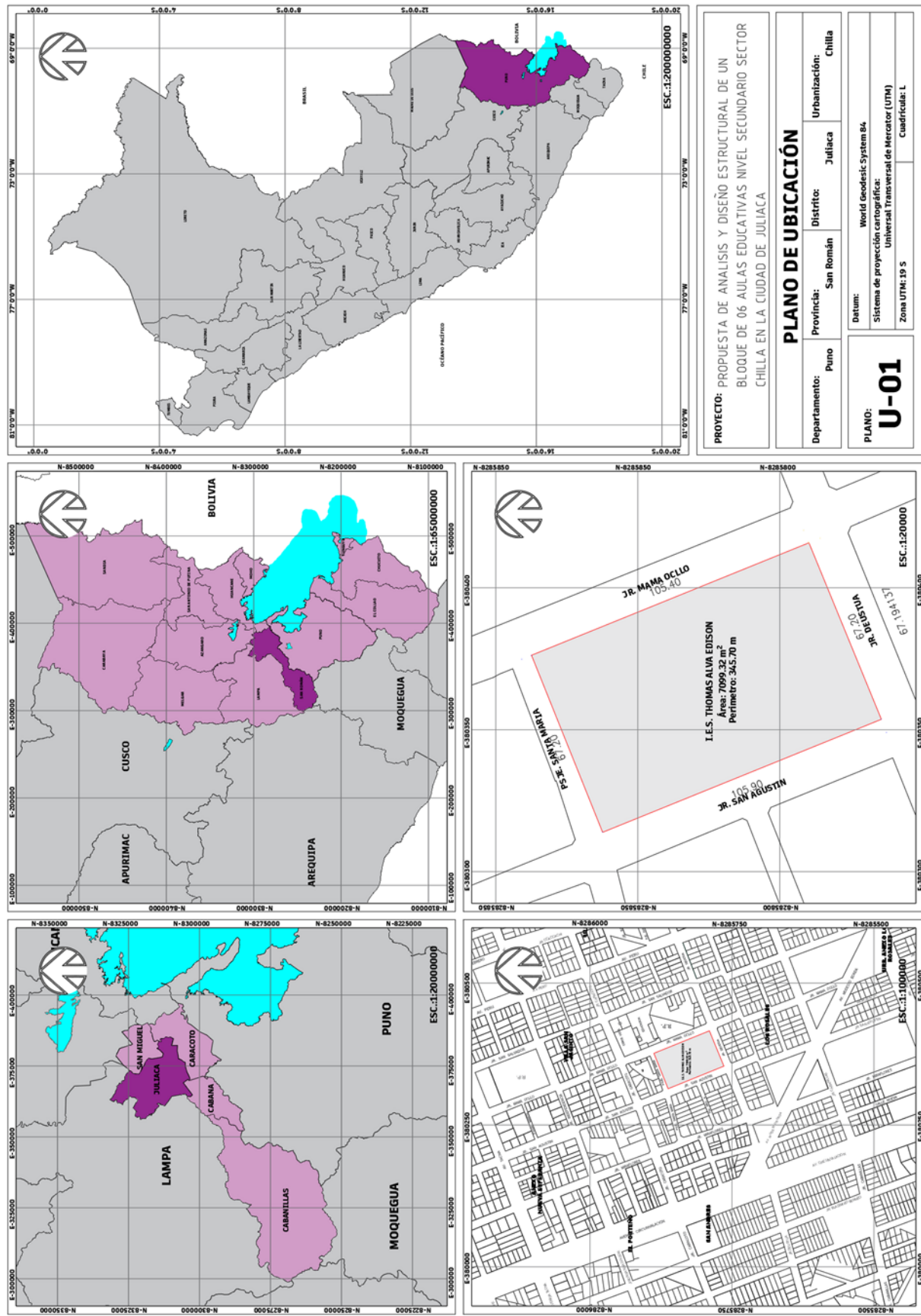


FOTOGRAFÍA 7: Vista panorámica del Jirón Deustua



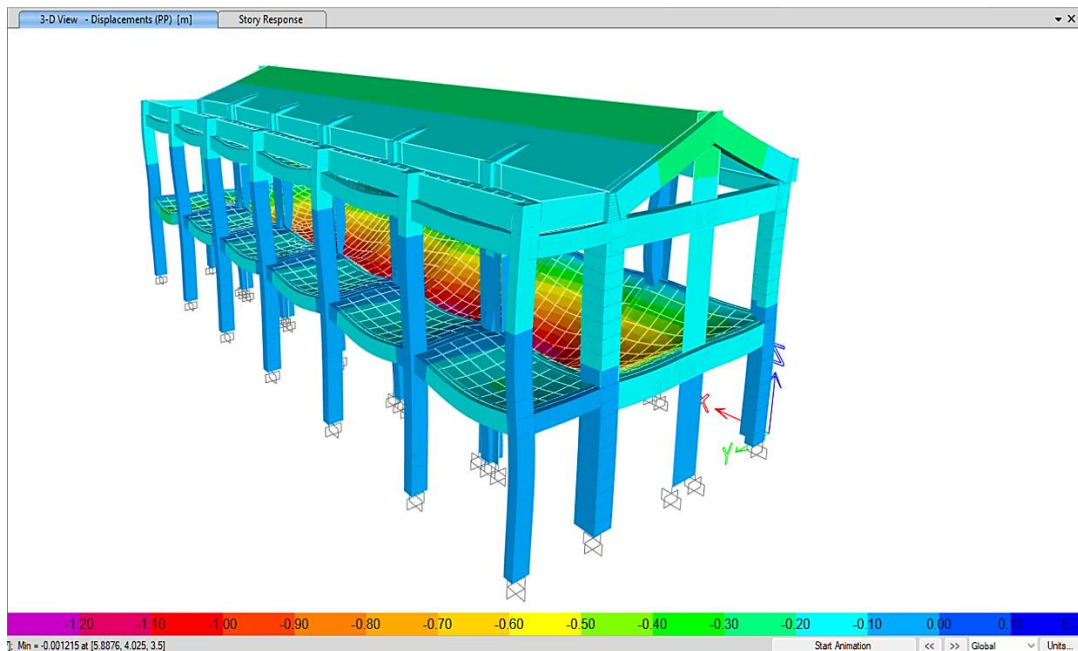
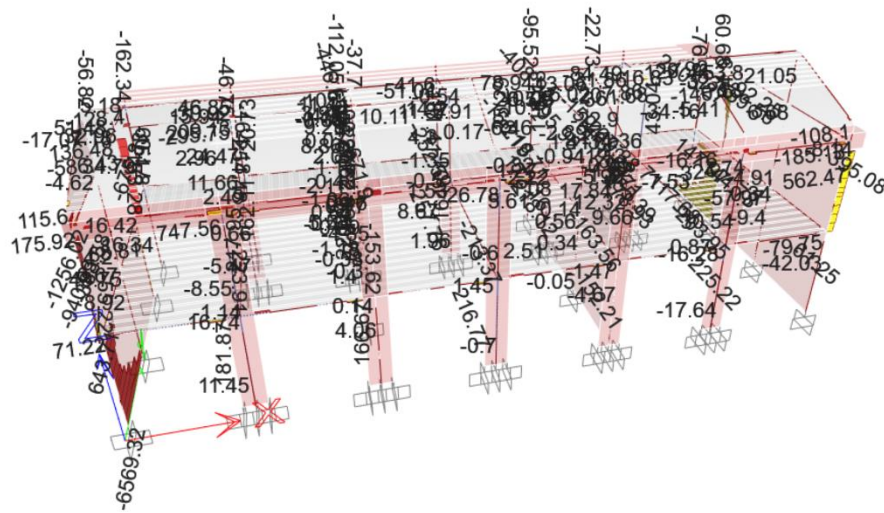
FOTOGRAFÍA 8: Trabajos de levantamiento topográfico en terrenos del centro educativo

Anexo 03 – PLANOS



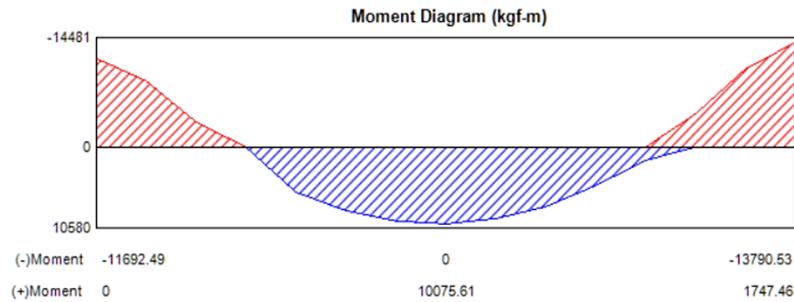
Anexo 04 – DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una de vez determinado las fuerzas internas se procederán a realizar el diseño de los elementos estructurales teniendo en cuenta los datos obtenidos del análisis



A. Diseño de vigas

Diseño de viga principal

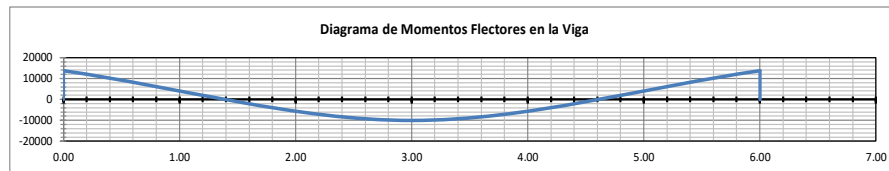


ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS RECTANGULARES

01 DISEÑO POR FLEXION

a. Datos de Diseño

H =	0.60 m	Descríp=	VP-103	Viga =	VP
Ln =	6.00 m	B =	0.30 m	rec =	0.04 m
M(-)izq =	13790.53 kg-m	f'c =	210.00 kg/cm ²	fy =	4200.00 kg/cm ²
		M(+) cen =	10075.61 kg-m	M(-)der =	13790.53 kg-m



b. Cálculos previos

Peralte efectivo de la viga

$$d = 0.56 \text{ m}$$

Factor de eje neutro y profundidad

$$\beta_1 = 0.85$$

Area de acero minima 01:

$$As_{min} = 14.10 \frac{bw \cdot d}{fy} = 5.64 \text{ cm}^2$$

Area de acero minima 02:

$$As_{min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d}{fy} = 4.64 \text{ cm}^2$$

Cuantía Balanceada

$$pb = 0.85 \frac{f'c \cdot \beta_1}{fy} = 0.02141869$$

Cuantía Maxima

$$0.75 \cdot pb = 0.01606402$$

Cuantía Recomendada

$$0.50 \cdot pb = 0.01070935$$

Cuantía para deflexion

$$0.19 \cdot pb = 0.00406955$$

c. Cálculo de las areas de acero requeridas

Apoyo Izquierdo de la viga

As min=	5.64 cm ²
pmin =	0.00335714
pmax =	0.01606402
Mu =	1379053 kg-cm
w1 =	1.61344172
w2 =	0.08147353
ρ =	0.00407368
Cumple la p	
As =	7.53 cm ²

Distribucion del acero continuo
4 φ 5/8"
Distribucion de los bastones
1 φ 3/4"

$$As = 10.77 \text{ cm}^2$$

Cumple

Parte central de la viga

As min=	5.64 cm ²
pmin =	0.00335714
pmax =	0.01606402
Mu =	1007561 kg-cm
w1 =	1.63621782
w2 =	0.05869743
ρ =	0.00293487
No Cumple la p	
As =	5.64 cm ²

Distribucion del acero continuo
4 φ 5/8"
Distribucion de los bastones
1 φ 3/4"

$$As = 7.92 \text{ cm}^2$$

Cumple

Apoyo derecho de la viga

As min=	5.64 cm ²
pmin =	0.00335714
pmax =	0.01606402
Mu =	1379053 kg-cm
w1 =	1.61344172
w2 =	0.08147353
ρ =	0.00407368
Cumple la p	
As =	7.53 cm ²

Distribucion del acero continuo
4 φ 5/8"
Distribucion de los bastones
1 φ 3/4"

$$As = 10.77 \text{ cm}^2$$

Cumple

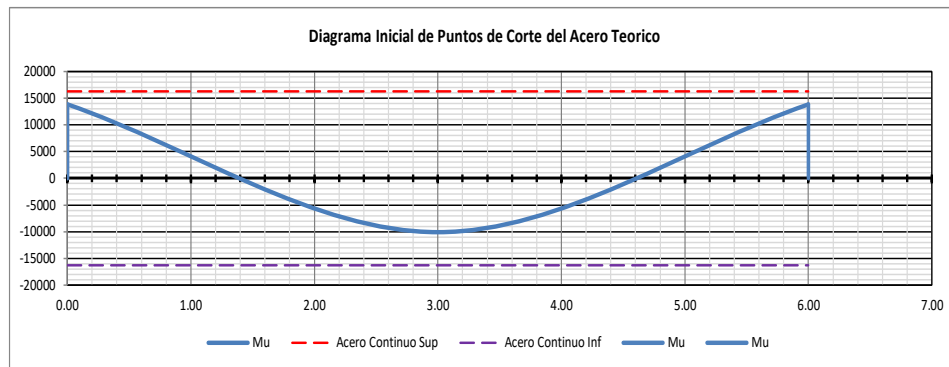


d. Análisis del momento resistente por el distribuido

Barillas de Acero	Acero Continuo sup. 4 φ 5/8"	Acero Continuo inf. 4 φ 5/8"	4 φ 5/8" 1 φ 3/4"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8" 1 φ 3/4"
As =	7.92 cm ²	7.92 cm ²	10.77 cm ²	7.92 cm ²	10.77 cm ²
As mim =	4.64 cm ²	4.64 cm ²	4.64 cm ²	4.64 cm ²	4.64 cm ²
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple	Cumple	Cumple
ρ =	0.00471429	0.00471429	0.00641071	0.00471429	0.00641071
ρmax =	0.01606402	0.01606402	0.01606402	0.01606402	0.01606402
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple la ρ	Cumple la ρ	Cumple la ρ
a =	3.33 cm	3.33 cm	4.53 cm	3.33 cm	4.53 cm
Mn =	18074.37 kg-m	18074.37 kg-m	24307.57 kg-m	18074.37 kg-m	24307.57 kg-m
Mu=φMn =	16266.93 kg-m	16266.93 kg-m	21876.82 kg-m	16266.93 kg-m	21876.82 kg-m

acero

e. Análisis de los puntos teóricos para el corte de acero



Distribucion acero izquierdo

Longitud de desarrollo del acero

Ld 5/8"= 70.00 cm

Ld 3/4"= 84.00 cm

Ld max = 84.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12φ 5/8"= 19.08 cm

12φ 3/4"= 22.92 cm

12φ max = 22.92 cm

Elegimos el mayor de "12φ" y "d"

Lc' = 56.00 cm

Punto de corte teorico izquierdo

Pizq = 1.00 m

Distribucion de acero central

Longitud de desarrollo del acero

Ld 5/8"= 70.00 cm

Ld max = 70.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12φ 5/8"= 19.08 cm

12φ max = 19.08 cm

d = 56.00 cm

Elegimos el mayor de "12φ" y "d"

Lc' = 56.00 cm

Punto de corte teorico central izq.

Poizq = 1.00 m

Pcder = 5.00 m

Distribucion acero derecho

Longitud de desarrollo del acero

Ld 5/8"= 70.00 cm

Ld 3/4"= 84.00 cm

Ld max = 84.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12φ 5/8"= 19.08 cm

12φ 3/4"= 22.92 cm

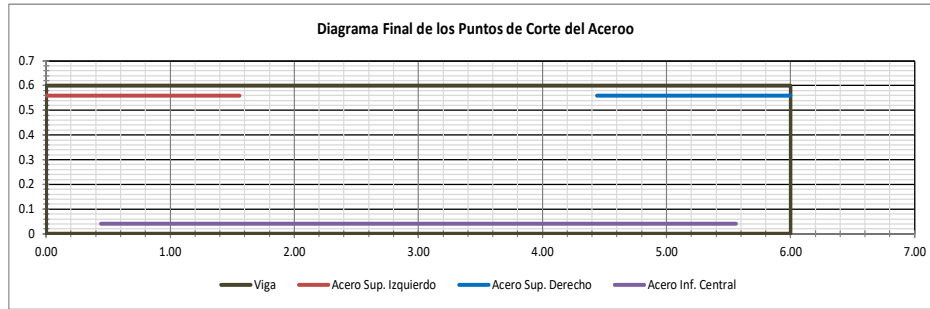
12φ max = 22.92 cm

Elegimos el mayor de "12φ" y "d"

Lc' = 56.00 cm

Punto de corte teorico derecho

Pder = 5.00 m



Longitud del baston izquierdo

Verificacion de la longitud de corte

Increment =

Lcorte = 1.56 m

Ld max = 0.84 m

Cumple

Lbaston = 1.56 m

Longitud del baston central

Verificacion de la longitud de corte

Increment =

Lcorte = 2.56 m

Ld max = 0.70 m

Cumple

Lbaston = 5.12 m
No Requiere

Longitud del baston derecho

Verificacion de la longitud de corte

Increment =

Lcorte = 1.56 m

Ld max = 0.84 m

Cumple

Lbaston = 1.56 m

02 DISEÑO POR CORTANTE

a. Datos de Diseño

$V_u = 19750.11 \text{ kg}$

$V_{cm} = 4.03 \text{ kg}$

$V_{cv} = 4.56 \text{ kg}$

b. Area de acero y momentos nominales

Lado Izquierdo

$A_s \text{ sup} = 10.77 \text{ cm}^2$ $M_n \text{ sup} = 21876.82 \text{ kg-m}$

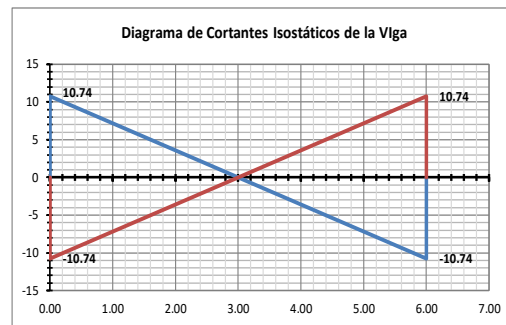
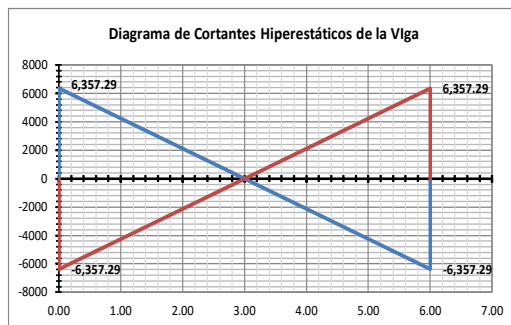
$A_s \text{ Inf} = 7.92 \text{ cm}^2$ $M_n \text{ Inf} = 16266.93 \text{ kg-m}$

Lado Derecho

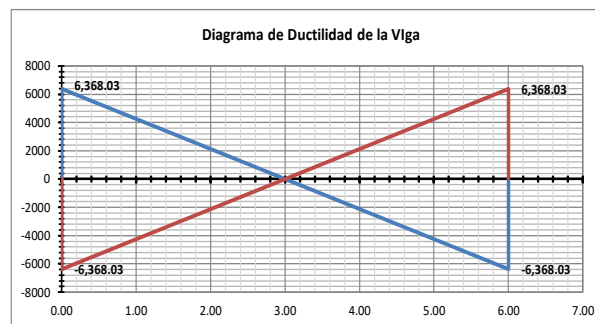
$A_s \text{ sup} = 10.77 \text{ cm}^2$ $M_n \text{ sup} = 21876.82 \text{ kg-m}$

$A_s \text{ Inf} = 7.92 \text{ cm}^2$ $M_n \text{ Inf} = 16266.93 \text{ kg-m}$

b. Diagrama de cortantes hiperestaticos e isostaticos de la viga

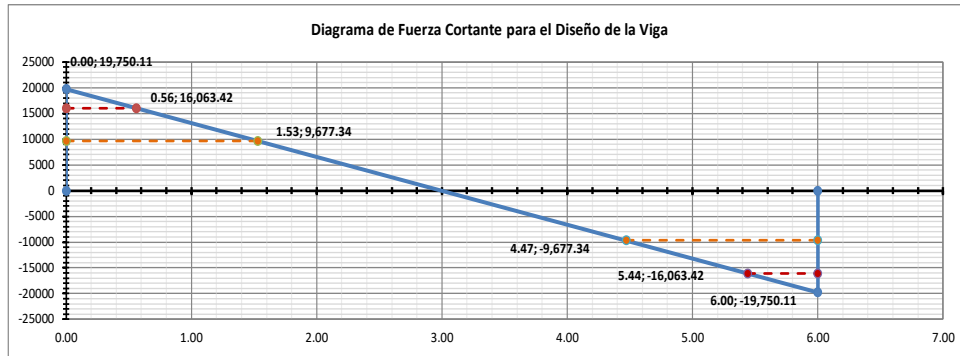


c. Diagrama de la resultante por ductilidad en la viga



d. Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño de la viga

Cortante maximo por requisitos de ductilidad	Cortante maximo obtenido del analisis estructural	Cortante maximo de diseño
$V_u = 6368.03 \text{ kg}$	$V_u = 19750.11 \text{ kg}$	$V_u = 19750.11 \text{ kg}$



Resistencia del concreto al cortante	Distancia de la cara del apoyo hasta la resistencia del concreto
$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 9677.34 \text{ kg}$	$L_{vc} = 1.53 \text{ m}$
Cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo	Distancia de la cara del apoyo
$V_{ud} = 16063.42 \text{ kg}$	$L_{dc} = 0.56 \text{ m}$
El corte que debe ser resistido por el acero es:	Resistencia al cortante maxima del acero
$V_s = (V_{ud} / \phi) - V_c = 8514.78 \text{ kg}$	$V_{smax} = 2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 51612.49 \text{ kg}$
Cumple	

La separacion para estribos vertivales, sera:

$\phi A_v = \phi 3/8"$	$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$	$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 39.22 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$
------------------------	---------------------------	--

Se debe de verificar la separacion maxima de los estribos de acuerdo a las siguientes condiciones

- Si: $V_u / \phi \leq V_c / 2$:	$V_u / \phi = 21417.90 \text{ kg}$	$V_c / 2 = 6451.56 \text{ kg}$	No verifica
- Si: $V_u / \phi > V_c / 2$, y, $V_u / \phi \leq V_c$: $S \leq d/2, S \leq 60 \text{ cm}$	$V_u / \phi = 21417.90 \text{ kg}$	$V_c = 12903.12 \text{ kg}$	No verifica
- Si: $V_u / \phi > V_c$:	Si: $V_u / \phi \leq 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$: $S \leq d/2, S \leq 60 \text{ cm}$	$1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 25806.24 \text{ kg}$	S = 28 cm
	Si: $V_u / \phi > 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$, y, $V_u / \phi \leq 2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$: $S \leq d/4, S \leq 30 \text{ cm}$	$2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 51612.49 \text{ kg}$	No verifica
La separacion maxima que tendran nuestros estribos sera de:	S = 28.00 cm		

e. Distribucion final de los estribos en la viga

Estrib. $\phi 3/8"$: 1@0.05 m ; 9@0.10 m ; Rto. @ 0.15 m

03 EVALUACION DEL ANCHO DE GRIETAS

a. Verificacion del agrietamiento en la viga		
Peralte efectivo de la viga	Momento de inercia bruta:	Modulo de ruptura del concreto
$d = 56.00 \text{ cm}$	$I_g = 540000.00 \text{ cm}^4$	$f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$
El momento critico "Mcr" de la viga sera:	El momento ultimo actuante en el centro de la viga es:	
$M_{cr} = I_g \cdot f_r / y_t = 5216.90 \text{ kg-m}$	$M_u = 10075.61 \text{ kg-m}$	

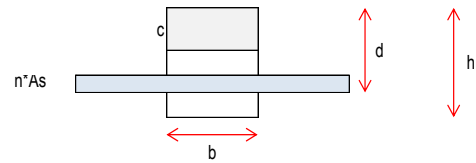
b. Cálculo de la inercia agrietada

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2042000 \text{ kg/cm}^2}{15000 \cdot \sqrt{f_c}} = 9.39$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm}$$

$$d = 56.00 \text{ cm} \quad c = 14.37 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 158615.14 \text{ cm}^4$$



c. Verificamos el esfuerzo en el acero "fs"

$$f_s = \frac{n \cdot \mu \cdot (d - c)}{I_{cr}} = 2484.22 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{s \text{ max}} = 0.6 \cdot f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2484.22 \text{ kg/cm}^2$$

d. Determinamos el ancho de la grieta mediante la siguiente ecuación formulada por Gergely Lutz:

$$W_{max} = 0.1086 \cdot 10^{-4} \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{(d \cdot A)}$$

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} = 1.10 \quad A = \frac{b \cdot t}{\gamma_{bc}}$$

$$d_c = 4.00 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento del concreto}) \quad t = 8.00 \text{ cm} \quad (\text{concreto en tensión} = 2 \cdot d_c)$$

$$\gamma_{bc} = 4 \quad (\text{Número de barras de refuerzo}) \quad A = 60.00 \text{ cm}^2$$

$$W_{max} = 0.1838 \text{ mm}$$

e. Verificamos los anchos de grieta permisibles:

Exposición: Aire seco o con membrana de protección $W_{permi} = 0.41 \text{ mm}$ **Cumple**

f. Determinación del factor Z recomendado por el ACI

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d \cdot A)} = 15438.12 \text{ kg/cm}$$

El valor de Z no excederá de: Para vigas en interiores $Z_{max} = 31000.00 \text{ kg/cm}$ **Cumple**

04 EVALUACION DE LAS DEFLEXIONES EN LA VIGA

Tipo de viga: Apoyo simple (Fijo - Fijo) $\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_u \cdot L^4}{E \cdot I}$ $\Delta_{max} = \frac{L_n}{480}$ (RNE)

a. Determinación de las cargas distribuidas de servicio "WD+L", "WD" y última "Wu"

$$WD = 1050.00 \text{ kg/m} \quad WL = 780.00 \text{ kg/m}$$

Carga distribuida última

$$WD+L = WD+WL = 1830.00 \text{ kg/m} \quad WD = 1050.00 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.40 \cdot WD + 1.70 \cdot WL = 2796.00 \text{ kg/m}$$

b. Cálculo de los momentos actuantes "Ma(D+L)", "Ma(D)" y últimos "Mu"

$$M_{a(D+L)} = 8235.00 \text{ kg-m} \quad M_{a(D)} = 4725.00 \text{ kg-m} \quad \mu = 12582.00 \text{ kg-m}$$

c. Momento crítico "Mcr" de la viga

Momento de inercia bruta: $I_g = 540000.00 \text{ cm}^4$ Modulo de ruptura del concreto: $f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$ El momento crítico "Mcr" de la viga será: $M_{cr} = I_g \cdot f_r / \gamma_t = 5216.90 \text{ kg-m}$

d. Determinamos el valor de la inercia agrietada "Icr"

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 158615.14 \text{ cm}^4$$

e. Cálculo de las inercias efectivas "Ie(D+L)" y "Ie(D)"

$$I_{e(D+L)} = \frac{M_{cr}^3 \cdot I_g}{M_{a(D+L)}^3} + I_{cr} - \frac{M_{cr}^3 \cdot I_{cr}}{M_{a(D+L)}^3} = 255578.82 \text{ cm}^4 \leq I_g = 540000.00 \text{ cm}^4 \quad \text{Ok}$$

$$I_{e(D)} = \frac{M_{cr}^3 \cdot I_g}{M_{a(D)}^3} + I_{cr} - \frac{M_{cr}^3 \cdot I_{cr}}{M_{a(D)}^3} = 671942.55 \text{ cm}^4 \leq I_g = 540000.00 \text{ cm}^4 \quad \text{Ie=Ig}$$

f. Hallamos el valor de las deflexiones inmediatas para " $\Delta i(D+L)$ ", " $\Delta i(D)$ " y " $\Delta i(L)$ "

$$\Delta i(D+L) = \frac{5}{384} \cdot \frac{W(D+L) \cdot L^4}{E \cdot I_e(D+L)} = 0.5559 \text{ cm}$$

$$\Delta i(D) = \frac{5}{384} \cdot \frac{W(D) \cdot L^4}{E \cdot I_e(D)} = 0.1510 \text{ cm}$$

$$\Delta i(L) = \Delta i(D+L) - \Delta i(D) = 0.4049 \text{ cm}$$

g. El valor de la deflexion inmediata " Δi " estara dada por:

$$\Delta i = \Delta i(D) + 0.40 \cdot \Delta i(L) = 0.3129 \text{ cm}$$

h. El valor de la deflexion diferida o a largo plazo " Δdif " estara dada por:

$$\Delta dif = \frac{\xi \cdot \Delta i}{1+50\rho'} = 0.6258 \text{ cm}$$

Periodo de tiempo en el calculo de las deflexiones:

$t > 5$ años

$\xi = 2.0$

Cuántia de acero en compresion en la parte central de la viga:

$\rho' =$

i. El valor de la deflexion total " Δ " estara dada por:

$$\Delta = \Delta dif + \Delta i(L) = 1.0307 \text{ cm}$$

$\Delta_{max} = 1.2500 \text{ cm}$

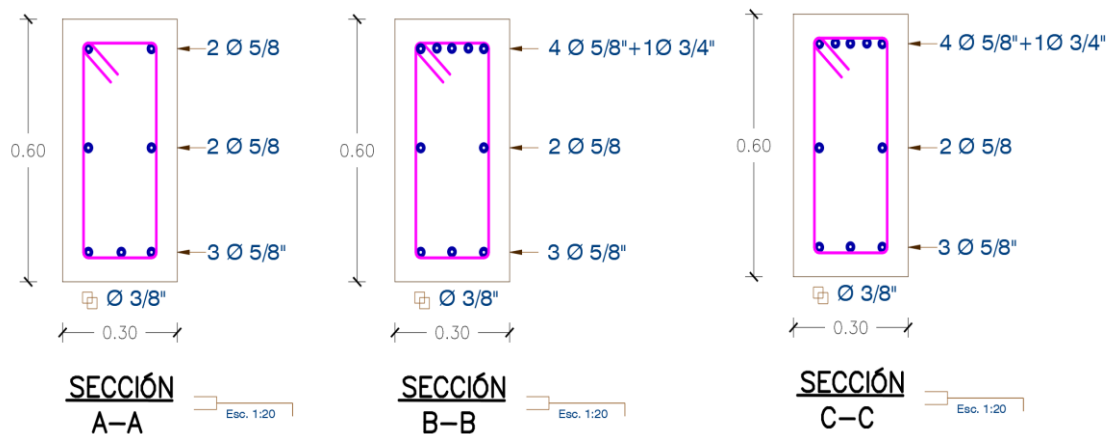
Cumple

05 DISEÑO POR TORSION EN VIGAS

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

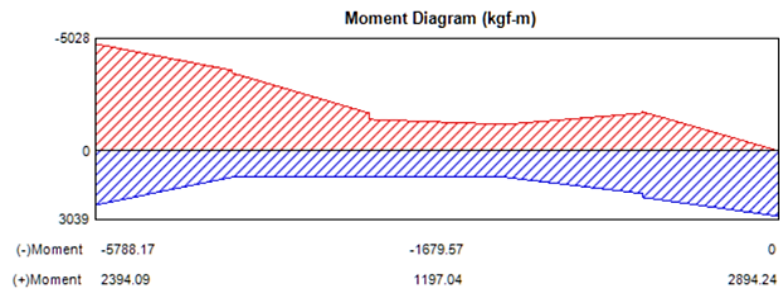
Rbar A_{vs} cm ² /cm	Rbar A_t/s cm ² /cm	Rbar A_l cm ²	Design V_{u2} kgf	Design T_u kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Design P_u kgf
0.0902	0.0264	4.42	19750.11	172839.08	-1928746.89	0

Se añade dos aceros de 5/8" para el refuerzo mínimo requerido por Torsión, con lo cual finalmente se tiene las siguientes secciones





B. Diseño de la viga secundaria



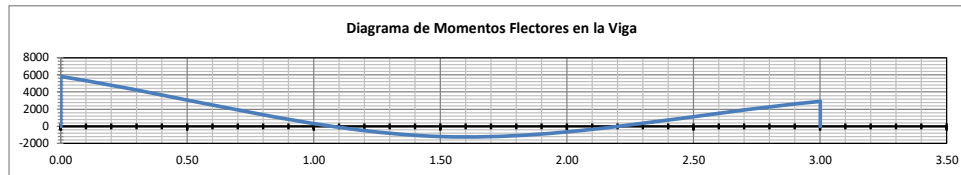


ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIA

01 DISEÑO POR FLEXIÓN

a. Datos de Diseño

H =	0.40 m	Descrip=	VP-101	Viga =	VS
Ln =	3.00 m	B =	0.30 m	rec =	0.04 m
M(-)izq =	5788.17 kg-m	fc =	210.00 kg/cm ²	fy =	4200.00 kg/cm ²
		M(+)cen =	1197.04 kg-m	M(-)der =	2894.24 kg-m



b. Cálculos previos

Peralte efectivo de la viga	Factor de eje neutro y profundidad	
d = 0.36 m	$\beta_1 = 0.85$	
Área de acero mínima 01:	Área de acero mínima 02:	
$As_{min} = 14.10 \cdot \frac{bw \cdot d}{fy} = 3.63 \text{ cm}^2$	$As_{min} = 0.80 \cdot \frac{\sqrt{fc} \cdot bw \cdot d}{fy} = 2.98 \text{ cm}^2$	
Cuantía Balanceada		
$pb = 0.85 \cdot \frac{fc \cdot \beta_1}{fy} = 0.02141869$		
Cuantía Máxima	Cuantía Recomendada	Cuantía para deflexión
$0.75 \cdot pb = 0.01606402$	$0.50 \cdot pb = 0.01070935$	$0.19 \cdot pb = 0.00406955$

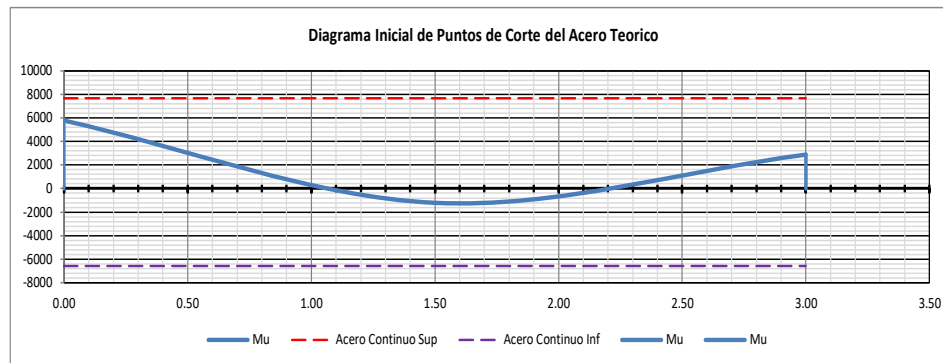
c. Cálculo de las áreas de acero requeridas

Apoyo izquierdo de la viga	Parte central de la viga	Apoyo derecho de la viga
As min = 3.63 cm ²	As min = 3.63 cm ²	As min = 3.63 cm ²
pmin = 0.00335714	pmin = 0.00335714	pmin = 0.00335714
pmax = 0.01606402	pmax = 0.01606402	pmax = 0.01606402
Mu = 5788.17 kg-cm	Mu = 1197.04 kg-cm	Mu = 2894.24 kg-cm
w1 = 1.61210022	w1 = 1.67846562	w1 = 1.65456839
w2 = 0.08281503	w2 = 0.01644963	w2 = 0.04034686
$\rho = 0.00414075$	$\rho = 0.00414075$	$\rho = 0.00414075$
Cumple la ρ	Cumple la ρ	Cumple la ρ
As = 4.47 cm ²	As = 4.47 cm ²	As = 4.47 cm ²
Distribución del acero continuo	Distribución del acero continuo	Distribución del acero continuo
3 ϕ 5/8"	4 ϕ 1/2"	3 ϕ 5/8"
Distribución de los bastones	Distribución de los bastones	Distribución de los bastones
As = 5.94 cm²	As = 5.08 cm²	As = 5.94 cm²
Cumple	Cumple	Cumple

d. Análisis del momento resistente por el acero distribuido

Barillas de Acero	Acero Continuo sup. 3 ϕ 5/8"	Acero Continuo inf. 4 ϕ 1/2"	3 ϕ 5/8"	4 ϕ 1/2"	3 ϕ 5/8"
As =	5.94 cm ²	5.08 cm ²	5.94 cm ²	5.08 cm ²	5.94 cm ²
As mim =	2.98 cm ²	2.98 cm ²	2.98 cm ²	2.98 cm ²	2.98 cm ²
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple	Cumple	Cumple
ρ =	0.00550000	0.00470370	0.00550000	0.00470370	0.00550000
ρ_{max} =	0.01606402	0.01606402	0.01606402	0.01606402	0.01606402
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple la ρ	Cumple la ρ	Cumple la ρ
a =	3.88 cm	3.32 cm	3.88 cm	3.32 cm	3.88 cm
Mn =	8497.00 kg-m	7326.75 kg-m	8497.00 kg-m	7326.75 kg-m	8497.00 kg-m
Mu = ϕ Mn =	7647.30 kg-m	6594.08 kg-m	7647.30 kg-m	6594.08 kg-m	7647.30 kg-m

e. Análisis de los puntos teóricos para el corte de acero



Distribucion acero izquierdo

Longitud de desarrollo del acero

Ld 5/8" = 70.00 cm

Ld max = 70.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12 ϕ 5/8" = 19.08 cm

12 ϕ max = 19.08 cm

Elegimos el mayor de "12 ϕ " y "d"

Lc' = 36.00 cm

Punto de corte teorico izquierdo

Pizq = 1.00 m

Distribucion de acero central

Longitud de desarrollo del acero

Ld 1/2" = 56.00 cm

Ld max = 56.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12 ϕ 1/2" = 15.24 cm

12 ϕ max = 15.24 cm

d = 36.00 cm

Elegimos el mayor de "12 ϕ " y "d"

Lc' = 36.00 cm

Punto de corte teorico central izq.

Pcizq = 1.00 m

Poder = 5.00 m

Distribucion acero derecho

Longitud de desarrollo del acero

Ld 5/8" = 70.00 cm

Ld max = 70.00 cm

12 veces diametro de la barilla

12 ϕ 5/8" = 19.08 cm

12 ϕ max = 19.08 cm

Elegimos el mayor de "12 ϕ " y "d"

Lc' = 36.00 cm

Punto de corte teorico derecho

Pder = 5.00 m



02 DISEÑO POR CORTANTE

a. Datos de Diseño

$V_u = 9274.34 \text{ kg}$

$V_{cm} = 600.00 \text{ kg}$

$V_{cv} = 580.00 \text{ kg}$

b. Area de acero y momentos nominales

Lado Izquierdo

As sup = 5.94 cm² Mn sup = 7647.30 kg-m

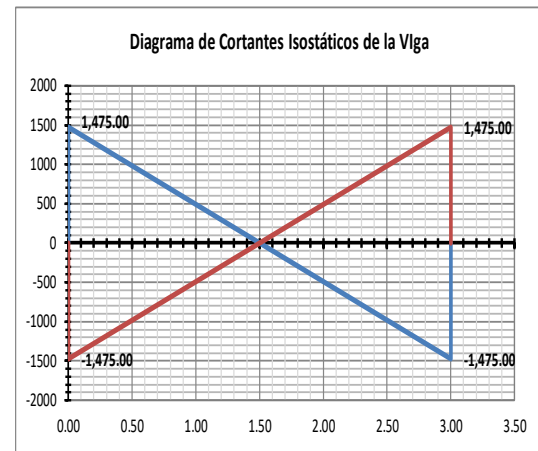
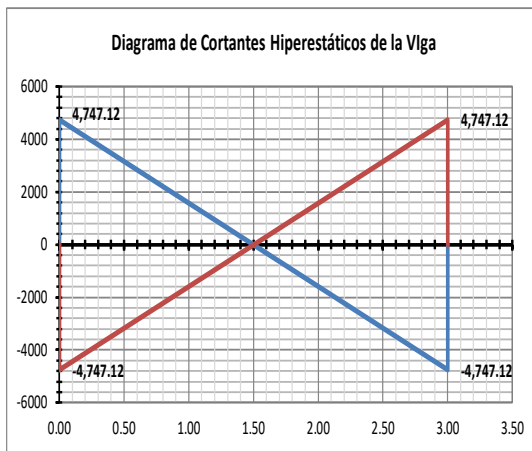
As Inf = 5.08 cm² Mn Inf = 6594.08 kg-m

Lado Derecho

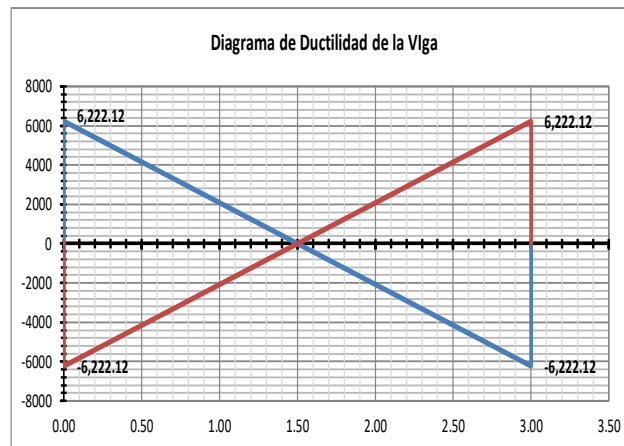
As sup = 5.94 cm² Mn sup = 7647.30 kg-m

As Inf = 5.08 cm² Mn Inf = 6594.08 kg-m

b. Diagrama de cortantes hiperestaticos e isostaticos de la viga



c. Diagrama de la resultante por ductilidad en la viga



d. Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño de la viga

Cortante máximo por requisitos de ductilidad

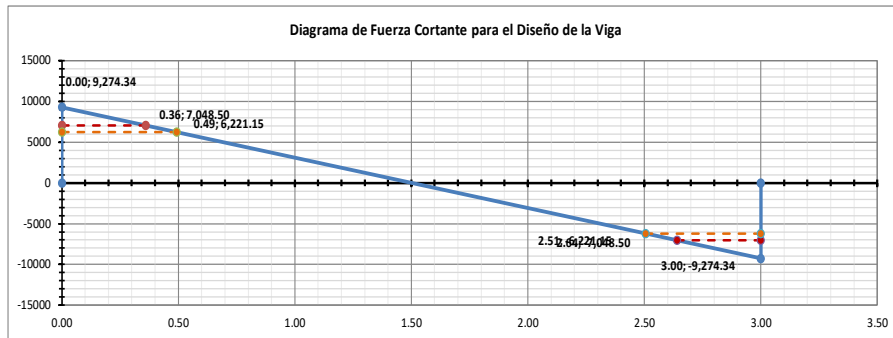
Cortante máximo obtenido del análisis estructural

Cortante máximo de diseño

$$V_u = 6222.12 \text{ kg}$$

$$V_u = 9274.34 \text{ kg}$$

$$V_u = 9274.34 \text{ kg}$$



Resistencia del concreto al cortante

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 6221.15 \text{ kg}$$

Distancia de la cara del apoyo hasta la resistencia del concreto

$$L_{vc} = 0.49 \text{ m}$$

Cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_{ud} = 7048.50 \text{ kg}$$

Distancia de la cara del apoyo

$$L_{dc} = 0.36 \text{ m}$$

El corte que debe ser resistido por el acero es:

$$V_s = (V_{ud} / \phi) - V_c = 1103.13 \text{ kg}$$

Resistencia al cortante máxima del acero

$$V_{smax} = 2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 33179.46 \text{ kg}$$

Cumple

La separación para estribos verticales, será:

$$\phi A_v = \phi \cdot 3/8"$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 194.63 \text{ cm} \dots (1)$$

Se debe verificar la separación máxima de los estribos de acuerdo a las siguientes condiciones

- Si: $V_u / \phi \leq V_c / 2$:

$$V_u / \phi = 9398.00 \text{ kg}$$

$$V_c / 2 = 4147.43 \text{ kg}$$

No verifica

- Si: $V_u / \phi > V_c / 2$, y, $V_u / \phi \leq V_c$: $S \leq d/2$, $S \leq 60 \text{ cm}$

$$V_u / \phi = 9398.00 \text{ kg}$$

$$V_c = 8294.86 \text{ kg}$$

No verifica

- Si: $V_u / \phi > V_c$:

Si: $V_u / \phi \leq 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$: $S \leq d/2$, $S \leq 60 \text{ cm}$

$$1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 16589.73 \text{ kg}$$

S = 18 cm

Si: $V_u / \phi > 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$, y, $V_u / \phi \leq 2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$: $S \leq d/4$, $S \leq 30 \text{ cm}$

$$2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 33179.46 \text{ kg}$$

No verifica

La separación máxima que tendrán nuestros estribos será de:

$$S = 18.00 \text{ cm}$$

e. Distribución final de los estribos en la viga

$$\text{Estrib. } \phi \cdot 3/8" : 1@0.05 \text{ m}; 4@0.10 \text{ m}; \text{Rto. } @ 0.20 \text{ m}$$

03 EVALUACION DEL ANCHO DE GRIETAS

a. Verificación del agrietamiento en la viga

Peralte efectivo de la viga

$$d = 36.00 \text{ cm}$$

Momento de inercia bruta:

$$I_g = 160000.00 \text{ cm}^4$$

Modulo de ruptura del concreto

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

El momento crítico "Mcr" de la viga será:

$$M_{cr} = I_g \cdot f_r / y_t = 2318.62 \text{ kg-m}$$

El momento último actuante en el centro de la viga es:

$$M_u = 1197.04 \text{ kg-m}$$

Sección No Agrietada

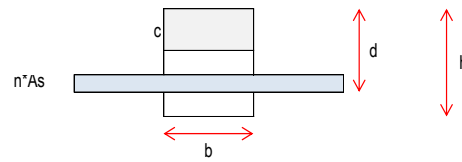
b. Cálculo de la inercia agrietada

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2042000 \text{ kg/cm}^2}{15000 \cdot \sqrt{f_c}} = 9.39$$

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm}$$

$$d = 36.00 \text{ cm} \quad c = 9.23 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 42062.45 \text{ cm}^4$$



c. Verificamos el esfuerzo en el acero "fs"

$$f_s = \frac{n \cdot \mu \cdot (d - c)}{I_{cr}} = 715.71 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{s \text{ max}} = 0.6 \cdot f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 715.71 \text{ kg/cm}^2$$

d. Determinamos el ancho de la grieta mediante la siguiente ecuación formulada por Gergely Lutz:

$$W_{\text{max}} = 0.1086 \cdot 10^{-4} \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{(d \cdot A)}$$

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} = 1.15 \quad A = \frac{b \cdot t}{\gamma_{bc}}$$

$$d_c = 4.00 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento del concreto}) \quad t = 8.00 \text{ cm} \quad (\text{concreto en tension} = 2 \cdot d_c)$$

$$\gamma_{bc} = 4 \quad (\text{Numero de barras de refuerzo}) \quad A = 60.00 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{max}} = 0.0555 \text{ mm}$$

e. Verificamos los anchos de grieta permisibles:

Exposición: Aire seco o con membrana de protección $W_{\text{permi}} = 0.41 \text{ mm}$ **Cumple**

f. Determinación del factor Z recomendado por el ACI

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d \cdot A)} = 4447.74 \text{ kg/cm}$$

El valor de Z no excedera de: Para vigas en interiores $Z_{\text{max}} = 31000.00 \text{ kg/cm}$ **Cumple**

EVALUACION DE LAS DEFLEXIONES EN LA VIGA

Tipo de viga: Apoyo simple (Fijo - Fijo) $\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_u \cdot L^4}{E \cdot I}$ $\Delta_{\text{max}} = \frac{L_n}{480}$ (RNE)

a. Determinación de las cargas distribuidas de servicio "WD+L", "WD" y última "Wu"

$$WD = 1050.00 \text{ kg/m} \quad WL = 780.00 \text{ kg/m}$$

Carga distribuida última

$$WD+L = WD+WL = 1830.00 \text{ kg/m} \quad WD = 1050.00 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.40 \cdot WD + 1.70 \cdot WL = 2796.00 \text{ kg/m}$$

b. Cálculo de los momentos actuantes "Ma(D+L)", "Ma(D)" y últimos "Mu"

$$Ma(D+L) = 2058.75 \text{ kg-m} \quad Ma(D) = 1181.25 \text{ kg-m} \quad Mu = 3145.50 \text{ kg-m}$$

c. Momento crítico "Mcr" de la viga

Momento de inercia bruta: $I_g = 160000.00 \text{ cm}^4$ Modulo de ruptura del concreto: $f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$ El momento crítico "Mcr" de la viga sera: $M_{cr} = I_g \cdot f_r / \gamma_t = 2318.62 \text{ kg-m}$

d. Determinamos el valor de la inercia agrietada "Icr"

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 42062.45 \text{ cm}^4$$

e. Cálculo de las inercias efectivas "Ie(D+L)" y "Ie(D)"

$$I_{e(D+L)} = \frac{M_{cr}^3 \cdot I_g}{M_{a(D+L)}^3} + I_{cr} - \frac{M_{cr}^3 \cdot I_{cr}}{M_{a(D+L)}^3} = 210535.39 \text{ cm}^4 \leq I_g = 160000.00 \text{ cm}^4 \quad I_e = I_g$$

$$I_{e(D)} = \frac{M_{cr}^3 \cdot I_g}{M_{a(D)}^3} + I_{cr} - \frac{M_{cr}^3 \cdot I_{cr}}{M_{a(D)}^3} = 933961.13 \text{ cm}^4 \leq I_g = 160000.00 \text{ cm}^4 \quad I_e = I_g$$

f. Hallamos el valor de las deflexiones inmediatas para " $\Delta_i(D+L)$ ", " $\Delta_i(D)$ " y " $\Delta_i(L)$ "

$$\Delta_i(D+L) = \frac{5}{384} \cdot \frac{W(D+L) \cdot L^4}{E \cdot I_e(D+L)} = 0.0555 \text{ cm}$$

$$\Delta_i(D) = \frac{5}{384} \cdot \frac{W(D) \cdot L^4}{E \cdot I_e(D)} = 0.0318 \text{ cm}$$

$$\Delta_i(L) = \Delta_i(D+L) - \Delta_i(D) = 0.0237 \text{ cm}$$

g. El valor de la deflexión inmediata " Δ_i " estara dada por:

$$\Delta_i = \Delta_i(D) + 0.40 \cdot \Delta_i(L) = 0.0413 \text{ cm}$$

h. El valor de la deflexión diferida o a largo plazo " Δ_{dif} " estara dada por:

$$\Delta_{dif} = \frac{\xi \cdot \Delta_i}{1 + 50\rho'} = 0.0826 \text{ cm}$$

Periodo de tiempo en el calculo de las deflexiones: $t > 5$ años $\xi = 2.0$

Cuantia de acero en compresion en la parte central de la viga: $\rho' =$

i. El valor de la deflexion total " Δ " estara dada por:

$$\Delta = \Delta_{dif} + \Delta_i(L) = 0.1063 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = 0.6250 \text{ cm}$$

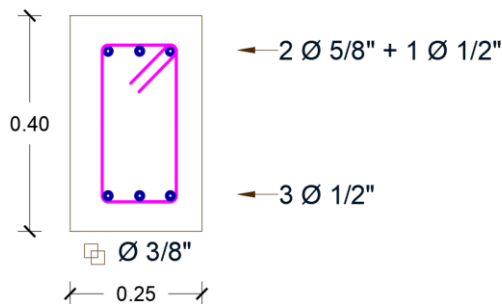
Cumple

05 DISEÑO POR TORSION EN VIGAS

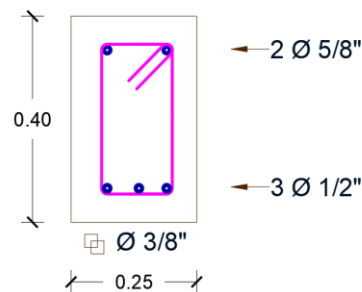
No es necerio realizar el diseño por Torsion, debido a que la torsion ultima es menor que la torsion critica

Torsion Capacity						
Torsion T_u tonf-m	Critical $\phi T_{cr} / 4$ tonf-m	Conc.Area A_{cp} m^2	Conc.Area A_{oh} m^2	Conc.Area A_o m^2	Perimeter P_{cp} m	Perimeter P_h m
0.2882	0.3386	0.12	0.0657	0.0558	1.4	1.0444

finalmente se tiene las siguientes secciones



SECCIÓN A-A Esc. 1:20



SECCIÓN B-B Esc. 1:20

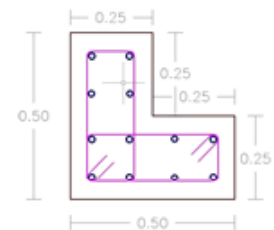
C. Diseño de columnas

Diseño de columna en L

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
Piso 1	C3	3	Dead	LinStatic			0	-1895.2	98.98	76.02	-0.002499	73.08	94.87
Piso 1	C3	3	Dead	LinStatic			1.35	-1287.7	98.98	76.02	-0.002499	-29.55	-38.75
Piso 1	C3	3	Dead	LinStatic			2.7	-680.2	98.98	76.02	-0.002499	-132.17	-172.37

ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS POR FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL

01. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION



a. DATOS DE DISEÑO

Codigo = C-1

Descr ip. = COLUMNA

b = 50.00 cm
d = 50.00 cm
factor = 0.75

Ag = 1875.00 cm²
As = 18.75 cm²
As(f) = 9.38 cm²

h = 3.00 m
rec. = 4.00 cm

f'c = 210.00 kg/cm²
fy = 4200.00 kg/cm²

b. CARGAS ACTUANTES EN LA COLUMNA

DIRECCION X-X

Pcm = 1.89 tn
Pcv = 0.05 tn
Pcs = 0.00 tn
Mcm = 0.09 tn-m
Mcv = 0.00 tn-m
Mcs = 0.00 tn-m
Vcm = 0.10 tn
Vcv = 0.00 tn

DIRECCION Y-Y

Pcm = 1.89 tn
Pcv = 0.05 tn
Pcs = 0.00 tn
Mcm = 0.09 tn-m
Mcv = 0.00 tn-m
Mcs = 0.00 tn-m
Vcm = 0.10 tn
Vcv = 0.00 tn

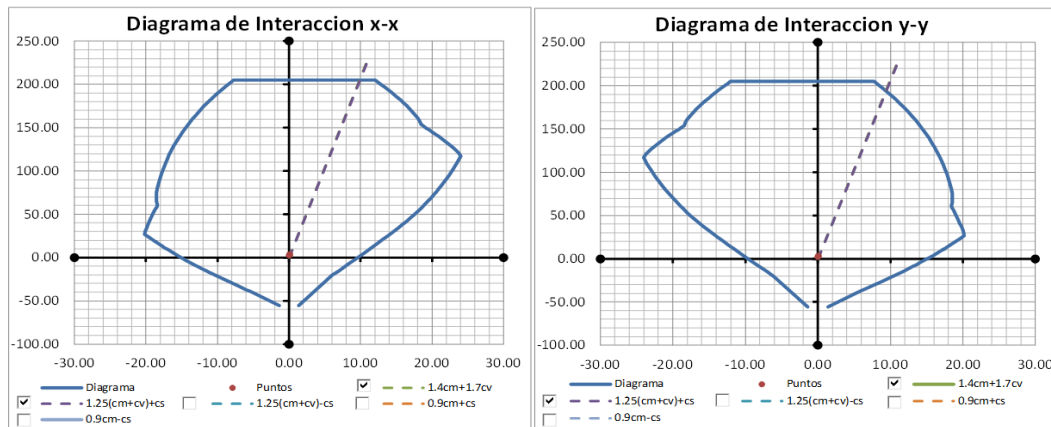
$$Vcs = 0.00 \text{ tn}$$

$$Vcs = 0.00 \text{ tn}$$

c. COMBINACIONES DE DISEÑO

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	Vux (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	Vuy (tn)
1.4cm+1.7cv	2.73	0.13	0.14	2.73	0.13	0.14
1.25(cm+cv)+cs	2.43	0.11	0.13	2.43	0.11	0.13
1.25(cm+cv)-cs	2.43	0.11	0.13	2.43	0.11	0.13
0.9cm+cs	1.70	0.08	0.09	1.70	0.08	0.09
0.9cm-cs	1.70	0.08	0.09	1.70	0.08	0.09

d. DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA COLUMNA DIRECCION X-Y



e. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL

De acuerdo a las recomendaciones del Capítulo 10.18. Flexion Biaxial - E060 - RNE.

Alternativamente se podrá usar la

siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal métrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	ex (m)	ϕP_{nx} (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	ey (m)	ϕP_{ny} (tn)



1.4cm+1.7cv	2.74	0.19	0.0700	224.00	2.74	0.19	0.0700	224.00
1.25(cm+cv)+cs	2.43	0.17	0.0704	224.00	2.43	0.17	0.0704	224.00
1.25(cm+cv)-cs	2.43	0.17	0.0704	224.00	2.43	0.17	0.0704	224.00
0.9cm+cs	1.70	0.12	0.0723	224.00	1.71	0.12	0.0723	224.00
0.9cm-cs	1.70	0.12	0.0723	224.00	1.71	0.12	0.0723	224.00

Combinaciones de Diseño	ϕP_u (tn)	ϕP_{nx} (tn)	ϕP_{ny} (tn)	ϕP_{no} (tn)	$1 / \phi P_u$ (1/tn)	\lessgtr	Suma (1/tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	1.92	224.00	224.00	204.80	0.5217	>	0.0040	ok
1.25(cm+cv)+cs	1.70	224.00	224.00	204.80	0.5875	>	0.0040	ok
1.25(cm+cv)-cs	1.70	224.00	224.00	204.80	0.5875	>	0.0040	ok
0.9cm+cs	1.19	224.00	224.00	204.80	0.8375	>	0.0040	ok
0.9cm-cs	1.19	224.00	224.00	204.80	0.8375	>	0.0040	ok

02. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

a. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	P_u (tn)	N_u/Ag (kg/cm ²)	\lessgtr	$f'_c / 20$ (kg/cm ²)	V_c (tn)	$V_{u\max}$ (tn)	\lessgtr	V_{ux} (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	2.74	1.10	<	10.50	19.35	32.09	>	0.14	ok
1.25(cm+cv)+cs	2.43	0.97	<	10.50	19.33	32.09	>	0.12	ok
1.25(cm+cv)-cs	2.43	0.97	<	10.50	19.33	32.09	>	0.12	ok
0.9cm+cs	1.70	0.68	<	10.50	19.29	32.09	>	0.09	ok
0.9cm-cs	1.70	0.68	<	10.50	19.29	32.09	>	0.09	ok

Combinaciones de Diseño	V_s (tn)	N° de Estribos	A_v (cm ²)	Separac. (cm)
1.4cm+1.7cv	6.37	1 ϕ 3/8 + 1 ϕ 3/8 "	2.84	86.18
1.25(cm+cv)+cs	6.38	1 ϕ 3/8 + 1 ϕ 3/8 "	2.84	86.06

1.25(cm+cv)-cs	6.38	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	86.06
0.9cm +cs	6.40	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	85.79
0.9cm- cs	6.40	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	85.79

b. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección y-y

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)	Vu max (tn)	<>	Vuy (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	2.74	1.10	<	10.50	19.35	32.09	>	0.14	ok
1.25(cm+cv)+cs	2.43	0.97	<	10.50	19.33	32.09	>	0.12	ok
1.25(cm+cv)-cs	2.43	0.97	<	10.50	19.33	32.09	>	0.12	ok
0.9cm +cs	1.71	0.68	<	10.50	19.29	32.09	>	0.09	ok
0.9cm -cs	1.71	0.68	<	10.50	19.29	32.09	>	0.09	ok

Combinaciones de Diseño	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
1.4cm+1.7cv	6.37	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	86.14
1.25(cm+cv)+cs	6.38	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	86.00
1.25(cm+cv)-cs	6.38	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	86.00
0.9cm +cs	6.40	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	85.73
0.9cm- cs	6.40	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	85.73

03. DISEÑO POR CAPACIDAD

a. Verificación de diseño por capacidad en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	φMn (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
-------------------------	---------	------------	-----------	------------	----------	-----------------------------	----	--------------------------------	---------

1.4cm+1.7cv	2.74	5.12	7.31	9.14	6.10	1.10	<	10.50	19.35
1.25(cm+cv)+cs	2.43	5.12	7.31	9.14	6.10	0.97	<	10.50	19.33
1.25(cm+cv)-cs	2.43	5.12	7.31	9.14	6.10	0.97	<	10.50	19.33
0.9cm+cs	1.70	5.12	7.31	9.14	6.10	0.68	<	10.50	19.29
0.9cm-cs	1.70	5.12	7.31	9.14	6.10	0.68	<	10.50	19.29

Combinaciones de Diseño	Vu max (tn)	<>	Vpr (tn)	Condicion	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm2)	Separación (m)
1.4cm+1.7cv	32.09	>	6.10	ok	6.37	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.18
1.25(cm+cv)+cs	32.09	>	6.10	ok	6.38	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.06
1.25(cm+cv)-cs	32.09	>	6.10	ok	6.38	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.06
0.9cm+cs	32.09	>	6.10	ok	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	85.79
0.9cm-cs	32.09	>	6.10	ok	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	85.79

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm2)	Separación (cm)
Parte superior	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050
Parte sup-cent	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte central	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	Rto@0.25
Parte Inf-cent	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte inferior	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050

b. Verificación de diseño por capacidad en la dirección y-y

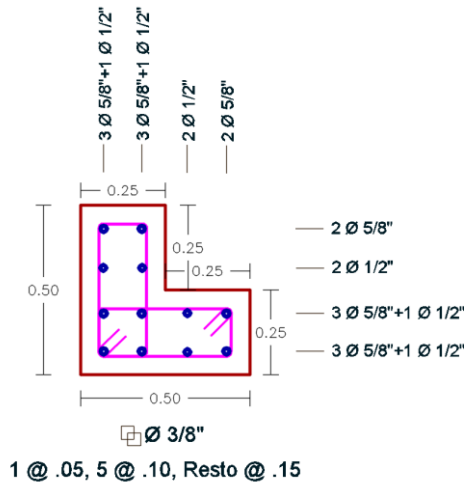
Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	φMn (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
1.4cm+1.7cv	2.74	7.25	10.36	12.95	8.63	1.10	<	10.50	19.35
1.25(cm+cv)+cs	2.43	7.25	10.36	12.95	8.63	0.97	<	10.50	19.33
1.25(cm+cv)-cs	2.43	7.25	10.36	12.95	8.63	0.97	<	10.50	19.33



0.9cm +cs	1.71	7.25	10.36	12.95	8.63	0.68	<	10.50	19.29
0.9cm -cs	1.71	7.25	10.36	12.95	8.63	0.68	<	10.50	19.29

Combinación de Diseño	Vu max (tn)	<>	Vpr (tn)	Condicion	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm2)	Separación (m)
1.4cm+1.7cv	32.09	>	8.63	ok	6.37	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.14
1.25(cm+cv)+cs	32.09	>	8.63	ok	6.38	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.00
1.25(cm+cv)-cs	32.09	>	8.63	ok	6.38	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	86.00
0.9cm +cs	32.09	>	8.63	ok	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	85.73
0.9cm -cs	32.09	>	8.63	ok	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	85.73

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm2)	Separación (cm)
Parte superior	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050
Parte sup-cent	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte central	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	Rto@0.25
Parte Inf-cent	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte inferior	6.40	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050



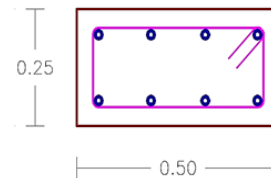
C-01

Diseño de columna rectangular

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
Piso 1	C5	5	Dead	LinStatic			0	-1522.46	2.77	-1.59	-0.001512	-1.62	2.62
Piso 1	C5	5	Dead	LinStatic			1.35	-1117.46	2.77	-1.59	-0.001512	0.53	-1.12
Piso 1	C5	5	Dead	LinStatic			2.7	-712.46	2.77	-1.59	-0.001512	2.68	-4.87

ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

01. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN a. DATOS DE DISEÑO



Codig
o = C-2

Descr
ip. = Columna C-2

b = 25.00 cm
d = 50.00 cm
factor = 1.00

Ag = 1250.00 cm²
As = 1250.00 cm²
As(f) = 625.00 cm²

h = 3.00 m
rec. = 4.00 cm

f'c = 210.00 kg/cm²
fy = 4200.00 kg/cm²

b. CARGAS ACTUANTES EN LA COLUMNA

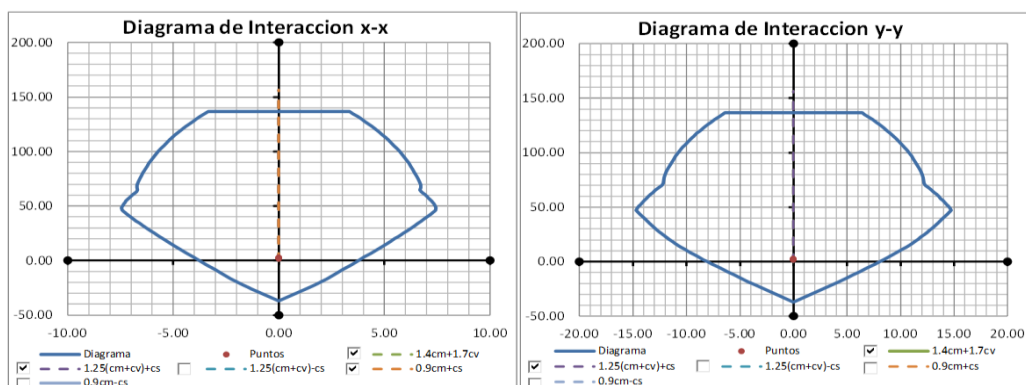
DIRECCION X-X		
Pcm	=	1.52 tn
Pcv	=	0.05 tn
Pcs	=	0.00 tn
Mcm	=	0.00 tn-m
Mcv	=	0.00 tn-m
Mcs	=	0.00 tn-m
Vcm	=	0.02 tn
Vcv	=	0.00 tn
Vcs	=	0.00 tn

DIRECCION Y-Y		
Pcm	=	1.52 tn
Pcv	=	0.05 tn
Pcs	=	0.00 tn
Mcm	=	0.00 tn-m
Mcv	=	0.00 tn-m
Mcs	=	0.00 tn-m
Vcm	=	0.02 tn
Vcv	=	0.00 tn
Vcs	=	0.00 tn

c. COMBINACIONES DE DISEÑO

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	Vux (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	Vuy (tn)
1.4cm+1.7cv	2.22	0.00	0.03	2.21	0.00	0.03
1.25(cm+cv)+cs	1.97	0.00	0.03	1.96	0.00	0.03
1.25(cm+cv)-cs	1.97	0.00	0.03	1.96	0.00	0.03
0.9cm+cs	1.37	0.00	0.02	1.37	0.00	0.02
0.9cm-cs	1.37	0.00	0.02	1.37	0.00	0.02

d. DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA COLUMNA DIRECCION X-Y



e. DISEÑO POR FLEXIÓCOMPRESIÓ BIAXIAL

De acuerdo a las recomendaciones del Capitulo 10.18. Flexión Biaxial - E060 - RNE. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
	P _{ux} (tn)	M _{ux} (tn-m)	e _x (m)	φP _{nx} (tn)	P _{uy} (tn)	M _{uy} (tn-m)	e _y (m)	φP _{ny} (tn)
1.4cm+1.7cv	2.22	0.00	0.0020	156.00	2.22	0.00	0.0000	156.00
1.25(cm+cv)+cs	1.97	0.00	0.0024	156.00	1.97	0.00	0.0000	156.00
1.25(cm+cv)-cs	1.97	0.00	0.0014	156.00	1.97	0.00	0.0000	156.00
0.9cm+cs	1.37	0.00	0.0020	156.00	1.37	0.00	0.0000	156.00
0.9cm-cs	1.37	0.00	0.0006	156.00	1.37	0.00	0.0000	156.00

Combinaciones de Diseño	φP _u (tn)	φP _{nx} (tn)	φP _{ny} (tn)	φP _{no} (tn)	1 / φP _u (1/tn)	<>	Suma (1/tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	1.55	156.00	156.00	0.00	0.6447	>	0.0055	ok
1.25(cm+cv)+cs	1.38	156.00	156.00	0.00	0.7270	>	0.0055	ok
1.25(cm+cv)-cs	1.38	156.00	156.00	0.00	0.7270	>	0.0055	ok
0.9cm+cs	0.96	156.00	156.00	0.00	1.0429	>	0.0055	ok
0.9cm-cs	0.96	156.00	156.00	0.00	1.0429	>	0.0055	ok

02. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

a. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	P _u (tn)	Nu/A _g (kg/cm ²)	<>	f' _c / 20 (kg/cm ²)	V _c (tn)	V _{u max} (tn)	<>	V _{ux} (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	2.22	1.77	<	10.50	9.72	2104.99	>	0.03	ok
1.25(cm+cv)+cs	1.97	1.57	<	10.50	9.71	2104.99	>	0.03	ok



1.25(cm+cv)-cs	1.97	1.57	<	10.50	9.71	2104.99	>	0.03	ok
0.9cm+cs	1.37	1.09	<	10.50	9.68	2104.99	>	0.02	ok
0.9cm-cs	1.37	1.09	<	10.50	9.68	2104.99	>	0.02	ok

Combinaciones de Diseño	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
1.4cm+1.7cv	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
1.25(cm+cv)+cs	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
1.25(cm+cv)-cs	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
0.9cm+cs	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
0.9cm-cs	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52

b. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección y-y

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	Nu/A _g (kg/cm ²)	<>	f' _c / 20 (kg/cm ²)	V _c (tn)	Vu _{max} (tn)	<>	Vuy (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	2.22	1.78	<	10.50	9.72	2104.99	>	0.03	ok
1.25(cm+cv)+cs	1.97	1.58	<	10.50	9.71	2104.99	>	0.03	ok
1.25(cm+cv)-cs	1.97	1.58	<	10.50	9.71	2104.99	>	0.03	ok
0.9cm+cs	1.37	1.09	<	10.50	9.68	2104.99	>	0.02	ok
0.9cm-cs	1.37	1.09	<	10.50	9.68	2104.99	>	0.02	ok

Combinaciones de Diseño	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
1.4cm+1.7cv	1047.63	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
1.25(cm+cv)+cs	1047.64	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52
1.25(cm+cv)-cs	1047.64	1φ3/8 + " 1φ3/8	2.84	0.52

0.9cm +cs	1047. 66	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	0.52
0.9cm -cs	1047. 66	1φ3/8 " + 1φ3/8 "	2.84	0.52

03. DISEÑO POR CAPACIDAD

a. Verificación de diseño por capacidad en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	φMn (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/A g (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
1.4cm+1.7cv	2.22	3.20	4.57	5.71	3.81	1.77	<	10.50	9.72
1.25(cm+cv) +cs	1.97	3.20	4.57	5.71	3.81	1.57	<	10.50	9.71
1.25(cm+cv)- cs	1.97	3.20	4.57	5.71	3.81	1.57	<	10.50	9.71
0.9c m+cs	1.37	3.20	4.57	5.71	3.81	1.09	<	10.50	9.68
0.9c m-cs	1.37	3.20	4.57	5.71	3.81	1.09	<	10.50	9.68

Combinaciones de Diseño	Vu max (tn)	<>	Vpr (tn)	Condición	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (m)
1.4cm+1.7cv	2104. 99	>	3.81	ok	1047. 63	1φ3 + /8" 1φ3/8"	2.84	0.52
1.25(cm+cv) +cs	2104. 99	>	3.81	ok	1047. 63	1φ3 + /8" 1φ3/8"	2.84	0.52
1.25(cm+cv)- cs	2104. 99	>	3.81	ok	1047. 63	1φ3 + /8" 1φ3/8"	2.84	0.52
0.9c m+cs	2104. 99	>	3.81	ok	1047. 63	1φ3 + /8" 1φ3/8"	2.84	0.52
0.9c m-cs	2104. 99	>	3.81	ok	1047. 63	1φ3 + /8" 1φ3/8"	2.84	0.52

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
Parte superior	1047. 63	1φ3/8" + 1φ3/8" "	2.84	1@0.0 50
Parte sup-cent	1047. 63	1φ3/8" + 1φ3/8" "	2.84	5@0.1 00
Parte central	1047. 63	1φ3/8" + 1φ3/8" "	2.84	Rto@F alla
Parte Inf-cent	1047. 63	1φ3/8" + 1φ3/8" "	2.84	5@0.1 00



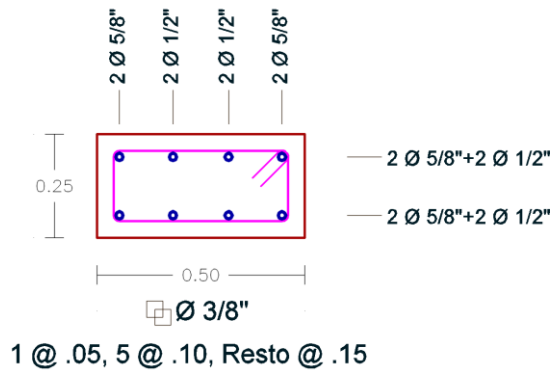
Parte inferior	1047.63	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	1@0.050
----------------	---------	--------	-------------	------	---------

b. Verificación de diseño por capacidad en la dirección y-y

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	φMn (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/A g (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
1.4cm+1.7cv	2.22	1.08	1.54	1.93	1.29	1.77	<	10.50	9.72
1.25(cm+cv)+cs	1.97	1.08	1.54	1.93	1.29	1.57	<	10.50	9.71
1.25(cm+cv)-cs	1.97	1.08	1.54	1.93	1.29	1.57	<	10.50	9.71
0.9cm+cs	1.37	1.08	1.54	1.93	1.29	1.10	<	10.50	9.68
0.9cm-cs	1.37	1.08	1.54	1.93	1.29	1.10	<	10.50	9.68

Combinaciones de Diseño	Vu max (tn)	<>	Vpr (tn)	Condición	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (m)
1.4cm+1.7cv	2104.99	>	1.29	ok	1047.63	1φ3 + 1φ3/8"	2.84	0.52
1.25(cm+cv)+cs	2104.99	>	1.29	ok	1047.64	1φ3 + 1φ3/8"	2.84	0.52
1.25(cm+cv)-cs	2104.99	>	1.29	ok	1047.64	1φ3 + 1φ3/8"	2.84	0.52
0.9cm+cs	2104.99	>	1.29	ok	1047.66	1φ3 + 1φ3/8"	2.84	0.52
0.9cm-cs	2104.99	>	1.29	ok	1047.66	1φ3 + 1φ3/8"	2.84	0.52

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
Parte superior	1047.66	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050
Parte sup-cent	1047.66	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte central	1047.66	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	Rto@Falla
Parte Inf-cent	1047.66	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte inferior	1047.66	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050



C-03

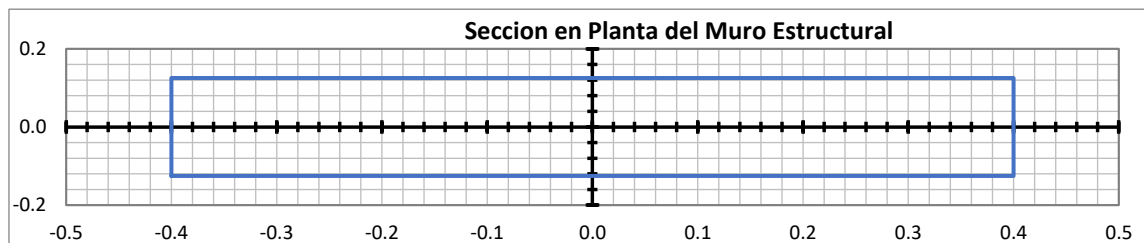
Diseño de placa

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	F11 tonf/m	F22 tonf/m	F12 tonf/m	FMax tonf/m	FMin tonf/m	FVM tonf/m	M11 tonf-m/m
PP	LinStatic			-2.684	-13.419	-0.037	-2.684	-13.42	12.299	-0.0528
PP	LinStatic			-2.702	-13.508	0.112	-2.701	-13.509	12.382	-0.0531
SD X-X	LinRespSpec	Max		8.531	42.657	10.595	0	0	0	0.006
SD X-X	LinRespSpec	Max		8.423	42.113	10.603	0	0	0	0.0064

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

01 DATOS DE DISEÑO

Codigo = Placa 01	$f'c = 210.00$ kg/cm ²	hm = 9.20 m
Block = C	$f_y = 4200.00$ kg/cm ²	
Lci = 0.20 m	Lm = 0.80 m	Lcd = 0.20 m
hci = 0.25 m	tm = 0.25 m	hcd = 0.25 m





01 CARGAS Y COMBINACIONES DE DISEÑO

DIRECCION X-X	DIRECCION Y-Y
Pc m = 13.50 tn	Pcm = 13.50 tn
Pc v = 2.70 tn	Pcv = 2.70 tn
Pc s = 42.66 tn	Pcs = 42.66 tn
Mc m = 0.60 tn-m	Mc m = 0.60 tn-m
Mc v = 0.50 tn-m	Mcv = 0.50 tn-m
Mc s = 0.09 tn-m	Mcs = 0.09 tn-m
Vc m = 5.25 tn	Vcm = 5.25 tn
Vc v = 0.40 tn	Vcv = 0.40 tn
Vc s = 0.05 tn	Vcs = 0.05 tn

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	Vux (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	Vuy (tn)
1.4cm+1.7cv	23.5	1.7	8.0	23.5	1.7	8.0
1.25(cm+cv)+cs	62.9	1.5	7.1	62.9	1.5	7.1
1.25(cm+cv)-cs	-22.4	1.3	7.0	-22.4	1.3	7.0
0.9cm+cs	54.8	0.6	4.8	54.8	0.6	4.8
0.9cm-cs	-30.5	0.5	4.7	-30.5	0.5	4.7
Envolvente	63	2	8	63	2	8

02 VERIFICACION DE NECESIDAD DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

El muro estructural necesitara elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresion en la fibra extrema es mayor de:

$$\frac{0.2f'c}{c} = \frac{42.0 \text{ kg/cm}^2}{2} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Area neta del muro estructural:

$$A_g = 2000.00 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia respecto al eje y-y :

$$I_{y-y} = \frac{1066666.6}{7} \text{ cm}^4$$

Carga axial ultimo en el muro estructural :

$$P_u = 1.40 P_{cm} + 1.50 P_{cv} = 22950.00 \text{ kg}$$

Momento ultimo en el muro estructural :

$$M_u = 1.4 M_b = 236600.00 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzo de compresion en la fibra extrema:

$$f'_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_{y-y}} = \frac{22950.00 \text{ kg}}{2000.00 \text{ cm}^2} + \frac{236600.00 \text{ kg-cm}}{7 \text{ cm}^4} = 20.348 \text{ kg/cm}^2 < \frac{0.2f'c}{c} = 21 \text{ kg/cm}^2$$



No Necesita de Elementos de Confinamiento

03 DETERMINACION DE LOS REFUERZOS DE ACERO EN EL MURO ESTRUCTURAL

a. Verificación del Requerimiento de Refuerzo de Acero en Dos Capas

$$\text{Si: } t_m = 0.25 \text{ m} \geq 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo en dos capas

$$\text{Si: } V_u = 8.03 \text{ tn} > \frac{0.53 \cdot \sqrt{f_c}}{A_{cv}} = \frac{15.3}{6} \text{ tn}$$

Refuerzo en una capa

b. Determinación de los requerimientos de refuerzo mínimo longitudinal en el muro estructural

Cuánta de acero vertical en el muro :

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \geq \frac{0.0025}{1} = 0.0025$$

Espaciamiento máximo del refuerzo:

$$S = \min \left(\frac{4800}{\rho_v}, 3t_m, 480 \right) = \min \left(\frac{4800}{0.0025}, 3 \cdot 0.25, 480 \right) = \min(1920, 0.75, 480) = 0.75 \text{ m}$$

Área resistente al corte por unidad de metro:

$$\frac{A_{cv}}{m} = 2500.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de acero vertical por unidad de metro :

$$\frac{\rho_v \cdot A_{cv}}{m} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La distribución de acero vertical en el muro será de :

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
Area	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	22.7	40.6	63.3	91.2	124.0	162.24

Número de capas del refuerzo vertical : N° = 2

Distribución de acero en : $A_v = 2.5 \text{ cm}^2 = 4 \cdot 2$

Ø 1/2" @ 0.400 m

c. Determinación de los requerimientos de refuerzo por corte en el muro estructural

Calculamos el factor α_c :

$$\frac{h_m}{L_m} = \frac{11.5}{0} \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

Resistencia al cortante del área A_{cv} del muro :

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cv} = 15.361 \text{ tn}$$

Resistencia al cortante nominal del área A_{cv} del muro :

$$V_n = \left(\alpha_c \cdot \sqrt{f_c} + \rho_v \cdot f_y \right) \cdot A_{cv} = 16.201 \text{ tn}$$

Cortante desarrollado de la resistencia a flexión nominal

$$V_{fn} = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) \cdot \frac{2}{h_m} = 0.408 \text{ tn}$$



El valor de ϕ para el cortante es de $\phi=0.85$, sin embargo deberá tomarse $\phi=0.60$, si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexion nominal V_{fn} . En forma conservadora se tomara $\phi=0.60$

Resistencia al cortante del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8.0}{0.85} - \frac{15.}{4} = 5.914 \text{ tn}$$

La separacion del refuerzo horizontal estara dado por :

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

Numero de capas del refuerzo vertical :

$$N^\circ = 2$$

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
A_v (cm ²)	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	64.54	115.45	179.99	259.08	352.72	460.89

Distribucion de acero en :

$$A_v = \frac{2.5}{4} \text{ cm} = 0.625 \text{ cm}$$

$$\text{Ø } 1/2" @ 1.150 \text{ m}$$

04 DETERMINACION DE LOS REFUERZOS DE ACERO EN LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

a. Verificacion de los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas

En esta condicion las columnas toman las cargas verticales debidas a las cargas de gravedad y de sismo.

Fuerza axial maxima sobre el elemento de confinamiento "Pu max" :

$$P_u(muro) = 1.40 * (P_{cm} + P_c + P_{cs}) = 22.680 \text{ tn}$$

$$M_u = 1.4 * M_b = 2.366 \text{ tn-m}$$

$$P_{u(ax)} = \frac{P_u(muro)}{2} + \frac{M_u}{L'm} = 15.283 \text{ tn}$$

$$L'm = \frac{L_m}{L_{col(max)}} = 0.600 \text{ m}$$

Determinacion del acero longitudinal en la columna Izquierda

$$A_{col(zq)} = 500.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{u(col)} = 15.283 \text{ tn}$$

$$A_{s(min)} = 0.01 * A_{col(i)} = 5.00 \text{ cm}^2$$

Determinacion del acero longitudinal en la columna Derecha

$$A_{col(der)} = 500.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{u(col)} = 15.283333 = 33 \text{ tn}$$

$$A_{s(min)} = 0.01 * A_{col(i)} = 5.00 \text{ cm}^2$$



$$\begin{matrix} As \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.06 \\ * \\ Acol \\ i = \end{matrix} \begin{matrix} 30.00 \\ \\ \end{matrix} \text{cm}^2$$

$$\begin{matrix} As \\ \text{col} \\ i = \end{matrix} \begin{matrix} \phi 1/2 \\ 4 \end{matrix} \text{"}$$

$$\begin{matrix} As \\ \text{coli} = \end{matrix} \begin{matrix} 5.08 \\ \\ \end{matrix} \text{cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna Izquierda

$$\begin{matrix} Pni \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.80 \\ * \\ (f'c * (Ag - Ast) * 0.85 \\ + \\ Ast * fy) \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} Pni \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 87.74 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

Determinamos la resistencia última axial máxima de la columna Izquierda

$$\begin{matrix} Pui \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.70 \\ * \\ Pni \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 61.420 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

$$\begin{matrix} Pu \\ \text{coli} = \end{matrix} \begin{matrix} 15.283 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

La columna es conforme

b. Verificación por flexocompresión de los elementos de confinamiento

Determinamos la carga axial última actuante en el muro

$$Pu = 15.28 \text{ tn}$$

Diagrama de interacción del muro en la dirección x-x

$$\begin{matrix} As \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.0 \\ * \\ Acoli \\ i = \end{matrix} \begin{matrix} 30.00 \\ \\ \end{matrix} \text{cm}^2$$

$$\begin{matrix} As \\ \text{cold} = \end{matrix} \begin{matrix} \phi 1/2 \\ 4 \end{matrix} \text{"}$$

$$\begin{matrix} As \\ \text{cold} = \end{matrix} \begin{matrix} 5.08 \\ \\ \end{matrix} \text{cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna Derecha

$$\begin{matrix} Pnd \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.8 \\ * \\ (f'c * (Ag - Ast) * 0.85 \\ + \\ Ast * fy) \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} Pnd \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 87.74 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

Determinamos la resistencia última axial máxima de la columna Derecha

$$\begin{matrix} Pud \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 0.7 \\ * \\ Pnd \\ \text{max} \\ = \end{matrix} \begin{matrix} 61.420 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

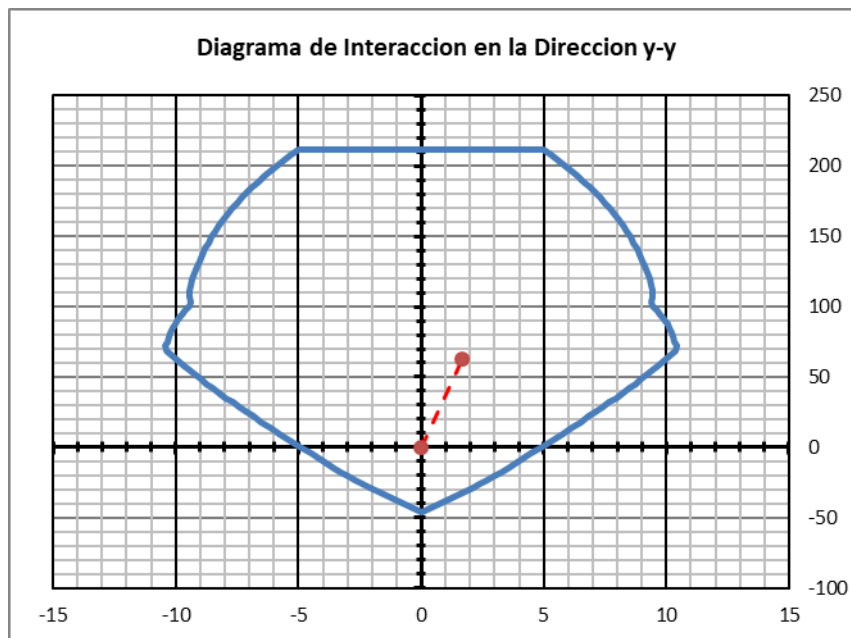
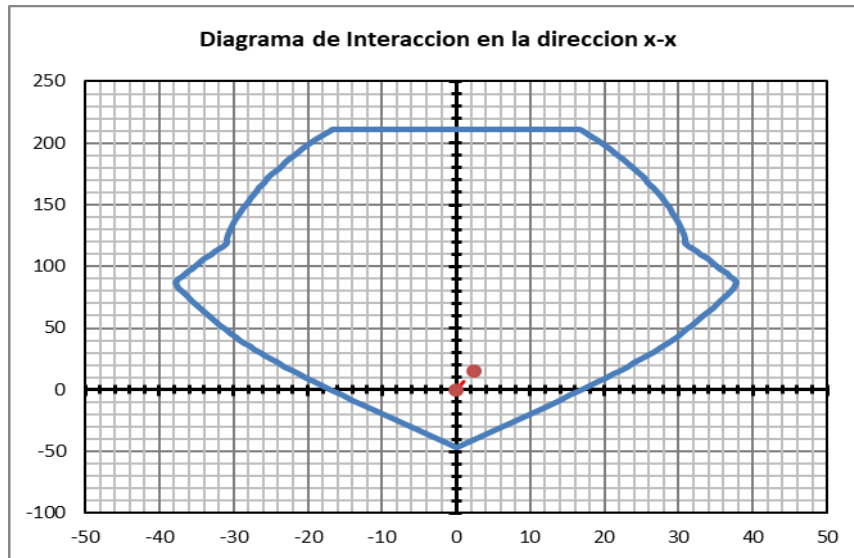
$$\begin{matrix} Pu \\ \text{cold} = \end{matrix} \begin{matrix} 15.283 \\ \\ \end{matrix} \text{tn}$$

La columna es conforme

Determinamos el momento último actuante en el muro

$$Mu = 2.37 \text{ tn}$$

Diagrama de interacción del muro en la dirección y-y



b. Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la direccion de la longitud menor de la columna

Determinacion de la separacion en la columna Izquierda

$$s = \frac{L_{\text{menor}}}{4} = 0.05 \text{ m}$$

Determinacion de altura del nucleo de concreto en columna Izquierda

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = \frac{0.15}{7} \text{ m} \quad bc = \frac{0.12}{7} \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

Determinacion de la separacion en la columna Derecha

$$s = \frac{L_{\text{menor}}}{4} = 0.05 \text{ m}$$

Determinacion de la altura del nucleo de concreto en la columna Derecha

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = \frac{0.1}{573} \text{ m} \quad bc = \frac{0.1}{27} \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01



$$\text{Ash} = 0.3 * s * hc * ((Ag / = \text{Ach}) - 1) * f'c / fy$$

$$s = \frac{0.05}{0} \text{ m}$$

$$\text{Ash} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$\text{Ash}' = 0.09 * s * hc * f'c / fy$$

$$\text{Ash}' = 0.35 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna izquierda

$$3 \text{ } \phi 3/8 \text{ ''}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2.13 \text{ cm}^2 \\ \text{Ash}_{\text{min}} &= 1.77 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cumple

$$\text{Ash} = 0.3 * s * hc * ((Ag / = \text{Ach}) - 1) * f'c / fy$$

$$s = \frac{0.0}{50} \text{ m}$$

$$\text{Ash} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$\text{Ash}' = 0.09 * s * hc * f'c / fy$$

$$\text{Ash}' = 0.35 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna derecha

$$3 \text{ } \phi 3/8 \text{ ''}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2.13 \text{ cm}^2 \\ \text{Ash} &= 1.77 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cumple

c. Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la direccion de la longitud mayor de la columna

Determinacion de la separacion en la columna izquierda

$$s = \frac{L_{\text{menor}} / 4}{3} = \frac{0.06}{3} \text{ m}$$

Determinacion de altura del nucleo de concreto en columna izquierda

$$\text{rec} = 4.0 \text{ cm}$$

$$\text{hc} = \frac{0.10}{7} \text{ m} \quad \text{bc} = \frac{0.17}{7} \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$\text{As}_h = 0.3 * s * hc * ((Ag / = \text{Ach}) - 1) * f'c / fy$$

Determinacion de la separacion en la columna Derecha

$$s = \frac{L_{\text{menor}} / 4}{63} = \frac{0.0}{63} \text{ m}$$

Determinacion de la altura del nucleo de concreto en la columna Derecha

$$\text{rec} = 4.0 \text{ cm}$$

$$\text{hc} = \frac{0.1}{07} \text{ m} \quad \text{bc} = \frac{0.1}{77} \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$\text{Ash} = 0.3 * s * hc * ((Ag / = \text{Ach}) - 1) * f'c / fy$$

$$s = 0.05 \\ = 0 \text{ m}$$

$$s = 0.05 \\ = 0 \text{ m}$$

$$A_s \\ h \\ = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \\ = 1.31 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$A_s \\ h' = 0.09 * s * \\ = hc * f'c/fy$$

$$A_{sh}' = 0.09 * s * \\ = hc * f'c/fy$$

$$A_s \\ h' \\ = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh}' \\ = 0.24 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna izquierda

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna derecha

$$3 \phi 3/8$$

$$3 \phi 3/8$$

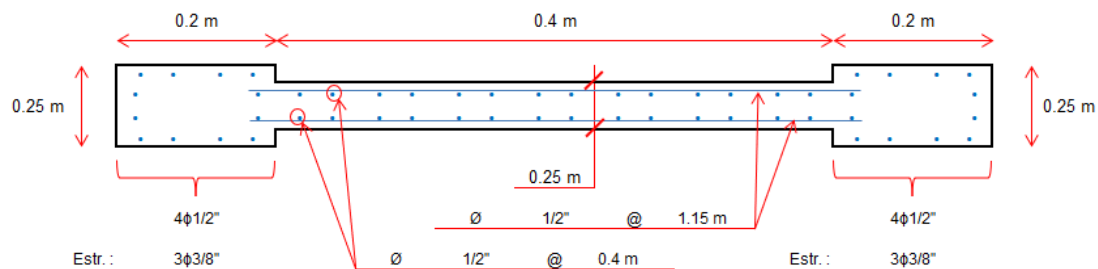
$$A_s \\ h \\ = 2.13 \text{ cm}^2 \\ A_s \\ h \\ \text{mi} \\ \text{n} \\ = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \\ = 2.13 \text{ cm}^2 \\ A_{sh} \\ = 1.31 \text{ cm}^2$$

Cumple

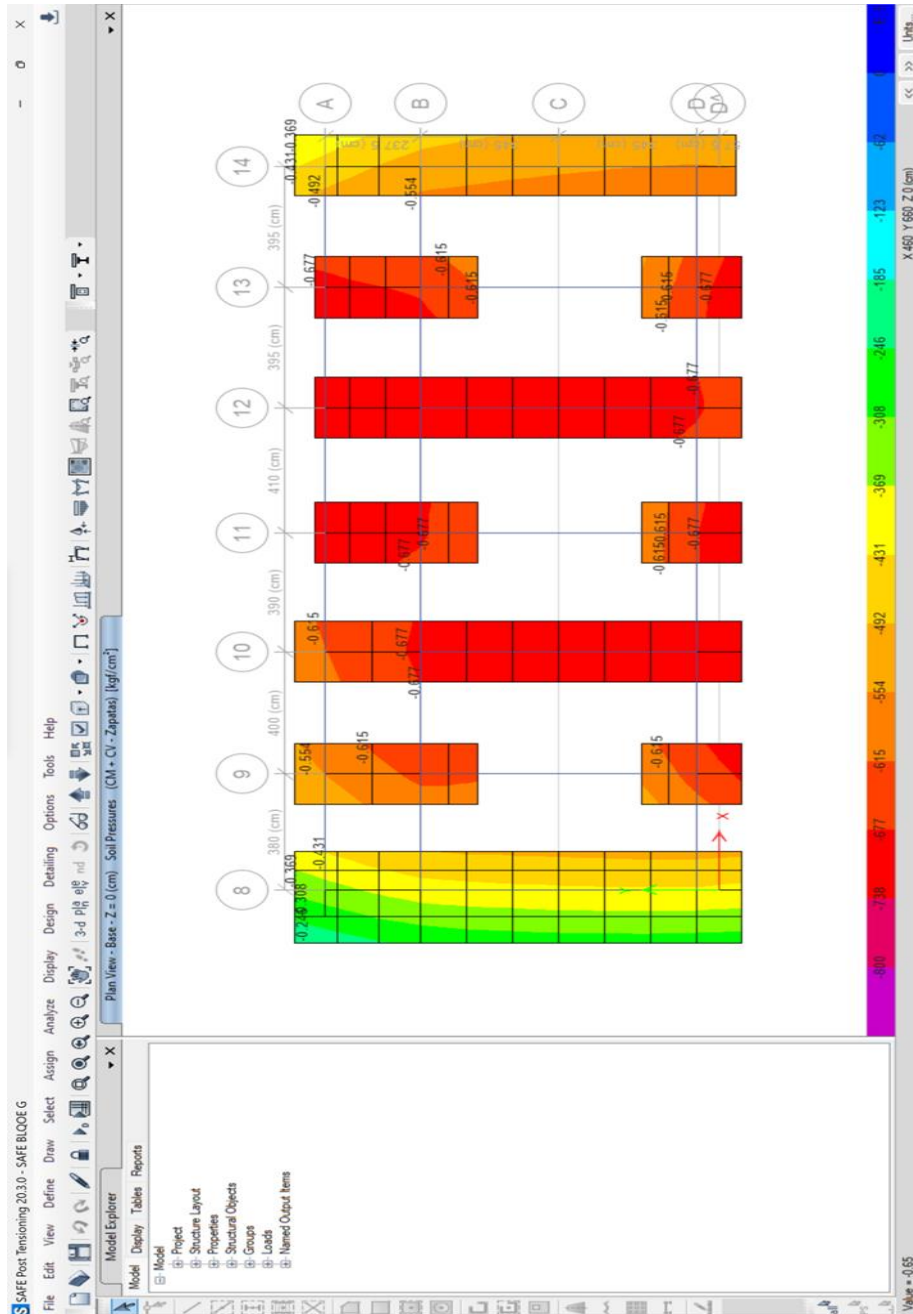
Cumple

05 DIAGRAMA FINAL DEL MURO ESTRUCTURAL



Diseño de zapatas

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
PISO 1	C12	27	PP	LinStatic			0	-14.161	1.0543	0.0147
PISO 1	C12	27	PP	LinStatic			1.45	-13.204	1.0543	0.0147
PISO 1	C12	27	PP	LinStatic			2.9	-12.247	1.0543	0.0147
PISO 1	C12	27	CV	LinStatic			0	-5.4801	1.4714	0.0134
PISO 1	C12	27	CV	LinStatic			1.45	-5.4801	1.4714	0.0134
PISO 1	C12	27	CV	LinStatic			2.9	-5.4801	1.4714	0.0134





ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

DATOS

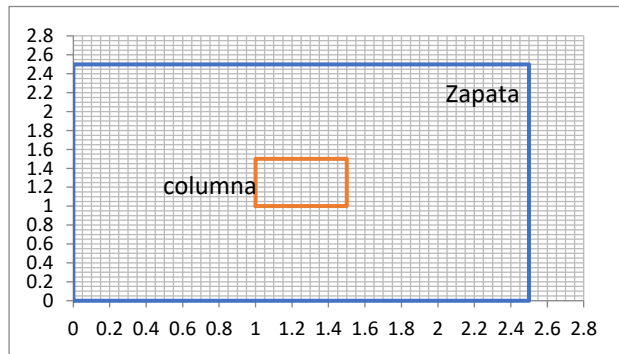
1 GENERALES

Magnitud de la carga muerta	PD =	<table border="1"><tr><td>18.64</td></tr></table> tn	18.64	Magnitud de la carga viva	PL =	<table border="1"><tr><td>5.48</td></tr></table> tn	5.48
18.64							
5.48							
Magnitud del momento en X	MDx =	<table border="1"><tr><td>0.20</td></tr></table> m tn	0.20	Magnitud del momento en X	MLx =	<table border="1"><tr><td>2.00</td></tr></table> tn-m	2.00
0.20							
2.00							
Magnitud del momento en Y	MDy =	<table border="1"><tr><td>0.20</td></tr></table> m tn	0.20	Magnitud del momento en Y	MLy =	<table border="1"><tr><td>2.00</td></tr></table> tn-m	2.00
0.20							
2.00							
Altura del terreno sobre la zapata	ht =	<table border="1"><tr><td>2.00</td></tr></table> m	2.00	Resist. a compresion del concreto	f _c =	<table border="1"><tr><td>210.00</td></tr></table> kg/cm ²	210.00
2.00							
210.00							
Altura del piso sobre la zapata	hp =	<table border="1"><tr><td>0.14</td></tr></table> m	0.14	Resistencia a la fluencia del acero	f _y =	<table border="1"><tr><td>4200.00</td></tr></table> kg/cm ²	4200.00
0.14							
4200.00							
Factor columna para : interior	as =	<table border="1"><tr><td>40</td></tr></table>	40	Factor de reduccion resistencia	φ =	<table border="1"><tr><td>0.95</td></tr></table>	0.95
40							
0.95							
Longitud mayor de la columna	C1 =	<table border="1"><tr><td>0.50</td></tr></table> m	0.50	Peso especifico del terreno	γ _t =	<table border="1"><tr><td>1800.00</td></tr></table> kg/m ³	1800.00
0.50							
1800.00							
Longitud menor de la columna	C2 =	<table border="1"><tr><td>0.50</td></tr></table> m	0.50	Peso especifico del concreto	γ _c =	<table border="1"><tr><td>4200.00</td></tr></table> kg/m ³	4200.00
0.50							
4200.00							
Longitud mayor de la zapata (L)	L1 =	<table border="1"><tr><td>2.50</td></tr></table> m	2.50	Sobrecarga encima de la zapata	s/c =	<table border="1"><tr><td>100.00</td></tr></table> kg/m ²	100.00
2.50							
100.00							
Longitud menor de la zapata (S)	L2 =	<table border="1"><tr><td>2.50</td></tr></table> m	2.50	Resistencia del terreno	q _s =	<table border="1"><tr><td>0.82</td></tr></table> kg/cm ²	0.82
2.50							
0.82							
Altura total de la zapata	hz =	<table border="1"><tr><td>0.50</td></tr></table> m	0.50	Diametro del acero en la columna	db =	<table border="1"><tr><td>5/8</td></tr></table> plg	5/8
0.50							
5/8							

DIMENSIONES DE LA ZAPATA PARA EL

2 ANALISIS

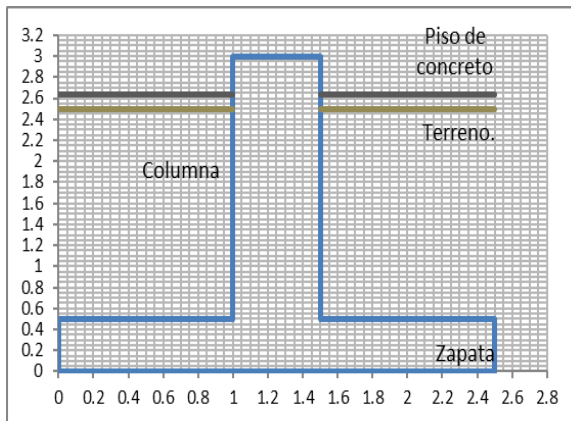
Vista en planta de la zapata



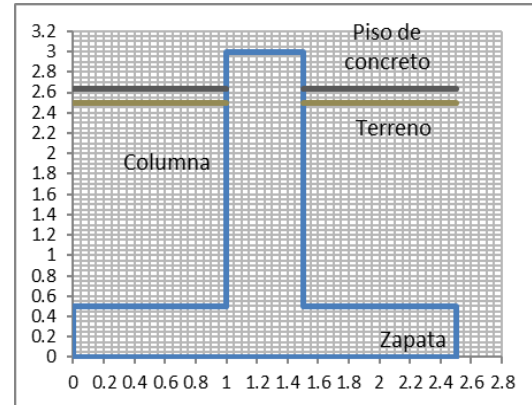
Verificaciones de la zapata

Descripcion	Estado
Presion de terreno q1	Cumple
Presion de terreno q2	Cumple
Resistencia al cortante L	Cumple
Resistencia al cortante S	Cumple
Resistencia punzonamiento 1	Cumple
Resistencia punzonamiento 2	Cumple
Resistencia punzonamiento 3	Cumple
Separacion de aceros 1	Cumple
Separacion de aceros 2	Cumple
Conexión columna - zapata	Cumple

Vista en elevación de la zapata (Dirección X mas larga)



Vista en elevación de la zapata (Dirección Y mas corta)

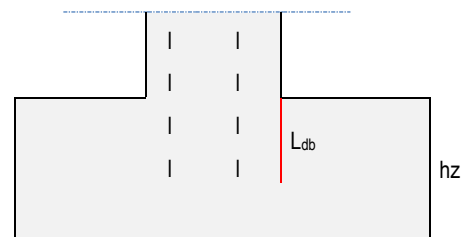


3 LONGITUD DE ANCLAJE EN COMPRESION DE LA VARILLA

El diametro de la varilla "db" en la columna sera:

$$db = 5/8 \text{ plg}$$

$$db = 1.59 \text{ cm}$$



Para determinar la longitud de anclaje en compresion "Ldb" de la varilla se usaran las siguientes formulas:

$$L_{db} = 0.08 d_b \frac{f'_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_{db} \geq 0.04 d_b f'_y$$

ó

$$Ldb = 36.81 \text{ cm}$$

$$Ldb = 26.67 \text{ cm}$$

Tomamos el mayor de los dos valores, tenemos:

$$Ldb = 36.81 \text{ cm}$$

Tomando la longitud de anclaje y recubrimiento de 10 cm, podemos predimensionar la altura de la zapata como:

$$d = 37.50 \text{ cm} \text{ (Peralte efectivo de la Zapata)}$$

$$hz = 0.50 \text{ m} \text{ (Altura total de la zapata)}$$

4 CAPACIDAD PORTANTE NETA DEL TERRENO

La capacidad portante neta del terreno "qsn", se calculara con la siguiente ecuación:

$$q_{sn} = q_s - h_t \cdot \gamma_t - h_z \cdot \gamma_e - h_p \cdot \gamma_c - s / c$$

$$qsn = 0.181 \text{ kg/c m}^2$$

5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Para zapatas con excentricidad calcularemos las dimensiones de la zapata con la siguiente relación:

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

El dimensionamiento se realizara por tanteos asumiendo la dimension mas larga de la zapata (L), con:

$$S = \frac{P_D + P_L + \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{q_{nc}L}}{\frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{q_{nc}L^2}}$$

L = 2.500 m

S = 6.490 m

S = 6.500 m

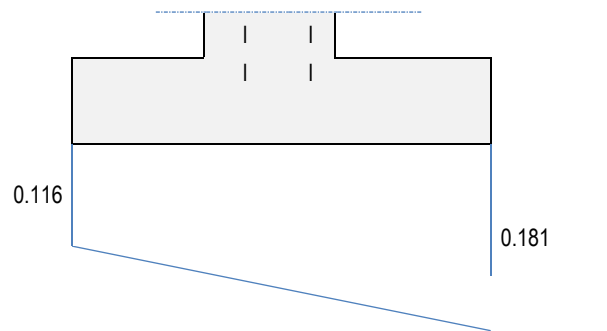
Verificamos las presiones en el terreno con las dimensiones de la zapata calculada "L" y "S":

$$q_1 = \frac{P_D + P_L}{SL} - \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{SL^2}$$

q1 = 0.116 kg/c
m2

$$q_2 = \frac{P_D + P_L}{SL} + \frac{6(M_{DX} + M_{LX})}{SL^2}$$

q2 = 0.181 kg/c
m2



La reaccion amplificada del terreno es :

Fact. Ampl. D = 1.4

Fact. Ampl. L = 1.7

$$q_{snu} = \frac{1.4 * PD + 1.7 * PL}{PD + PL} = \frac{1.468 * q_s}{n} \text{ kg/cm}^2$$

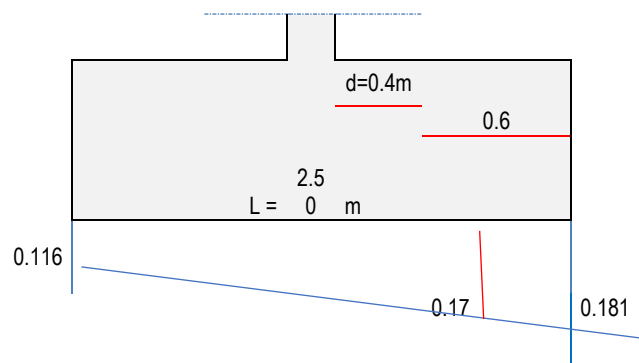
6 VERIFICAMOS EL CORTANTE EN LA ZAPATA

Verificamos el cortante ultimo en la direccion Larga, para flexion a una distancia "d" de la cara de la columna:

d = 0.40 m
(Peralte efectivo)

$$V_u = 1.47 * \frac{q_s}{n} * \frac{(L - C_1)}{2} - \frac{d}{L} * S$$

Vu = 3.813 tn



La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la direccion larga es:

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

$$\phi V_c = 72.96 \text{ tn} > V_u = 3.813 \text{ tn}$$

Cumple

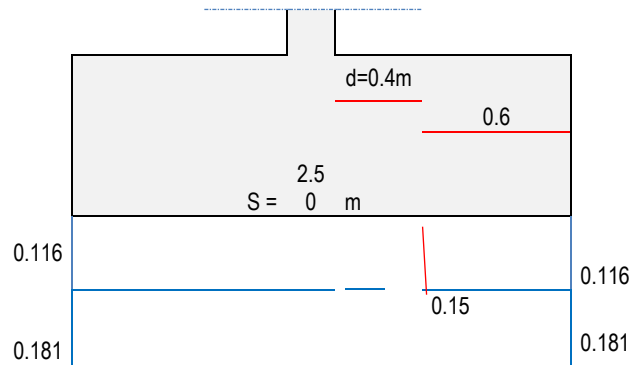
Verificamos el cortante ultimo en la direccion Corta, para flexion a una distancia "d" de la cara de la columna:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

(Peralte efectivo)

$$V_u = 1.47 \frac{q_s}{n} (S - C_2) \frac{1}{2} L$$

$$V_u = 3.269 \text{ tn}$$



La resistencia al cortante que ofrece el concreto de la zapata para la direccion corta es:

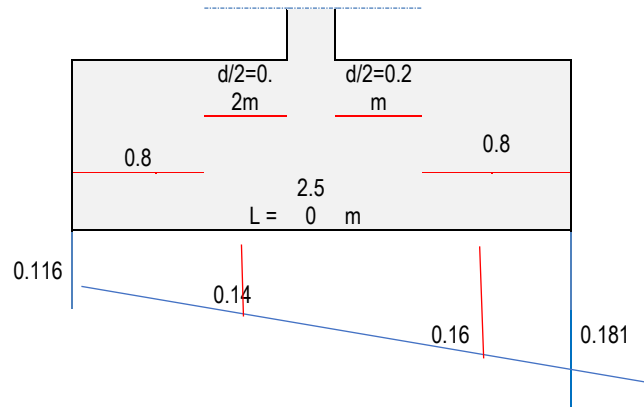
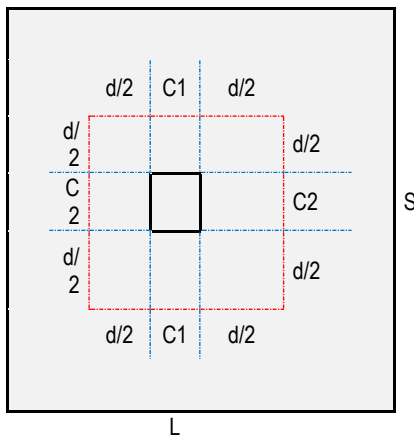
$$\phi V_c = 0.53 \phi L d \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_c = 72.96 \text{ tn} > V_u = 3.269 \text{ tn}$$

Cumple

7 VERIFICAMOS EL PUNZONAMIENTO EN LA ZAPATA

Verificamos el punzonamiento en la seccion critica ubicada a una distancia "d/2" de la cara de la columna:



Area de la zapata: $A_z = 6.25 \text{ m}^2$

Area punzonamiento: $A_{pz} = 0.81 \text{ m}^2$

El cortante critico por punzonamiento sera:

$$V_u = \frac{q_{sn}}{u} (A_z - A_{pz})$$

$$V_u = 11.854848 \text{ tn}$$

La resistencia al punzonamiento del concreto esta dado por:

Perímetro del área de punzonamiento: $b_o = 3.60 \text{ m}$

Factor de dimensiones de la columna: $\beta_c = C1/C2 = 1.00$

Factor: $a_s = 40$

$$\phi V_c = 0.27\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$\phi V_c = 321.15 \text{ tn} > V_u = 11.854848 \text{ tn}$ **Cumple**

$$\phi V_c = 0.27\phi \left(2 + \frac{\alpha_c d}{b_o} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$\phi V_c = 344.94 \text{ tn} > V_u = 11.854848 \text{ tn}$ **Cumple**

$$\phi V_c = 1.1\phi \sqrt{f_c} b_o d$$

$\phi V_c = 218.07 \text{ tn} > V_u = 11.854848 \text{ tn}$ **Cumple**

8 DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION EN LA DIRECCION LARGA

El momento ultimo en la cara de la columna es:

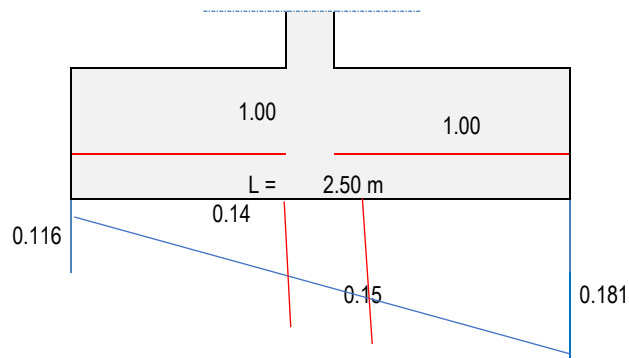
$M_u = 3.161 \text{ tn-m}$

El área de acero necesaria en la zapata es:

$$M_u = 0.9 b d^2 f_c w (1 - 0.59 w)$$

$w_1 = 1.69072$
 $w_2 = 0.00419$
 $\rho = 0.00021$

$A_s = 2.10 \text{ cm}^2$



Verificamos el área de acero minima:

$A_{smin} = 0.0018 * b * h_z$

$A_{smin} = 22.5 \text{ cm}^2$

El área de acero y la distribución final sera:

$A_s = 22.50 \text{ cm}^2$

$\frac{5}{8"} @ 0.150 \text{ m}$

#barill as = 17

Verificamos el espaciamiento del acero calculado:

$S_{ma} = 0.45 \text{ m} > S = 0.150 \text{ m}$ **Cumple**

$S_{ma} = 3h = 1.50 \text{ m} > S = 0.150 \text{ m}$ **Cumple**

0 DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION EN LA DIRECCION 9 CORTA

El momento ultimo en la cara de la columna es:

$$Mu = 2.724 \text{ tn-m}$$

El area de acero necesaria en la zapata es:

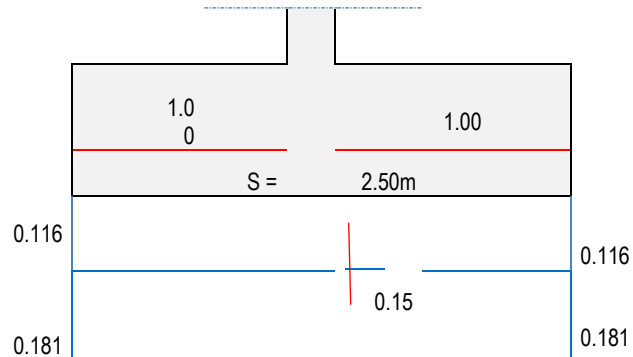
$$Mu = 0.9bd^2f_c'w(1 - 0.59w)$$

$$w_1 = 1.69130$$

$$w_2 = 0.00361$$

$$\rho = 0.00018$$

$$As = 1.81 \text{ cm}^2$$



Verificamos el area de acero minima:

$$As_{in} = 0.0018 * b * h_z$$

$$As_{min} = 22.50 \text{ cm}^2$$

El area de acero y la distribucion final sera:

$$As = 22.50 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de este refuerzo que se debe concentrar debajo de la columna es:

$$\beta_z = \frac{L}{S} = 1.000$$

$$\% \text{ de refuerz} = \frac{2}{\beta_z + 1} = 1.000$$

La distribucion del acero se realizara en una franja de ancho igual a la menor dimension de la zapata, finalmente el area de acero debajo de la columna y la distribucion sera:

$$As_{ol} = 22.50 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5}{\emptyset 8"} @ 0.150 \text{ m}$$

$$\#barill as = 17$$

El porcentaje de acero sobrante se colocara en los lados de la franja mencionada anteriormente:

$$As_{xt} = \text{cm}^2$$

$$\frac{5}{\emptyset 8"} @ \text{m}$$

$$\#barill as =$$

1 VERIFICACION DE LA CONEXIÓN COLUMNA-ZAPATA Y DESARROLLO DEL 0 REFUERZO

La carga por aplastamiento ultima esta dada por:

$$Pu + PD + PL = 1.4 + 1.7 = 35.41 \text{ tn}$$

En la zapata la resistencia al aplastamiento esta dada por la siguiente expresion:



Ademas se debe cumplir que:

$$\sqrt{\frac{Az}{A_1}} \leq 2 \quad \text{y}$$

$$\left(\frac{Az}{A_1}\right)^{0.5} \leq 5$$

$\varphi = 0.70$

$\left(\frac{Az}{A_1}\right)^{0.5} = 2.00$

$$\phi Pn = 0.85 \phi f'_c \sqrt{\frac{Az}{A_1}} A_1$$

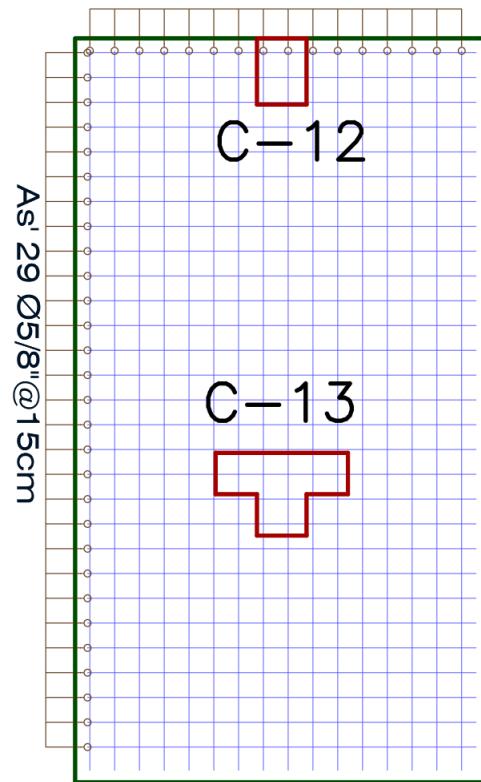
φP					
n =	624.75	tn	>	Pu =	35.41 tn

Cumple

11 DISTRIBUCION FINAL DE ACERO EN LA ZAPATA

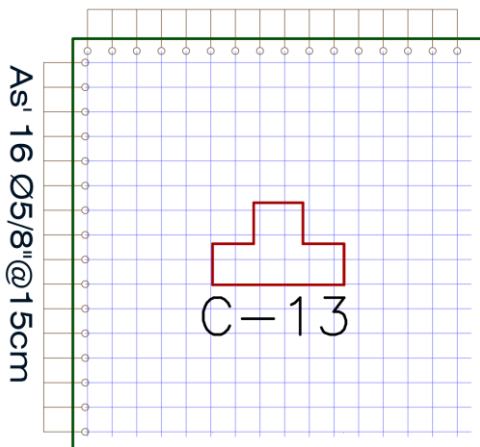
Z.-2 Zapata Combinada

As 16 Ø5/8"@15cm



Z-3 Zapata Aislada

As 16 Ø5/8"@15cm



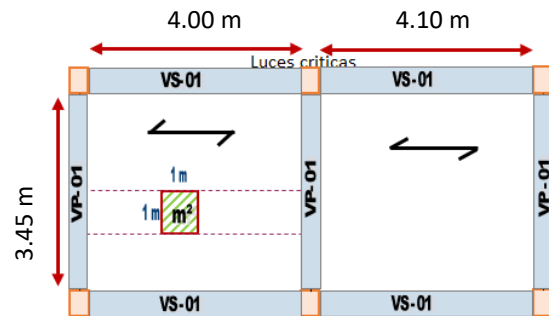
Diseño de losa aligerada

DISEÑO DE VIGUETAS PARA LOSA ALIGERADA

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA - BLOQUE

Datos:

$f'c$:	210.00	kg/cm ²
f_y	:	4200.00	kg/cm ²
Sobre Carga S/C	:	250.00	kg/cm ²
P. Acabados	:	100.00	kg/cm ²
P. Tabiquería	:	100.00	kg/cm ²



1. Calculo de Altura de Losa Aligerada

Según Predimensionamiento

$$h = 25.0 \text{ cm}$$

2. Metrado de Cargas

a. Cargas Muertas o Permanente

▪ Peso propio de la Losa	:	350.00	Kg/m ²
▪ Peso de Acabados	:	100.00	Kg/m ²
▪ Peso de Tabiquería	:	100.00	Kg/m ²
TOTAL	:	WD = 550.00	Kg/m² = 0.55 Tn/m²

b. Cargas Vivas

▪ Sobre Carga	:	WL = 250.00	Kg/m² = 0.25 Tn/m²
---------------	---	--------------------	---

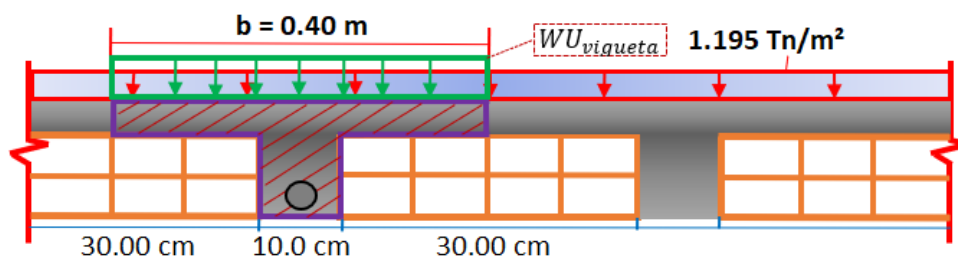
c. Calculo de Carga Ultima Amplificada

$$WU = 1.4 * WD + 1.7 * WL$$

$$WU = 1195.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$WU = 1.195 \text{ Tn/m}^2$$

c. Calculo de Carga Ultima por Vigueta

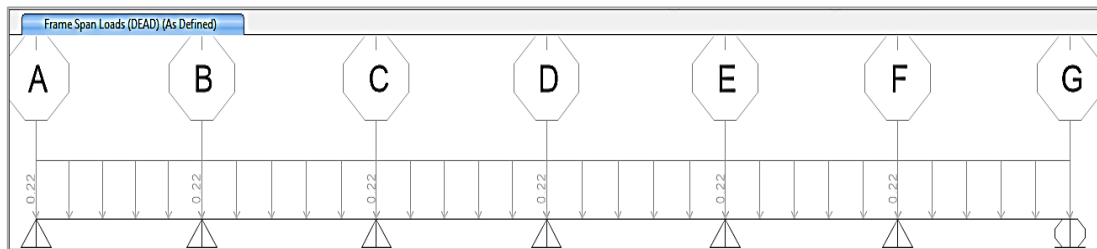


$$W_{\text{vigueta}} = 1195.00 \text{ kg/m}^2 * 0.40 \text{ m}$$

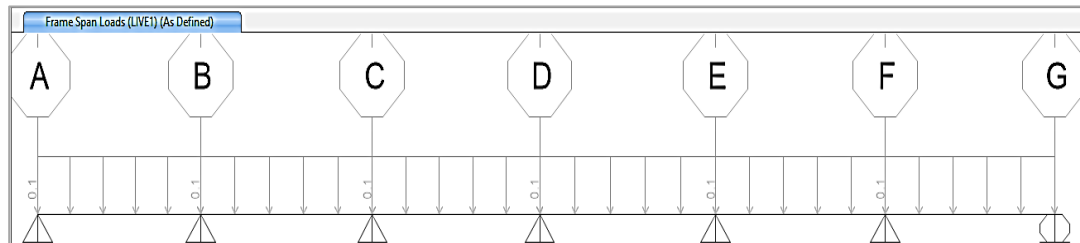
$$W_{\text{vigueta}} = 0.478 \text{ Tn/m}$$

3. Damos de Carga

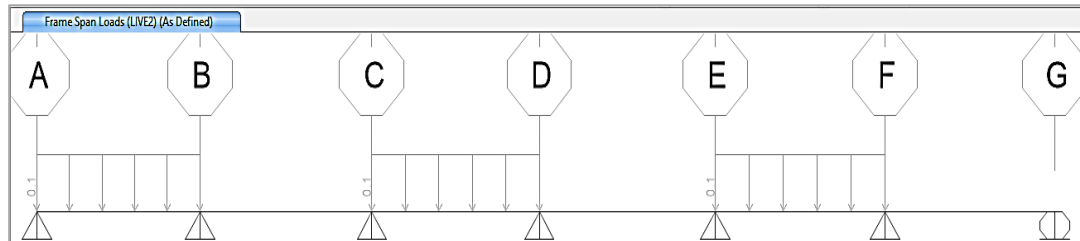
3.1. Carga Muerta



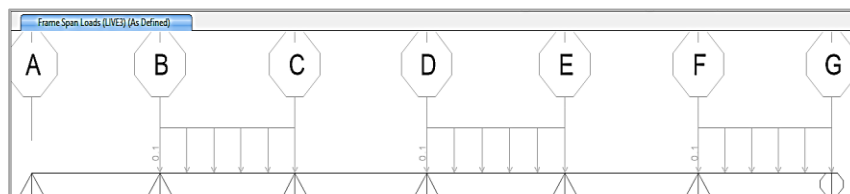
3.2. Damero de Carga 1



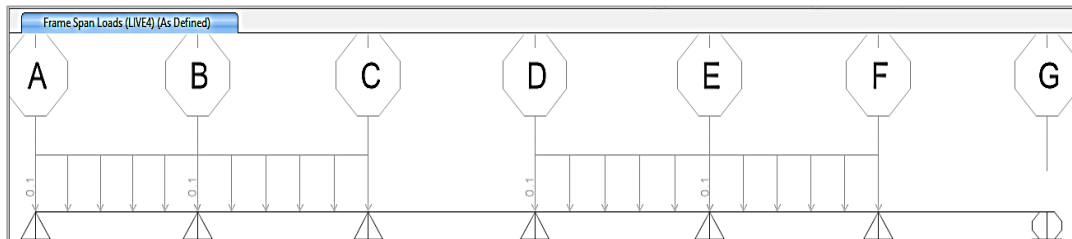
3.3. Damero de Carga 2



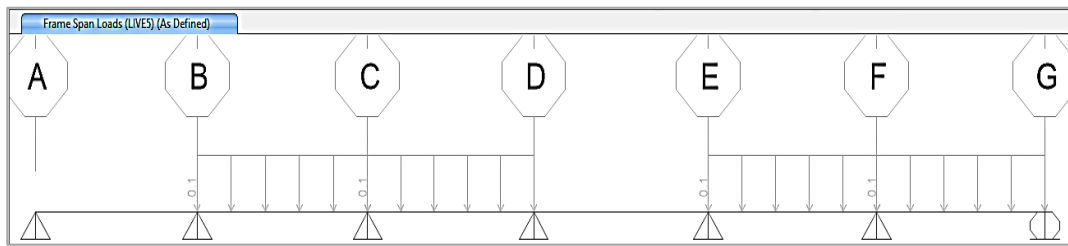
3.4. Damero de Carga 3



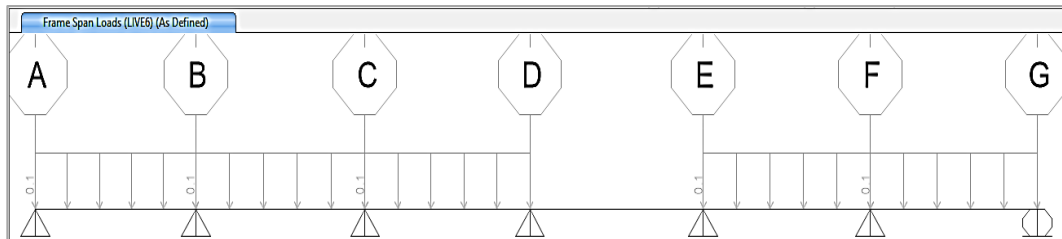
3.5. Damero de Carga 4



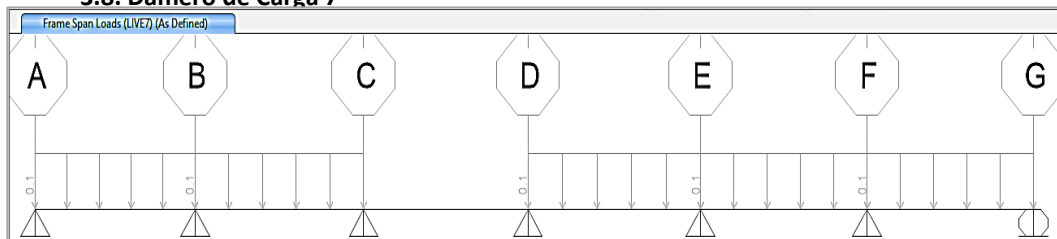
3.6. Damero de Carga 5



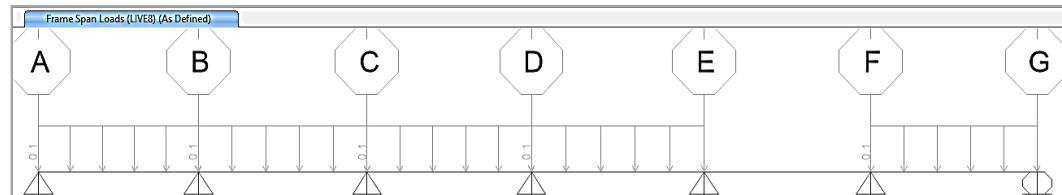
3.7. Damero de Carga 6



3.8. Damero de Carga 7

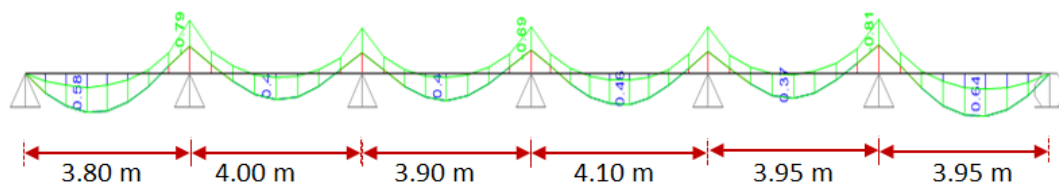


3.9. Damero de Carga 8



3.10. Damero de Carga 9

4. Calculo de Momentos Maximos



- **Calculo de Momentos en extremos**

$$MD = \frac{1}{24} * WU_V * L^2$$

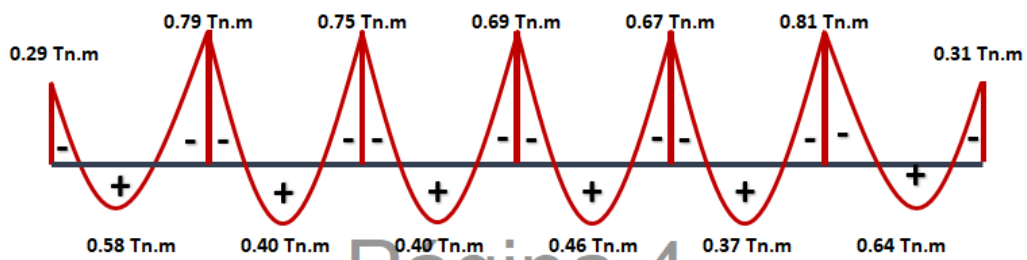
$$MI = \frac{1}{24} * WU_V * L^2$$

$$= \frac{1}{24} * 0.478 * 3.80^2 = 0.288 \text{ Tn.m}$$

$$= \frac{1}{24} * 0.478 * 3.95^2 = 0.311 \text{ Tn.m}$$

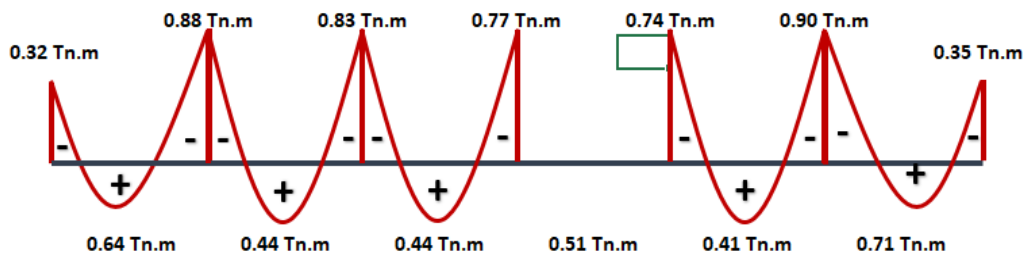
- **Diagrama de Momento Flector Ultimo**

- **Diagrama de Momento Flector Ultimo**



- **Diagrama de Momento Nominal**

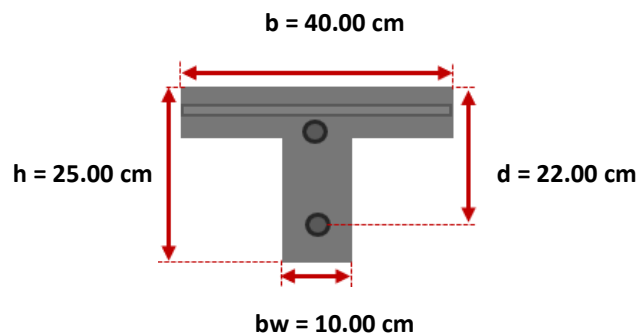
$$\varphi = 0.9$$



5. Calculo de Refuerzo Necesario

5.1. Diagrama de Vigeta de Losa Aligerada

$$d = h - 3$$



5.2. Calculo de Cuantia de Acero Cetral (-)

$$\varphi = 0.9$$

$$Mu = 0.900 \text{ Tn.m}$$

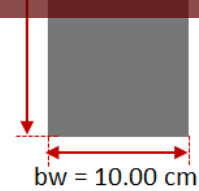
$$d = 22.00 \text{ cm} \quad d = 22.0 \text{ cm}$$

Area de acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f'_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

Resolviendo

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2$$



5.3. Calculo de Cuantia de Acero Positivo (+)

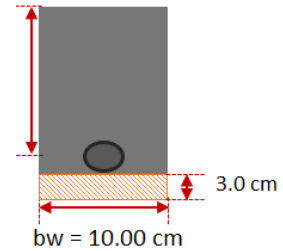
$$\phi = 0.9$$

$$M_u = 0.711 \text{ Tn.m} \quad d = 22.00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f'_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

Resolviendo

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2$$



5.4. Calculo de Cuantia de Acero Extremos (-)

$$\phi = 0.9$$

$$M_u = 0.346 \text{ Tn.m} \quad d = 22.00 \text{ cm} \quad d = 22.0 \text{ cm}$$

Area de acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f'_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

Resolviendo

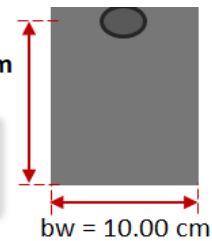
$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0028$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{smin} = 0.73 \text{ cm}^2$$



5.6. Cuantia de acero Maximo de refuerzo

$$c = \frac{3}{8} * d = 8.25 \quad a = \beta_1 * c = 7.01 \text{ cm}$$

$$A_{smax} = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 2.98 \text{ cm}^2$$

5.7. Verificacion de Cuantia de Acero

Cuantia de acero central (-)

$$\#Barras = \frac{A_s}{A_{s_b}}$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar Cuantia de Acero calculado}$$

$$A_{smin} = 0.73 \text{ cm}^2$$



Usaremos 1 Varilla de $\phi 1/2''$

Area de acero = 1.29 cm²

$$\#Barras = \frac{1.15 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 1.00 \text{ } \phi 1/2''$$



$$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$$

$$\frac{40.00 \text{ cm}}{1} = 40.00 \text{ cm}$$

Usaremos: $\phi 1/2'' @ 40.00\text{cm}$

Cuantia de acero (+)



$$As = \frac{0.90 \text{ cm}^2}{1.10 \text{ cm}^2} \text{ Usar Cuantia de Acero Minimo}$$



Usaremos 1 Varilla de $\phi 1/2''$ Area de acero = 1.29 cm^2

$$\#Barras = \frac{As}{As_b}$$

$$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$$

$$\#Barras = \frac{1.10 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 1.00 \text{ } \phi 1/2''$$

$$S_{\phi} = \frac{40.00 \text{ cm}}{1} = 40.00 \text{ cm}$$



Usaremos: $\phi 1/2'' @ 40.00\text{cm}$

$$As = \frac{0.43 \text{ cm}^2}{0.73 \text{ cm}^2} \text{ Usar Cuantia de Acero Minimo}$$



Usaremos 1 Varilla de $\phi 1/2''$ Area de acero = 1.29 cm^2



$$\#Barras = \frac{As}{As_b}$$

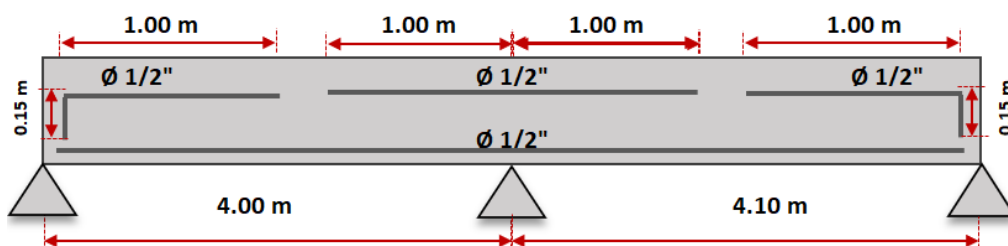
$$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$$

$$\#Barras = \frac{0.73 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 1.00 \text{ } \phi 1/2''$$

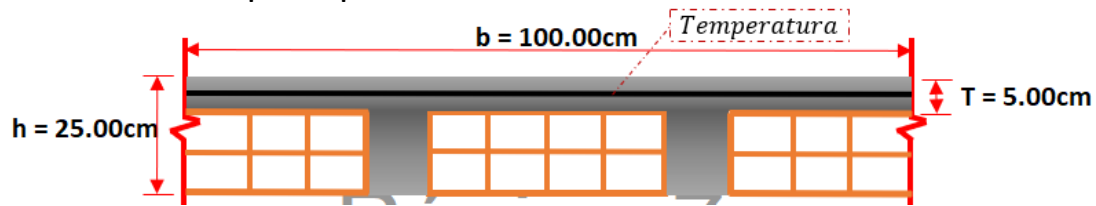
$$S_{\phi} = \frac{40.00 \text{ cm}}{1} = 40.00 \text{ cm}$$

Usaremos: $\phi 1/2'' @ 40.00\text{cm}$

5.8. Diagrama de distribución de Acero en Viguetas



6. Calculo de Refuerzo por Temperatura



$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * T$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100.00 * 5.00$$

$$A_{s_{min}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

*Considerando siempre ϕ 1/4"

$$\#Barras = \frac{A_{s_{min}}}{A_{s_b}}$$

$$\#Barras = \frac{0.90 \text{ cm}^2}{0.32 \text{ cm}^2} = 3 \phi 1/4''$$

$$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$$

$$S_{\phi} = \frac{100.00 \text{ cm}}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

*Sin embargo la separación máxima de varillas es 5t es decir 5 veces el espesor de la Losa Aligerada

$$S_{max} = 5 * T$$

$$S_{max} = 5 * 5.00 \text{ cm} = 25.00 \text{ cm}$$

⇒ Usaremos: $\phi 1/4'' @ 25.00 \text{ cm}$

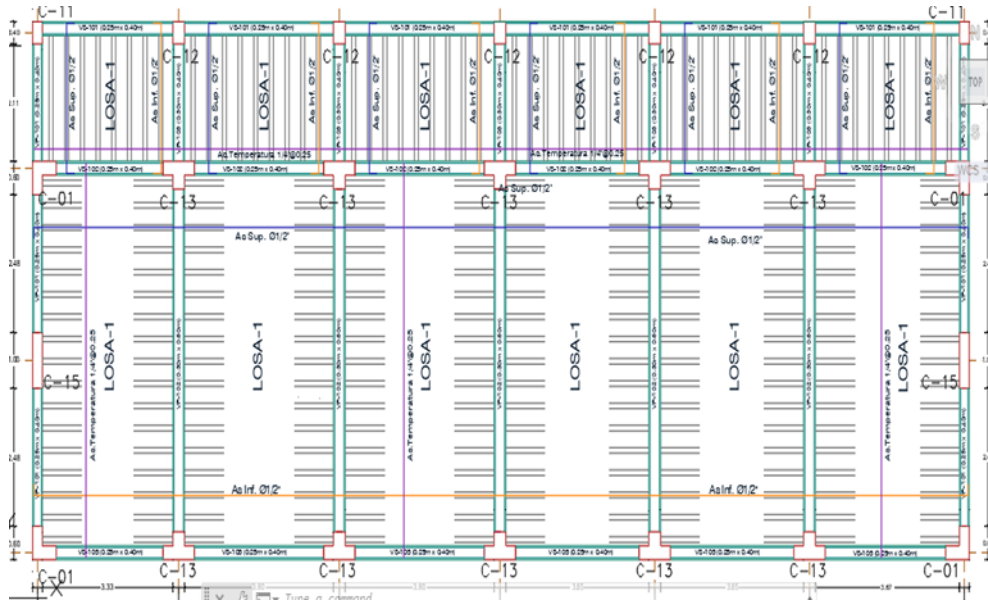


Figura 18.- Distribución de acero en losas - Bloque

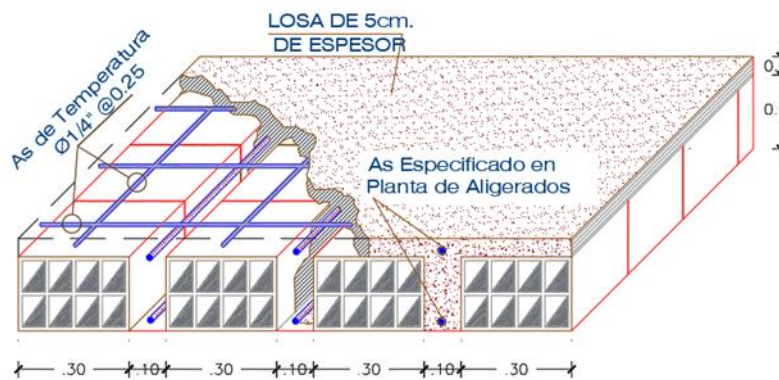


Figura 19.- Detalle de acero de refuerzo en losas

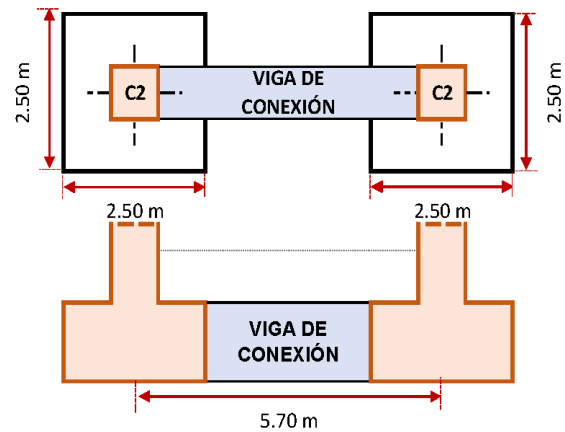
Diseño de vigas de cimentación

DISEÑO DE VIGA DE CONEXIÓN

DISEÑO DE VIGAS DE CONEXIÓN

Datos:

Resistencia de concreto	$f'c$:	210.00 kg/cm ²
Fluencia del acero	f_y	:	4200.00 kg/cm ²
Peso Especifico del concreto	σ_c	:	2400.00 kg/m ³
Fondo de cimentación	D_f	:	1.00 m
Capacidad portante del suelo	σ_t	:	0.82 kg/cm ²
Densidad promedio del suelo	γ_{pror}	:	1.72 ton/m ³
Asentamiento maximo	δ	:	0.02 m
Recubrimiento	r	:	4.00 cm



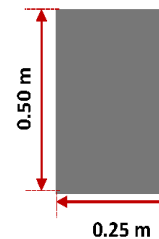
2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN

2.1. Calculo de Peralte

$h = \frac{L}{10} = 0.57 \text{ m}$	$h_{prom} = 0.52 \text{ m}$
$h = \frac{L}{12} = 0.48 \text{ m}$	$h_{adop} = 0.50 \text{ m}$

2.2. Calculo de la Base

$b = \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$
$b_{adoptado} = 0.25 \text{ m}$



3. ASENTAMIENTO TOLERABLE

3.1. Distorción Anular = α

Descripción	$\alpha = \delta/L$
Limite en que se debe espera las primeras grietas en paredes	1/300

$\alpha = 1/300$
 $L = 5.70 \text{ m}$

3.2. Asentamiento Diferencial

$\delta = 19.00 \text{ mm} = 0.0190 \text{ m}$
 $y = 0.0167 \text{ m}$

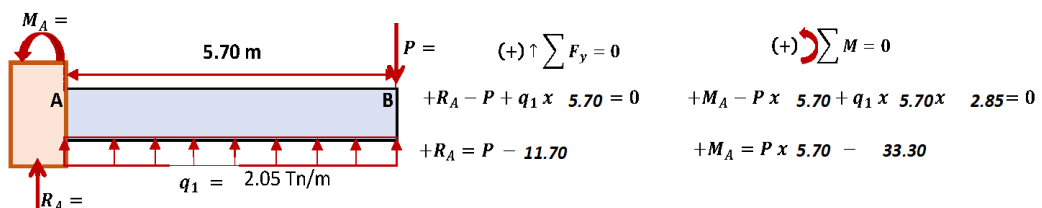
4. CALCULO DEL ESFUERZO NETO DEL SUELOS

4.1. Calculo del esfuerzo neto del suelo

$\sigma_{neto} = \sigma_{neto} \times \text{Ancho de viga} = 2.05 \text{ Tn/m}$

5. CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS

5.1. Calculo de cortante y momentos



DISEÑO DE VIGAS DE CONEXIÓN

5.2. Cálculo de ecuación para la creación de diagramas

$$\begin{aligned}
 (+) \uparrow \sum F_y &= 0 \\
 +V_k + R_A + q_1 x X &= 0 \\
 V_k &= (P - 11.70) + 2.05 x X \\
 (+) \curvearrowright \sum M &= 0 \\
 +M_A - R_A x X - q_1 x X \frac{x}{2} + M_k &= 0 \\
 M_k &= P x X - 11.70 x X + 2.05 x \frac{x^2}{2} - P x \quad 5.70x + \quad 33.30
 \end{aligned}$$

Integrando

$$\frac{dV}{dx} = P x \frac{x^2}{2} - 11.70 x \frac{x^2}{2} + 2.05 x \frac{x^3}{2 \times 3} - 5.70x P + 33.30 X + C_1$$

5.3. Cálculo de la ecuación para variación de la deflexión

$$E x I x \frac{d^2y}{dx^2} = P x \frac{x^2}{2} - 11.70 x \frac{x^2}{2} + 2.05 x \frac{x^3}{6} - 5.70x P + 33.30 X + C_1$$

Integrando

$$y = \frac{1}{E x I} x (P x \frac{x^3}{6} - 11.70 x \frac{x^3}{6} + 2.05 x \frac{x^4}{24} - 5.70x P x \frac{x^2}{2} + 33.30 x \frac{x^2}{2})$$

5.4. Cálculo del módulo de elasticidad

$$E = 15100 x \sqrt{f'c} = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

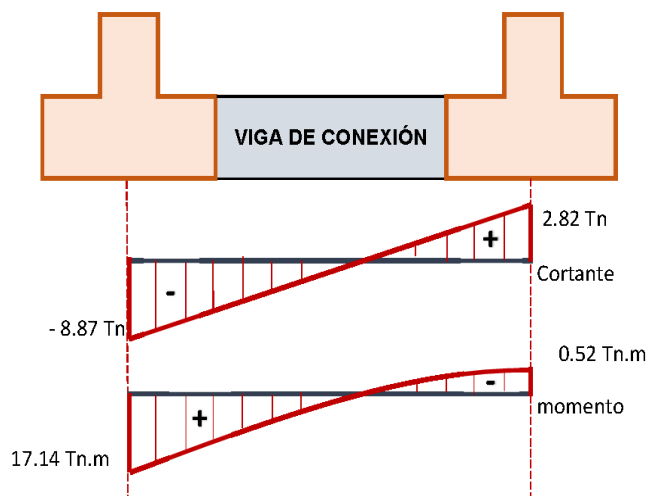
5.5. Cálculo del momento de inercia

$$I = \frac{b x h^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4$$

5.6. Cálculo de esfuerzo máximo

$$P = 2.83 \text{ Tn}$$

6. Diagrama de Momentos



DISEÑO DE VIGAS DE CONEXIÓN

7. DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL

7.1. Calculo de Cuantía de Acero Longitudinal

$$\phi = 0.9$$

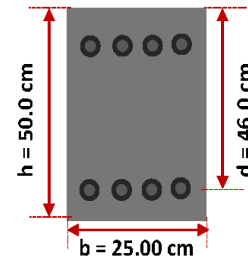
$$M_u = 17.142 \text{ Tn.m}$$

$$d = 46.00 \text{ cm}$$

Area de acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$\text{Resolviendo } A_s = 11.12 \text{ cm}^2$$



7.2. Cuantía de acero Minimo de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0028$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 3.83 \text{ cm}^2$$

7.3. Cuantía de acero Maximo de refuerzo

$$c = \frac{3}{8} * d = 17.3$$

$$a = \beta_1 * c = 14.66 \text{ cm}$$

$$A_{s_{max}} = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 15.58 \text{ cm}^2$$

7.4. Verificación de Cuantía de Acero

Cuantía de acero central (-)

$$A_s = 11.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar Cuantía de Acero calculado}$$

$$A_{s_{min}} = 3.83 \text{ cm}^2$$

⇒ Usaremos 3 Varilla de $\phi 5/8''$ ⇒ Area de acero = 6.00 cm^2 Acero Superior

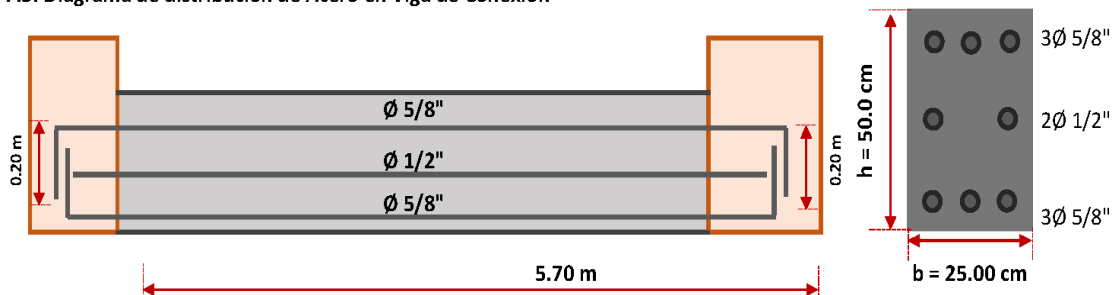
2 Varilla de $\phi 1/2''$ ⇒ Area de acero = 2.58 cm^2 Acero central

3 Varilla de $\phi 5/8''$ ⇒ Area de acero = 6.00 cm^2 Acero Inferior

$$\text{Area de acero Total} = 14.58 \text{ cm}^2$$

⇒ Usaremos: 3 Varillas de $\phi 5/8''$ y 2 Varillas de $\phi 1/2''$ y 3 Varillas de $\phi 5/8''$

7.5. Diagrama de distribución de Acero en Viga de Conexión





5.5.1.1. Diseño típico de muros portantes según la norma e-070

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALABAÑILERIA CONFINADA - E.070 DENSIDAD MINIMA DE MUROS REFORZADOS

01 Parámetros de Diseño, Según E.030-E.070-2016

Número de pisos de la edificación :

N =	02	Z =	0.35	U =	1.50	S =	1.15
-----	----	-----	------	-----	------	-----	------

02 Estructuración en Planta, Según E.070-2016 (19.2)

Insertar N° de muros portantes en la dirección de análisis Y:

Area del primer nivel Ap (m2) =

Area de planta típica Ap (m2) =

Primer nivel			
Descrip.	Long. (m)	Espesor(m)	L*t (m2)
Muro 1	7.15	0.25	1.78750
Muro 2	7.15	0.25	1.78750
Muro 3	7.15	0.25	1.78750
Muro 4	7.15	0.25	1.78750
ZUSN/56 =	0.02156	$\Sigma Lt/Ap =$	0.04181

Planta Típica - 2° a 5° nivel			
Descrip.	Long. (m)	Espesor(m)	L*t (m2)
Muro 1	7.15	0.25	1.78750
Muro 2	7.15	0.25	1.78750
Muro 3	7.15	0.25	1.78750
Muro 4	7.15	0.25	1.78750
ZUSN/56 =	0.02156	$\Sigma Lt/Ap =$	0.04181

CUMPLE --- $\Sigma Lt/Ap > ZUSN/56$

CUMPLE --- $\Sigma Lt/Ap > ZUSN/56$

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALABAÑILERIA CONFINADA - E.070 RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE PROGRAMAS COMERCIALES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES

01 Resultados Obtenidos de las Diferentes Combinaciones de Diseño en los Muros de Albañilería Confinada, Para Cargas de Gravedad y Sismo Moderado

Insertar N° de filas : N° total de filas : Limpiar tabla de datos : Eliminar todas las filas :

Combinación de Diseño P												Combinación de Diseño Pg												Combinación de Diseño Vx (Sismo moderado)												Combinación de Diseño Vy (Sismo moderado)											
Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3	Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3	Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3	Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3												
PS0.2	1Y	P	Top	-316.57	0.05	-342	-137766.4	-1301	15E05	PS0.2	1Y	PG	Top	-288.59	-3.24	-296.04	-110218	-12019	15E05	PS0.2	1Y	SK	Top	4300.08	22.63	1107.51	445520	1560.09	173121	PS0.2	1Y	SY	Top	38.37	1591.77	75.56	32002.27	348.73	14761.61								
PS0.2	1Y	P	Bottom	-28924	607.2	2295	-4006.66	872133	5E405	PS0.2	1Y	PG	Bottom	-28218	459.6	1828.1	-4295.1	294713	3E405	PS0.2	1Y	SK	Bottom	5663.94	1095.26	1803.8	5315.87	195371	327296	PS0.2	1Y	SY	Bottom	1189.62	22565.04	20.36	68884.62	1965.08	6595673.5								
PS0.2	2Y	P	Top	-882.32	20.9	-217	7416.8	-8E405	4E405	PS0.2	2Y	PG	Top	-904.77	13.52	-20.02	2337.9	-705578	4E405	PS0.2	2Y	SK	Top	-4300.08	-22.63	-1107.51	-445520	-1560.09	-173121	PS0.2	2Y	SY	Top	-38.37	-1591.77	-75.56	-32002.27	-348.73	-14761.61								
PS0.2	2Y	P	Bottom	-3670	465.8	-325	-12869	6E405	PS0.2	2Y	PG	Bottom	-35235	369.67	-75.03	6135.1	-10180	4E405	PS0.2	2Y	SK	Bottom	5663.94	-1095.26	-1803.8	-5315.87	-195371	-327296	PS0.2	2Y	SY	Bottom	-1189.62	-22565.04	-20.36	-68884.62	-1965.08	-6595673.5									
PS0.2	3Y	P	Top	-942.39	-6.9	-101	-15017.2	1E405	6E405	PS0.2	3Y	PG	Top	-867.98	-11.09	-9.55	-21391	1E405	3E405	PS0.2	3Y	SK	Top	24.4	10.42	1331.3	542886	18877.2	8824.75	PS0.2	3Y	SY	Top	106.67	1896.44	85.08	148405.63	83206.59	42218.3								
PS0.2	3Y	P	Bottom	-3681	463.3	87	-6825.16	15359	6E405	PS0.2	3Y	PG	Bottom	-35236	369.54	-73.92	6556.9	-11744	4E405	PS0.2	3Y	SK	Bottom	440.18	111.42	3077.57	22795.4	333718	13205	PS0.2	3Y	SY	Bottom	1635.64	32732.92	27.77	26164.96	2269.12	5320345.7								
PS0.2	4Y	P	Top	-316.48	-0.5	336.5	134278.4	7E405	1E405	PS0.2	4Y	PG	Top	-288.5	-3.61	290.57	108477	682476	1E405	PS0.2	4Y	SK	Top	-34.4	-10.42	-1331.3	-542886	-18877.2	-8824.75	PS0.2	4Y	SY	Top	-106.67	-1896.44	-85.08	-148405.63	-83206.59	-42218.3								
PS0.2	4Y	P	Bottom	-29236	668.5	-2399	3362.74	4E405	5E405	PS0.2	4Y	PG	Bottom	-28515	519.67	-1909.5	3814.1	-308390	4E405	PS0.2	4Y	SK	Bottom	-440.18	-111.42	-3077.57	-22795.4	-333718	-13205	PS0.2	4Y	SY	Bottom	-1635.64	-32732.92	-27.77	-26164.96	-2269.12	-5320345.7								
PS0.1	1Y	P	Top	-4203	1396	840	-64689.4	4E405	5E405	PS0.1	1Y	PG	Top	-38784	1037.7	637.83	-45809	-273180	4E405	PS0.1	1Y	SK	Top	8.16	10.01	1321.95	545209	12565.4	3279.79	PS0.1	1Y	SY	Top	122.8	1895.52	50.33	2995109.3	19439.8	48588.74								
PS0.1	1Y	P	Bottom	-5665	655.9	1921	40627.44	187557	8E405	PS0.1	1Y	PG	Bottom	-53377	472.18	1496.4	28744	145902	6E405	PS0.1	1Y	SK	Bottom	615.85	232.77	3060.56	32382.6	329993	152258	PS0.1	1Y	SY	Bottom	1672.11	32972.71	32.86	24040.01	2943.94	9403801.3								
PS0.1	2Y	P	Top	-62728	1564	-312	-2686.68	8739.9	7E405	PS0.1	2Y	PG	Top	-55844	1227.5	-24.18	2126.9	6434.9	5E405	PS0.1	2Y	SK	Top	-8.16	-10.01	-1321.95	-545209	-12565.4	-3279.79	PS0.1	2Y	SY	Top	-122.8	-1895.52	-50.33	-2995109.3	-19439.8	-48588.74								
PS0.1	2Y	P	Bottom	-77527	7.26	-387	-3418.22	-2960	1E406	PS0.1	2Y	PG	Bottom	-70649	82.35	-28.72	-2870.2	-2208	5E405	PS0.1	2Y	SK	Bottom	451.85	-232.77	-3060.56	-32382.6	-329993	-152258	PS0.1	2Y	SY	Bottom	-1672.11	-32972.71	-32.86	-24040.01	-2943.94	-9403801.3								
PS0.1	3Y	P	Top	-63203	1583	-455	-2387.61	16516	7E405	PS0.1	3Y	PG	Top	-56215	1247.2	-34.49	1475.4	12623	5E405	PS0.1	3Y	SK	Top	421.59	18.69	1109.52	480584	1000731	156969	PS0.1	3Y	SY	Top	38.57	1632.16	75.96	3844154.4	91381.96	14802.42								
PS0.1	3Y	P	Bottom	-78200	15.53	-883	-1401.85	-7454	1E406	PS0.1	3Y	PG	Bottom	-71036	95.45	-66.63	513.93	5819.2	5E405	PS0.1	3Y	SK	Bottom	321.84	937.9	1739.88	6957.33	189563	282382	PS0.1	3Y	SY	Bottom	1195.08	23009.51	24.52	72211.32	1597.11	6734630.5								
PS0.1	4Y	P	Top	-42747	1530	866	-8216.22	168363	6E405	PS0.1	4Y	PG	Top	-39380	1169.1	456.87	49045	384950	4E405	PS0.1	4Y	SK	Top	421.59	18.69	1109.52	480584	-1000731	-156969	PS0.1	4Y	SY	Top	-38.57	-1632.16	-75.96	-3844154.4	-91381.96	-14802.42								
PS0.1	4Y	P	Bottom	-57506	610.3	-2004	-44202.89	1E405	1E406	PS0.1	4Y	PG	Bottom	-54128	428.66	-1561	31213	-150921	7E405	PS0.1	4Y	SK	Bottom	5221.84	-997.9	-1739.88	-6957.33	-189563	-282382	PS0.1	4Y	SY	Bottom	-1195.08	-23009.51	-24.52	-72211.32	-1597.11	-6734630.5								
PS0.1	1Y	SK	Top	8401.09	1126.62	2960.88	9222.17	317889	316842	PS0.1	1Y	SK	Top	9111.68	1309.69	5569.6	6683.76	1050564	392830	PS0.1	1Y	SK	Top	8401.09	-1126.62	-2960.88	-9222.17	-317889	-316842	PS0.1	1Y	SK	Top	-9111.68	-1309.69	-5569.6	-6683.76	-1050564	-392830								
PS0.1	1Y	SK	Bottom	-1111.68	-1309.69	-5569.6	-6683.76	-1050564	-392830	PS0.1	1Y	SK	Bottom	-8401.09	1126.62	2960.88	9222.17	317889	316842	PS0.1	1Y	SK	Bottom	-9111.68	1309.69	-5569.6	-6683.76	-1050564	-392830	PS0.1	1Y	SK	Bottom	8401.09	-1126.62	2960.88	9222.17	317889	316842								
PS0.1	2Y	SK	Top	332.34	403.87	3560.25	15229.1	443487	136274	PS0.1	2Y	SK	Top	316.55	447.73	6628.85	14056.1	112413	145579	PS0.1	2Y	SK	Top	332.34	403.87	3560.25	15229.1	443487	136274	PS0.1	2Y	SK	Top	316.55	447.73	6628.85	14056.1	112413	145579								
PS0.1	2Y	SK	Bottom	-332.34	-403.87	-3560.25	-15229.1	-443487	-136274	PS0.1	2Y	SK	Bottom	-316.55	-447.73	-6628.85	-14056.1	-112413	-145579	PS0.1	2Y	SK	Bottom	-332.34	-403.87	-3560.25	-15229.1	-443487	-136274	PS0.1	2Y	SK	Bottom	-316.55	-447.73	-6628.85	-14056.1	-112413	-145579								
PS0.1	3Y	SK	Top	176.66	398.48	3566.32	15898.6	439670	155489	PS0.1	3Y	SK	Top	176.66	398.48	3566.32	15898.6	439670	155489	PS0.1	3Y	SK	Top	176.66	398.48	3566.32	15898.6	439670	155489	PS0.1	3Y	SK	Top	176.66	398.48	3566.32	15898.6	439670	155489								
PS0.1	3Y	SK	Bottom	-176.66	-398.48	-3566.32	-15898.6	-439670	-155489	PS0.1	3Y	SK	Bottom	-176.66	-398.48	-3566.32	-15898.6	-439670	-155489	PS0.1	3Y	SK	Bottom	-176.66	-398.48	-3566.32	-15898.6	-439670	-155489	PS0.1	3Y	SK	Bottom	-176.66	-398.48	-3566.32	-15898.6	-439670	-155489								
PS0.1	4Y	SK	Top	7679.34	1133.97	2961.79	9583.02	313771	272556	PS0.1	4Y	SK	Top	8535.18	1311.48	5535.13	7300.43	1047892	361342	PS0.1	4Y	SK	Top	7679.34	-1133.97	-2961.79	-9583.02	-313771	-272556	PS0.1	4Y	SK	Top	-7679.34	1133.97	-2961.79	-9583.02	-313771	-272556								
PS0.1	4Y	SK	Bottom	-7679.34	-1133.97	-2961.79	-9583.02	-313771	-272556	PS0.1	4Y	SK	Bottom	-8535.18	-1311.48	-5535.13	-7300.43	-1047892	-361342	PS0.1	4Y	SK	Bottom	-7679.34	1133.97	2961.79	9583.02	313771	272556	PS0																	



ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - E.070 FUERZAS DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

01 Parámetros de Diseño, Según E.030-E.070-2016 :

--Procesar--

Limpiar

Eliminar

Muro de Albañilería	P = D+L (Ton)	Pg=D+0.25L (Ton)	Vex (Ton) Sismo mod.	Mex (Ton-m) Sismo mod.	Vey (Ton) Sismo mod.	Mey (Ton-m) Sismo mod.
PISO 2 - 1Y	28924.010	28218.350	22.630	173120.720	1591.770	14761.610
PISO 2 - 2Y	36701.540	35235.110	10.420	9824.750	1896.440	42218.300
PISO 2 - 3Y	36810.560	35325.760	10.010	3279.790	1895.520	48588.740
PISO 2 - 4Y	29235.920	28515.220	18.690	169698.800	1632.160	14802.420
PISO 1 - 1Y	56655.090	53377.000	1126.620	316841.810	44803.880	5980487.460
PISO 1 - 2Y	77527.320	70648.750	403.870	136273.870	45090.490	8660729.390
PISO 1 - 3Y	78020.480	71035.900	398.490	155488.820	45354.970	8741845.110
PISO 1 - 4Y	57505.560	54127.530	1133.970	272355.500	45667.180	6107448.380

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - E.070 MEMORIA DE CÁLCULO

01 Características del Muro :

Nombre del muro: PISO 1 - 2Y

Resistencia f'm : 65 kg/cm² Rst. Vm : 8.06 kg/cm² Ubicación muro : 1 Piso

Longitud muro (l) : 7.15 m Altura (h) : 2.10 m Espesor muro (t) : 0.25 m

02 Cargas y Combinaciones de Diseño

Combinación / Carga	Pm = D+L (Tn)	Pg = D+0.25L (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn-m)	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)
Valor (Tn)	77527.320	70648.750	403.870	136273.870	1211.610	408821.610

Nota:

P = Carga de servicio (100% de la carga).

Ve = Fuerza cortante producida por sismo moderado.

Vu = Fuerza cortante producida por sismo severo.

Pg = Carga de servicio (mas sobrecarga reducida).

Me = Momento flector en el muro generado por sismo moderado.

Mu = Momento flector en el muro generado por el sismo severo.

03 Analisis de Esfuerzos por Cargas Verticales

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

Esfuerzo Axial.

Esfuerzo Admisible Carga Vertical.

Esfuerzo Limite.

$\sigma_m = 43371.927$ Tn/m² $F_a = 122.512$ Tn/m² $0.15 f'_m = 97.500$ Tn/m²

04 Analisis de Cortante y Momento Ultimo por Sismo Severo

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

$$V_m = 0.5 V_e \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g$$

Factores que se calcula solamente en le primer piso: Vm1 ; Ve1

$\alpha = 0.33$ $V_m = 16273.229$ Tn $V_{m1} = 16273.229$ Tn $V_{e1} = 403.870$ Tn

Donde: Vm = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal.

$$2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3$$

$$V_{u1} = V_{e1} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{u1} = M_{e1} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$V_{m1}/V_{e1} = 3.00$ $V_{u1} = 1211.610$ Tn $M_{u1} = 408821.610$ Tn-m

05 Control de la Fisuración en los muros de albañilería

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

$V_e = 403.870$ Tn \leq $0.55 V_m = 8950.276$ Tn Cumple - No Hay Fisuramiento

06 Adición de Refuerzo Horizontal por Agrietamiento de los Muros

$$V_u \geq V_m$$

$$\sigma_m = P_m / (t \cdot L) \geq 0.05 f'_m$$

$V_u = 1211.610$ Tn \geq $V_m = 16273.229$ Tn $\sigma_m = 43371.927$ Tn/m² \geq $0.05 f'_m = 32.500$

Muro No Agrietado

Muro Agrietado

La cuantía mínima en los muros es :

$$\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0.001$$

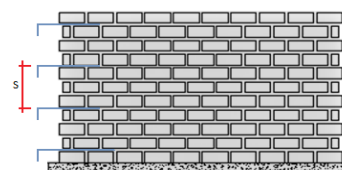
Distribución de acero horizontal:

CADA DOS HILADAS

$$0.5 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$$

La cuantía horizontal en el muro :

$$0.00100$$



Condición para diseñar el muro de albañilería confinada:

Muro Agrietado



ANEXO 1
FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN

AUTORIZACIÓN PARA LA INCORPORACIÓN DE LOS
TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN
EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL UANCV

Formato digital

Fecha de entrega: 20/08/25

1. Datos del autor (es):

Nombres y Apellidos: DANNY EDWIN ALI QUINTO

Dirección: Jr. 24 de Octubre N° 443 - JUJACA

DNI/Carné de Extranjería/Pasaporte N°: 4333 0619

Teléfono: 951 528 452 email: dannyali528452@gmail.com

Nombres y Apellidos: _____

Dirección: _____

DNI/Carné de Extranjería/Pasaporte N°: _____

Teléfono: _____ email: _____

Facultad y/o Escuela de Posgrado: INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS

Escuela Profesional o Mención: INGENIERIA CIVIL

Título o Grado Académico a optar: INGENIERO CIVIL

Asesor: Dr. EFRAIN PARILO SOSA

Esta obra se encuentra dentro de las siguientes denominaciones:

Trabajo de Investigación Tesis Trabajo de Suficiencia Profesional Trabajo Académico

Título: PROPUESTA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN BLOQUE DE 06 AULAS EDUCATIVAS NIVEL SECUNDARIO SECTOR CHILLA DEN LA CIUDAD DE JUJACA

Palabras claves, (3 a 5 términos): ANÁLISIS ESTRUCTURAL, DISEÑO ESTRUCTURAL, EVENTO SISMICO

¿Esta obra se desarrolló en la UANCV ^{1,2}?

2

¹ Indicar si su producción intelectual ha empleado recursos tales como, instalaciones, laboratorios, insumos, equipos, bases de datos, asesoría técnica por parte del personal de la UANCV, financiamiento, entré otros relacionados.

² Si su producción intelectual se desarrolló en la UANCV totalmente o parcialmente, deberá autorizar el depósito en el Repositorio de manera obligatoria.



2. Referencia de tesis:

Bachiller Titulo 2da Especialidad Maestría Doctorado

3. Licencias:

a) Licencia estándar:

Bajo los siguientes términos, autorizo el depósito de mi tesis en el Repositorio Digital de la UANCV.

Con la autorización de depósito de mi producción Intelectual, otorgo a la Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" una licencia no exclusiva para reproducir, distribuir, comunicar al público, transformar (únicamente mediante su traducción a otros idiomas) y poner a disposición del público mi producción intelectual (incluido el resumen), en formato físico o digital, en cualquier medio, conocido o por conocerse, a través de los diversos servicios por la Universidad, creados o por crearse, tales como el Repositorio Digital de tesis UANCV, colección de producción intelectual, entre otros, en el Perú y en el extranjero por el tiempo y veces que considere necesarias, y libres de remuneraciones.

En virtud de dicha licencia, la Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" podrá reproducir mi producción intelectual en cualquier tipo de soporte y en más de un ejemplar, sin modificar su contenido, solo con propósitos de seguridad, respaldo y preservación.

Declaro que la producción intelectual es una creación de mi autoría y exclusiva titularidad, coautoría con titularidad compartida, y me encuentro facultado a conceder la presente licencia y, asimismo, garantizo que dicha producción intelectual no infringe derechos de autor de terceras personas.

La Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" consignará el nombre del y/o los autor(es) de la producción intelectual, y no le hará ninguna modificación más que la permitida en la licencia.

Autorizo su publicación (marque con una X)

Sí, autorizo que se deposite inmediatamente.
 Sí, autorizo que se deposite a partir de la fecha (d/m/a): _____
 No autorizo.

b) Licencia CREATIVE COMMONS 4.0 INTERNACIONAL:

Si usted concede una licencia CREATIVE COMMONS sobre su producción intelectual, mantiene la titularidad de los derechos de autor de esta y, a la vez, permite que otras personas puedan reproducirla, comunicarla al público y distribuir ejemplares de esta, bajo las condiciones siguientes:

¿Quiere permitir usos comerciales de su producción intelectual?

Sí: significa que usted permite la reproducción, distribución y comunicación pública de la producción intelectual incluso con fines comerciales.

No: significa que usted permite la reproducción, y comunicación pública de la producción intelectual, pero sin fines comerciales.

Sí autorizo
 No autorizo



Jurisdicción de su Licencia

Todas las licencias CREATIVE COMMONS son de ámbito mundial, sin embargo, usted puede elegir entre la opción “internacional” o una adaptada a su jurisdicción, como para el caso peruano.

La opción “internacional” emplea el lenguaje y la terminología de los tratados internacionales; en cambio, la adaptada a su jurisdicción, recoge las particularidades de la legislación peruana.

En consecuencia, **la opción “internacional” goza de una mayor eficacia a nivel mundial, gracias a que tiene jurisdicción neutral.** Mientras que la opción adaptada a la jurisdicción del Perú goza de una mayor eficacia ante los tribunales peruanos.

Internacional

Nacional

Línea de investigación: TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓN -P17

Firma de Autor



huella digital

20 de Agosto del 2025

Fecha