

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS PARA OBTENER  
EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO  
ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y  
DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES  
EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020**

**Autora: Bach. Lucy Bercely Chuquipul Valqui**

**Asesores: Mg. Eli Morales Rojas**

**Ing. Jamhmer Oc Llatance**

Registro:

**CHACHAPOYAS – PERÚ**

**2023**

# AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM



## UNTRM

REGLAMENTO GENERAL  
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE  
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

### ANEXO 3-H

#### AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM

##### 1. Datos de autor 1

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): CHUQUIPUL VALQUI LUCY BERCELY  
DNI N°: 70561821  
Correo electrónico: 7056182152@UNTRM.EDU.PE  
Facultad: INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL

##### Datos de autor 2

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): \_\_\_\_\_  
DNI N°: \_\_\_\_\_  
Correo electrónico: \_\_\_\_\_  
Facultad: \_\_\_\_\_  
Escuela Profesional: \_\_\_\_\_

##### 2. Título de la tesis para obtener el Título Profesional

ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020.

##### 3. Datos de asesor 1

Apellidos y nombres: MORALES ROJAS ELI  
DNI, Pasaporte, C.E N°: 47401587  
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9670-0970>) <https://orcid.org/0000-0002-8623-3192>

##### Datos de asesor 2

Apellidos y nombres: OC LLATANCE JAHMER  
DNI, Pasaporte, C.E N°: 47893625  
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9670-0970>) <https://orcid.org/0009-0007-7778-4412>



##### 4. Campo del conocimiento según la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos- OCDE (ejemplo: Ciencias médicas, Ciencias de la Salud-Medicina básica-Immunología)

[https://catalogos.concytec.gob.pe/vocabulario/ocde\\_ford.html](https://catalogos.concytec.gob.pe/vocabulario/ocde_ford.html)  
2.00.00--INGENIERÍA, TECNOLOGÍA/2.01.00--INGENIERÍA CIVIL/2.01.01--INGENIERÍA CIVIL

##### 5. Originalidad del Trabajo

Con la presentación de esta ficha, el(la) autor(a) o autores(as) señalan expresamente que la obra es original, ya que sus contenidos son producto de su directa contribución intelectual. Se reconoce también que todos los datos y las referencias a materiales ya publicados están debidamente identificados con su respectivo crédito e incluidos en las notas bibliográficas y en las citas que se destacan como tal.

##### 6. Autorización de publicación

El(los) titular(es) de los derechos de autor otorga a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas (UNTRM), la autorización para la publicación del documento indicado en el punto 2, bajo la *Licencia creative commons* de tipo BY-NC: Licencia que permite distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial por lo que la Universidad deberá publicar la obra poniéndola en acceso libre en el repositorio institucional de la UNTRM y a su vez en el Registro Nacional de Trabajos de Investigación-RENATI, dejando constancia que el archivo digital que se está entregando, contiene la versión final del documento sustentado y aprobado por el Jurado Evaluador.

Chachapoyas, 10 / AGOSTO / 2023

Firma del autor 1

Firma del Asesor 1

Firma del autor 2

Firma del Asesor 2

## **DEDICATORIA**

Dedico la presente tesis a:

A Dios por guiarme durante todo el proceso de mis estudios, a mis padres Fernando Chuquipul Gomez y Dometila Valqui Vargas por haberme formado con buenos valores y ser el motivo para triunfar en la vida personal y profesional, a mis hermanos por su apoyo constante durante mi formación profesional; y, a mis asesores, docentes de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza y compañeros que han contribuido para lograr realizar esta meta.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por la vida y la salud para seguir adelante cumpliendo mis metas; también a mis padres, hermanos por ser mi fortaleza y el motivo para seguir superándome profesionalmente.

A los docentes de la facultad de Ingeniería civil y Ambiental de UNTRM por todos los conocimientos compartidos y los consejos brindados durante mi vida estudiantil.

Agradecer a mis asesores por conocimientos brindados para guiarme y lograr finalizar este estudio de investigación.

**AUTORIDADES DE LA UNTRM**

---

**Ph.D JORGE LUIS MAICELO QUINTANA**

Rector

---

**Dr. OSCAR ANDRÉS GAMARRA TORRES**

Vicerrector Académico

---

**Dra. MARÍA NELLY LUJÁN ESPINOZA**

Vicerrectora de Investigación

---

**PH.D. RICARDO EDMUNDO CAMPOS RAMOS**

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental

## VISTO BUENO DEL ASESOR DE LA TESIS



**UNTRM**

**REGLAMENTO GENERAL**  
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE  
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

### ANEXO 3-L

#### VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

El que suscribe el presente, docente de la UNTRM (X)/Profesional externo ( ), hace constar que ha asesorado la realización de la Tesis titulada ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APOERTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE; 2020; del egresado LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI de la Facultad de INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL de esta Casa Superior de Estudios.

El suscrito da el Visto Bueno a la Tesis mencionada, dándole pase para que sea sometida a la revisión por el Jurado Evaluador, comprometiéndose a supervisar el levantamiento de observaciones que formulen en Acta en conjunto, y estar presente en la sustentación.

Chachapoyas, 10 de JULIO de 2023.



  
Firma y nombre completo del Asesor

Mg. Eli Morales Rojas

## VISTO BUENO DEL ASESOR DE LA TESIS



**UNTRM**

**REGLAMENTO GENERAL**  
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE  
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

### ANEXO 3-L

#### VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

El que suscribe el presente, docente de la UNTRM (X)/Profesional externo ( ), hace constar que ha asesorado la realización de la Tesis titulada ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO y DUAL, EN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020; del egresado LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALCUI de la Facultad de INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL de esta Casa Superior de Estudios.

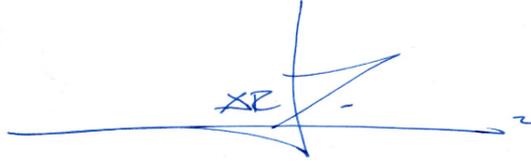
El suscrito da el Visto Bueno a la Tesis mencionada, dándole pase para que sea sometida a la revisión por el Jurado Evaluador, comprometiéndose a supervisar el levantamiento de observaciones que formulen en Acta en conjunto, y estar presente en la sustentación.

Chachapoyas, 10 de JULIO de 2023.



  
Firma y nombre completo del Asesor  
ING. JAMMER OC LLATANCE

## JURADO EVALUADOR



---

**Mg. GUILLERMO ARTURO DÍAZ JÁUREGUI**

Presidente



---

**Ing. JOHN HILMER SALDAÑA NÚÑEZ**

Secretario



---

**Dr. EDWIN ADOLFO DÍAZ ORTIZ**

Vocal

# CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL  
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE  
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

## ANEXO 3-Q

### CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

Los suscritos, miembros del Jurado Evaluador de la Tesis titulada:

ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APOETICADO Y

DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020,

presentada por el estudiante ( )/egresado (X) LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI

de la Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL

con correo electrónico institucional 7056192152@UNTRM.EDU.PE

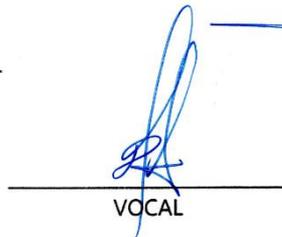
después de revisar con el software Turnitin el contenido de la citada Tesis, acordamos:

- La citada Tesis tiene 24 % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es menor (X) / igual ( ) al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM.
- La citada Tesis tiene \_\_\_\_\_ % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es mayor al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM, por lo que el aspirante debe revisar su Tesis para corregir la redacción de acuerdo al Informe Turnitin que se adjunta a la presente. Debe presentar al Presidente del Jurado Evaluador su Tesis corregida para nueva revisión con el software Turnitin.



Chachapoyas, 01 de AGOSTO del 2023

  
SECRETARIO

  
VOCAL

  
PRESIDENTE

OBSERVACIONES:

.....  
.....

# ACTA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL

PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

## ANEXO 3-S

### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

En la ciudad de Chachapoyas, el día 01 de AGOSTO del año 2023, siendo las 7:00<sup>PM</sup> horas, el aspirante: LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI, asesorado por Mg. ELI MORALES ROJAS, ING JAMMER OC LLATANCE defiende en sesión pública presencial () / a distancia () la Tesis titulada: ESTUDIO CORPORATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BABUA GRANDE 2020, para obtener el Título Profesional de INGENIERO CIVIL, a ser otorgado por la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas; ante el Jurado Evaluador, constituido por:

Presidente: Mg. GUILLERMO ARTURO DIAZ JAREBUI

Secretario: ING. JOHN HILMER SALDANA NUÑEZ

Vocal: DR. EDWIN ADOLFO DIAZ ORTIZ

Procedió el aspirante a hacer la exposición de la Introducción, Material y métodos, Resultados, Discusión y Conclusiones, haciendo especial mención de sus aportaciones originales. Terminada la defensa de la Tesis presentada, los miembros del Jurado Evaluador pasaron a exponer su opinión sobre la misma, formulando cuantas cuestiones y objeciones consideraron oportunas, las cuales fueron contestadas por el aspirante.

Tras la intervención de los miembros del Jurado Evaluador y las oportunas respuestas del aspirante, el Presidente abre un turno de intervenciones para los presentes en el acto de sustentación, para que formulen las cuestiones u objeciones que consideren pertinentes.

Seguidamente, a puerta cerrada, el Jurado Evaluador determinó la calificación global concedida a la sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional, en términos de:

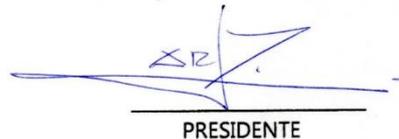
Aprobado () por Unanimidad () / Mayoría () Desaprobado ()

Otorgada la calificación, el Secretario del Jurado Evaluador lee la presente Acta en esta misma sesión pública. A continuación se levanta la sesión.

Siendo las 08:20 PM horas del mismo día y fecha, el Jurado Evaluador concluye el acto de sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional.

  
SECRETARIO

  
VOCAL

  
PRESIDENTE

OBSERVACIONES:

## ÍNDICE GENERAL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM.....	ii
DEDICATORIA .....	iii
AGRADECIMIENTOS .....	iv
AUTORIDADES DE LA UNTRM.....	v
VISTO BUENO DEL ASESOR DE LA TESIS .....	vi
VISTO BUENO DEL ASESOR DE LA TESIS .....	vii
JURADO EVALUADOR.....	viii
CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS.....	ix
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS.....	x
ÍNDICE GENERAL .....	xi
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
RESUMEN .....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
I INTRODUCCIÓN.....	18
II MATERIAL Y MÉTODOS .....	20
2.1 ZONA DE ESTUDIO .....	20
2.2 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	22
2.3 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	22
2.4 MUESTRA Y MUESTREO .....	23
2.5 VARIABLES DE ESTUDIO.....	24
2.6 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	24
2.7 PROCEDIMIENTOS.....	25
2.8 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	25
III RESULTADOS .....	26
3.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO .....	26
3.2 PROPIEDADES DE MATERIALES .....	29
3.3 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS) .....	30
3.4 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	30
3.5 CARGAS.....	33
3.6 MODELAMIENTO DE EDIFICIOS DE OFICINAS.....	34
3.7 PARÁMETROS DE SÍSMICOS .....	37
3.8 ANÁLISIS SÍSMICO CON SISTEMA APORTICADO.....	40
3.8.1 Análisis estático .....	40

3.8.2	Análisis dinámico .....	44
3.9	ANÁLISIS SÍSMICO CON SISTEMA DUAL.....	50
3.9.1	Análisis estático .....	50
3.9.2	Análisis dinámico .....	54
3.10	DISEÑO ESTRUCTURAL – APORTICADO.....	61
3.10.1	Diseño de vigas.....	61
3.10.2	Diseño de columnas .....	63
3.10.3	Diseño de Muros de corte .....	64
3.10.4	Diseño de losa aligerada .....	67
3.10.5	Diseño de Escalera.....	68
3.11	DISEÑO ESTRUCTURAL – DUAL .....	69
3.11.1	Diseño de vigas.....	70
3.11.2	Diseño de columnas .....	71
3.11.3	Diseño de Muros de corte .....	72
3.11.4	Diseño de losa aligerada .....	76
3.11.5	Diseño de Escalera.....	77
3.12	ANÁLISIS COMPARATIVO .....	78
3.12.1	Resultados Del Análisis Estático .....	78
3.12.2	Resultados Del Análisis Dinámico .....	79
3.12.3	Áreas De Concreto.....	81
3.12.4	Diseño estructural .....	82
IV	DISCUSIÓN.....	85
V	CONCLUSIÓN .....	87
VI	RECOMENDACIONES .....	88
VII	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	89
ANEXOS .....		91
ANEXO 1: Estudios de mecánica de suelos.....		92
ANEXO 2: Verificación de irregularidades del sistema aporticado.....		101
ANEXO 3: Verificación de sistema estructural a porticado.....		105
ANEXO 4: Verificación de irregularidades del sistema dual.....		107
ANEXO 5: Verificación de sistema estructural dual.....		111
ANEXO 6: Diseño de elementos estructurales del sistema a porticado.....		113
ANEXO 7: Diseño de elementos estructurales del sistema dual.....		126
ANEXO 8: Planos .....		139

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Normas técnicas utilizadas en la investigación .....	23
Tabla 2.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	24
Tabla 3.	Dimensiones de columnas .....	31
Tabla 4.	Carga viva.....	33
Tabla 5.	Carga muerta adicional.....	33
Tabla 6.	Carga muerta en vigas .....	34
Tabla 7.	Factor Z que corresponde a cada Zona.....	38
Tabla 8.	Factor Suelo.....	38
Tabla 9.	Periodos $T_p$ y $T_L$ .....	38
Tabla 10.	Categoría De Las Edificaciones Y Factor “U” .....	39
Tabla 11.	Coeficiente de reducción .....	39
Tabla 12.	Resumen de los parámetros de sísmicos .....	40
Tabla 13.	Peso de la edificación de sistema aporticado .....	40
Tabla 14.	Irregularidades en planta .....	41
Tabla 15.	Irregularidades en altura .....	42
Tabla 16.	Cortante basal estático .....	42
Tabla 17.	Distribución de fuerzas sísmicas .....	43
Tabla 18.	Periodos y masa participativa .....	44
Tabla 19.	Cortante basal dinámico del sistema aporticado .....	48
Tabla 20.	Cálculo del factor de escalamiento para diseño .....	48
Tabla 21.	Desplazamientos en XX .....	49
Tabla 22.	Desplazamientos en YY .....	49
Tabla 23.	Derivas en la dirección XX .....	49
Tabla 24.	Derivas en la dirección YY .....	50
Tabla 25.	Peso de la edificación de sistema dual .....	51
Tabla 26.	Irregularidades en planta .....	52
Tabla 27.	Irregularidades en altura .....	52
Tabla 28.	Cortante basal estático – Etabs .....	53
Tabla 29.	Distribución de fuerzas sísmicas .....	53
Tabla 30.	Periodos y masa participativa .....	55
Tabla 31.	Cortante basal dinámico del sistema dual .....	59
Tabla 32.	Cálculo del factor de escalamiento para diseño .....	59
Tabla 33.	Desplazamientos en XX .....	59
Tabla 34.	Desplazamientos en YY .....	60
Tabla 35.	Derivas en la dirección XX .....	60
Tabla 36.	Derivas en la dirección YY .....	60

Tabla 37.	Momento nominal y momento probable .....	62
Tabla 38.	Cálculo de acero de refuerzo .....	64
Tabla 39.	Momento nominal y momento probable .....	70
Tabla 40.	Cálculo de acero de refuerzo .....	73
Tabla 41.	Resumen del peso de la edificación.....	78
Tabla 42.	Resumen de valores de Período Fundamental.....	78
Tabla 43.	Resumen de cortante basal estático. ....	79
Tabla 44.	Modos de vibración .....	79
Tabla 45.	Resumen de la cortante Basal Dinámico.....	80
Tabla 46.	Resumen de desplazamientos máximos .....	80
Tabla 47.	Resumen de derivas máximas. ....	81
Tabla 48.	Área de concreto en columnas y muros de corte por nivel.....	81
Tabla 49.	Diseño de viga 30x60 .....	82
Tabla 50.	Diseño de columna .....	82
Tabla 51.	Diseño de Muro Estructural en L .....	83
Tabla 52.	Diseño de Losa Aligerada de 20cm de espesor .....	83
Tabla 53.	Diseño de Escalera .....	84

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Ubicación geográfica de la región Amazonas y provincia de Utcubamba...	20
Figura 2.	Ubicación geográfica del distrito de Bagua Grande.....	21
Figura 3.	Plano localización - catastral distrito de Bagua Grande.....	21
Figura 4.	Ubicación de la zona de estudio del edificio de oficinas de 5 niveles .....	22
Figura 5.	Plano arquitectónico del primer nivel.....	27
Figura 6.	Plano arquitectónico del segundo y tercer nivel.....	27
Figura 7.	Plano arquitectónico del cuarto y quinto nivel.....	28
Figura 8.	Plano de elevación principal.....	28
Figura 9.	Elevación secundaria.....	29
Figura 10.	Vista isométrica de la edificación - Aporticado .....	35
Figura 11.	Planta Típica aporticado .....	35
Figura 12.	Vista isométrica de la edificación – Dual.....	36
Figura 13.	Planta Típica - Dual.....	36
Figura 14.	Zonas sísmicas (basado en la NTP E.030,2018). .....	37
Figura 15.	Distribución de fuerzas en la dirección X .....	43
Figura 16.	Distribución de fuerzas en la dirección Y .....	44
Figura 17.	Modo 1: Traslacional en X.....	45
Figura 18.	Modo 2: traslacional en Y .....	46
Figura 19.	Modo 3: Rotacional en Z.....	46
Figura 20.	Modal espectral en dirección X-X.....	47
Figura 21.	Modal espectral en dirección Y-Y.....	47
Figura 22.	Derivas de entre piso en dirección X.....	50
Figura 23.	Derivas en dirección X-X y dirección Y-Y .....	50
Figura 24.	Distribución de fuerzas en la dirección X .....	54
Figura 25.	Distribución de fuerzas en la dirección Y .....	54
Figura 26.	Modo 1: Traslacional en X.....	56
Figura 27.	Modo 2: traslacional en Y .....	56
Figura 28.	Modo 3: Rotacional en Z.....	57
Figura 29.	Modal espectral en dirección X-X.....	58
Figura 30.	Modal espectral en dirección Y-Y.....	58
Figura 31.	Derivas en dirección X-X y dirección Y-Y .....	61
Figura 32.	Vista de distribución de aceros longitudinales de la columna.....	63
Figura 33.	Imagen del muro de corte .....	67
Figura 34.	Vista de distribución de aceros longitudinales de la columna.....	71
Figura 35.	Imagen del muro de corte .....	75

## RESUMEN

El Perú es un país con alta actividad sísmica en el mundo y la mayor parte de las construcciones presentan vulnerabilidad ante estos eventos; por eso, es importante entender el comportamiento probable de esta amenaza para así poder planificar y mitigar sus potenciales consecuencias en el futuro. El propósito de esta investigación fue realizar el estudio comparativo del comportamiento estructural entre el sistema estructural aporticado y dual de un edificio de oficina de 5 niveles, ubicado en la ciudad de Bagua Grande. La estructuración en ambas direcciones de análisis se basó en las características arquitectónicas del edificio, donde se consideró que tenga buena distribución y garantice la funcionalidad de la estructura. El análisis sísmico de ambos sistemas estructurales se realizó considerando la NTP E.030 diseño sismorresistente y como resultados se obtuvo que hay una diferencia del 15% de la cortante basal dinámica en cada dirección de análisis  $V_{din.x(dual)} = 191.40 < V_{din.x(aporticado)} = 224.33$ ; y  $V_{din.y(dual)} = 198.19 < V_{din.y(aporticado)} = 235.50$ ; y, en las derivas de entre piso hay una mínima diferencia en las dos direcciones  $D.x(dual) = 0.0065 < D.x(aporticado) = 0.0068$ ;  $D.y(dual) = 0.0065 < D.y(aporticado) = 0.0066$ . Del análisis sísmico y el diseño estructural se determinó que el sistema dual presenta mejor comportamiento estructural por tener mayor ductilidad y menor acción sísmica; además, por ser una estructura con mayor factibilidad económica, porque requiere menor cantidad de concreto y acero de refuerzo.

### **Palabras clave:**

Análisis estructural, sismo, diseño estructural

## ABSTRACT

Peru is a country with high seismic activity in the world and most of the buildings are vulnerable to these events; Therefore, it is important to understand the probable behavior of this threat in order to plan and mitigate its potential consequences in the future. The purpose of this research was to carry out a comparative study of the structural behavior between the porticoed and dual structural system of a 5-story office building, located in the city of Bagua Grande. The structuring in both directions of analysis was based on the architectural characteristics of the building, where it was considered to have good distribution and guarantee the functionality of the structure. The seismic analysis of both structural systems was carried out considering the NTP E.030 seismic-resistant design and as results it was obtained that there is a difference of 15% of the dynamic basal shear in each direction of analysis  $V_{din.x}(dual) = 191.40 < V_{din. x}(contribution) = 224.33$ ; and  $V_{din.y}(dual) = 198.19 < V_{din.y}(ported) = 235.50$ ; and, in the drifts between floors there is a minimum difference in the two directions  $D.x(dual) = 0.0065 < D.x(ported) = 0.0068$ ;  $D.y(dual) = 0.0065 < D.y(ported) = 0.0066$ . From the seismic analysis and structural design, it was determined that the dual system presents better structural behavior due to having greater ductility and less seismic action; Furthermore, because it is a structure with greater economic feasibility, because it requires less concrete and reinforcing steel.

### Keywords:

Structural analysis, earthquake, structural design

## **I INTRODUCCIÓN**

El Perú está ubicado en el extremo occidental de América del Sur, en el mundo es uno de los países con alto nivel de sismicidad, por eso es importante entender el comportamiento probable de esta amenaza para así poder planificar y mitigar sus potenciales consecuencias en el futuro (IGP, 2014); En los últimos años, se ha registrado sismos hasta 8.0 grados de magnitud, como es el terremoto en el departamento de Loreto que causó enormes pérdidas humanas, edificios, infraestructuras viales y otros (INDECI, 2019); además, el último gran sismo en la región de Amazonas fue de 7.5 grados donde provocó pérdidas económicas con los daños de muchas viviendas y de infraestructuras viales (INDECI, 2021).

Es solo cuestión de tiempo antes de que ocurra más sismos; sin embargo, los escenarios post- sismo en diversas zonas urbanas muestran que el problema principal no son solo los sismos, sino también el entorno urbano donde están construidos las edificaciones en suelos con alto nivel de riesgo (suelos no compactos, laderas de cerros, orillas de ríos y quebradas) y peor es que existe mayor cantidad de construcciones no adecuadas para soportar grandes vibraciones de suelo (IGP, 2020).

En la provincia de Utcubamba, según el Plan de Desarrollo Concertado Utcubamba (2021) existe un gran problema como es la tendencia a la propiedad predial informal, esto ocasionó que aumenta la autoconstrucción de viviendas con alto nivel de vulnerabilidad sísmica; y de acuerdo al Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Bagua Grande (PDU) determinó que el 80% del suelo urbano ocupado tiene características no óptimas debido a que las construcciones presentan diversas fisuras y rajaduras como consecuencia de los suelos donde están situados y los sismos (Municipalidad Provincial Utcubamba, 2014).

Un evento sísmico genera ondas sísmicas de características atenuantes y vibratorias; esto produce transporta energía en forma de vibración sin que exista traslado la materia, conocido también como movimientos sísmicos (Valverde & Valverde, 2020), el daño severo y/o el colapso de las edificaciones que generan los sismos es consecuencia directa del fallo, no solo de un elemento sino de una serie de elementos que alteran la ductilidad o resistencia de la estructura de un edificio (FHECOR & Consejería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, 2013); por este motivo, la

capacidad que debe tener una estructura para soportar daños significativos y mantener sus condiciones de estabilidad depende de su configuración estructural y así lograr tener la resistencia, ductilidad y redundancia que la estructura requiere (Ambrose & Vergun, 2000).

Si la resistencia de los elementos estructurales es menor que las fuerzas inducidas por el sismo; es decir, es una construcción con diseño estructural deficiente; además, una mala práctica constructiva del edificio trae consigo mayor probabilidad que la estructura sufra diversas fallas de los elementos estructurales (CNPC, 2014). Por eso es necesario realizar una buena evaluación sobre la probabilidad del riesgo sísmico, proponer un buen diseño estructural, construcción adecuada y supervisión rigurosa; además, con el reforzamiento adecuado de las edificaciones existentes se puede lograr tener construcciones que garanticen seguridad de la vida de las personas (Salgado et al., 2016).

Por lo tanto, es muy primordial el diseño estructural de una edificación antes de ser construido, por eso el profesional que lo elabora debe cumplir con lo que exige la norma de diseño sismorresistente, no solo pensando en el costo de la construcción, sino garantizar la seguridad de la estructura (Cumpa, 2022). La normativa de diseño sismorresistente da recomendaciones exhaustivas referentes a las cargas sísmicas, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras, los parámetros que deben incorporarse en el análisis y diseño del proyecto de edificación (Barbat & Oller, 2020).

Actualmente, en el campo del análisis sísmico en edificaciones ha ido evolucionando y mediante los métodos de análisis, se ha logrado determinar los factores de seguridad y la fiabilidad de los resultados para el diseño de las edificaciones (Romero, 2012). Mediante los programas informáticos de cálculo estructural permite el modelamiento de los elementos estructurales de la edificación y con la introducción de los datos necesarios facilita tener un proyecto en tres dimensiones, realizar el análisis sísmico y el cálculo del diseño definitivo de los elementos estructurales de una construcción (Alonso, 2004).

El objetivo de esta investigación fue realizar el estudio comparativo del comportamiento estructural entre aporticado y dual de un edificio de oficinas de 5 niveles en la ciudad de Bagua Grande, tomando como referencia dos edificios con similares características para desarrollar el estudio; donde se analizó la hipótesis y demostró que el sistema dual presente mejor comportamiento estructural. Los beneficiarios directos de la investigación son los estudiantes u otras personas que pretendan iniciar un estudio similar o afines; además, de la población que esté interesado en proyectos de construcción de edificios en la ciudad de Bagua Grande.

## II MATERIAL Y MÉTODOS

### 2.1 ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio del análisis sísmico de la edificación de oficinas de 5 niveles, estuvo ubicado en la coordenada este  $E = 782378.45$  m y la coordenada norte  $N = 9364023.85$  m en la ciudad de Bagua Grande, distrito de Bagua Grande, provincia de Utcubamba, región Amazonas. En las figuras del 1 al 4 se visualiza la localización y ubicación de la zona de investigación:

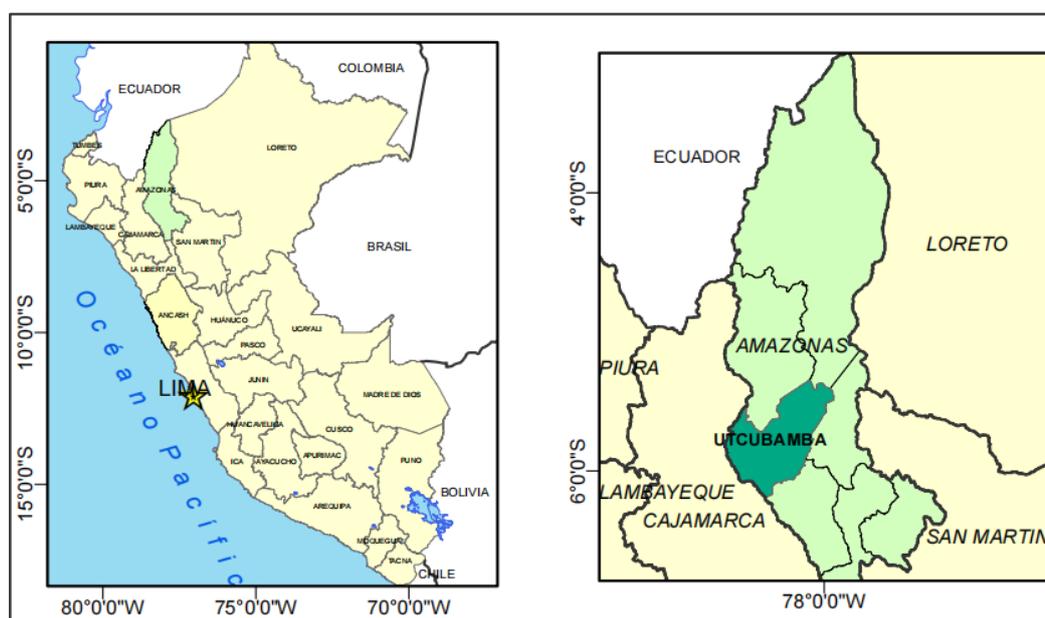


Figura 1. Ubicación geográfica de la región Amazonas y provincia de Utcubamba (basado en Municipalidad Provincial Utcubamba, 2014)



Figura 2. Ubicación geográfica del distrito de Bagua Grande  
(basado en Municipalidad Provincial Utcubamba, 2014)

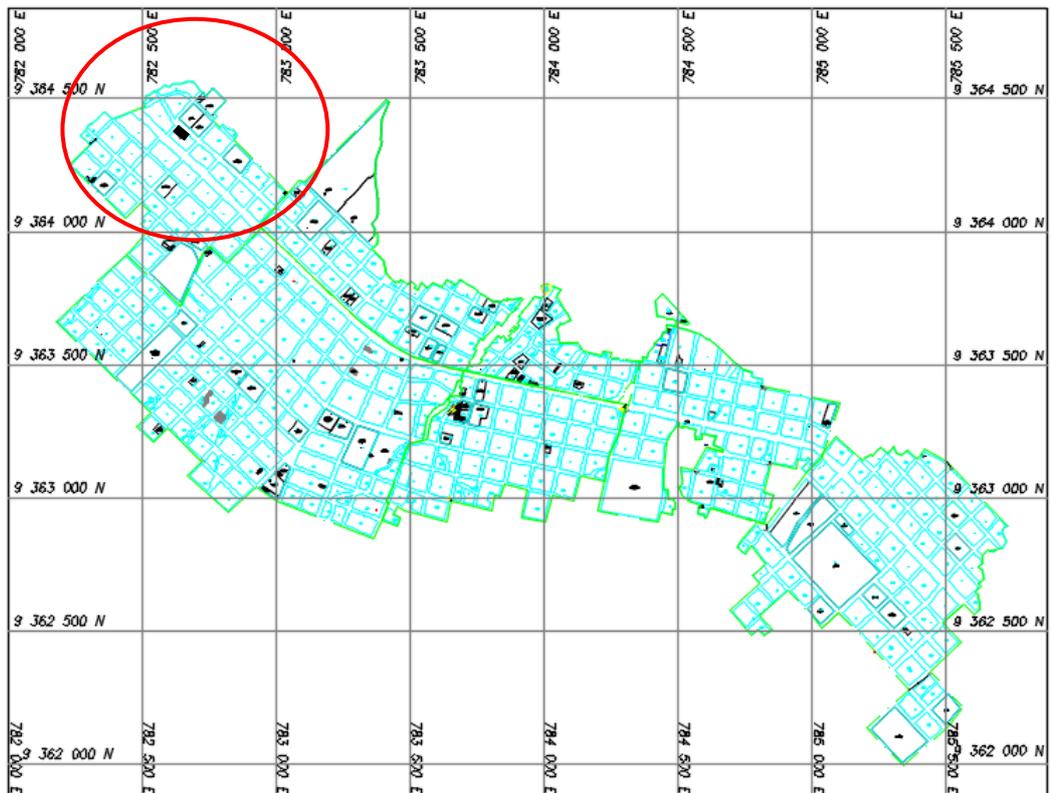


Figura 3. Plano localización - catastral distrito de Bagua Grande

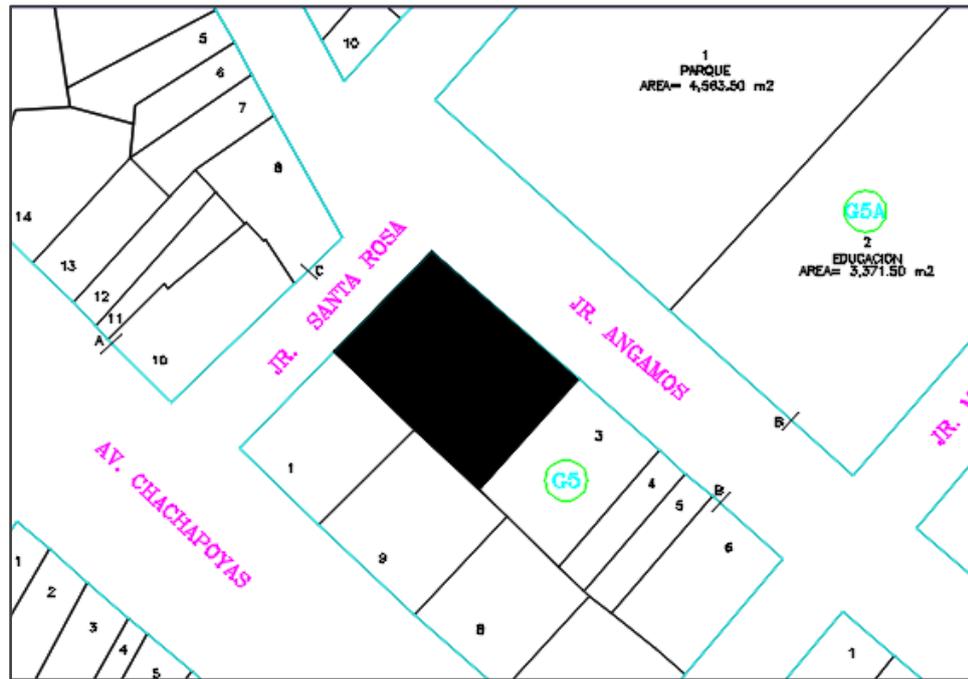


Figura 4. Ubicación de la zona de estudio del edificio de oficinas de 5 niveles

## 2.2 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación es de tipo descriptivo, con enfoque cuantitativo y correlacional.

- *Descriptiva:* ya que solo se describen y evalúan los comportamientos estructurales según el sistema estructural en nuestra investigación.
- *Cuantitativo:* porque al realizar el análisis estructural en el Programa Etabs, se obtuvo resultados numéricos que permitió sustentar la hipótesis.
- *Correlacional:* se basó en comprobar la relación que existe entre las variables de la investigación (edificio de oficinas con sistema aporticado, edificio de oficinas con sistema aporticado y el comportamiento estructural).
- El nivel de investigación estudiado es una investigación no experimental, ya que no cambia las condiciones iniciales en las que representa las variables de estudio.

## 2.3 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La investigación tiene un diseño no experimental, debido a que se analizó los datos obtenidos del análisis estructural de la edificación de oficinas de 5 niveles con cada sistema estructural; para luego comparar cuál de los sistemas tiene mejor comportamiento estructural.

La metodología fue descriptiva, por lo que se basó en describir el análisis estructural de la edificación con cada sistema estructural; luego se comparó los resultados de los análisis sísmicos y determina cuál sistema tiene el mejor comportamiento estructural, ante fuerzas internas y externas, cumpliendo los parámetros sísmicos y toda la información que requiera la normativa (NTP E.030, 2018).

## 2.4 MUESTRA Y MUESTREO

### *Muestra*

Es una muestra abstracta porque no se cuenta con una población física para tomarlo como muestra, ya que esta investigación parte de una propuesta arquitectónica de un edificio, que será modelado y analizado con dos sistemas estructurales en con el software Etabs, de donde se obtuvo resultados numéricos.

### *Normas de muestreo*

Para el muestreo se siguió las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) empleados en el desarrollo del estudio de análisis estructural de la edificación; (Tabla 1).

Tabla 1. Normas técnicas utilizadas en la investigación

Nº	NORMA	DESCRIPCIÓN
<b>01</b>	E.020	Cargas
<b>02</b>	E.030	Diseño Sismorresistente
<b>03</b>	E.050	Suelos y Cimentaciones
<b>04</b>	E.060	Concreto Armado

### *Descripción de la muestra*

Basándose en las normativas de arquitectura, se realizó el diseño arquitectónico propio del edificio de 5 niveles para uso de oficinas; el modelamiento y el análisis estructural (estático y dinámico) se desarrolló en el software ETABS de cada uno de los sistemas estructurales propuestos, para luego determinar qué sistemas estructurales tiene mejor desempeño sísmico.

## 2.5 VARIABLES DE ESTUDIO

### ✓ *Variables estudio (X)*

X1: Edificio de oficinas con sistema estructural aporticado

X2: Edificio de oficinas con sistema estructural dual

### ✓ *Variables estudio (Y)*

Y1: Comportamiento estructural

- Derivadas del edificio en estudio
- Deformaciones del edificio en estudio

## 2.6 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Este estudio de investigación tiene objetivos que serán demostrados bajo una metodología que toma como referencia el método científico donde busca realizar, demostrar y analizar los resultados que se van a obtener como parte del estudio.

### ➤ *Análisis documental*

La recopilación y el análisis de la información en referencias bibliográficas: busca sistematizar la información obtenida mediante las referencias bibliográficas (tesis, revistas, libros, artículos de investigación, etc.);

El proyecto del diseño arquitectónico de la edificación propuesta está basado en la norma de Oficinas (NTP A.080, 2006). Además, el estudio de la mecánica de suelos brindó la información necesaria para el análisis y diseño de la edificación en estudio.

### ➤ *Observación*

Con la información de muchos especialistas sobre diseño estructura de edificaciones de concreto armado, se amplió los conocimientos con respecto al modelamiento, análisis de los sistemas estructurales estudiados; y, el diseño estructural de la edificación.

### ➤ *Evaluación*

Una vez obtenido los análisis estático y dinámico del sistema porticado y el sistema dual, se realizó la comparación de los resultados obtenidos y se determinó que sistema tiene mejor comportamiento sísmico.

Las Técnicas e instrumentos de recolección de datos que fueron empleados en el desarrollo del estudio de análisis estructural de la edificación (Tabla 2).

Tabla 2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

<b>TÉCNICAS</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>
<i>Análisis documental</i>	- Libros, artículos científicos, revistas y tesis - Planos de arquitectura del proyecto - Estudio de Mecánica de suelos (EMS)
<i>Observación</i>	- Información de muchos especialistas
<i>Evaluación</i>	- Software Etabs - Software AutoCAD - Software Microsoft Excel - Software Microsoft Word - Normas del RNE

## 2.7 PROCEDIMIENTOS

1. Recopilación de información bibliográfica.
2. Análisis de la información obtenida para el desarrollo de la investigación, tales como libros, artículos, revistas, tesis y normas.
3. Diseño arquitectónico de la edificación de oficinas de 5 niveles, que está ubicada en la ciudad de Bagua Grande.
4. Revisión y análisis de los estudios de mecánica de suelos para determinar los parámetros sísmicos.
5. Estructuración y predimensionamiento de la edificación.
6. Se realizó el análisis sísmico y dinámico de los 2 modelamientos (una edificación con dos sistemas estructurales diferentes), para calcular los desplazamientos y derivas de la estructura.
7. Diseño de los elementos estructurales de la edificación.
8. Se realizó la comparación de resultados de los análisis sísmicos y el diseño de cada sistema estructural de la edificación ubicada en la ciudad de Bagua Grande.

## 2.8 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

### *Etapas 1: Recopilación de Información*

- Recolección de información bibliográfica sobre los sistemas estructurales utilizados.
- Diseño de los planos de arquitectura del edificio de oficinas.

- Estudio de mecánica de suelos para el estudio de investigación.
- Revisión de normas referentes al tema de investigación.

***Etapa 2: Análisis sísmico del edificio***

- Planteamiento de estructuración y predimensionamiento de la edificación.
- Análisis estático y dinámico de la edificación de ambos sistemas.
- Diseño estructural de la edificación de ambos sistemas.

***Etapa 3: Análisis de comparación de resultados y diseño***

- Análisis y comparación de resultados obtenidos en la Fase 2, para cada sistema en su ubicación correspondiente.
- Elaboración de conclusiones, recomendaciones e informe final.

### **III RESULTADOS**

#### **3.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO**

La edificación fue diseñada teniendo en cuenta bajo los requisitos básicos que lo exige la norma A.080 Oficinas, además contando con las características, arquitectónico, funcionalidad, iluminación adecuada, para la mejor seguridad y comodidad.

La edificación está proyectada para una infraestructura de oficinas en la ciudad de Bagua Grande, posee 5 niveles, con una altura de entre piso de 2.80 m; además, tiene una distribución arquitectónica de ambientes de acuerdo a la necesidad y uso de la edificación tales como: sala de espera, recepción, administración, oficinas individuales y corporativas, cocina, cafetería, guardería, pasadizos, escalera, depósito y ascensor.

A continuación, se detalla las características del edificio propuesto por cada nivel de la edificación:

- ✓ 1er piso: cuenta con oficinas individuales y ambientes para servicios primordiales que puede brindar un edificio moderno para la mejor comodidad de sus clientes y también servicios higiénicos para varones, mujeres y discapacitados (Figura 5).
- ✓ 2do y 3er piso: cada nivel cuenta con dos oficinas corporativas, contando cada uno con sus SS.HH. para varones, mujeres y discapacitados (Figura 6).
- ✓ 4to y 5to piso: cada nivel cuenta con una oficina corporativa, contando cada uno con sus SS.HH. para varones, mujeres y discapacitados (Figura 7).

La circulación horizontal que une a los diferentes ambientes es de 1.20 m, y para la circulación vertical se cuenta con una escalera de un ancho de 1.40 m y un ascensor. En las figuras 7 y 8 se observa la elevación principal y secundaria que tiene la edificación de oficinas.

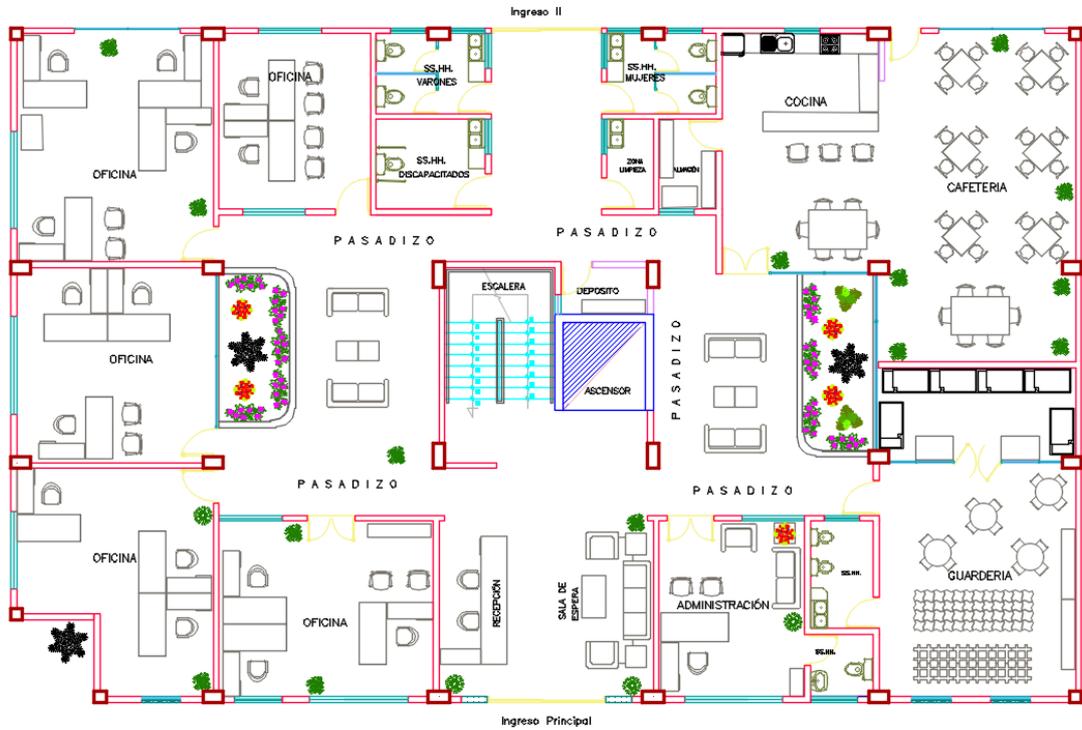


Figura 5. Plano arquitectónico del primer nivel

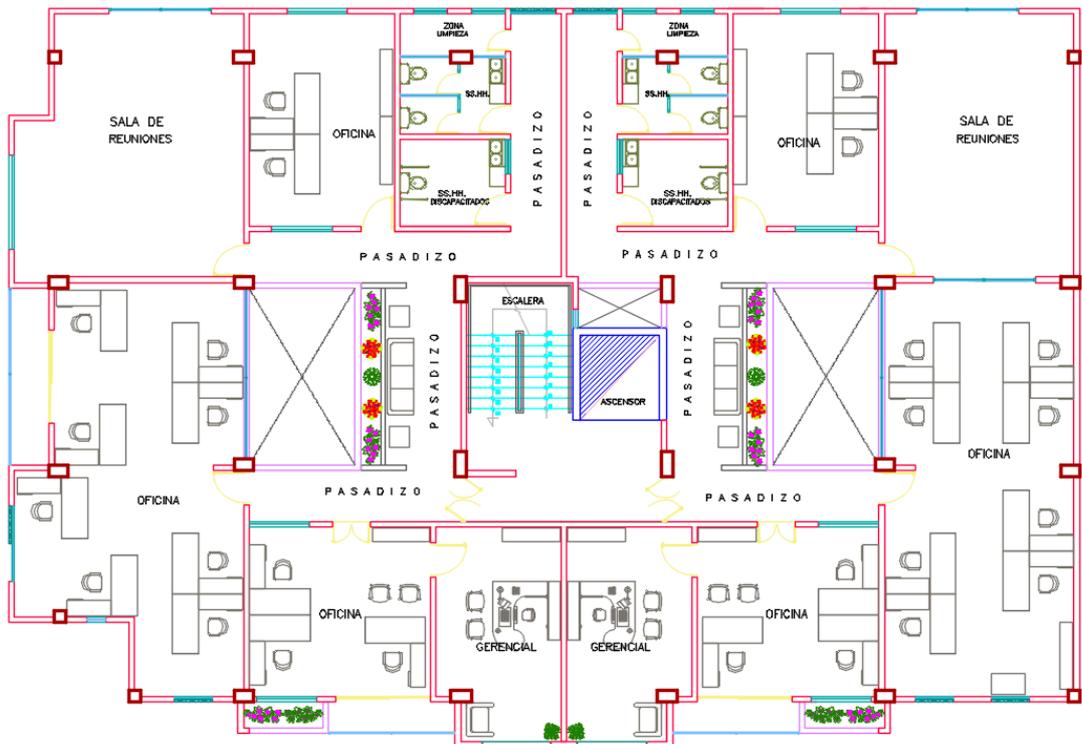


Figura 6. Plano arquitectónico del segundo y tercer nivel

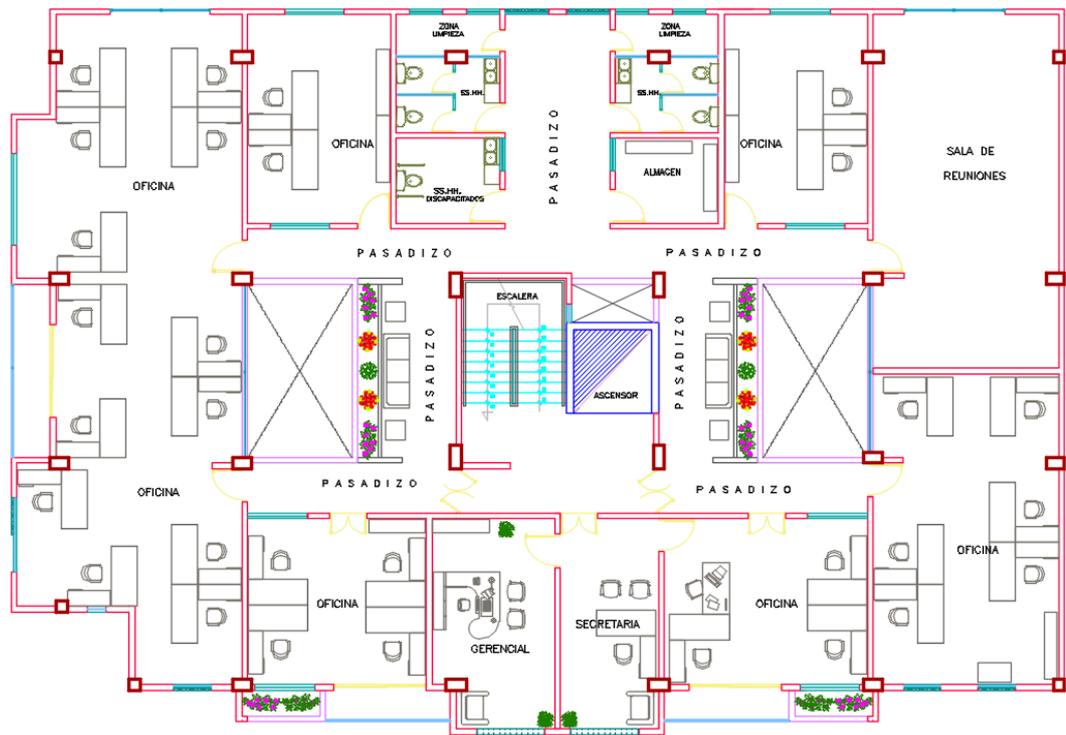


Figura 7. Plano arquitectónico del cuarto y quinto nivel

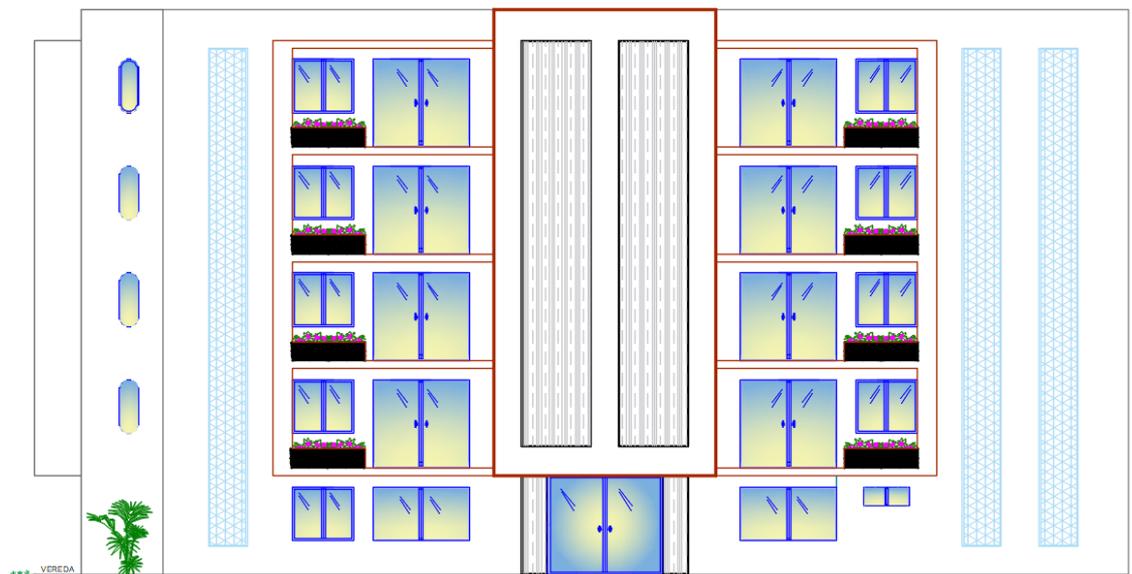


Figura 8. Plano de elevación principal

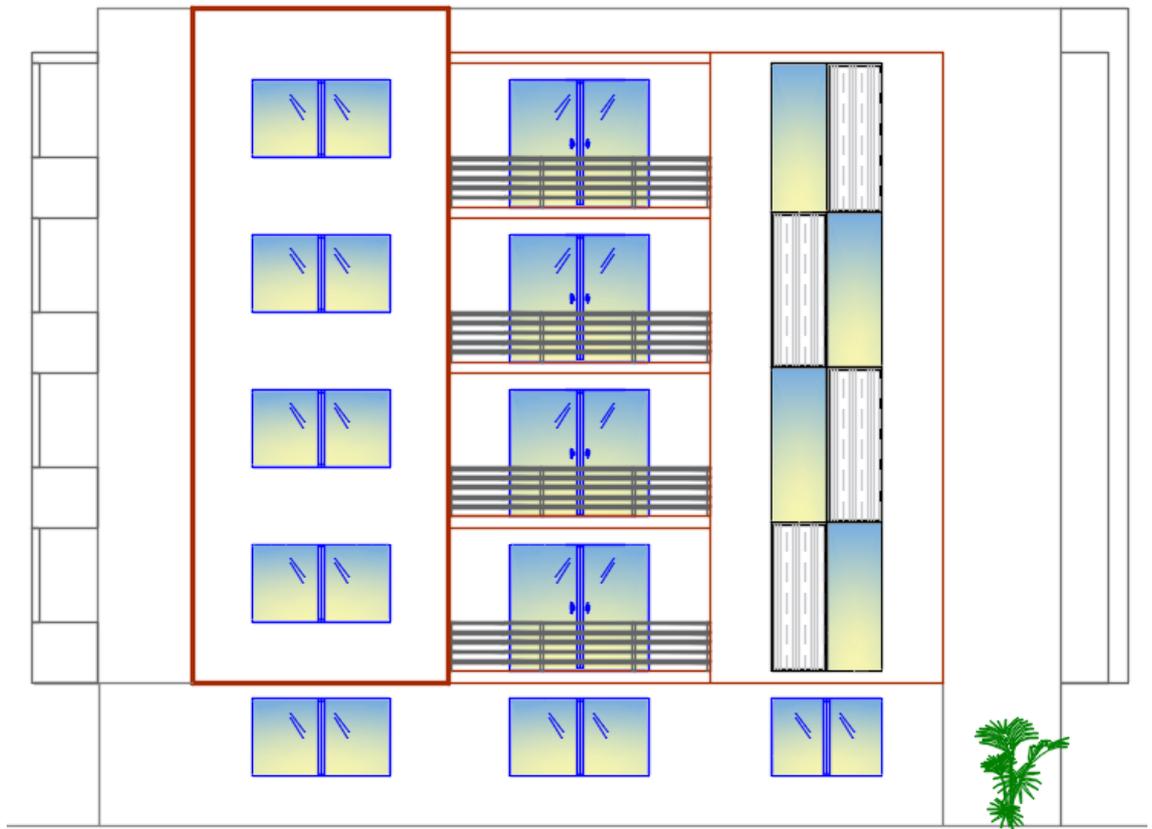


Figura 9. Elevación secundaria

### 3.2 PROPIEDADES DE MATERIALES

La edificación es de concreto reforzado, muestra las características de los materiales que fueron considerados durante el modelado para su análisis y diseño estructural de la edificación:

#### *Concreto reforzado*

- ✓ Resistencia del Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Peso unitario del concreto:  $2,400 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad ( $E_c$ ):  $15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de corte ( $G$ ):  $E_c/2.3 = 94,508.98 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de poisson ( $\nu$ ):  $\nu = 0.15$

#### *Acero de refuerzo*

- ✓ Peso unitario del acero:  $7,850 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Módulo de Elasticidad ( $E_s$ ):  $2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Esfuerzo de fluencia último:  $f_u = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

### **3.3 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS)**

Para la edificación propuesta, se realizó el estudio de suelos de un punto de investigación (calicata C-1) como lo determina la norma de suelos y cimentación (NTP E-050, 2018). Los resultados obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos se muestran en el Anexo 1, que fueron utilizados en el análisis sísmico de la edificación:

- ✓ Tipo de Suelo:  $S_2$  (Suelos Intermedios)
- ✓ Categoría C: Factor de Uso  $U = 1.00$
- ✓ Factor De Zona 2:  $Z = 0.25$
- ✓ Factor de Suelo  $S = 1.20$
- ✓ Periodo Predominante  $T_s = 0.6$  s.

### **3.4 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO**

La estructura del edificio de oficinas tiene 5 niveles, él entre piso de 2.80 m cada nivel, la planta típica tiene 6 ejes en la dirección X y en la dirección Y. La distancia de separación de ejes es variada en ambas direcciones.

La estructuración del edificio se realizó teniendo en cuenta los ejes en el proyecto arquitectónico; además, se delimitó el perímetro de la edificación para visualizar y ubicar las posibles irregularidades en planta y así reforzar zonas críticas. Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen la mayoría de tabiquería, de tal forma que también cumpla con la función de un dintel para los vanos y así lograr conservar la arquitectura propuesta. Se planteó el uso de losas aligeradas en una dirección por tener paños de poca dimensión.

La estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales se realizó teniendo en cuenta las características de la arquitectura, el uso de la edificación, la resistencia del concreto, la luz libre, peraltes y espesores mínimos, etc., con base a la norma de Concreto Armado E.030 y el libro de estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado del autor Antonio Blanco Blasco, de tal manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil. Y que las cargas permanentes y eventuales que soporta la edificación se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación.

Las Predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación son los siguientes:

## A. Predimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas se determinaron mediante las siguientes formulas:

### a) *Columna central*

$$A_c = \frac{P_{servicio}}{(0.45f'c)} \quad (1)$$

### b) *Columna esquinera y lateral*

$$A_c = \frac{P_{servicio}}{(0.35f'c)} \quad (2)$$

Donde:

$A_c$  = Área de columna

$f'c$  = Resistencia de compresión del concreto

0.45, 0.35 = Coeficientes

$P_{servicio}$  = Peso de servicio

$$P_{servicio} = P \cdot A \cdot N \quad (3)$$

Para el cálculo del peso de servicio, el valor de P varía según la categoría del edificio (1500 kg/cm<sup>2</sup>: Categoría A, 1250 – 1300 kg/cm<sup>2</sup>: Categoría B y 1000 - 1100 kg/cm<sup>2</sup>: Categoría C), A = Área tributaria de la columna (m<sup>2</sup>) y N = Número de pisos (Blanco, 1994).

En primer lugar, se identificó las áreas tributarias más críticas del edificio, el  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y la edificación pertenece a la categoría C basado al uso que va a tener la edificación; por lo que, de acuerdo a las fórmulas antes mencionado, se calculó las áreas de las columnas y se determinó finalmente las secciones más adecuadas para las columnas; a continuación, se detalla las dimensiones de las columnas (tabla 3).

Tabla 3. Dimensiones de columnas

COLUMNAS	DIMENSIONES (m)		
Columna Esquinera (1)	30	x	30
Columna Lateral (2)	30	x	50
	30	x	55
Columna Central (3)	30	x	50
	30	x	65

## B. Predimensionamiento de Vigas

**Vigas peraltadas:** El peralte debe estar entre un décimo o un doceavo de la luz libre más crítica; y la base entre un medio o un tercio del peralte, teniendo en cuenta que se debe considerar un ancho mínimo de 25 cm y tomar dimensiones múltiplos de 5 (Blanco, 1994).

**Vigas chatas:** la altura de la viga es igual al espesor de la losa aligerada; y la base depende de la luz libre, como lo especifica las siguientes fórmulas.

$$bxh : 0.25 \times h_{losa} ; \text{para luces hasta 3 m}$$

$$bxh : 0.30 \times h_{losa} ; \text{para luces hasta 4 m}$$

También, se debe considerar un ancho mínimo de 25 cm y dimensiones múltiplos de 5 (Oviedo, 2016).

Se tiene vigas con luces libres inferiores a 6.00 m en ambas direcciones principales, por lo que para vigas peraltadas se consideró trabajar con un peralte de 0.50 m, 0.60 m y una base de 0.25 m a 0.30 m, las vigas chatas se consideró tener dimensiones de 25 de base y 20 de altura, todo ello con el fin de evitar cangrejas y tener rigidez en el elemento (NTP E.030, 2018b).

## C. Predimensionamiento de losas

**Losas Aligeradas:** El espesor de la losa unidireccional se calculó basado a la relación de la luz libre entre 25 (Morales, 2013).

De acuerdo a nuestro plano, tiene paños con luces libres menores a 4.85 m, entonces  $4.85 \text{ m} / 25 = 0.194 \text{ m}$ , por lo que se consideró tomar 0.20 m. como espesor de la losa del edificio.

**Losa de escalera:** El espesor de la losa de la escalera se calculó basado a la relación de la luz libre entre 20 o 25 (Morales, 2013; Ortega, 2015). Según los planos la escalera tiene luces pequeñas; sin embargo, el punto principal que afectará su resistencia es la carga que llevará este elemento, por la función que cumple la infraestructura, tomaremos mínimamente 0.15 m la garganta de la escalera, con contrapasos máximos de 17.5 cm y pasos mínimos de 28 cm.

## D. Predimensionamiento de placas (muro de corte)

Es dificultoso definir una dimensión aproximada de los muros de corte, debido a que su función primordial es absorber las fuerzas de sismo, mientras tenga mayor magnitud absorberá mayor porcentaje la cortante sísmica. Sin embargo, si se utiliza solo pórticos se tiene deformaciones considerables, por eso es

importante utilizar una combinación de placas y pórticos para tener mejores resultados en la distribución de los esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación (Blasco, 1994). Por lo tanto, se inició con longitud mínima del muro de corte, que es 1.20 m y luego se definirá de acuerdo a la rigidez según la evaluación del análisis sísmico (NTP E.030, 2018b).

### 3.5 CARGAS

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas permanentes y eventuales que se les adiciona de acuerdo a su uso previsto. Estas actuarán de acuerdo a las combinaciones que se considere necesarias, pero no deben ocasionar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural.

Carga Viva: la edificación está considerada para oficinas, por lo que se consideró las sobrecargas de acuerdo a la zona de uso u ocupación como lo determina la normativa (NTP E.020, 2006) (Tabla 4).

Tabla 4. Carga viva

<b>Descripción</b>	<b>Carga</b>
Lugares de asamblea con asientos fijos	0.30 t/m <sup>2</sup>
corredores y escaleras	0.40 t/m <sup>2</sup>
Salas de computación	0.25 t/m <sup>2</sup>

La carga muerta: le calcula automáticamente el programa Etabs con el peso propio de los elementos estructurales; sin embargo, se debe tomar en cuenta una sobrecarga que corresponde a pesos permanentes de elementos no estructurales (paredes, recubrimientos, instalaciones, etc.), en este estudio se consideró una carga adicional, por lo que a continuación, se detalla las cargas permanentes que se ha considerado (Tabla 5).

Tabla 5. Carga muerta adicional

<b>Descripción</b>	<b>Carga</b>
Piso terminado	0.10 t/m <sup>2</sup>
Tabiquería	0.10 t/m <sup>2</sup>
Equipamiento	0.05 t/m <sup>2</sup>
Ladrillos	0.075 t/m <sup>2</sup>
<b>Totales</b>	<b>0.325 t/m<sup>2</sup></b>

Para la carga por tabiquería en las vigas peraltadas, se calculó mediante el producto del espesor, altura y el peso específico de la albañilería (Tabla 6).

Tabla 6. Carga muerta en vigas

<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>
Espesor de muro de albañilería	0.15 m
Altura de muro de albañilería	2.20 m
Peso Esp. De Albañilería	1.35 t/m <sup>3</sup>
<b>Carga Muerta</b>	<b>0.45 t/m</b>

**Combinación de Carga:** Los elementos estructurales de la edificación son diseñados para que resistan demandas de carga mayoradas, por lo que estas cargas mayoradas representan las cargas esperadas que actuarán en la estructura durante su vida útil. En el diseño de los elementos estructurales se consideró las siguientes combinaciones de cargas:

COMBINACIÓN 01: 1.4 CM + 1.7 CV

COMBINACIÓN 02, 03: 1.25 CM + 1.25 CV ± S<sub>x,y</sub>

COMBINACIÓN 04, 05: 0.90 CM ± S<sub>x,y</sub>

Donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

S<sub>x,y</sub>: Carga de sismo de diseño en las direcciones x e y.

### 3.6 MODELAMIENTO DE EDIFICIOS DE OFICINAS

Para comparar dos sistemas estructurales se ha procurado que mantenga las mismas proporciones y distribuciones en planta y en elevación según el diseño arquitectónico propuesto y garantizar la veracidad de los resultados; además, los sistemas estructurales han sido modelados en el software ETABS (20.3.0), teniendo en cuenta su geometría que tiene la edificación, las secciones de sus elementos estructurales, los materiales, la definición de las cargas, combinaciones de las cargas y se han restringido los desplazamientos y rotación considerándose empotrado en el terreno; a continuación, se muestran las figuras del 10 al 13 de las vistas isométricas y plantas típicas de los modelos matemáticos elaborado en el programa ETABS de los dos sistemas estructurales.

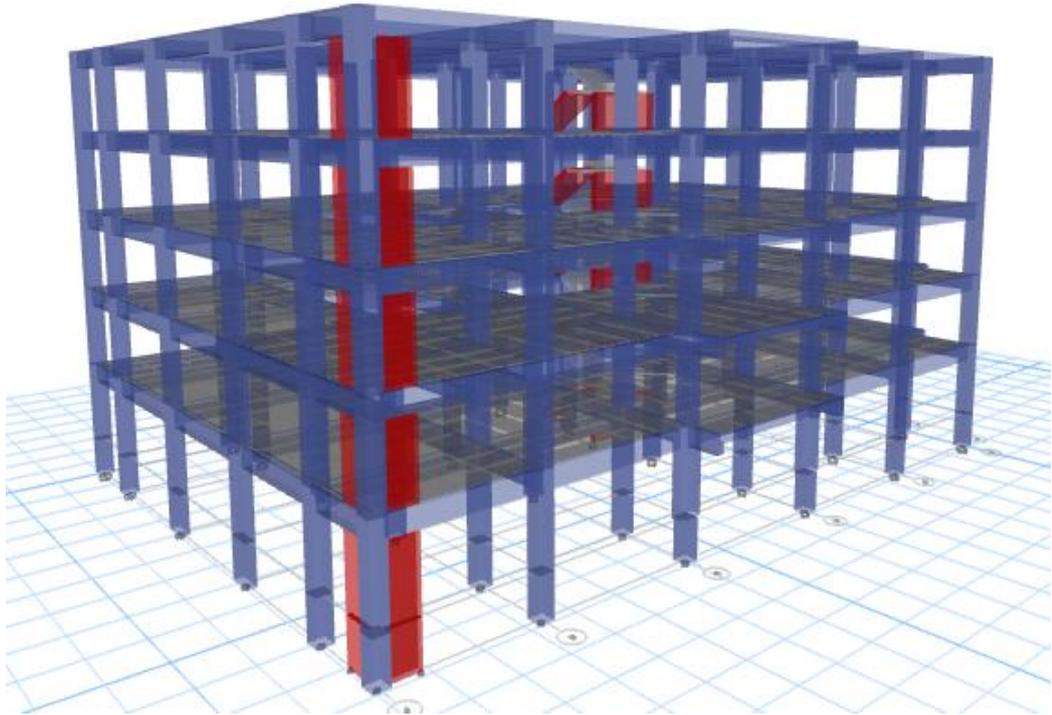


Figura 10. Vista isométrica de la edificación – Aporticado

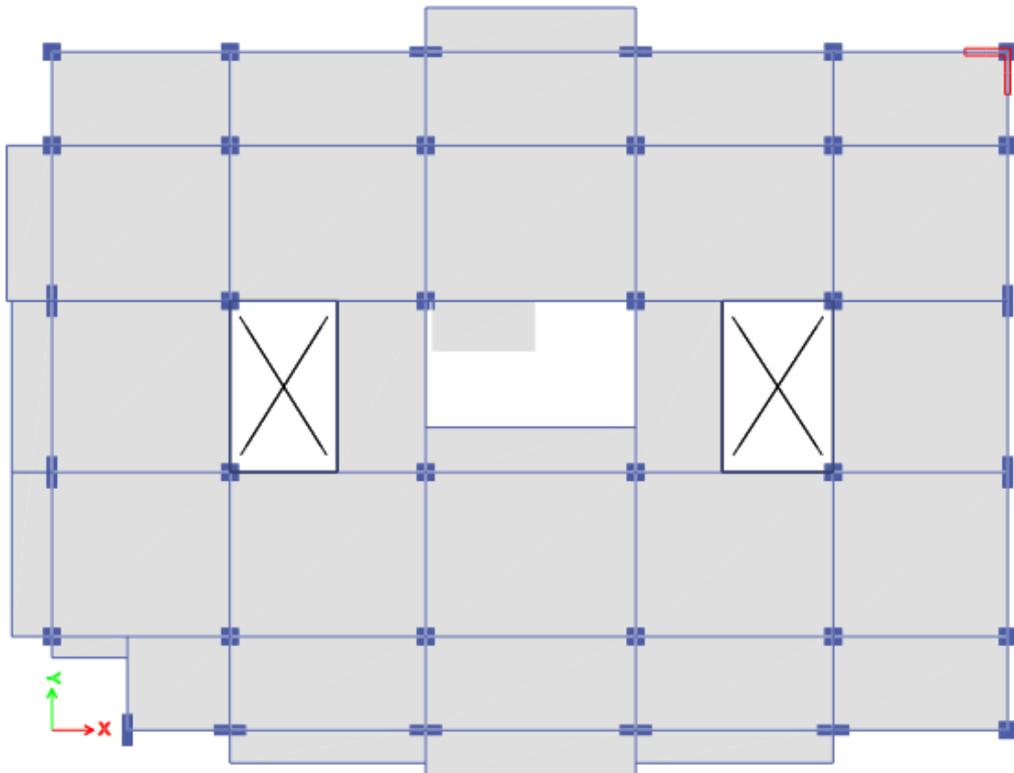


Figura 11. Planta Típica aporticado

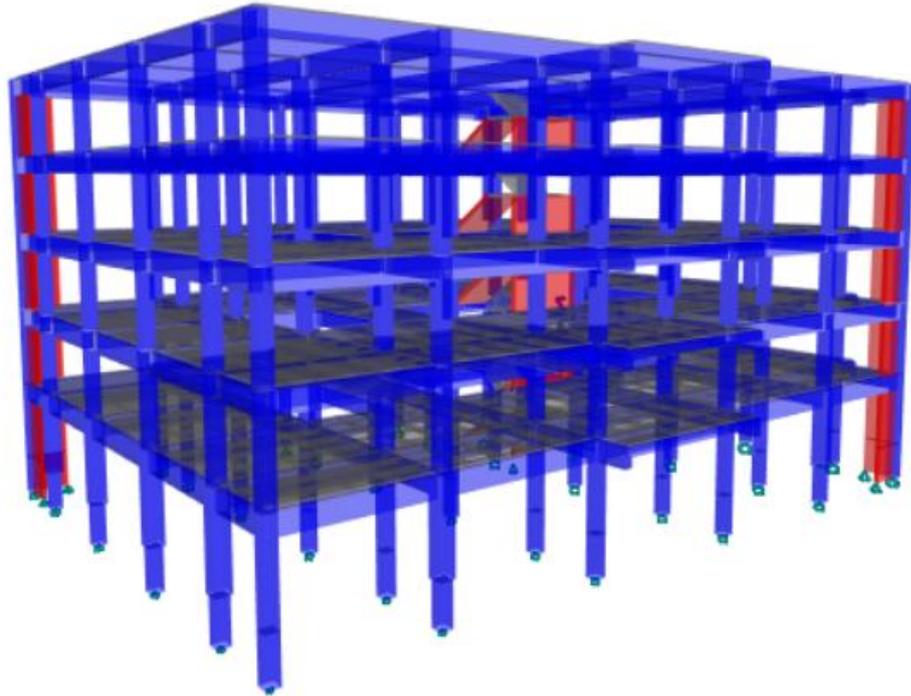


Figura 12. Vista isométrica de la edificación – Dual

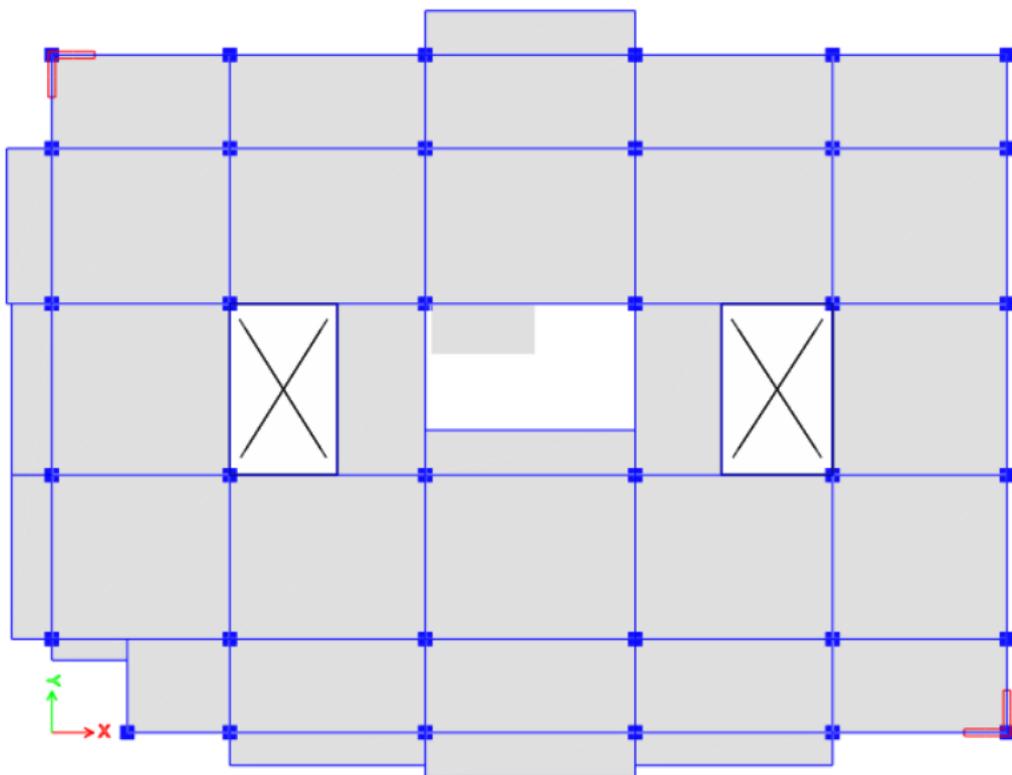


Figura 13. Planta Típica - Dual

Los planos de arquitectura definen como parte de la circulación vertical un ascensor en el centro de la edificación, pero debido a que los muros de corte que forma parte el ascensor absorben más del 95% de la fuerza còrtante en la base, porque para tener un sistema aporticado demanda tener columnas con secciones muy grandes que no son recomendables ni aceptables econòmicamente; debido a ello, se optò realizar el estudio de las estructuras sin el ascensor y que los dos sistemas estén en las mismas condiciones para el análisis comparativo.

Los muros de corte están ubicados en la parte más alejada del centro de masa con el objetivo de lograr un brazo de palanca mayor, priorizar la simetría en ambos extremos y así evitar los efectos de torsión en la edificación.

### 3.7 PARÁMETROS DE SÍSMICOS

Antes de realizar el análisis estático y dinámico de la estructura, se determinó los parámetros de sísmicos basados a las características de la edificación, estudio de suelos y la ubicación de la edificación en estudio, se obtuvo los parámetros de acuerdo a la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, como:

**Zona sísmica (Z):** El territorio peruano tiene cuatro zonas sísmicas, a continuación, mostramos la imagen 13 de la delimitación de las zonas sísmicas (NTP E.030, 2018).



Figura 14. Zonas sísmicas (basado en la NTP E.030,2018).

**Factor de suelo:** Cada zona sísmica tiene asignado un valor llamado factor Z, según lo indica la norma de sismorresistente donde el factor Z lo expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Tabla 7).

Tabla 7. Factor Z que corresponde a cada Zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
<b>2</b>	<b>0.25</b>
1	0.10

Fuente: norma E.030 del RNE

**Factor de suelo:** El factor de suelo depende básicamente del perfil del suelo y se determinó mediante el estudio de mecánica de suelos y la zona sísmica donde está ubicada el proyecto. A continuación, mostramos los valores de factor de suelo (Tabla 8), y los periodos Tp y TL (Tabla 9).

Tabla 8. Factor Suelo

Zona	Suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
<b>Z<sub>4</sub></b>	0.80	1.00	1.05	1.10
<b>Z<sub>3</sub></b>	0.80	1.00	1.15	1.20
<b>Z<sub>2</sub></b>	0.80	1.00	<b>1.20</b>	1.40
<b>Z<sub>1</sub></b>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: norma E.030 del RNE

Tabla 9. Periodos Tp y TL

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
<b>T<sub>p</sub> (S)</b>	0.3	0.4	<b>0.6</b>	1.0
<b>T<sub>L</sub> (S)</b>	3.0	2.5	<b>2.0</b>	1.6

Fuente: norma E.030 del RNE

**Factor Uso (U):** Cada estructura pertenece a una clasificación, donde determina el factor de uso o importancia (U) de cada clasificación. A continuación, mostramos la clasificación y factor de importancia (Tabla 10).

Tabla 10. Categoría De Las Edificaciones Y Factor “U”

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
<b>A</b>	Edificaciones Esenciales	1.5
<b>B</b>	Edificaciones Importantes	1.3
<b>C</b>	<b>Edificaciones Comunes</b>	<b>1.0</b>
<b>D</b>	Edificaciones Temporales	Obs.

Fuente: norma E.030 del RNE

### **Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R**

Para cálculo de factor de reducción de fuerzas sísmicas (R), primero se determina el coeficiente básico de reducción  $R_0$ .

A continuación, mostramos los coeficientes de reducción  $R_0$  que le pertenece a cada sistema estructural de concreto armado (Tabla 11).

Tabla 11. Coeficiente de reducción

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	<b>Coefficiente de Reducción <math>R_0</math></b>
<b>Concreto armado:</b>	
Pórticos	<b>8</b>
Dual	<b>7</b>
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: basado en la norma E.030 del RNE

El edificio está destinado para uso de oficinas, su ubicación es en la ciudad de Bagua Grande, provincia de Utcubamba y región Amazonas; el estudio de mecánica de suelos determina que se tiene 1.20 de factor de amplificación de suelo, y con apoyo de las tablas 7, 8, 9, 10 y 11 (basadas en la norma E.30), se determinó los parámetros sísmicos de los dos sistemas estructurales. A continuación, se detalla los parámetros sísmicos que se utilizaron en los análisis estáticos y dinámicos (Tabla 12).

Tabla 12. Resumen de los parámetros de sísmicos

Nº	PARÁMETROS DE SÍSMICOS	VALOR
01	Z: Factor de zona	0.25
02	U: Factor de uso o importancia	1.00
03	S: Factor de amplificación del suelo	1.20
03	TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	0.60
05	TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	2.00
06	R0: Coeficiente básica de reducción - Aporticado	8.00
07	R0: Coeficiente básica de reducción - Dual	7.00

### 3.8 ANÁLISIS SÍSMICO CON SISTEMA APORTICADO

#### 3.8.1 Análisis estático

Según la NTE E-030 de diseño Sismorresistente, este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

#### a) Estimación del peso

El peso total de la edificación se calculó adicionándole a la carga permanente un porcentaje de la carga viva o sobrecarga; según la norma E.030 el proyecto de edificación propuesto pertenece a la categoría C por lo que, le corresponde adicionar el 25% de la carga viva:

$$P=100\% \text{ Carga Muerta}+25\% \text{ Carga Viva}$$

En la siguiente tabla detallamos el peso de la edificación (Tabla 13).

Tabla 13. Peso de la edificación de sistema aporticado

Piso	Combinación	P	Peso por Nivel
		t	t
P05	P=100CM+25CV	555.25	555.25
P04	P=100CM+25CV	1125.06	569.80
P03	P=100CM+25CV	1694.86	569.80
P02	P=100CM+25CV	2264.66	569.80
P01	P=100CM+25CV	2834.56	569.90
<b>Total (t)</b>			<b>2834.56</b>

**b) Periodo fundamental de vibración**

Se cálculo de acuerdo a la norma E.030 donde considera el  $C_T = 60$  para edificios de concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada, como es el caso de nuestro proyecto, el  $h_n$  es la altura total de la edificación, como se muestra a continuación:

$$T_{Dual} = \frac{h_n}{C_T} = \frac{14.0}{60} = 0.23 \text{ s}$$

Esta ecuación es muy conservativa por lo que se determinó usar el periodo fundamental que determina el programa Etabs donde se realizó el análisis de la edificación, donde se obtuvo el período fundamental  $T_x=0.633$  en la dirección X; y, el periodo fundamental  $T_y=0.586$  en la dirección Y.

**c) Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a los periodos obtenidos, tales como:  $T_x=0.633$  y  $T_y=0.586$ , el  $T_p = 0.6$  y  $T_L = 2.0$ , se determinó el valor del factor de ampliación sísmica (C) utilizando la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 (T_p/T) & \quad C_x = 2.5(0.6/0.633) = 2.37 \\ T < T_p & \quad C = 2,5 & \quad C_y = 2.5 \end{aligned}$$

**d) Irregularidades**

La verificación de las irregularidades se analizó teniendo en cuenta las características propias que tiene la estructura y las condiciones que especifica la norma E.30 para cada irregularidad, tanto en planta como en altura; por lo tanto, las irregularidades que fueron evaluados del sistema aporticado se adjunta en el anexo 2 del presente estudio y el resultado de las irregularidades se detallan a continuación (Tabla 14 y Tabla 15).

Tabla 14. Irregularidades en planta

<b>Irregularidad En Planta</b>	<b>I<sub>px</sub></b>	<b>I<sub>py</sub></b>
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad en Diafragma	1.00	1.00
Sistemas No Paralelos	1.00	1.00
<b>Total</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

Tabla 15. Irregularidades en altura

<b>Irregularidad En Altura</b>	<b>I<sub>ax</sub></b>	<b>I<sub>ay</sub></b>
Masa o Peso	1.00	1.00
Geometría Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad Ext. en Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Rigidez	1.00	1.00
Rigidez Extrema	1.00	1.00
Resistencia	1.00	1.00
Extrema Resistencia	1.00	1.00
<b>Total</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

La irregularidad en planta y en altura tiene un valor de 1 en ambas direcciones debido a que no se ha encontrado ninguna irregularidad que afecte la edificación; por lo tanto, se puede decir que es una estructura regular. Además, se ha verificado la fuerza cortante basal en columnas y muros; donde se determinó que ambas direcciones es un sistema aporticado (Anexo 3); en consecuencia, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0$  final es 8 en la dirección X y en la dirección Y.

Para encontrar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R para el análisis de ambas direcciones, se calculó mediante el producto  $R_0$  y los factores de las irregularidades en altura ( $I_a$ ) y las irregularidades en planta ( $I_p$ ).

$$R_x = R_0 \cdot I_{ax} \cdot I_{py} \quad R_x = 8 \cdot 1 \cdot 1 = 8$$

$$R_y = R_0 \cdot I_{ay} \cdot I_{px} \quad R_y = 8 \cdot 1 \cdot 1 = 8$$

**e) Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección de análisis, se detalla a continuación (Tabla 16) y se calculó en el Etabs basado a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Tabla 16. Cortante basal estático

<b>Dirección de análisis</b>	<b>Cortante Basal Estático (t)</b>
<b>XX</b>	248.86
<b>YY</b>	262.84

**f) Distribución de fuerzas sísmicas en altura**

Las fuerzas sísmicas afectan a todos los niveles edificación, pero difieren en intensidad porque disminuyen con la altura; a continuación, se detalla la fuerza que llega a la edificación en ambas direcciones (Tabla 17, Figura 14 y 15).

Tabla 17. Distribución de fuerzas sísmicas

<b>NIVEL</b>	<b>Dirección X (t)</b>	<b>Dirección Y (t)</b>
P5	79.85	83.34
P4	149.16	156.18
P3	200.11	210.19
P2	233.13	245.61
P1	248.86	262.84

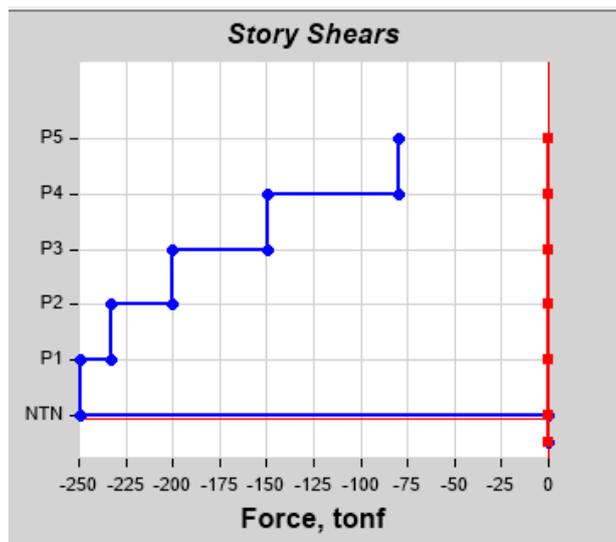


Figura 15. Distribución de fuerzas en la dirección X

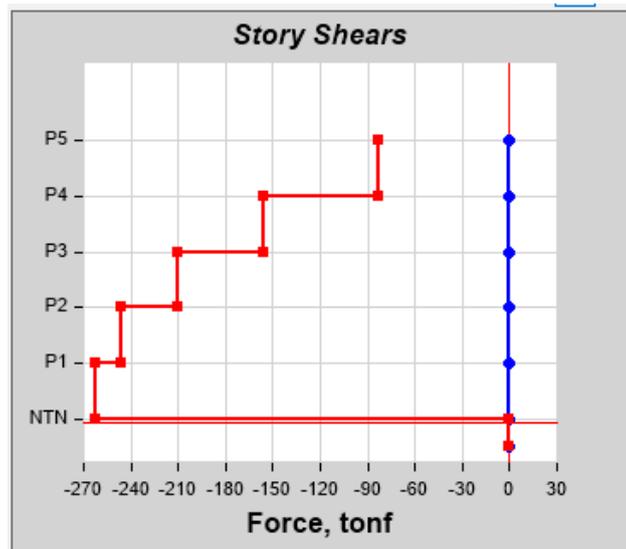


Figura 16. Distribución de fuerzas en la dirección Y

### 3.8.2 Análisis dinámico

El análisis se realizó mediante procedimientos de combinación espectral por tratarse de una edificación convencional.

#### a) Modos de vibración

Los periodos y los modos de vibración dependen de las características de rigidez de la edificación y la distribución de masas de la edificación; donde una estructura tendrá tantos modos de vibración como grados libertad, se recomienda que cada nivel cuenta con 3 grados de libertad; por lo tanto, en la estructura de 5 niveles se han considerado un total de 15 modos de vibración. Los periodos y la masa participativa que actúa en cada modo de vibración, se detallan en la Tabla 18.

Tabla 18. Periodos y masa participativa

Modos	Periodos (s)	Masa Participativa					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.633</b>	<b>87.19%</b>	1.41%	0.00%	87.19%	1.41%	0.00%
2	<b>0.586</b>	1.41%	<b>86.69%</b>	0.66%	88.59%	88.10%	0.66%
3	<b>0.511</b>	0.06%	0.51%	<b>86.59%</b>	88.66%	88.62%	87.24%
4	0.194	7.87%	0.01%	0.05%	<b>96.53%</b>	88.63%	87.29%
5	0.182	0.01%	7.99%	0.05%	96.53%	<b>96.61%</b>	87.34%
6	0.154	0.00%	0.23%	8.71%	96.53%	96.84%	96.05%
7	0.103	1.84%	0.02%	0.04%	98.37%	96.86%	96.08%
8	0.096	0.02%	1.54%	0.05%	98.39%	98.40%	96.13%
9	0.078	0.00%	0.10%	1.94%	98.40%	98.50%	98.07%
10	0.065	0.51%	0.02%	0.02%	98.91%	98.52%	98.09%
11	0.062	0.02%	0.40%	0.02%	98.93%	98.92%	98.11%

<b>12</b>	0.048	0.00%	0.03%	0.53%	98.93%	98.95%	98.63%
<b>13</b>	0.047	0.11%	0.00%	0.02%	99.04%	98.95%	98.66%
<b>14</b>	0.047	0.00%	0.08%	0.00%	99.04%	99.03%	98.66%
<b>15</b>	0.035	0.00%	0.01%	0.11%	99.04%	99.04%	98.77%

En general, todos los modos de vibración contribuyen significativamente con la respuesta de la estructura, por lo tanto, según la tabla 18, la suma acumulada en la dirección de análisis alcanza los valores mayores al 90% de la masa participativa (en el modo 4 en la dirección X y en modo 5 en la dirección Y); en consecuencia, cumple con las recomendaciones de la norma E.030.

También, se observa que el primer modo y segundo modo tienen modos de traslación mientras que el tercer modo es de torsión. A continuación, se muestra el comportamiento de los tres primeros modos de vibración del sistema aporticado (Figura 16, 17 y 18)

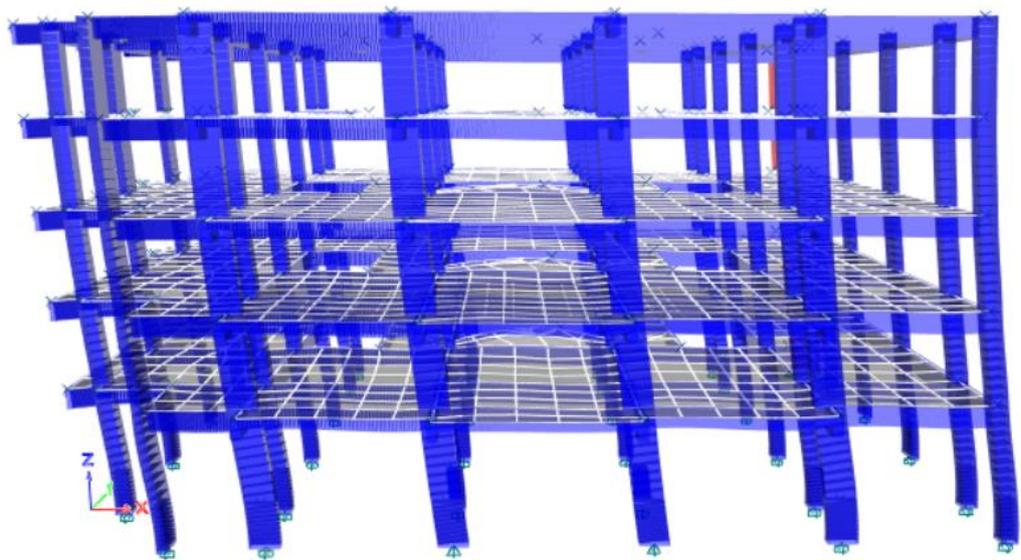


Figura 17. Modo 1: Traslacional en X

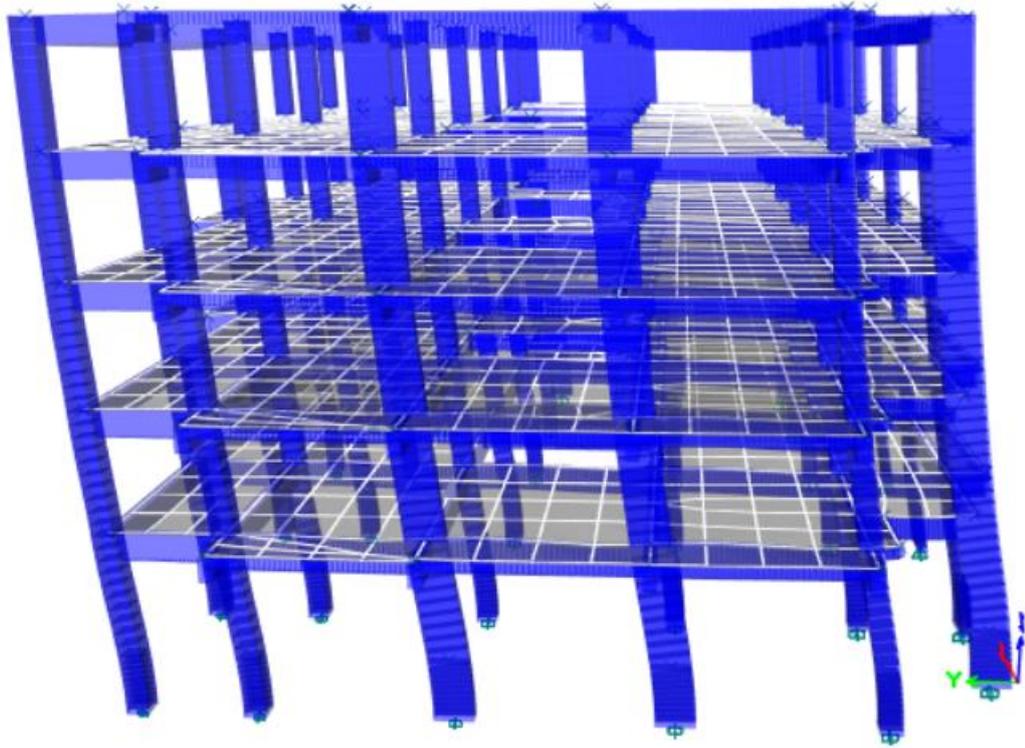


Figura 18. Modo 2: traslacional en Y

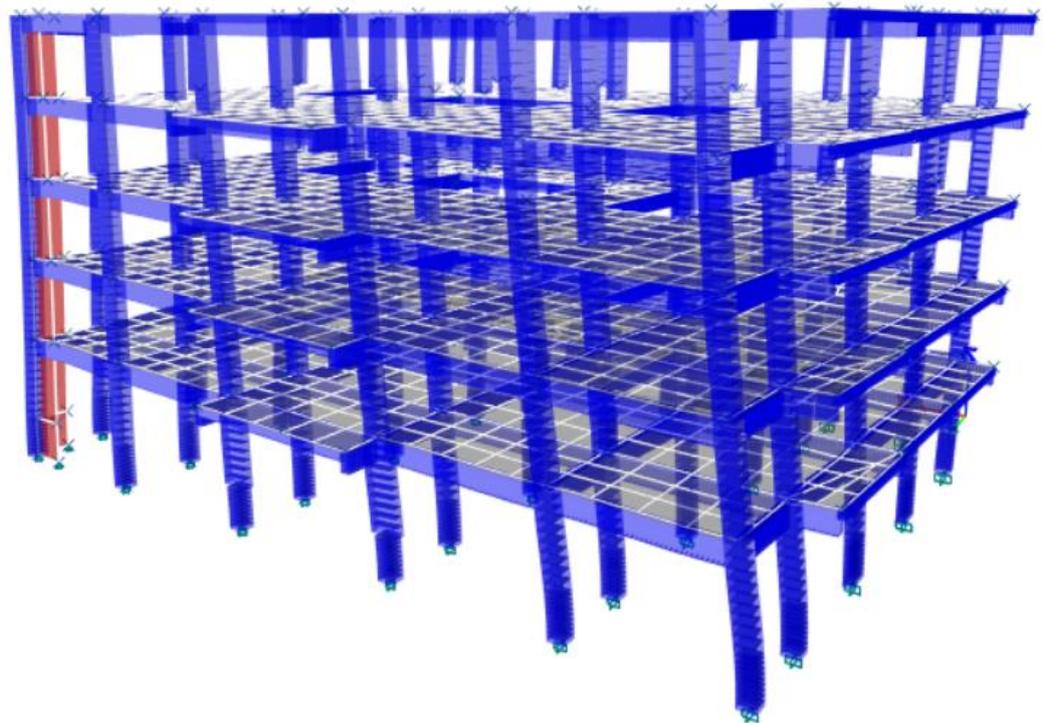


Figura 19. Modo 3: Rotacional en Z

### b) Análisis dinámico modal espectral

Para las direcciones horizontales de análisis se elabora un espectro de pseudo aceleraciones dada por la siguiente fórmula del RNE E.030:

$$\text{Aceleración Espectral: } Sa = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

Los valores de Z, U, S, C y R fueron determinados en los parámetros sísmicos y el análisis estático del sistema aporticado en excepción de g que es la gravedad, estos fueron considerados en el software Etabs para la determinación del espectro de respuesta para suelos intermedios (S<sub>2</sub>) para lograr obtener los resultados dinámicos. A continuación, los espectros de aceleración en ambas direcciones (Figura 19 y 20).

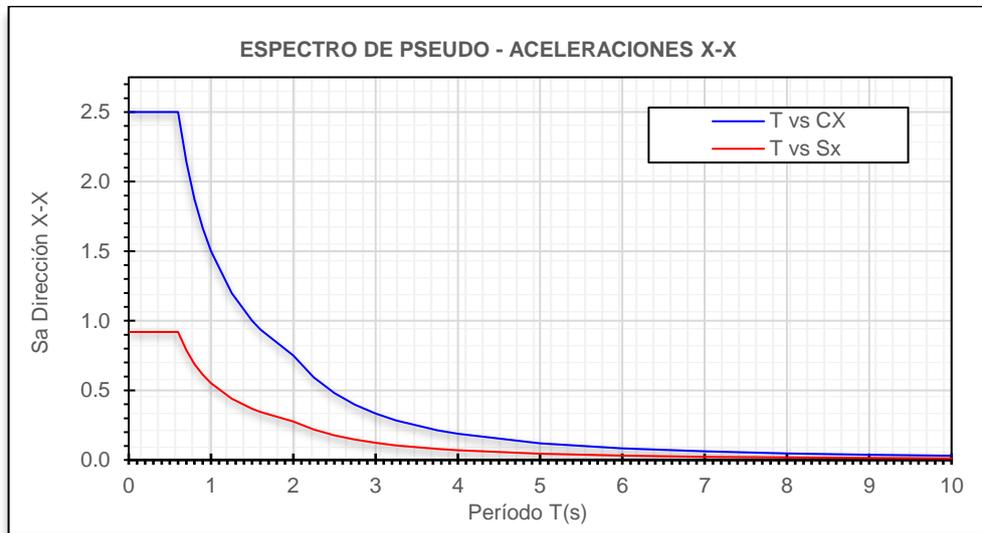


Figura 20. Modal espectral en dirección X-X

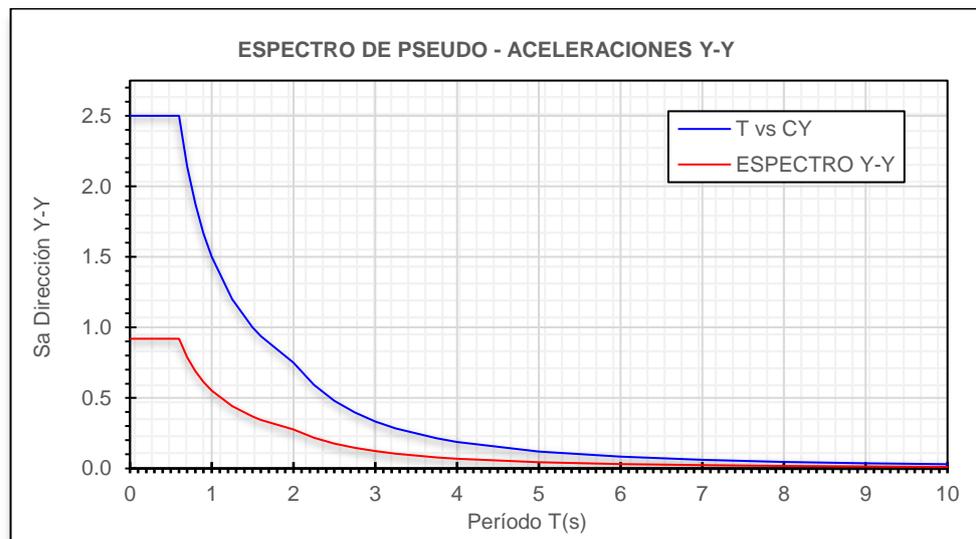


Figura 21. Modal espectral en dirección Y-Y

**c) Cortante Basal Dinámico V<sub>din</sub>**

La cortante basal dinámica es la máxima cortante dinámica obtenida en el primer nivel de la edificación; a continuación, se detalla la cortante dinámica en ambas direcciones de análisis del sistema estudiado (tabla 19).

Tabla 19. Cortante basal dinámico del sistema aporticado

Dirección de análisis	Cortante Basal dinámica (t)
<b>XX</b>	224.90
<b>YY</b>	234.77

**d) Escalamiento de fuerzas para diseño**

Para la verificación de la cortante mínima o de diseño, la norma E.030 (2018) indica que la cortante de dinámica en el primer piso debe ser mayor al 80% que la cortante estática para estructuras regulares; a continuación, detallamos el cálculo del factor de escala de acuerdo a los resultados obtenidos (Tabla 20).

Tabla 20. Cálculo del factor de escalamiento para diseño

Dirección	V <sub>din</sub> (t)	V <sub>est</sub> (t)	80%V <sub>est</sub> (t)	0.8V <sub>est</sub> /V <sub>din</sub>	F.E.
<b>XX</b>	224.90	248.86	199.09	0.89	1.00
<b>YY</b>	234.77	262.84	210.27	0.90	1.00

**e) Desplazamientos y derivas de entre piso**

La edificación es una estructura regular, los desplazamientos laterales se calculó multiplicando 0.75xR por los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas, por lo que fueron aplicados en el software Etabs como le recomienda la norma E.30.

**Desplazamientos**

Los desplazamientos de cada nivel obtenidos del análisis de la edificación en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, se detalla a continuación (Tabla 21 y Tabla 22).

Tabla 21. Desplazamientos en XX

Nivel	Dirección	Desplazamientos (m)
P5	XX	0.06832
P4	XX	0.06192
P3	XX	0.05175
P2	XX	0.03894
P1	XX	0.02356

Tabla 22. Desplazamientos en YY

Nivel	Dirección	Desplazamientos (m)
P5	YY	0.06520
P4	YY	0.06006
P3	YY	0.05119
P2	YY	0.03888
P1	YY	0.02359

### Derivas

La norma E.30 determina que las derivas de entrepisos para edificaciones de concreto armado tienen que ser menor a 0.007. Las derivas obtenidas del análisis de la edificación en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, se detalla a continuación (Tabla 23 y 24 y la figura 22).

Tabla 23. Derivas en la dirección XX

Combo	Drift XX	<0.007
DRIFTxx	0.0023	OK
DRIFTxx	0.0036	OK
DRIFTxx	0.0049	OK
DRIFTxx	0.0059	OK
DRIFTxx	0.0068	OK

Tabla 24. Derivas en la dirección YY

Combo	Drift YY	<0.007
<b>DRIFTyy</b>	0.0022	OK
<b>DRIFTyy</b>	0.0032	OK
<b>DRIFTyy</b>	0.0044	OK
<b>DRIFTyy</b>	0.0055	OK
<b>DRIFTyy</b>	0.0068	OK

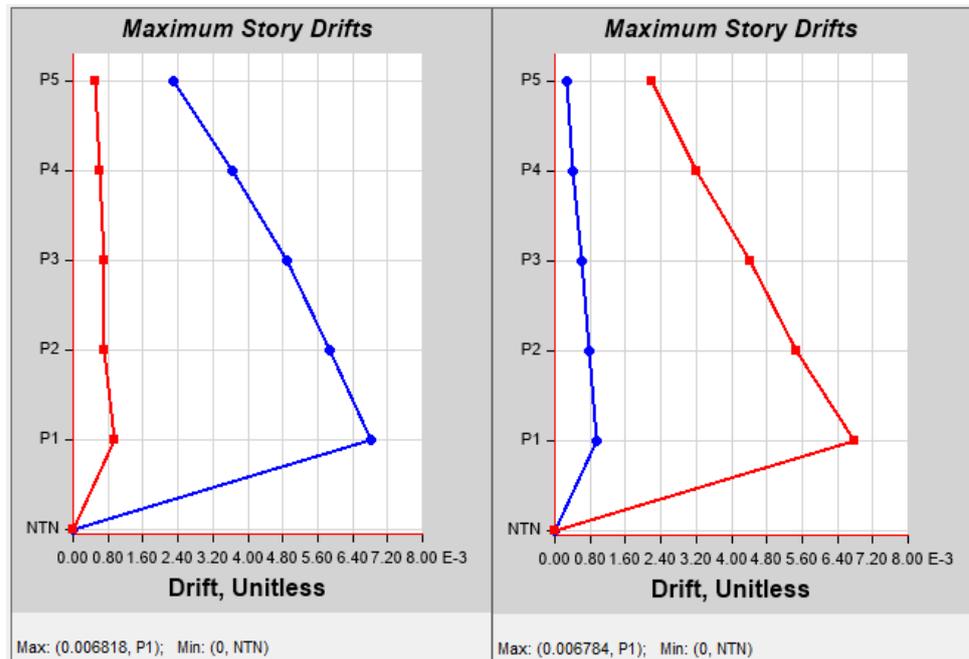


Figura 23. Derivas en dirección X-X y dirección Y-Y

Del análisis de los resultados se concluye que la estructura del presente edificio cumple con los requisitos de rigidez establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E.030, pues presenta derivas menores al límite reglamentario.

### 3.9 ANÁLISIS SÍSMICO CON SISTEMA DUAL

#### 3.9.1 Análisis estático

Según la NTE E-030 diseño Sismorresistente, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

### a) Estimación del peso

El peso total de la edificación se calculó adicionándole a la carga permanente un porcentaje de la carga viva o sobrecarga; según la norma E.030 el proyecto de edificación propuesto pertenece a la categoría C por lo que, le corresponde adicionar el 25% de la carga viva:

$$P = 100\% \text{ Carga Muerta} + 25\% \text{ Carga Viva}$$

En la siguiente tabla detallamos el peso de la edificación (Tabla 25).

Tabla 25. Peso de la edificación de sistema dual

Piso	Combinación	P	Peso por Nivel
		t	t
P05	P=100CM+25CV	540.14	540.14
P04	P=100CM+25CV	1094.83	554.69
P03	P=100CM+25CV	1649.52	554.69
P02	P=100CM+25CV	2204.21	554.69
P01	P=100CM+25CV	2762.14	557.93
<b>Total (t)</b>			<b>2762.14</b>

### b) Periodo fundamental de vibración

Se cálculo de acuerdo a la norma E.030, donde se consideró el  $C_T = 60$  para edificios de concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada, como es el caso de nuestro proyecto, el  $h_n$  es la altura total de la edificación, como se muestra a continuación:

$$T_{\text{Dual}} = \frac{h_n}{C_T} = \frac{14.0}{60} = 0.23 \text{ s}$$

Esta ecuación es muy conservativa por lo que se determinó usar el periodo fundamental que determina el programa Etabs donde se realizó análisis de la edificación, donde se obtuvo el período fundamental  $T_x = 0.741$  en la dirección X; y, el periodo fundamental  $T_y = 0.663$  en la dirección Y.

### c) Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a los periodos obtenidos, tales como:  $T_x = 0.741$  y  $T_y = 0.663$ , el  $T_p = 0.6$  y  $T_L = 2.0$ , se determinó el valor del factor de ampliación sísmica (C) utilizando la siguiente expresión:

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 (T_p/T) \quad C_x = 2.5(0.6/0.741) = 2.02$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 (T_p/T) \quad C_y = 2.5(0.6/0.663) = 2.26$$

#### d) Irregularidades

La verificación de las irregularidades se analizó teniendo en cuenta las características propias que tiene la estructura y las condiciones que especifica la norma E.30 para cada irregularidad, tanto en planta como en altura; por lo tanto, las irregularidades que fueron evaluados del sistema dual se adjuntan en el anexo 4 del presente estudio y el resultado de las irregularidades se detallan a continuación (Tabla 26 y Tabla 27).

Tabla 26. Irregularidades en planta

<b>Irregularidad En Planta</b>	<b>I<sub>px</sub></b>	<b>I<sub>py</sub></b>
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad en Diafragma	1.00	1.00
Sistemas No Paralelos	1.00	1.00
<b>Total</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

Tabla 27. Irregularidades en altura

<b>Irregularidad En Altura</b>	<b>I<sub>ax</sub></b>	<b>I<sub>ay</sub></b>
Masa o Peso	1.00	1.00
Geometría Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad Ext. en Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Rigidez	1.00	1.00
Rigidez Extrema	1.00	1.00
Resistencia	1.00	1.00
Extrema Resistencia	1.00	1.00
<b>Total</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>

La irregularidad en planta y en altura tiene un valor de 1.00 en ambas direcciones debido a que no se ha encontrado ninguna irregularidad que afecte la edificación; por lo tanto, se puede decir que es una estructura regular. Además, se ha verificado la fuerza cortante basal en columnas y muros; donde

se determinó que ambas direcciones es un sistema dual (Anexo 5); en consecuencia, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0$  final es 7 en la dirección X y en la dirección Y.

Para encontrar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R para el análisis de ambas direcciones, se calculó mediante el producto  $R_0$  y los factores de las irregularidades en altura ( $I_a$ ) y las irregularidades en planta ( $I_p$ ).

$$R_x = R_0 \cdot I_{ax} \cdot I_{py} \quad R_x = 7 \cdot 1.1 = 7$$

$$R_y = R_0 \cdot I_{ay} \cdot I_{py} \quad R_y = 7 \cdot 1.1 = 7$$

**e) Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección de análisis, se detalla a continuación (Tabla 28) y se calculó basado a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Tabla 28. Cortante basal estático – Etabs

Dirección de análisis	Cortante Basal Estático (t)
<b>XX</b>	237.13
<b>YY</b>	264.99

**f) Distribución de fuerzas sísmicas en altura**

Las fuerzas sísmicas afectan a todos los niveles edificación, pero difieren en intensidad porque disminuyen con la altura; a continuación, se detalla la fuerza que llega a la edificación en ambas direcciones (Tabla29, Figura 23 y 24)

Tabla 29. Distribución de fuerzas sísmicas

NIVEL	Dirección X (t)	Dirección Y (t)
P5	78.43	86.31
P4	144.64	159.83
P3	192.61	213.72
P2	223.08	248.50
P1	237.13	264.99

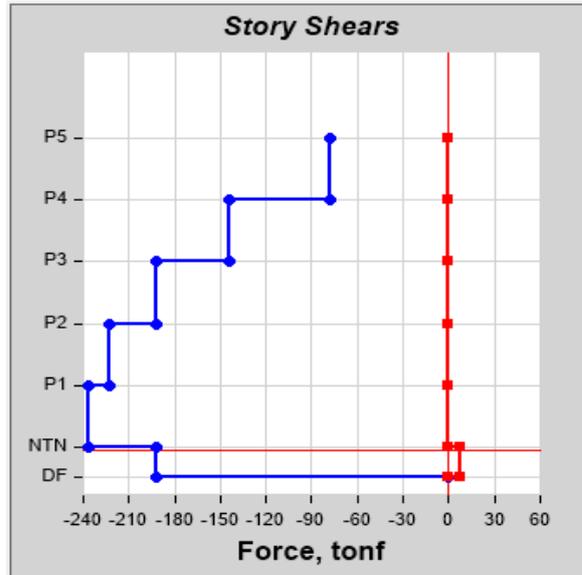


Figura 24. Distribución de fuerzas en la dirección X

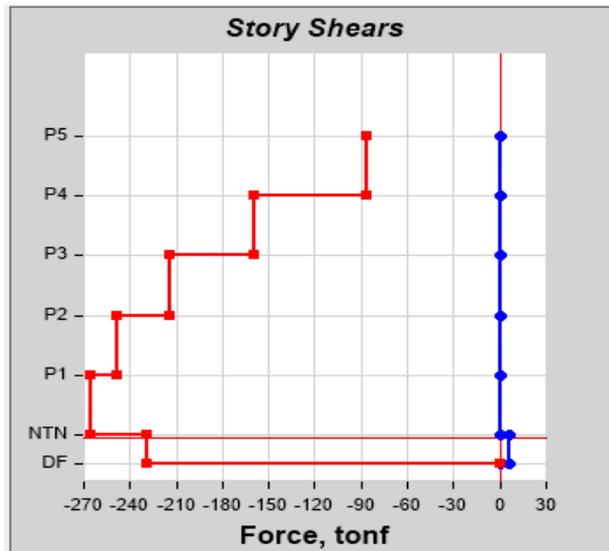


Figura 25. Distribución de fuerzas en la dirección Y

### 3.9.2 Análisis dinámico

El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral por tratarse de una edificación convencional.

#### a) Modos de vibración

Los periodos y los modos de vibración dependen de las características de rigidez de la edificación y la distribución de masas de la edificación; donde una estructura tendrá tantos modos de vibración como grados libertad, se recomienda que cada nivel cuenta con 3 grados de libertad; por lo tanto, en la estructura de 5 niveles se han considerado un total de 15 modos de

vibración. Los periodos y la masa participativa que actúa en cada modo de vibración, se detallan a continuación (Tabla 30).

Tabla 30. Periodos y masa participativa

Modos	Periodos	Masa Participativa					
	(s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
<b>1</b>	<b>0.741</b>	<b>59.74%</b>	27.02%	2.04%	59.74%	27.02%	2.04%
<b>2</b>	<b>0.663</b>	27.92%	<b>58.12%</b>	1.12%	87.66%	85.13%	3.16%
<b>3</b>	<b>0.555</b>	0.40%	3.00%	<b>81.61%</b>	88.06%	88.13%	84.78%
<b>4</b>	0.231	5.28%	2.40%	0.34%	<b>93.35%</b>	<b>90.54%</b>	85.12%
<b>5</b>	0.205	3.04%	6.30%	0.10%	96.39%	96.84%	85.21%
<b>6</b>	0.165	0.03%	0.21%	10.52%	96.42%	97.05%	<b>95.73%</b>
<b>7</b>	0.122	1.47%	0.33%	0.08%	97.89%	97.38%	95.81%
<b>8</b>	0.106	0.64%	1.36%	0.02%	98.53%	98.74%	95.83%
<b>9</b>	0.081	0.01%	0.03%	2.37%	98.55%	98.77%	98.20%
<b>10</b>	0.077	0.41%	0.11%	0.05%	98.96%	98.88%	98.26%
<b>11</b>	0.068	0.22%	0.33%	0.00%	99.17%	99.22%	98.26%
<b>12</b>	0.053	0.08%	0.03%	0.00%	99.25%	99.25%	98.26%
<b>13</b>	0.05	0.05%	0.06%	0.00%	99.30%	99.31%	98.26%
<b>14</b>	0.049	0.00%	0.00%	0.66%	99.30%	99.31%	98.92%
<b>15</b>	0.035	0.00%	0.00%	0.12%	99.30%	99.31%	99.05%

En general, todos los modos de vibración contribuyen significativamente con la respuesta de la estructura, por lo tanto, según la tabla 30, la suma acumulada en la dirección de análisis alcanza los valores mayores al 90% de masa participativa (en el modo 4 en la dirección X y en modo 4 en la dirección Y); en consecuencia, cumple con las recomendaciones de la norma E.030.

También, se observa que el primer y segundo modo son de traslación, mientras que el tercer modo es de torsión; a continuación, se muestra el comportamiento de los tres primeros modos de vibración del sistema dual (Figura 25, 26 y 27)

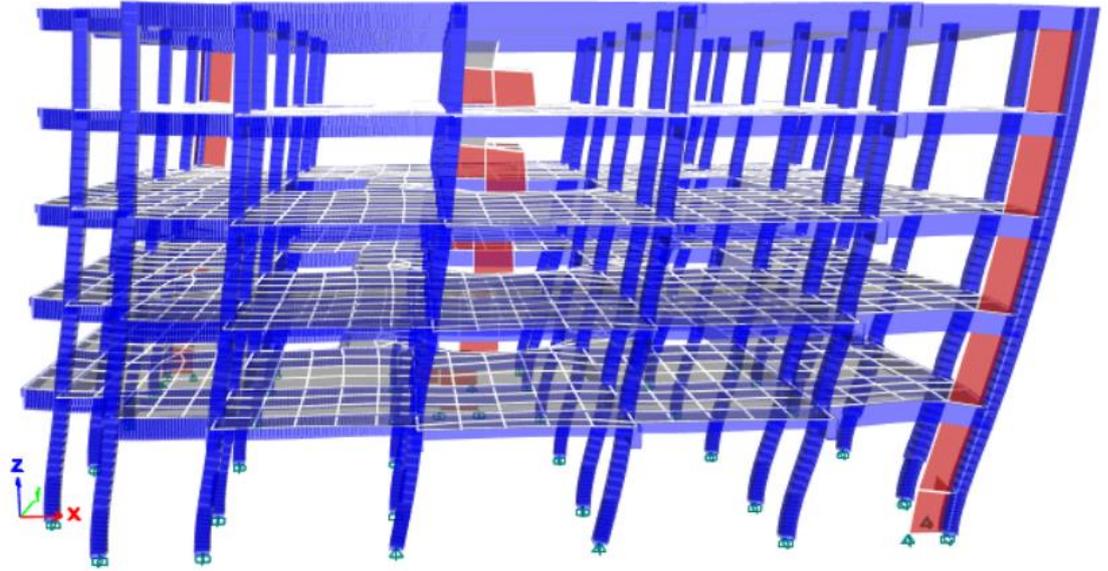


Figura 26. Modo 1: Traslacional en X

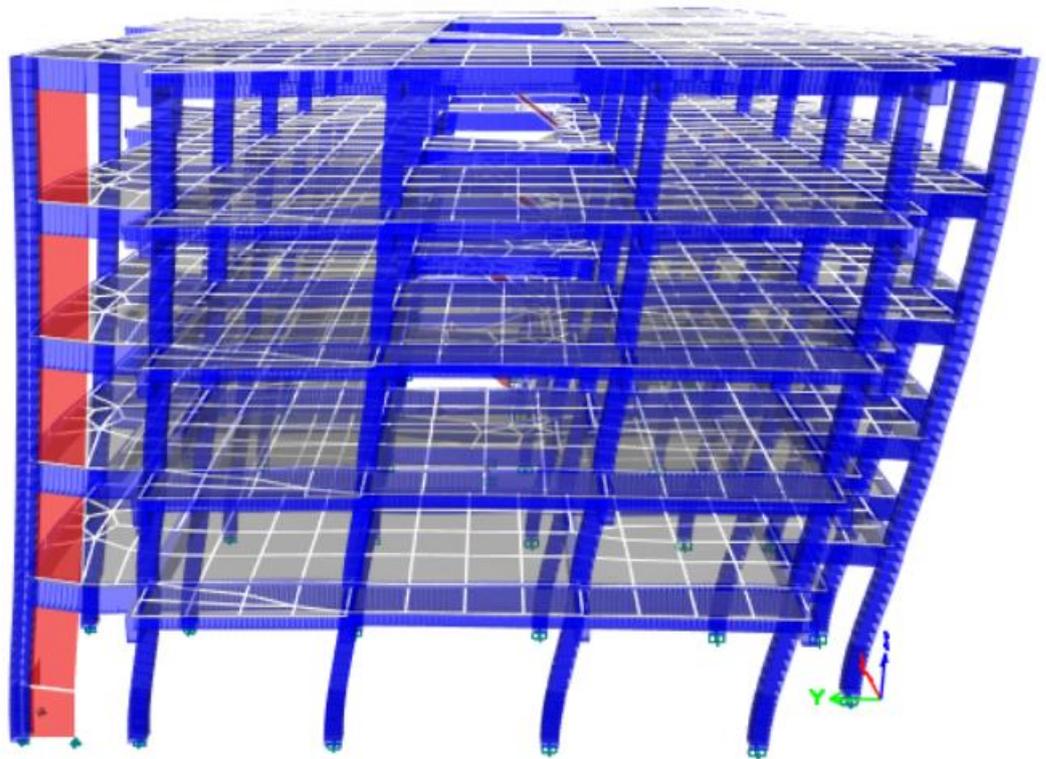


Figura 27. Modo 2: traslacional en Y

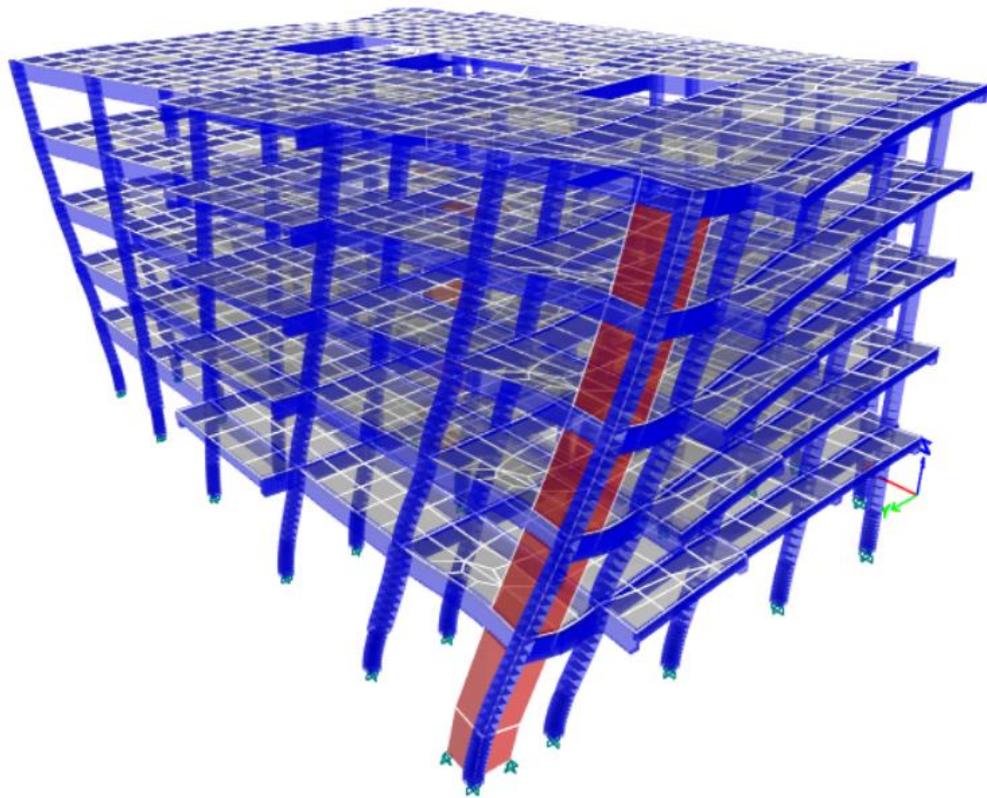


Figura 28. Modo 3: Rotacional en Z

**b) Análisis dinámico modal espectral**

Para las direcciones horizontales de análisis se elabora un espectro de pseudo aceleraciones dada por la siguiente fórmula del RNE E.030:

$$\text{Aceleración Espectral: } S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

Los valores de Z, U, S, C y R fueron determinados en los parámetros sísmicos y el análisis estático del sistema dual, en excepción de g que es la gravedad, estos fueron considerados en el software Etabs para la determinación del espectro de respuesta para suelos intermedios ( $S_2$ ) para lograr obtener los resultados dinámicos. A continuación, los espectros de aceleración en ambas direcciones (Figura 28 y 29).

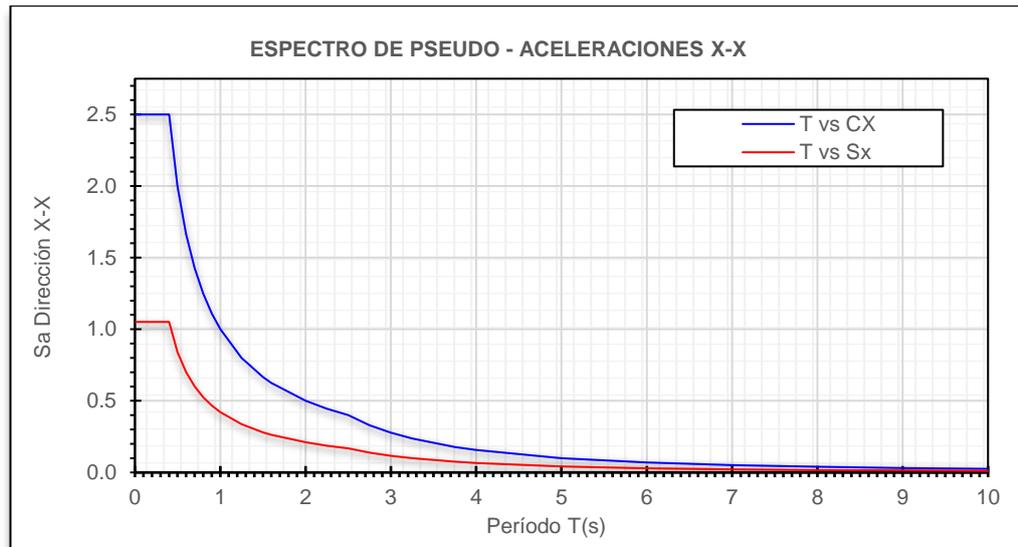


Figura 29. Modal espectral en dirección X-X

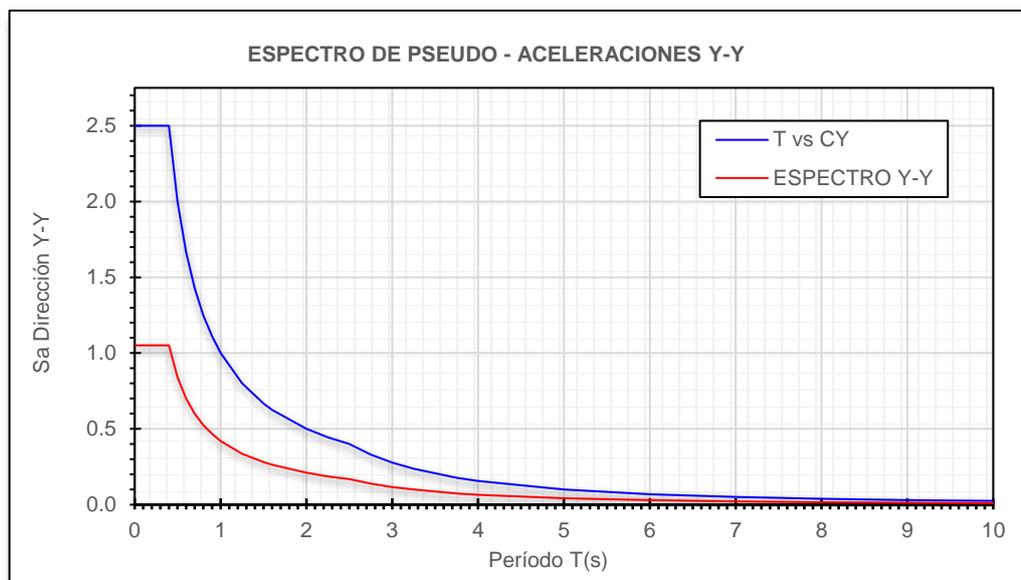


Figura 30. Modal espectral en dirección Y-Y

**c) Cortante Basal Dinámico V<sub>din</sub>**

La cortante basal dinámica es la máxima cortante dinámica obtenida en el primer nivel de la edificación; a continuación, se detalla la cortante dinámica en ambas direcciones de análisis del sistema estudiado (tabla 31).

Tabla 31. Cortante basal dinámico del sistema dual

Dirección de análisis	Cortante Basal dinámica (t)
<b>XX</b>	191.40
<b>YY</b>	198.19

d) **Escalamiento de fuerzas para diseño**

Para la verificación de la cortante mínima o de diseño, la norma E.030 (2018) indica que la cortante de dinámica en el primer piso debe ser mayor al 80% que la cortante estática para estructuras regulares.

A continuación, detallamos el cálculo del factor de escala de acuerdo a los resultados obtenidos según el análisis sísmico (Tabla 32).

Tabla 32. Cálculo del factor de escalamiento para diseño

Dirección	Vdin (t)	Vest (t)	80%Vest (t)	0.8Vest/Vdin	F.E.
<b>XX</b>	191.40	237.13	189.70	0.99	1.00
<b>YY</b>	198.19	264.99	211.99	1.073	1.07

e) **Desplazamientos y derivas de entre piso**

La edificación es una estructura regular, los desplazamientos laterales se calculó multiplicando  $0.75 \times R$  por los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas, por lo que fueron aplicados en el software Etabs como le recomienda la norma E.30.

**Desplazamientos**

Los desplazamientos de cada nivel obtenidos del análisis de la edificación en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, se detalla a continuación (Tabla 33 y Tabla 34).

Tabla 33. Desplazamientos en XX

Nivel	Dirección	Desplazamientos (m)
<b>P5</b>	XX	0.07305
<b>P4</b>	XX	0.06586
<b>P3</b>	XX	0.05496
<b>P2</b>	XX	0.04035

<b>P1</b>	<b>XX</b>	0.02269
-----------	-----------	---------

Tabla 34. Desplazamientos en YY

<b>Nivel</b>	<b>Dirección</b>	<b>Desplazamientos (m)</b>
<b>P5</b>	<b>YY</b>	0.07477
<b>P4</b>	<b>YY</b>	0.06620
<b>P3</b>	<b>YY</b>	0.05448
<b>P2</b>	<b>YY</b>	0.03982
<b>P1</b>	<b>YY</b>	0.02294

### Derivas

La norma E.30 determina que las derivas de entrepisos para edificaciones de concreto armado tienen que ser menor a 0.007. Las derivas obtenidas del análisis de la edificación en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, se detalla a continuación (Tabla 35 y 36 y la figura 30).

Tabla 35. Derivas en la dirección XX

<b>Combo</b>	<b>Drift XX</b>	<b>&lt;0.007</b>
DRIFTxx	0.0026	OK
DRIFTxx	0.0039	OK
DRIFTxx	0.0052	OK
DRIFTxx	0.0062	OK
DRIFTxx	0.0065	OK

Tabla 36. Derivas en la dirección YY

<b>Combo</b>	<b>Drift YY</b>	<b>&lt;0.007</b>
DRIFTyy	0.0031	OK
DRIFTyy	0.0042	OK
DRIFTyy	0.0053	OK
DRIFTyy	0.0060	OK
DRIFTyy	0.0065	OK

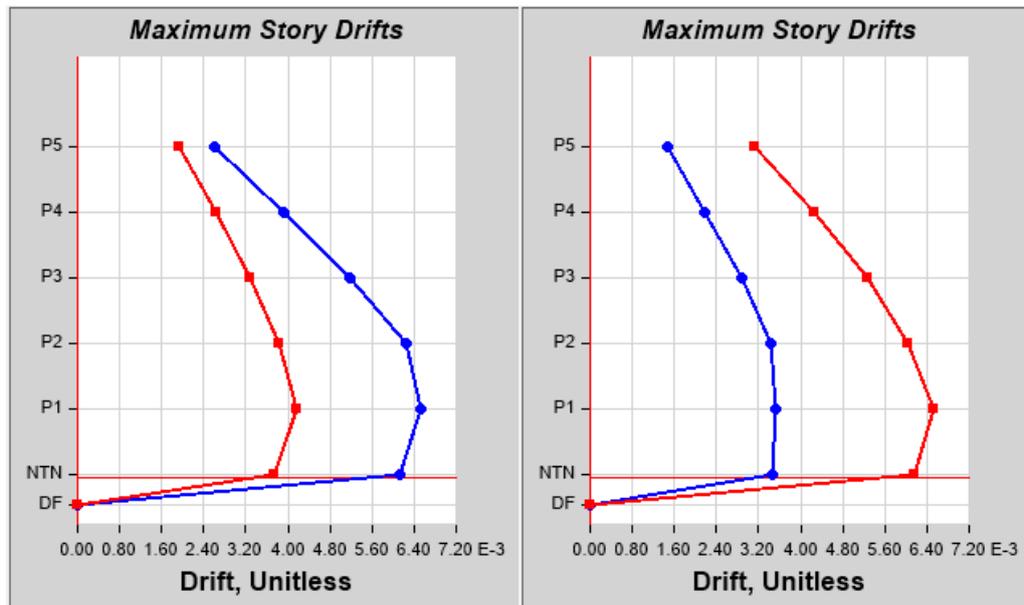


Figura 31. Derivas en dirección X-X y dirección Y-Y

Del análisis de los resultados se concluye que la estructura del presente edificio cumple con los requisitos de rigidez establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E.030, pues presenta derivas menores al límite reglamentario.

### 3.10 DISEÑO ESTRUCTURAL – APORTICADO

La estructura de la edificación está formada por sus elementos que actúan ordenadamente de acuerdo su función; por lo tanto, los elementos estructurales se diseñó teniendo en cuenta las condiciones más críticas en la estructura y según la filosofía de diseño, donde la resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ) es mayor o igual que las resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma de los elementos estructurales (ACI 318-19, 2019; NTP E.060, 2019).

#### 3.10.1 Diseño de vigas

El diseño de la viga 0.30x0.60 se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 6).

- **Propiedades del Elemento estructural**

- Acero mínimo:  $A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 3.91 \text{ cm}^2$

- Acero máximo:  $AS_{\max} = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot 6000 \cdot \beta_1}{f_y \cdot (f_y + 6000)} = 17.21 \text{ cm}^2$

• **Diseño sísmico por flexión**

- Momento último:  $Mu = 19.96 \text{ t.m}$

- Acero requerido:  $AS_{\text{req}} = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = 10.59 \text{ cm}^2$

**Aceros longitudinales:**

Superior 2Ø3/4"+b(1Ø3/4"+1Ø5/8"); Inferior:2Ø3/4"

• **Diseño sísmico por cortante**

El momento nominal y el momento probable del acero estructural se detalla a continuación (Tabla 37)

Tabla 37. Momento nominal y momento probable

<b>Acero estructural</b>	<b>Momento Nominal (Mn)</b>	<b>Momento Probable (Mpr=1.25Mn)</b>
$AS_{1-} = 8.55 \text{ cm}^2$	$Mn_1 = 18.79 \text{ t.m}$	$Mpr_1 = 23.49 \text{ t.m}$
$AS_{2+} = 5.70 \text{ cm}^2$	$Mn_2 = 12.66 \text{ t.m}$	$Mpr_2 = 15.83 \text{ t.m}$
$AS_{3-} = 10.54 \text{ cm}^2$	$Mn_3 = 22.99 \text{ t.m}$	$Mpr_3 = 28.74 \text{ t.m}$
$AS_{4+} = 5.70 \text{ cm}^2$	$Mn_4 = 12.66 \text{ t.m}$	$Mpr_4 = 15.83 \text{ t.m}$

Fuente: Formato de diseño – Excel

- Cortante debido a cargas isostáticas:

$$Wu = 1.25 (CM + CV) \cdot Ln / 2 = 1.43 \text{ t.m}$$

- Cortante sísmica última

$$Vu. \text{ izq} = \frac{Wu \cdot Ln}{2} + \frac{Mpr_1 + Mpr_4}{Ln} = 10.16 \text{ t}$$

$$Vu. \text{ der} = \frac{Wu \cdot Ln}{2} + \frac{Mpr_2 + Mpr_3}{Ln} = 11.33 \text{ t}$$

- Resistencia al corte requerida  $Vu = \max.(Vu. \text{ izq}; Vu. \text{ der}) = 11.33 \text{ t}$

- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 12.44 \text{ t}$$

- Resistencia al corte proporcionada por el acero:  $Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 0.89 \text{ t}$

**Aceros Transversales:** □ Ø3/8", 1@0.05; 12@0.10; R@0.15

### 3.10.2 Diseño de columnas

El diseño de la columna 50 x 50 cm se realizó mediante diseño sísmico por flexocompresión y cortante con apoyo del software Etabs y los formatos Excel (Anexo 6).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Acero mínimo:  $A_{s_{min}} = 0.01 \cdot b_w \cdot h = 25 \text{ cm}^2$
- Acero máximo:  $A_{s_{max}} = 0.06 \cdot b_w \cdot h = 150 \text{ cm}^2$

- **Diseño sísmico por flexo compresión**

Se diseñó en el programa Etabs donde determino utilizar  $4 \text{ } \varnothing 3/4'' + 8 \text{ } \varnothing 5/8'' = 27 \text{ cm}^2$  como refuerzo longitudinal, llegando a tener una cuantía  $\rho = 1.011\%$ , como se muestra detallamos a continuación (Figura 31).

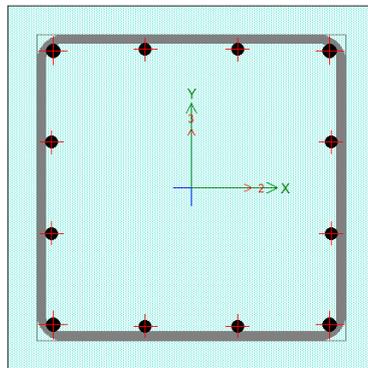


Figura 32. Vista de distribución de aceros longitudinales de la columna (Programa Etabs)

La resistencia requerida se calculó de acuerdo a la combinación de cargas en ambas direcciones y mediante la aplicación de formatos Excel se verificó que la resistencia requerida se encuentra dentro del diagrama de interacción de diseño en ambas direcciones de análisis.

- **Diseño por cortante**

La resistencia requerida se calculó utilizando la combinación de cargas en ambas direcciones y mediante la aplicación de formatos Excel se verificó, que la resistencia requerida se encuentra dentro del diagrama de interacción nominal. A continuación, mostramos los momentos nominales máximos que se obtuvo para el diseño.

- Momento nominal inferior:  $M_{ni} = 39.00 \text{ t.m}$
- Momento nominal superior:  $M_{ns} = 39.00 \text{ t.m}$
- Momento probable inferior:  $M_{pri} = 48.75 \text{ t.m}$

- Momento probable superior:  $M_{prs} = 48.75 \text{ t.m}$
- Cortante sísmica última:  $V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{h_n} = 44.32 \text{ t.m}$
- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:
 
$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w \cdot d = 16.90 \text{ t}$$
- Resistencia al corte proporcionada por el acero:  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 35.24 \text{ t}$
- Separación de Estribos máxima:  $S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 15 \text{ cm}$ 
  1. Zona de confinamiento=  $\text{máx.}(L_n/6; L_{\text{max, columna}}; 50) = 50 \text{ cm}$
  2. Zona de confinamiento:
 
$$S_{conf} = \min (l_{\text{mín, columna}}/3; 6\phi_{\text{long}}, \min; 10) = 10 \text{ cm}$$
  3. Zona Central:  $S_{cent} = \min (12\phi_{\text{long}}; S_{max}; 25) = 15 \text{ cm}$

**Aceros Transversales:**

$$\square 1\phi 3/8'' + 2 \text{ G } \phi 3/8''; 5@0.10; R@0.15$$

### 3.10.3 Diseño de Muros de corte

El diseño del muro de corte en “L” de 20 cm espesor, se realizó mediante diseño sísmico por flexocompresión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 6).

- **Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento**

El cálculo del acero probable se desarrolló de acuerdo a esta fórmula, y aplicando los formatos de diseño en el programa Excel se obtuvo los siguientes resultados como se detalla a continuación (Tabla 38).

Tabla 38. Cálculo de acero de refuerzo

<i>DESCRIPCIÓN</i>	+	-
Momento flector actuante en el elemento: $M_u$ (tf-m)	95.77	97.68
Cortante actuante en el elemento: $V_u$ (tf)	53.56	56.59
Acero mínimo requerido en el alma: $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	6.50	6.50
Refuerzo en el alma distribuido; 2 Ø 1/2" @ 20 cm	2.58	2.58
Acero colocado en el alma: $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v \cdot L_w / S$	7.38	7.38
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	<b>16.77</b>	<b>16.77</b>
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58

Fuente: Formato de diseño – Excel

- **Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al Mn Máx.**

El cálculo de la profundidad se desarrolló de acuerdo a esta fórmula, y aplicando los formatos de diseño en el programa Excel se obtuvo los siguientes resultados:  $C+ = 48.10$  Y  $C- = 484.10$

- **Verificación de necesidad de elementos de borde**

Con la aplicación de la fórmula en los formatos de diseño se determinó que Sí se debe utilizar elementos de borde

- **Determinación de dimensiones del miembro de borde**

$n = 40.00$  cm y  $b_e = 20$  cm.

- **DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

El diseño por flexo compresión se desarrolló mediante la aplicación del programa Etabs y los formatos de diseño – Excel, donde se propuso la dimensión y cantidad de acero de acuerdo a lo requerido y se procedió a realizar su determinación de diagrama de interacción de diseño ( $\phi R_n$ ), determinación de la resistencia requerida  $R_u$ , las Combinaciones de carga en la dirección X y en Y, y se comprobó que la resistencia.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

El diseño por cortante se desarrolló mediante la aplicación del programa Etabs y los formatos de diseño – Excel, donde se propuso la dimensión y cantidad de acero de acuerdo a lo requerido y se procedió a calcular la resistencia requerida, Diagramas de integración en la dirección X y en Y, Combinaciones de carga absolutas, y se verificó que la resistencia de sismo.

- **Determinación de cortante de diseño  $V_u$**

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$$

- $V_{ua} = 38.4$  t (Suma  $V_2$  absolutas)
- $M_{ua} = 74.1$  t (máx.  $V_3$  absolutas)
- $M_n = 105$  t
- $V_u = 54$  t
- $V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{72.5}{0.85} = 64$  t

- **Determinación del aporte del concreto  $V_c$  y aporte del acero a corte  $V_s$**

- $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot e.d$  kg ;  $d = 0.8$  Lm ;  $V_n = V_c + V_s$

- $V_c = 19.97 \text{ t}$
- $\frac{hw}{L_w} = \frac{14.15}{1.625} = 8.71$  si  $\frac{hw}{L_w} \geq 2$  entonces  $\alpha_c = 0.53$
- $V_{c,m\acute{a}x} \leq A_{cw} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot 10 \text{ t}$ ;  $A_{cw} = 0.8 \cdot L_m \cdot e$   
 $V_{c,m\acute{a}x} = 19.97 \text{ t}$
- $V_c = \text{m\acute{a}x}(V_c; V_{c,m\acute{a}x}) = 19.97 \text{ t}$
- $V_s = V_n - V_c = 44.06 \text{ t}$
- $V_{s,m\acute{a}x} \leq 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 79.1 \text{ t}$

**Verificar:  $V_s < V_{s, \text{m\acute{a}x}}$ : el dise\~no si cumple.**

- **Dise\~no del acero de refuerzo distribuido horizontal**

- $V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 65.35 \text{ t}$
- Se propone 2Ø1/2''
- $S = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}} = \frac{2.58}{8.07} = 0.32 \text{ cm}$

**Rta: 2 Ø1/2''@ 0.15 cm**

- **Dise\~no del acero de refuerzo distribuido vertical**

- $V_n \text{ real} = V_c + V_s = 19.97 + 44.06 = 64 \text{ t}$
- $V_n \text{ max} \leq 2.6\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} = 98.0 \text{ t}$

**Si  $V_n \text{ max} \geq V_n \text{ real}$ ; cumple**

- $V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 27.30 \text{ t}$
- Se propone 2Ø1/2''
- $S = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}} = \frac{2.58}{5.00} = 0.52 \text{ cm}$

**Rta: 2 Ø1/2''@ 0.15 cm**

- **Determinaci3n De Refuerzo Longitudinal Del Miembro De Borde**

- De acuerdo al c\~alculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocaci3n del 6Ø 1/2" en el miembro de borde a la izquierda.
- De acuerdo al c\~alculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocaci3n del 6Ø3/4" en el miembro de borde a la derecha.

- **Determinaci3n de refuerzo por cortante del miembro de borde**

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yh}}$$

Mediante la utilizaci3n de esta f3rmula, se determin3 que es necesario tener acero de refuerzo para el elemento de borde un m\~inimo de 0.63 cm<sup>2</sup> para el

eje 2 y  $1.53 \text{ cm}^2$  para el eje 3; por lo cual se decidió utilizar acero de refuerzo de  $1 \text{ } \varnothing 3/8$  para el refuerzo del elemento de borde.

El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060.

**Rta: Tomamos separación de estribos  $6 @ 10 \text{ cm}$ ;  $R @ 15 \text{ cm AE}$  en elemento de borde**

Finalmente, mostramos el muro de corte en la figura 21.

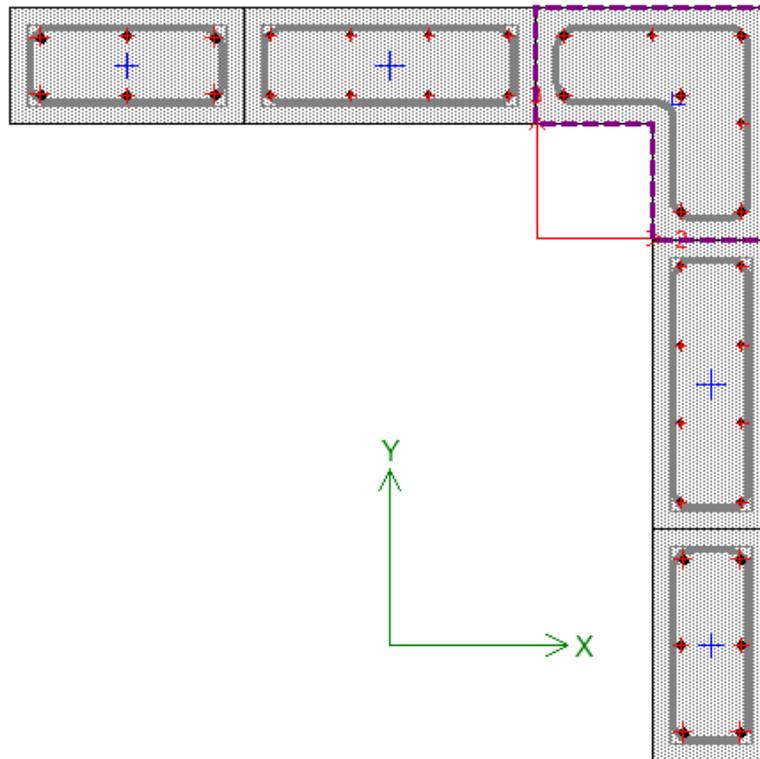


Figura 33. Imagen del muro de corte  
(Basado de programa Etabs)

#### 3.10.4 Diseño de losa aligerada

El diseño de la losa aligerada de espesor de  $20 \text{ cm}$  se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del software Etabs y los formatos Excel (Anexo 6).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Espesor de la losa rígida:  $e = 5 \text{ cm}$
- Altura de losa:  $h = 20 \text{ cm}$
- Ancho de viga:  $b_w = 10 \text{ cm}$
- Separación de viga de eje a eje:  $40 \text{ cm}$

- Acero mínimo:  $AS_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'rc}}{fy} \cdot bw \cdot d = 0.42 \text{ cm}^2$

Las cargas de gravedad que estará sometida la vigueta son los siguientes: La carga muerta distribuida 0.13 t (peso del ladrillo, piso terminado, tabiquería y equipamiento), carga muerta puntual 0.21 t (Tabiquería transversal) y la carga viva 0.12 t.

- **Diseño sísmico por flexión**

- Momento último:  $Mu = 0.88 \text{ t.m}$
- Acero requerido:  $AS_{\text{req}} = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} = 1.47 \text{ cm}^2$

*Aceros Transversales:* Superior: 1 Ø1/2'' + 1b Ø3/8''

Inferior: 1 Ø1/2''

- **Verificación por cortante**

- Resistencia al corte requerida:  $Vu = 1.13 \text{ t}$
- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'rc} \cdot b \cdot d = 1.34 \text{ t}$$

Por lo tanto:  $\phi Vn \geq Vu$        $0.85(1.34) \geq 1.13$       cumple

Donde:  $Vn = Vc + Vs$ ;  $Vs = 0$

- **Acero por temperatura**

- Área de acero mínimo de refuerzo por temperatura:  $As_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$
- Área de acero a colocar en refuerzo por temperatura - 6 mm =  $0.38 \text{ cm}^2$
- Separación entre refuerzos por temperatura:  $S_{\max} = \frac{As_{\text{col}}}{As_{\text{req}}} = 31 \text{ cm}$

*Aceros de Temperatura:* 1 Ø6 mm'' @ 0.30 m

### 3.10.5 Diseño de Escalera

El diseño de escalera se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del software Etabs y los formatos Excel (Anexo 6).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Espesor de la losa inclinada:  $ei = 0.225 \text{ m}$
- Espesor de la losa de descanso:  $ed = 0.15 \text{ m}$
- Ancho de la escalera:  $b = 1.40 \text{ m}$
- Las cargas de gravedad de la escalera- tramo inclinado son los siguientes, carga muerta 0.956 tf/m, carga viva 0.400 tf/m, y la combinación de carga amplificada  $Wu = 1.4CM + 1.7CV = 2.018 \text{ tf}$

- Las cargas de gravedad de la escalera- losa de descanso son los siguientes, carga muerta 0.644 tf/m, carga viva 0.400 tf/m, y la combinación de carga amplificada  $W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.582$  t.

- **Diseño por flexión**

- Momento último máximo:  $M_u(+)$  = 4.17 t.m
- Momento último máximo de diseño positivo:

$$M_{+=} \xi \cdot M_u(+)\text{máximo} = 4.17 \text{ t.m}$$

- Acero requerido:  $A_s(+)\text{req} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 9.42 \text{ cm}^2$

- Momento último máximo de diseño negativo:

$$M(-) = 1/2 \cdot M_u(+)\text{máximo} = 2.09 \text{ t.m}$$

- Acero requerido:  $A_s(-)\text{req} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 4.55 \text{ cm}^2$

**Refuerzo superior longitudinal: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

**Refuerzo inferior longitudinal: 1 Ø1/2'' @ 0.20 m**

- **Acero por temperatura**

- Cuantía mínima de refuerzo por temperatura:  $\rho_{\text{min, temp}} = 0.0018$

- Área de acero mínimo de refuerzo por temperatura:

$$A_{\text{min, temp}} = \rho_{\text{min, temp}} \cdot 100 \cdot d = 2.7 \text{ cm}^2$$

- Área de acero a colocar en refuerzo por temperatura- 1Ø3/8'' = 0.71 cm<sup>2</sup>

**Refuerzo superior Transversales: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

**Refuerzo inferior Transversales: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

- **Verificación por cortante**

- Resistencia al corte requerida:  $V_u = 2.90$  t

- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 13.44 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad 0.85(13.44) \geq 2.9 \quad \text{cumple}$$

$$\text{Donde: } V_n = V_c + V_s; V_s = 0$$

### 3.11 DISEÑO ESTRUCTURAL – DUAL

La estructura de la edificación está formada por sus elementos que actúan ordenadamente de acuerdo su función; por lo tanto, los elementos estructurales se diseñó teniendo en cuenta las condiciones más críticas en la estructura y según la filosofía de diseño, donde la resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ) es mayor o igual que las

resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma de los elementos estructurales (ACI 318-19, 2019; NTP E.060, 2019)

### 3.11.1 Diseño de vigas

El diseño de la viga 0.30x0.60 se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 7).

- **Propiedades del Elemento estructural**

- Acero mínimo:  $A_{S_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 3.91 \text{ cm}^2$
- Acero máximo:  $A_{S_{max}} = \frac{0.85 f'_c \cdot 6000 \cdot \beta_1}{f_y (f_y + 6000)} = 17.21 \text{ cm}^2$

- **Diseño sísmico por flexión**

- Momento último:  $M_u = 18.07 \text{ t.m}$
- Acero requerido:  $A_{S_{req}} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 9.51 \text{ cm}^2$

**Aceros longitudinales:** Superior 2Ø3/4"+b(2Ø5/8") + Inferior 2Ø3/4"

- **Diseño sísmico por cortante**

El momento nominal y el momento probable del acero estructural se detalla a continuación (Tabla 39).

Tabla 39. Momento nominal y momento probable

Acero estructural	Momento Nominal (Mn)	Momento Probable (Mpr=1.25Mn)
$A_{S1-} = 8.55 \text{ cm}^2$	$M_{n1} = 18.79 \text{ t.m}$	$M_{pr1} = 23.49 \text{ t.m}$
$A_{S2+} = 5.70 \text{ cm}^2$	$M_{n2} = 12.66 \text{ t.m}$	$M_{pr2} = 15.83 \text{ t.m}$
$A_{S3-} = 9.68 \text{ cm}^2$	$M_{n3} = 21.18 \text{ t.m}$	$M_{pr3} = 26.48 \text{ t.m}$
$A_{S4+} = 5.70 \text{ cm}^2$	$M_{n4} = 12.66 \text{ t.m}$	$M_{pr4} = 15.83 \text{ t.m}$

Fuente: Formato de diseño – Excel

- Cortante debido a cargas isostáticas:

$$W_u = 1.25 (CM + CV) \cdot L_n / 2 = 1.04 \text{ t.m}$$

- Cortante sísmica última

$$V_{u. \text{ izq}} = \frac{W_u \cdot L_n}{2} + \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} = 10.16 \text{ t}$$

$$V_{u. \text{ der}} = \frac{W_u \cdot L_n}{2} + \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{L_n} = 10.83 \text{ t}$$

- Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada)  
 $V_u = \text{máx.}(V_u. \text{izq}; V_u. \text{der}) = 10.83 \text{ t}$
  - Resistencia al corte proporcionada por el concreto:  
 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}. b_w. d = 12.44 \text{ t}$
  - Resistencia al corte proporcionada por el acero:  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 0.29 \text{ t}$
- Aceros Transversales:** □ Ø3/8" 1@0.05; 12@0.10, R@0.20

### 3.11.2 Diseño de columnas

El diseño de la columna 40 x 40 cm se realizó mediante diseño sísmico por flexocompresión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 7).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Acero mínimo:  $A_{s_{min}} = 0.01b_w. h = 16 \text{ cm}^2$
- Acero máximo:  $A_{s_{max}} = 0.06b_w. h = 96 \text{ cm}^2$

- **Diseño sísmico por flexo compresión**

Se diseñó en el programa Etbas donde determino utilizar 12 Ø 3/4" = 34.2 cm<sup>2</sup> como refuerzo longitudinal, llegando a tener una cuantía  $\rho = 1.021\%$ . A continuación, se demuestra la distribución de los aceros longitudinales (Figura 34).

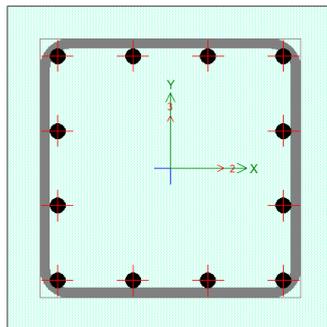


Figura 34. Vista de distribución de aceros longitudinales de la columna (basado en Programa Etabs)

La resistencia requerida se calculó de acuerdo a la combinación de cargas en ambas direcciones y mediante la aplicación de formatos Excel se verificó que la resistencia requerida se encuentra dentro del diagrama de interacción de diseño en ambas direcciones de análisis.

- **Diseño por cortante**

La resistencia requerida se calculó utilizando la combinación de cargas en ambas direcciones y mediante la aplicación de formatos Excel se verificó, que la resistencia requerida se encuentra dentro del diagrama de interacción nominal; a continuación, mostramos los momentos nominales máximos que se obtuvo para el diseño.

- Momento nominal inferior:  $M_{ni} = 26.00$  t.m
- Momento nominal superior:  $M_{ns} = 26.00$  t.m
- Momento probable inferior:  $M_{pri} = 32.50$  t.m
- Momento probable superior:  $M_{prs} = 32.50$  t.m
- Cortante sísmica última:  $V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{h_n} = 29.55$  t.m
- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w \cdot d = 10.45 \text{ t}$$

- Resistencia al corte proporcionada por el acero:
- $$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 24.31 \text{ t}$$
- Separación de Estribos máximo:  $S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 17 \text{ cm}$

4. Zona de confinamiento=  $\text{máx.}(L_n/6; L_{\text{max, columna}}; 50) = 50 \text{ cm}$

5. Zona de confinamiento:

$$S_{\text{conf}} = \text{mín}(l_{\text{mín, columna}}/3; 6\phi_{\text{long, min}}; 10) = 10 \text{ cm}$$

6. Zona Central:  $S_{\text{cent}} = \text{min}(12\phi_{\text{long}}; S_{\text{max}}; 25) = 17 \text{ cm}$

**Aceros Transversales:**

$$\square 1\phi 3/8'' + 2 \text{ G } \phi 3/8''; 5@0.10; \text{R@0.15}$$

### 3.11.3 Diseño de Muros de corte

El diseño del muro de corte en “L” de 20 cm espesor, se realizó mediante diseño sísmico por flexocompresión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 7).

- **Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento**

El cálculo del acero probable se desarrolló de acuerdo a esta fórmula, y aplicando los formatos de diseño en el programa Excel se obtuvo los siguientes resultados como se detalla a continuación (Tabla 40).

Tabla 40. Cálculo de acero de refuerzo

<i>DESCRIPCIÓN</i>	+	-
Momento flector actuante en el elemento: $M_u$ (tf-m)	113.18	120.67
Cortante actuante en el elemento: $V_u$ (tf)	36.58	38.64
Acero mínimo requerido en el alma: $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	6.50	6.50
Refuerzo en el alma distribuido; 2 Ø 3/8" @ 25 cm	1.42	1.42
Acero colocado en el alma: $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v.L_w / S$	7.38	7.38
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	<b>10.70</b>	<b>11.66</b>
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58

Fuente: Formato de diseño - Excel

- **Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al  $M_n$  Max.**

El cálculo de la profundidad se desarrolló de acuerdo a esta fórmula, y aplicando los formatos de diseño en el programa Excel se obtuvo los siguientes resultados:  $C_+ = 44.15$  Y  $C_- = 44.15$

- **Verificación de necesidad de elementos de borde**

Con la aplicación de la fórmula en los formatos de diseño se determinó que sí se debe utilizar elementos de borde.

- **Determinación de dimensiones del miembro de borde**

$n = 40.00$  cm y  $b_e = 20$  cm.

- **DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

El diseño por flexocompresión se desarrolló mediante la aplicación del programa Etabs y los formatos de diseño – Excel, donde se propuso la dimensión y cantidad de acero de acuerdo a lo requerido y se procedió a realizar su determinación de diagrama de interacción de diseño ( $\phi R_n$ ), determinación de la resistencia requerida  $R_u$ , las combinaciones de carga en la dirección X y en Y, y se comprobó que la resistencia.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

El diseño por cortante se desarrolló mediante la aplicación del programa Etabs y los formatos de diseño – Excel, donde se propuso la dimensión y cantidad de acero de acuerdo a lo requerido y se procedió a calcular la resistencia requerida, diagramas de integración en la dirección X y en Y, combinaciones de carga absolutas, y se verificó que la resistencia de sismo.

- **Determinación de cortante de diseño Vu**

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) ; \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$$

- $V_{ua} = 41.4 \text{ t}$  (Suma V2 absolutas)
- $M_{ua} = 82.8 \text{ t}$  (max. V3 absolutas)
- $M_n = 145 \text{ t}$
- $V_u = 72.5 \text{ t}$
- $V_n = \frac{V_u}{\Phi} = \frac{72.5}{0.85} = 85.3$

- **Determinación del aporte del concreto (Vc) y aporte del acero a corte (Vs)**

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot e. d. \text{ kg}; \quad d = 0.8 \cdot L_m; \quad V_n = V_c + V_s$$

- $V_c = 19.97 \text{ t}$
- $\frac{hw}{L_w} = \frac{14.15}{1.625} = 8.71$     si  $\frac{hw}{L_w} \geq 2$  entonces  $\alpha_c = 0.53$
- $V_{c,m\acute{a}x} \leq A_{cw} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot 10 \text{ t}; \quad A_{cw} = 0.8 \cdot L_m \cdot e$   
 $V_{c,m\acute{a}x} = 19.97 \text{ t}$
- $V_c = \text{m\acute{a}x}(V_c; V_{c,m\acute{a}x}) = 19.97 \text{ t}$
- $V_s = V_n - V_c = 65.35 \text{ t}$
- $V_{s,m\acute{a}x} \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 79.1 \text{ t}$

**Verificar:  $V_s < V_{s,m\acute{a}x}$  : el dise\~no si cumple.**

- **Dise\~no del acero de refuerzo distribuido horizontal**

- $V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 65.35 \text{ t}$
- Se propone 2Ø1/2''  
 $A_s \text{ col} = (2)(1.29) = 2.58 \text{ cm}^2$
- $A_{sreq} = \rho \cdot 100 \cdot e = 11.97 \text{ cm}^2$
- $S = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_{srequerido}} = \frac{2.58}{11.97} = 0.216 \text{ cm}$

**Rta: 2 Ø1/2''@.15 cm**

- **Dise\~no del acero de refuerzo distribuido vertical**

- $V_n \text{ real} = V_c + V_s = 19.97 + 65.35 = 85.3 \text{ t}$
- $V_n \text{ m\acute{a}x} \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} = 98.0 \text{ t}$

**Si  $V_n \text{ m\acute{a}x} \geq V_n \text{ real}$ ; cumple**

- $V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 27.30 \text{ t}$
- Se propone 2Ø1/2''

$$As_{col} = (2)(1.29) = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$- As_{req} = \rho \cdot 100 \cdot e = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$- S = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}} = \frac{2.58}{5.00} = 0.52 \text{ cm}$$

**Rta: 2 Ø1/2" @ .15 cm**

- **Determinación De Refuerzo Longitudinal Del Miembro De Borde**

- De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 4Ø5/8"+2Ø 1/2" en el miembro de borde a la izquierda.

- De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 4Ø5/8"+2Ø 1/2" en el miembro de borde a la derecha.

- **Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde**

$$Ash = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_y h}$$

Mediante la utilización de esta fórmula, se determinó que es necesario tener acero de refuerzo para el elemento de borde un mínimo de 0.63 cm<sup>2</sup> para el eje 2 y 1.53 cm<sup>2</sup> para el eje 3; por lo cual se decidió utilizar acero de refuerzo de 1 Ø 3/8 para el refuerzo del elemento de borde.

El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060.

**Rta: Tomamos separación de estribos 6 @ 10 cm; R @ 15 cm AE en elemento de borde**

Finalmente, mostramos el muro de corte en la figura 34.

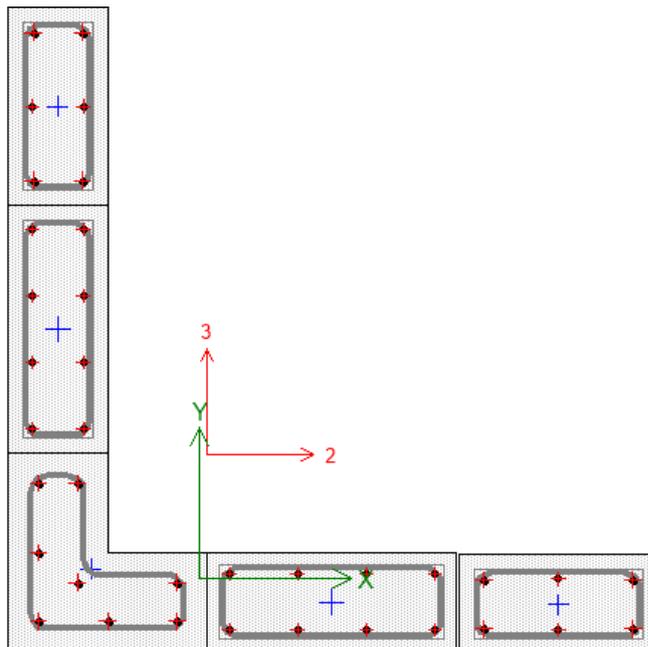


Figura 35. Imagen del muro de corte

(Basado en Etbas)

### 3.11.4 Diseño de losa aligerada

El diseño de la losa aligerada de espesor de 20 cm se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 7).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Espesor de la losa rígida:  $e = 5$  cm
- Altura de losa:  $h = 20$  cm
- Ancho de vigueta:  $b_w = 10$  cm
- Separación de vigueta de eje a eje: 40 cm
- Acero mínimo:  $A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f_r c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 0.42 \text{ cm}^2$

Las cargas de gravedad que estará sometida la vigueta son los siguientes: La carga muerta distribuida 0.13 t (peso del ladrillo, piso terminado, tabiquería y equipamiento), carga muerta puntual 0.21 t (Tabiquería transversal) y la carga viva 0.12 t.

- **Diseño sísmico por flexión**

- Momento último:  $M_u = 0.88$  t.m
- Acero requerido:  $A_{s_{\text{req}}} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 1.47 \text{ cm}^2$

**Aceros Transversales:** Superior: 1 Ø1/2'' + 1b Ø3/8''

Inferior: 1 Ø1/2''

- **Verificación por cortante**

- Resistencia al corte requerida:  $V_u = 1.13$  t
- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f_r c} \cdot b \cdot d = 1.34 \text{ t}$$

Por lo tanto:  $\phi V_n \geq V_u$       $0.85(1.34) \geq 1.13$      cumple

Donde:  $V_n = V_c + V_s$ ;  $V_s = 0$

- **Acero por temperatura**

- Área de acero mínimo de refuerzo por temperatura:  $A_{s_{\min}} = 0.90 \text{ cm}^2$
- Área de acero a colocar en refuerzo por temperatura – 6 mm =  $0.38 \text{ cm}^2$
- Separación entre refuerzos por temperatura:  $S_{\max} = \frac{A_{s_{\text{col}}}}{A_{s_{\text{req}}}} = 31 \text{ cm}$

**Aceros de Temperatura:** 1 Ø6 mm'' @ 0.30 m

### 3.11.5 Diseño de Escalera

El diseño de escalera se realizó mediante diseño sísmico por flexión y cortante con apoyo del programa Etabs y los formatos Excel (Anexo 7).

- **Propiedades Del Miembro Estructural**

- Espesor de la losa inclinada:  $e_i = 0.225$  m
- Espesor de la losa de descanso:  $e_d = 0.15$  m
- Ancho de la escalera:  $b = 1.40$  m
- Las cargas de gravedad de la escalera- tramo inclinado son los siguientes, carga muerta  $0.956$  tf/m, carga viva  $0.400$  tf/m, y la combinación de carga amplificada  $W_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 2.018$  tf.
- Las cargas de gravedad de la escalera- losa de descanso son los siguientes, carga muerta  $0.644$  tf/m, carga viva  $0.400$  tf/m, y la combinación de carga amplificada  $W_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.582$  tf.

- **Diseño por flexión**

- Momento último máx.:  $M_u(+) = 4.17$  t.m
- Momento último máx. de diseño positivo:

$$M_{+} = \xi \cdot M_u(+)\text{máximo} = 4.17 \text{ t.m}$$

- Acero requerido:  $A_s(+)\text{req} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 9.42 \text{ cm}^2$

- Momento último máx. de diseño negativo:

$$M(-) = 1/2 \cdot M_u(+)\text{máximo} = 2.09 \text{ t.m}$$

- Acero requerido:  $A_s(-)\text{req} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 4.55 \text{ cm}^2$

**Refuerzo superior longitudinal: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

**Refuerzo inferior longitudinal: 1 Ø1/2'' @ 0.20 m**

- **Acero por temperatura**

- Área de acero mínimo de refuerzo por temperatura:

$$A_{s\text{min, temp}} = \rho_{\text{min, temp}} \cdot 100 \cdot d = 2.7 \text{ cm}^2$$

- Área de acero a colocar en refuerzo por temperatura -  $1 \text{ Ø}3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$

**Refuerzo superior Transversales: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

**Refuerzo inferior Transversales: 1 Ø3/8'' @ 0.20 m**

- **Verificación por cortante**

- Resistencia al corte requerida:  $V_u = 2.90$  t
- Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 13.44 \text{ t}$$

Por lo tanto:  $\phi V_n \geq V_u$        $0.85(13.44) \geq 2.9$       cumple

Donde:  $V_n = V_c + V_s$ ;  $V_s = 0$

### 3.12 ANÁLISIS COMPARATIVO

#### 3.12.1 Resultados Del Análisis Estático

##### a) Peso de la edificación

El peso de la edificación calculada del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 41).

Tabla 41. Resumen del peso de la edificación

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Peso Total (t)</b>	<b>Observación</b>
Aporticado	2834.56	
Dual	2762.14	Tiene menor peso

En la tabla se demuestra que el edificio con sistema aporticado tiene 72.42 t mayor peso que el edificio con sistema dual, debido a la rigidez de la estructura con las columnas de mayor sección.

##### b) Período Fundamental, T.

El periodo fundamental calculado del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 42).

Tabla 42. Resumen de valores de Período Fundamental.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Dirección</b>	<b>T</b>	<b>Observación</b>
Aporticado	XX	0.633	<b>Más rígidos</b>
	YY	0.586	
Dual	XX	0.741	
	YY	0.663	

En la tabla se demuestra que el sistema aporticado tiene menores períodos fundamentales, por lo tanto, es una estructura más rígida y puede soportar mayores aceleraciones del suelo y mayores fuerzas laterales, pero su ductilidad es más baja.

### c) Cortante Basal Estático, Vest

La cortante basal estático calculado del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 43).

Tabla 43. Resumen de cortante basal estático.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Dirección</b>	<b>Vest (t)</b>	<b>Observación</b>
Aporticado	XX	248.86	Mayor cortante en X
	YY	262.84	
Dual	XX	237.13	Mayor cortante en Y
	YY	264.99	

En la tabla se demuestra que en la dirección X, el sistema aporticado tiene un 2% más de cortante estática que el sistema dual, deduciendo que tiene más rigidez y participación de masa, mientras que en la dirección Y el sistema dual soporta una cortante similar al sistema aporticado, por lo que se puede decir que se ha logrado similar rigidez en la dirección Y en ambos sistemas estructurales.

### 3.12.2 Resultados Del Análisis Dinámico

#### a) Modos de vibración

Los modos de vibración calculado del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 44).

Tabla 44. Modos de vibración

<b>Sistema Estruct.</b>	<b>N° Modos</b>	<b>Periodo sec</b>	<b>Masa participativa</b>	<b>Modos de vibración</b>
Aporticado	1	0.633	0.8619	Traslación X
	2	0.586	0.8669	Traslación Y
	3	0.511	0.8659	Rotación Z
Dual	1	0.750	0.5974	Traslación X
	2	0.664	0.5812	Traslación Y
	3	0.555	0.8161	Rotación Z

En la tabla se demuestra que los dos sistemas estructurales, tienen como primer modo de vibración: traslación X, el segundo modo de vibración:

traslación en Y, y el tercer modo de vibración: Rotación en Z; hay diferencia en los periodos y la masa participativa debido a que el sistema aporticado tiene mayor rigidez y el sistema dual tiene más ductilidad en la estructura.

**b) Cortante Basal Dinámico V<sub>din</sub>**

El peso de la edificación calculada del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 45).

Tabla 45. Resumen de la cortante Basal Dinámico.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Dirección</b>	<b>V<sub>din</sub> (t)</b>	<b>Observación</b>
Aporticado	XX	224.90	Mayor que el sistema dual
	YY	234.77	
Dual	XX	191.40	
	YY	198.19	

En la tabla se demuestra que el sistema dual tiene un 15% menos cortante dinámica que sistema aporticado en ambas direcciones; por lo tanto, el sistema dual tiene menor acción sísmica.

**a) Desplazamientos**

Los desplazamientos calculados del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 46).

Tabla 46. Resumen de desplazamientos máximos

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Dirección</b>	<b>Desp. (m)</b>	<b>Observación</b>
Aporticado	XX	0.06832	
	YY	0.06520	
Dual	XX	0.07305	Mayor que el de pórticos
	YY	0.07477	

En la tabla se demuestra que el sistema dual tiene mayores desplazamientos en ambas direcciones debido a su ductilidad que tiene la estructura, pero los dos sistemas tienen desplazamientos mínimos que está dentro del rango permitido.

## b) Derivas

Las derivas calculadas del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 47).

Tabla 47. Resumen de derivas máximas.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Dirección</b>	<b>Derivas</b>	<b>Observación</b>
<b>Aporticado</b>	XX	0.0068	
	YY	0.0068	
<b>Dual</b>	XX	0.0065	Menos que el de
	YY	0.0065	pórticos

En la tabla se demuestra que los dos sistemas estructurales tienen similares derivas en ambas direcciones, su diferencia es mínima y los dos sistemas cumplen con tener derivas menores de 0.07 según la NTP E.030, pero el sistema dual es una estructura que tiene mayor ductilidad por lo que se considera una estructura más efectiva que el porticado.

### 3.12.3 Áreas De Concreto

El área de las secciones finales de las columnas y de muros de corte calculadas después del análisis con cada sistema estructural, se detalla a continuación (Tabla 48).

Tabla 48. Área de concreto en columnas y muros de corte por nivel

<b>Unidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Aporticado (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Dual (m<sup>2</sup>)</b>
30 und.	Columnas de 0.40x0.40	-	4.8
6 und	Columnas de 0.50 x 0.50	-	1.5
27 und.	columnas de 0.50x0.50	6.75	-
5 und.	columnas de 0.30x0.90	1.35	-
4 und.	columnas de 0.90x0.30	1.08	-
2 und.	muros en L de 0.20 x 2.40	-	0.96
1 und.	muros en L de 0.20 x 2.40	0.48	-
<b>TOTAL (m<sup>2</sup>)</b>		<b>9.66</b>	<b>7.26</b>

En la tabla se demuestra que hay una diferencia de áreas de 2.40 m<sup>2</sup> de concreto en las secciones de las columnas y muros de corte por cada nivel

de la edificación entre ambos sistemas estructurales, debido a que el sistema dual utiliza secciones de columnas más pequeñas, un muro de corte más para que cumpla con la rigidez que necesita la estructura.

### 3.12.4 Diseño estructural

Después de los diseños de los elementos se compara los resultados calculados de los dos sistemas estructurales; a continuación, se detalla la comparación de cada elemento estructural (Tabla 49, 50, 51,52,53).

Tabla 49. Diseño de viga 30x60

SISTEMA	APORTICADO	DUAL
<b>Diseño por flexión</b>		
Momento último: <b>Mu</b>	19.96 t.m	18.07 t.m
Acero requerido: <b>As<sub>req</sub></b>	10.59 cm <sup>2</sup>	9.51 cm <sup>2</sup>
<b>Aceros longitudinales</b>	Sup:2Ø3/4"+b(1Ø3/4"+ 1Ø5/8") Infr:2Ø3/4"	Sup:2Ø3/4"+b(2Ø5/8") Inf.: 2Ø3/4"
<b>Diseño por cortante</b>		
Resistencia (Mayorada) <b>Vu</b>	11.33 t	10.83 t
Resistencia del concreto <b>Vc</b>	12.44 t	12.44 t
Resistencia del acero <b>Vs</b>	0.89 t	0.29 t
<b>Aceros Transversales</b>	□ Ø3/8",1@0.05; 12@0.10; R@0.15	□ Ø3/8" 1@0.05; 12@0.10, R@0.20

En la tabla de muestra que la viga del sistema aporticado necesita más refuerzo que longitudinal que el sistema dual debido a que tiene un momento último más alto que hace que requiera mayor acero de refuerzo.

Tabla 50. Diseño de columna

SISTEMA	APORTICADO	DUAL
Sección de columna	50x50	40x40
<b>Diseño por flexión</b>		
Aceros longitudinales	4 Ø 3/4" +8 Ø 5/8"	12Ø3/4"
Cuantía utilizada	1.011%,	1.021%,
<b>Diseño por cortante</b>		

Cortante sísmica última $V_u$	44.32 t	29.55 t
Resistencia del concreto $V_c$	16.90 t	10.45 t
Resistencia del acero $V_s$	35.24 t	24.31 t
Aceros Transversales	□ 1Ø3/8" + 2GØ3/8" 5@0.10; R@0.15	□ 1Ø3/8" + 2GØ3/8" 5@0.10; R@0.15

En la tabla se muestra que las columnas de análisis defieren en el área de su sección; por lo tanto, el sistema dual que tiene el área de columna más pequeña requiere más esfuerzo de acero que el sistema aporticado; en consecuencia, se utilizó mayor cuantía de acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 51. Diseño de Muro Estructural en L

SISTEMA	APORTICADO	DUAL
<b>Necesita elemento de borde</b>	SI	SI
<b>ELEMENTO DE BORDE</b>		
Refuerzo longitudinal EB1	6 Ø 3/4"	4Ø5/8"+2Ø 1/2"
Refuerzo longitudinal EB2	6 Ø 1/2"	4Ø5/8"+2Ø 1/2"
Estribos	6 @ 10 cm; R@15 cm	6 @ 10 cm; R@15 cm
<b>ALMA</b>		
Refuerzo horizontal	2Ø 1/2"@15 cm	2Ø 1/2"@15 cm
Refuerzo vertical	2Ø 1/2"@15 cm	2Ø 1/2"@15 cm

En la tabla se muestra que el sistema dual aporticado necesita más refuerzo longitudinal en los elementos de borde que el sistema dual, debido a que la edificación tiene mayor peso y para evitar la torsión en la estructura.

Tabla 52. Diseño de Losa Aligerada de 20cm de espesor

SISTEMA	APORTICADO	DUAL
<b>Diseño por flexión</b>		
Momento último: $M_u$	0.88 t	0.88 t
Acero requerido $A_{sreq}$	1.48 cm <sup>2</sup>	1.48 cm <sup>2</sup>
<i>Aceros longitudinales</i>	<i>Sup: 1 Ø1/2" + 1b Ø3/8"</i> <i>Inf: 1 Ø1/2"</i>	<i>Sup: 1 Ø1/2" + 1b Ø3/8"</i> <i>Inf: 1 Ø1/2"</i>

<b>Acero por Temperatura</b>		
Área de acero mín. $V_{smin}$	0.90 cm <sup>2</sup>	0.90 cm <sup>2</sup>
Separación de refuerzo máx.	31cm	31 cm
<i>Acero de Temperatura</i>	1 Ø6 mm''@ 0.30 m	1 Ø6 mm''@ 0.30 m

En la tabla de muestra que los sistemas tienen el mismo refuerzo longitudinal y aceros de temperatura, ya que trabajan bajo cargas de gravedad.

Tabla 53. Diseño de Escalera

<b>SISTEMA</b>	<b>APORTICADO</b>	<b>DUAL</b>
Espesor de losa inclinada:	ei= 0.225 m	ei= 0.225 m
Espesor de losa de descanso:	ed= 0.15 m	ed= 0.15 m
<b>Diseño por flexión</b>		
Momento último máximo:	$Mu(+)$ = 4. 17 t.m	$Mu(+)$ = 4. 17t.m
Acero requerido	4.55 cm <sup>2</sup>	4.55 cm <sup>2</sup>
Aceros de refuerzos longitudinales	Sup:1 Ø3/8''@ 0.20m Inf:1 Ø1/2''@ 0.20m	Sup:1 Ø3/8''@ 0.20m Inf:1 Ø1/2''@ 0.20m
<b>Acero por Temperatura</b>		
Área de acero mín. $V_{smin}$	2.7 cm <sup>2</sup>	2.7 cm <sup>2</sup>
Separación de refuerzo max.	26 cm	26 cm
Aceros de refuerzo Trasversal (Temperatura)	Sup: 1Ø3/8" @ 0.20 Inf: 1Ø3/8" @ 0.20	Sup: 1Ø3/8" @ 0.20 Inf: 1Ø3/8" @ 0.20

En la tabla de muestra que los sistemas tienen el mismo refuerzo longitudinal y aceros de temperatura, ya que trabajan bajo cargas de gravedad.

#### IV DISCUSIÓN

La estructuración y el predimensionamiento de edificio de oficinas de 5 niveles se realizó de tal manera que cumpla con las características sísmicas, donde los elementos estructurales cuentan con adecuada distribución, simetría y rigidez en ambas direcciones para obtener un buen desempeño estructural; tiene similitud con la investigación de Barros & Peñafiel, (2015) que presentan una planta estructural de un edificio de 10 pisos con paredes distribuidas de manera simétrica en los dos sentidos X e Y, define que la ubicación y orientación de las columnas es importante con el fin de evitar o reducir la torsión en planta; del mismo modo Cáceres, (2021) manifiesta que la orientación y ubicación de los muros pueden ser sensibles a la torsión en la periferia de la estructura, priorizar la doble simetría, el uso de los muros en una edificación protege los pórticos absorbe gran cantidad de fuerza cortante aumentando la rigidez y ductilidad en la estructura que le convierte en una estructura con mejor desempeño.

En el análisis estático del edificio de oficinas de 5 niveles se determinó que los periodos fundamentales del sistema aporticado ( $T_x=0.633$  s y  $T_y=0.589$  s) son menores que los periodos fundamentales del sistema dual ( $T_x=0.741$  s y  $T_y=0.663$  s); demostrando así que el sistema aporticado tiene mayor rigidez. Hallando similitud con la investigación de Cabello, (2019) sobre el análisis estructural comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, lima 2019, donde el sistema aporticado tiene menores periodos fundamentales ( $T_x=0.301$  s y  $T_y=0.28$  s) que el sistema dual ( $T_x=0.463$  s y  $T_y=0.376$  s) y define que el sistema aporticado es una estructura con mayor rigidez. Estos resultados defieren con la investigación de Quispe, (2017), sobre el análisis comparativo de un modelo educativo donde determino que el sistema Dual alcanza un período fundamental  $T=0.291$  s menor que el sistema de Pórticos  $T=0.361$  s; por ende, la estructura con mayor rigidez es el sistema dual.

En el estudio del edificio de oficinas de 5 niveles tiene fuerza mayor fuerza cortante basal en la dirección X el sistema aporticado y en la dirección Y el sistema dual tiene mayor fuerza cortante el sistema dual; se puede decir que los dos sistemas están sometidas a similares fuerzas cortante porque la diferencia es mínima. Pero en la investigación de Cabello, (2019) sobre el análisis estructural comparativo entre los

sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, lima 2019 donde el sistema dual ( $V_e = 354.02 \text{ t}$ ) tiene mayor fuerza cortante basal que el sistema aporticado ( $V_e = 317.60 \text{ t}$ ); donde determino que el sistema aporticado tiene mejor comportamiento porque tiene mayor rigidez y soportara menos fuerza en la base, Estos resultados difieren con la investigación de Quispe, (2017); ya que según los resultados obtenidos el sistema dual tiene mayor cortante que el sistema aporticado ( $V_{e,dual} = 98.25 \text{ t} > V_{e,dual} = 86.24 \text{ t}$ ) por el hecho de que soporta mayores aceleraciones sísmicas.

El análisis dinámico del edificio de oficinas de 5 niveles de sistema dual, demostró que el sistema dual tiene el 15% menos cortante basal dinámica que sistema aporticado en ambas direcciones; es decir, el sistema dual tiene una acción sísmica menor. Tiene similitud con la investigación de Cabello, (2019) sobre el análisis estructural comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, lima 2019; donde determina que el sistema dual tiene menor cortante dinámica porque difiere el 22.3% en la dirección X y un 18% en la dirección Y; también se tiene similitud con la investigación de Quispe, (2017) del análisis de edificio educacional donde la cortante basal en la dirección X tiene similares resultados ( $V_{x,aporticado} = 74.87 \text{ t}$ ,  $V_{x,dual} = 75.60 \text{ t}$ ) pero en la dirección Y el sistema dual tiene menor cortante ( $V_{y,aporticado} = 45.14 \text{ t}$ ,  $V_{y,dual} = 23.73 \text{ t}$ ).

También en el análisis dinámico del edificio de oficinas de 5 niveles se determinó el comportamiento estructural mediante sus derivas de entre piso, donde las derivas del sistema dual son menores al sistema aporticado en ambas direcciones:  $D_{x,dual} = 0.0065 < D_{x,aporticado} = 0.0068$ ; y  $D_{y,dual} = 0.0065 < D_{y,aporticado} = 0.0066$ ; estos resultados son similares al estudio Cáceres, (2021) sobre el análisis y diseño de alternativas para edificios de hormigón armado Sistemas de muros estructurales vs. Sistemas duales de muros y pórticos, donde las derivas de entre piso del sistema dual son menores al sistema aporticado en ambas direcciones:  $D_{x,dual} = 0.0032 < D_{x,aporticado} = 0.0058$ ; y  $D_{y,dual} = 0.0044 < D_{y,aporticado} = 0.0056$ . También tiene resultados similares al estudio de Quispe (Quispe, 2017), del edificio educacional analizado, el sistema Dual mostró menores valores de las derivas de entrepiso en ambas direcciones:  $D_{x,dual} = 0.0030 < D_{x,aporticado} = 0.0058$ ; y  $D_{y,dual} = 0.0002 < D_{y,aporticado} = 0.0008$ .

## V CONCLUSIÓN

- Se estructuró y predimensionó los elementos estructurales del edificio de 5 niveles con una adecuada distribución y rigidez en ambas direcciones de análisis y obtener una edificación con las características sísmicas de acuerdo a la norma E.30.
- El comportamiento estructural de un edificio de oficinas de 5 niveles con sistema aporticado; los periodos fundamentales ( $T_x=0.633$  s y  $T_y=0.589$  s), la cortante basal estático ( $XX=248.86$  y  $YY=262.84$ ), la cortante basal dinámica ( $XX=224.90$  y  $YY=234.77$ ) y las derivas  $D_{x.aporticado}=0.0068$  y  $D_{y.aporticado}=0.0066$ ; es una estructura que cumple con los parámetros que exige la norma de diseño sismorresistente, y tiene mayor rigidez de acuerdo a los periodos y la derivas.
- El comportamiento estructural de un edificio de oficinas de 5 niveles con sistema dual; los periodos fundamentales ( $T_x=0.741$  s y  $T_y=0.663$  s), la cortante basal estático ( $XX=237.13$  y  $YY=264.99$ ), la cortante basal dinámica ( $XX=191.40$  y  $YY=198.19$ ) y las derivas  $D_{x.dual}=0.0065$  y  $D_{y.dual}=0.0065$ ; es una estructura que cumple con los parámetros que exige la norma de diseño sismorresistente y tiene rigidez y mayor ductilidad de acuerdo a los periodos y la derivas.
- Se realizó el diseño estructural del edificio de oficinas de 5 niveles con los dos sistemas estructurales, se logró determinar que el sistema aporticado requiere mayor acero y concreto que el sistema dual; por lo tanto, el sistema aporticado es una estructura con mayor costo económico.
- Finalmente, luego de realizar el análisis y diseño de la edificación se determinó que la estructura con sistema dual tiene un mejor comportamiento sísmico a diferencia del sistema aporticado por qué tiene rigidez y ductilidad por tener mayor cantidad de muro de corte que evito tener mayor cortante basal dinámica y las derivas de entre piso; además, por ser una estructura que representa menor costo debido a que se requiere menor cantidad de concreto por tener elementos estructurales con menores dimensiones y según el diseño menor cantidad de acero.

## **VI RECOMENDACIONES**

- ✓ Realizar una adecuada estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales de cualquier tipo de edificación, teniendo en cuenta que se debe evitar la concentración de esfuerzos.
  
- ✓ Los muros de corte en una edificación deben ser ubicadas en zonas estratégicas para que proporcione la adecuada rigidez y se logre evitar la torción de la estructura.
  
- ✓ En el caso de edificios que contemple la construcción de ascensor, es mejor independizar de la estructura principal para evitar la concentración de esfuerzos debido a la restricción de masas.
  
- ✓ Realizar estudios comparativos de edificios de oficinas entre sistemas de concreto armado y albañilería.

## VII REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural: Vol. I* (Comité ACI 318, Ed.; I). <https://ingenieraiymas.com/2022/02/aci-318-19-codigo-para-concreto-estructural-en-espanol.html>
- Alonso, A. (2004). *Un modelo de integración del análisis estructural en entornos de CAD para estructuras de edificación* [ Universidad Politécnica de Valencia]. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=216632>
- Ambrose, J., & Vergun, D. (2000). *Diseño Simplificado de Edificios para cargas de vientos y sismo: Vol. I* (2da. Edición). [https://www.academia.edu/43589524/Dise%C3%B1o\\_Simplificado\\_de\\_Edificios\\_para\\_Cargas\\_de\\_Viento\\_y\\_Sismo\\_James\\_Ambrose\\_Dimitry\\_Vergun](https://www.academia.edu/43589524/Dise%C3%B1o_Simplificado_de_Edificios_para_Cargas_de_Viento_y_Sismo_James_Ambrose_Dimitry_Vergun).
- Barbat, A., & Oller, S. (2020). *Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios. 1*, 1–13. <https://core.ac.uk/download/pdf/296535143.pdf>
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico - estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Escuela politécnica nacional.
- Blasco, A. B. (1994). *Estructuración Y Diseño de Edificaciones Armado Concreto* ((Colegio de Ingenieros del Perú CIP, Ed.; Primera).
- Cabello, B. (2019). “*Análisis estructural comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, Lima 2019*”.
- Cáceres, C. (2021). *Análisis y Diseño de alternativas para edificios de hormigón armado. Sistemas de muros estructurales vs. Sistemas duales de muros y pórticos*. Universidad San Francisco de Quito USFQ Colegio de Posgrados.
- Cumpa, A. (2022). *COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE EN SISTEMAS MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y DUAL DEL EDIFICIO BLESSER, DISTRITO DE MONSEFÚ*.
- IGP. (2014). *Instituto Geofísico del Perú - Evaluación del Peligro Sísmico en Perú* (Vol. 1). [http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/IGP/Mapa\\_Peligro\\_Sismico\\_Peru\\_2015\\_Version\\_Preliminar.pdf](http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/IGP/Mapa_Peligro_Sismico_Peru_2015_Version_Preliminar.pdf)
- IGP. (2020). *Instituto Geofísico del Perú - Peligro Sísmico*. Sociedad Geológica del Perú. <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Morales, R. (2013). *Diseño en Concreto Armado* (I. (Instituto de la C. y Gerencia), Ed.; 10a ed.).
- NTP A.080. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones - Oficinas. En *El peruano* (Vol. 1, pp. 1–3). El Peruano.
- NTP E.020. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones - Cargas. En *Resolución Ministerial N° 156-2016-PRODUCE* (Vol. 1, p. 8).

- NTP E.030. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones - Diseño Sismorresistente. En *Reglamento Nacional De Edificaciones* (pp. 1–80).
- NTP E-050. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones*.
- NTP E.060. (2019). Reglamento Nacional de Edificaciones - Concreto Armado. En *Sencico: Vol. I*. <https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>
- Ortega, J. (2015). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tomo I* (MACRO, Ed.; Primera Ed).
- Oviedo, R. (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado* (p. 313).
- Quispe, E. (2017). *Evaluación comparativa del análisis estructural entre los sistemas estructurales: Pórticos y dual (pórticos rigidizados) en el edificio tipo educacional*. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Romero, A. (2012). *Evolución de los métodos de cálculo en las estructuras diseñadas con pórticos de concreto armado para edificios en el área norte de latino americana* [Tecnología de la Construcción, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria]. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=233931>
- Salgado, M., Carreño, M., Barbat, A., & Cardona, O. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en Lorca mediante simulaciones de escenarios. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 32(2), 70–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.12.001>

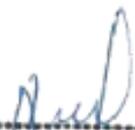
# **ANEXOS**

ANEXO 1:

**ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS**

## RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN, C-1.

<b>TIPO DE CIMENTACIÓN:</b> CIMENTACION CORRIDA.	
<b>ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:</b> ARCILLOSA LIMOSA, DE MEDIANA PLASTICIDAD.	
<b>PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN</b>	
<b>PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN:</b> - 1.80 m. SOBRE EL ESTRATO DE ARCILLA LIMOSA, DE MEDIANA PLASTICIDAD	
<b>PRESIÓN ADMISIBLE:</b>	0.62 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>FACTOR DE SEGURIDAD:</b>	3.00
<b>TIPO DE SUELO DESDE EL PUNTO DE VISTA SISMICO:</b> TIPO DE SUELO: S <sub>2</sub> , CATEGORÍA: C, FACTOR DE ZONA 2 Z = 0.25, FACTOR DE USO U = 1.00, FACTOR DE SUELO S = 1.20 Y PERIODO PREDOMINANTE Ts = 0.6 seg.	
<b>AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN:</b> AGRESIVIDAD NULA.	
<b>RECOMENDACIONES ADICIONALES:</b> NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE O RELLENO SANITARIO Y QUE ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA CIMENTACIÓN Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES SELECCIONADOS.	

  
 **Menandro Huiles Alberca**  
**INGENIERO CIVIL**  
CIP. 243354





## MECANICA DE SUELOS, TECNOLOGIA DEL CONCRETO Y ASFALTO

PSJE CAHUIDE N° 140  
Cel. 920994280  
Jaen - cajamarca  
RUC: 20605055240  
INDECOPI: 00124908  
zursan.19inc@gmail.com

### LIMITE DE CONSISTENCIA

(NORMA MTC E 110, ASTM D4318, AASHTO T99; MTC E 111, ASTM D4318, AASHTO T90)

#### LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

**PROYECTO:** "ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020".

**UBICACIÓN:** DISTRITO DE UTCUBAMBA, PROVINCIA DE UTCUBAMBA DEPARTAMENTO DE AMAZONAS

**SOLICITANTE:** BACHILLER LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI

**HECHO POR :** L.M.T.  
**FECHA :** 09/09/22

#### DATOS DE LA MUESTRA

<b>CALICATA:</b>	C-1	<b>CLASIFICACIÓN:</b>	CL
<b>MUESTRA:</b>	M-1	<b>PROFUND. (M.)</b>	0.30 m - 3.00 m.
<b>CODIGO DE MUESTRA:</b>	73-ZURSAN-INC-22		

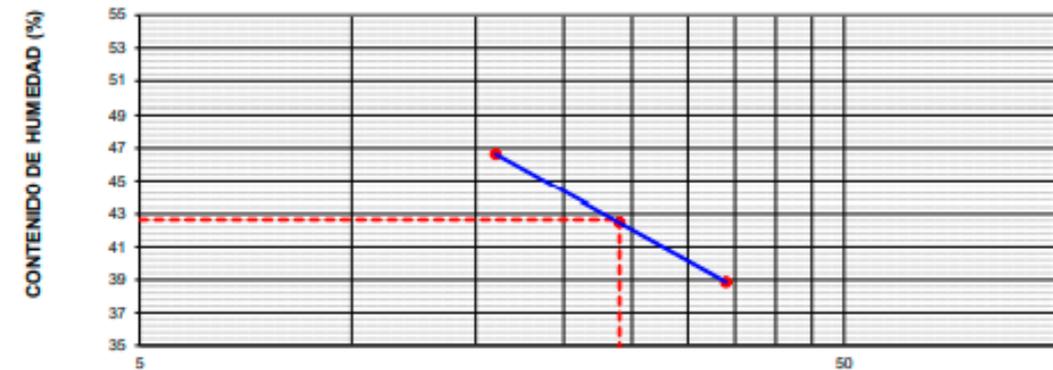
#### LIMITE LIQUIDO

N° TARRO		12	13	14
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		26.71	25.89	26.40
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		22.70	22.25	22.90
PESO DE AGUA (g)		4.01	3.64	3.50
PESO DEL TARRO (g)		14.10	13.68	13.89
PESO DEL SUELO SECO (g)		8.60	8.57	9.01
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		46.63	42.47	38.85
NUMERO DE GOLPES		16	24	34

#### LIMITE PLASTICO

N° TARRO		1	2
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		23.80	24.01
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		21.82	21.99
PESO DE AGUA (g)		1.98	2.02
PESO DEL TARRO (g)		13.80	13.66
PESO DEL SUELO SECO (g)		8.02	8.33
CONTENIDO DE DE HUMEDAD (%)		24.69	24.25

### CONTENIDO DE HUMEDAD A 25 GOLPES



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	42.7
LIMITE PLASTICO	24.5
INDICE DE PLASTICIDAD	18.2

Observaciones:

ZURSAN INGENIEROS Y CONSTRUCTORES E.I.R.L.  
*Luis M. ...*  
Luis M. ...  
TECNICO LABORATORIO

*Menandro ...*  
Menandro ...  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 243354



**MECANICA DE SUELOS,  
TECNOLOGIA DEL  
CONCRETO Y ASFALTO**

PSJE CAHUIDE N° 140  
Cel. 920994280  
Jaen - cajamarca  
RUC: 20605055240  
INDECOPI: 00124908  
zursan.19inc@gmail.com

**CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO**  
(NORMA MTC E 108, ASTM D 2216)

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS**

**PROYECTO:** "ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020".

**UBICACIÓN:** DISTRITO DE UTCUBAMBA, PROVINCIA DE UTCUBAMBA DEPARTAMENTO DE AMAZONAS **HECHO POR:** L.M.T.

**SOLICITANTE:** BACHILLER LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI **FECHA:** 09/09/22

**DATOS DE LA MUESTRA**

**CALICATA:** C-1 **PROFUND. (M.)** 0.30 m. - 3.00 m.

**MUESTRA:** M-1 **CLASIFICACIÓN:** CL

**CODIGO DE MUESTRA:** 73-ZURSAN-INC-22

MUESTRA	1	2		
SUELO HUMEDO + CAPSULA	345.0	348.0		
PESO SUELO SECO + CAPSULA (gr.)	312.0	314.0		
PESO DE CAPSULA (gr.)	0.0	0.0		
PESO DEL AGUA	33.0	34.0		
PESO DE SUELO SECO	312.0	314.0		
CONTENIDO DE HUMEDAD %	10.58	10.83		

**PROMEDIO % DE HUMEDAD :** 10.7

**Observaciones:** -

ZURSAN INGENIEROS Y CONSTRUCCION E.I.R.L.  
  
Luis M. Zamora Muñoz  
TECNICO LABORATORIO

Menandro Nuñez Alberca  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 243354





## MECANICA DE SUELOS, TECNOLOGIA DEL CONCRETO Y ASFALTO

RUC: 20605055240

PSJE CAHUIDE N° 140

INDECOPI: 00124908

Cel. 920994280

[zursan.19inc@gmail.com](mailto:zursan.19inc@gmail.com)

### DATOS DEL PROYECTO

### DATOS DEL PERSONAL

<b>PROYECTO:</b>	ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020.	<b>TEC. RESP.:</b>	Marco Zurita S.
<b>UBICACIÓN:</b>	DESTRITO DE UTCUBAMBA, PROVINCIA DE UTCUBAMBA DEPARTAMENTO DE AMAZONAS	<b>ING. RESP.:</b>	M. Nuñez
<b>SOLICITANTE:</b>	BACHILLER LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI	<b>FECHA INGRESO:</b>	8/09/2022
		<b>FECHA ENTREGA:</b>	12/09/2022

### REFERENCIAS DE LA MUESTRA

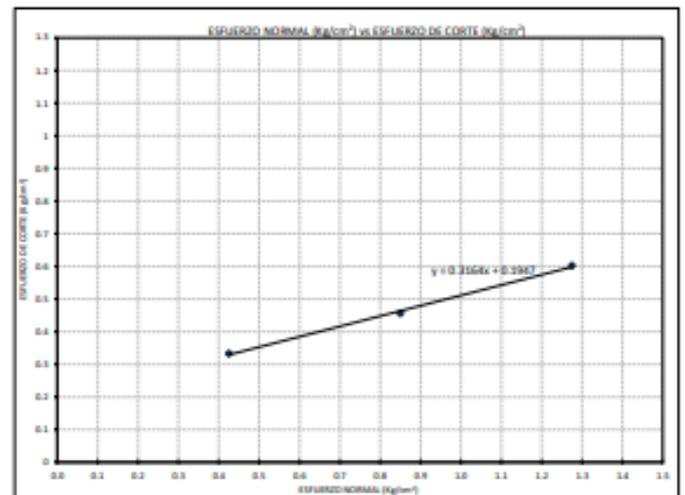
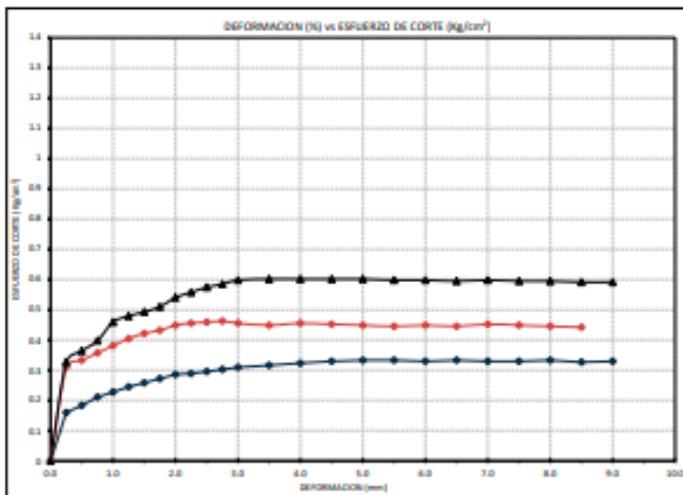
<b>ESTRUCTURA:</b>	EDIFICACION
<b>CALCATA:</b>	C - 1
<b>MUESTRA:</b>	M - 1
<b>PROFUNDIDAD (m):</b>	0.30 m - 1.00 m.
<b>CLASIFICACION (S.U.C.S):</b>	CL
<b>CONDICION:</b>	INALTERADA

### CONTENIDO DE HUMEDAD FINAL (A.S.T.M. D 2236)

MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	
NUMERO DE TARA	1	2	3
PESO MUESTRA HUMEDA + TARA	145.2 gr	146.8 gr	145.7 gr
PESO MUESTRA SECA + TARA	107.8 gr	108.6 gr	108.2 gr
PESO TARA	23.00 gr	23.30 gr	23.30 gr
PESO MUESTRA SECA	84.8 gr	85.5 gr	84.9 gr
CONTENIDO DE HUMEDAD	44.10 %	44.68 %	44.17 %

### DENSIDAD HUMEDA FINAL (A.S.T.M. D 2937)

PESO MUESTREADOR + M HUMEDA	148.89 gr	PESO MUESTREADOR + M HUMEDA	148.37 gr	PESO MUESTREADOR + M HUMEDA	148.94 gr
PESO MUESTREADOR	41.97 gr	PESO MUESTREADOR	41.97 gr	PESO MUESTREADOR	41.97 gr
PESO MUESTRA HUMEDA	106.91 gr	PESO MUESTRA HUMEDA	106.40 gr	PESO MUESTRA HUMEDA	106.97 gr
VOLUMEN MUESTREADOR	60.05 cm <sup>3</sup>	VOLUMEN MUESTREADOR	60.05 cm <sup>3</sup>	VOLUMEN MUESTREADOR	60.05 cm <sup>3</sup>
DENSIDAD HUMEDA FINAL	1.78 g/cm <sup>3</sup>	DENSIDAD HUMEDA FINAL	1.77 g/cm <sup>3</sup>	DENSIDAD HUMEDA FINAL	1.78 g/cm <sup>3</sup>
HUMEDAD FINAL :	44.10 %	HUMEDAD FINAL :	44.68 %	HUMEDAD FINAL :	44.17 %
DENSIDAD SECA FINAL:	1.24 g/cm <sup>3</sup>	DENSIDAD SECA FINAL:	1.22 g/cm <sup>3</sup>	DENSIDAD SECA FINAL:	1.24 g/cm <sup>3</sup>



**RESULTADOS:**

**COHESIÓN (C):** 8.195  
**ANGULO DE FRICCION INTERNA (α):** 17.56 °

**Luis M. Zurita Nuñez**  
 TÉCNICO LABORATORIO

**Menéndez Nuñez Alberca**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 243354

**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (C - 1) EDIFICACION**

**PROYECTO:** "ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020".

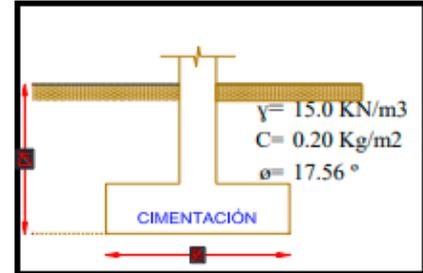
**SOLICITANTE:** BACHILLER LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI

**FECHA:** SEPTIEMBRE 2022

**CIMENTACIÓN**

**DATOS**

Angulo de friccion interna ( $\theta$ ):	17.56 °
Cohesion (c):	0.195 Kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo de friccion interna corregida ( $\theta'$ ):	11.91 °
Cohesion corregida (c'):	0.13 Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Especifico del Suelo Natural ( $\gamma$ ):	15 KN/m <sup>3</sup>
Humedad del Suelo (W%):	20 %
Tipo de Suelo:	CL
Factor de seguridad (FS):	3
Módulo de Elasticidad (Es):	300 Kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento permisible (Si max):	2.54 cm
Relación de Poisson ( $\mu$ ):	0.3



FACTORES DE CARGA (Vesic):				FACTORES DE FORMA			
				Corrida	Cuad./Circ.	Rect.	
Nc =	12.76	Nq/Nc =	0.39	Sc =	1.00	1.39	1.26
Nq =	5.04	tan $\phi$ =	0.32	Sq =	1.00	1.32	1.21
N $\gamma$ =	3.82	kp =	1.86	S $\gamma$ =	1	0.60	0.73

**CAPACIDAD DE CARGA (la capacidad de carga última se calculo usando la relacion de terzaghi y peck 1967)**

**CIMENTACION CONTINUA O CORRIDA**

$$Q_{ult} = CN_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

B (m)	L (m)	Df (m)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	If	Se (cm)	Se rigida(cm)
1.00		1.00	1.09	0.36	0.58	0.13	0.12
1.50		1.80	1.85	<b>0.62</b>	0.62	0.35	<b>0.32</b>
2.00		2.00	2.15	0.72	0.64	0.56	0.52

**CIMENTACION CUADRADA**

$$Q_{ult} = 1.3CN_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 0.4\gamma B N_\gamma S_\gamma$$

B (m)	L (m)	Df (m)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	If	Se (cm)	Se rigida(cm)
1.00	1.00	1.00	1.20	0.40	0.65	0.16	0.15
1.50	1.50	1.50	1.78	0.59	0.65	0.35	0.33
2.00	2.00	2.00	2.36	0.79	0.65	0.62	0.58

**CIMENTACION RECTANGULAR**

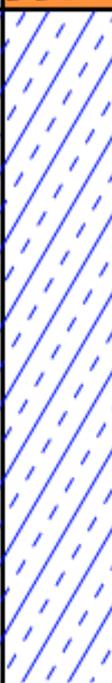
$$Q_{ult} = CN_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

B (m)	L (m)	Df (m)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	If	Se (cm)	Se rigida(cm)
1.00	1.50	1.00	1.23	0.41	0.63	0.16	0.15
1.50	2.00	1.50	1.82	0.61	0.66	0.36	0.34
2.00	2.50	2.00	2.41	0.80	0.67	0.65	0.61

**Menandro Nules Alberca**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CIP. 243354**

	<b>MECANICA DE SUELOS, TECNOLOGIA DEL CONCRETO Y ASFALTO</b>	PSJE CAHUIDE N° 140 Cel. 920994280 Jaen - cajamarca RUC: 20605055240 INDECOPI: 00124908 zursan.19inc@gmail.com
---	--	---

DATOS DEL PROYECTO			
PROYECTO:	"ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020".	TEC. RESP.:	L.M.T
SOLICITANTE:	BACHILLER LUCY BERCELY CHUQUIPUL VALQUI	ING. RESP.:	M. N.
UBICACIÓN:	DISTRITO DE UTCUBAMBA, PROVINCIA DE UTCUBAMBA DEPARTAMENTO DE AMAZONAS	FECHA INGRESO:	7/09/2022
		FECHA ENTREGA:	12/09/2022

CALICATA:	C - 1		DATOS DE CAMPO					
			PROFUNDIDAD TOTAL (m):	3.00		PROF. NIVEL FILTRAC	N.P.	
			ESTRUCTURA:	EDIFICACION		MUESTRAS	W (%)	LIMITES
PROFUNDIDAD (m)	SÍMBOLO (S.U.C.S.)	SÍMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION DEL MATERIAL			LL (%)	IP (%)	
0.30			PASTOS, RAICES MATERIAL DE RELLENO	S/M	-	-	-	
0.50			ARCILLA LIMOSA (CL), de color crema con tonalidades blanquesinas, de mediana plasticidad, ninguna reacción al ácido clorhídrico y El estrato se encuentra medianamente consolidado, húmedo a muy húmedo; sin olor, y presenta bajo contenido de sales sulfatadas.	M - 1	10.7	42.7	18.20	
1.00	CL							
1.50								
2.00								
2.50								
3.00								
3.50								
4.00								
4.50								

  
**Luis M. Ramos Muñoz**  
 TÉCNICO LABORATORIO

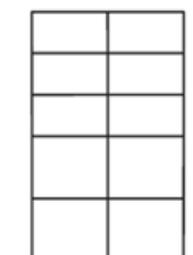
  
  
**Menandro Huales Alberca**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 24335

**ANEXO 2:**  
**VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES DEL**  
**SISTEMA APORTICADO**

## IRREGULARIDADES EN ELEVACION

### A) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

- X-X** Irregularidad Rigidez Normal: NO presenta,  $I_a=1$   
**Y-Y** Irregularidad Rigidez Normal: NO presenta,  $I_a=1$
- X-X** Irregularidad Rigidez Extremo: NO presenta,  $I_a=1$   
**Y-Y** Irregularidad Rigidez Extremo: NO presenta,  $I_a=1$



Irregular:  $I_a=0.75$   
 $K_i < 0.7K_{i+1}$   
 or  
 $K_i < \frac{0.8}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

Extreme:  $I_a=0.50$   
 $K_i < 0.6K_{i+1}$   
 or  
 $K_i < \frac{0.7}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

#### DIRECCIÓN X-X:

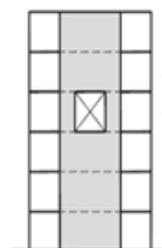
Combo	Rigidez X (tf/m)	70% K(i+1)	80% (Kprom)	60% K(i+1)	70% (Kprom)
Sismo X	50850.51				
Sismo X	65162.73	1.83		2.14	
Sismo X	71755.82	1.57		1.84	
Sismo X	60327.60	1.20	1.20	1.40	1.38
Sismo X	71574.51	1.69	1.36	1.98	1.56

#### DIRECCIÓN Y-Y:

Combo	Rigidez Y (tf/m)	70% K(i+1)	80% (Kprom)	60% K(i+1)	70% (Kprom)
Sismo Y	59812.44				
Sismo Y	76866.69	1.84		2.14	
Sismo Y	86389.87	1.61		1.87	
Sismo Y	77847.06	1.29	1.31	1.50	1.50
Sismo Y	85810.13	1.57	1.33	1.84	1.53

### B) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

- X-X** Irreg. Resistencia Normal: NO presenta,  $I_a=1$   
**Y-Y** Irreg. Resistencia Normal: NO presenta,  $I_a=1$
- X-X** Irreg. Resistencia Extremo: NO presenta,  $I_a=1$   
**Y-Y** Irreg. Resistencia Extremo: NO presenta,  $I_a=1$



Irregular:  $I_a=0.75$   
 $Str_i < 0.8 Str_{i+1}$

Extreme:  $I_a=0.50$   
 $Str_i < 0.65 Str_{i+1}$

#### DIRECCIÓN X-X:

Combo	Cortante X (tf)	80% (Kprom)	65% K(i+1)
Sismo X	61.10		
Sismo X	118.84	2.43	2.99
Sismo X	166.41	1.75	2.15
Sismo X	202.51	1.52	1.87
Sismo X	224.90	1.39	1.71

#### DIRECCIÓN Y-Y:

Combo	Cortante Y (tf)	80% (Kprom)	65% K(i+1)
Sismo Y	63.67		
Sismo Y	124.03	2.43	3.00
Sismo Y	173.53	1.75	2.15
Sismo Y	211.13	1.52	1.87
Sismo Y	234.77	1.39	1.71

### C) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

X-X Irregularidad de masa NO presenta,  $I_a=1$   
 Y-Y Irregularidad de masa NO presenta,  $I_a=1$

NIVEL	PESO	Superior	Inferior
P5	555.25		0.97
P4	569.80	1.03	1.00
P3	569.80	1.00	1.00
P2	569.80	1.00	1.00
P1	569.90	1.00	

$$P = 100 \%CM + \% CV$$

Irregular:  
 $M_i > 1.5 M_{i+1}$   
 or  
 $M_i > 1.5 M_{i+1}$   
 $I_a = 0.90$

### D) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE GEOMETRICA VERTICAL

X-X Irreg. de geometrica vertical: NO presenta,  $I_a= 1.0$   
 Y-Y Irreg. de geometrica vertical: NO presenta,  $I_a= 1.0$

X-X

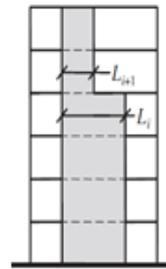
$$L_i = 28.00 \text{ m}$$

$$L_{i+1} = 28.00 \text{ m}, \quad L_i / L_{i+1} = \boxed{1.00}$$

Y-Y

$$L_i = 21.70 \text{ m}$$

$$L_{i+1} = 21.70 \text{ m}, \quad L_i / L_{i+1} = \boxed{1.00}$$



Irregular:  
 $L_i > 1.3 L_{i+1}$   
 $I_a = 0.90$

### E) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

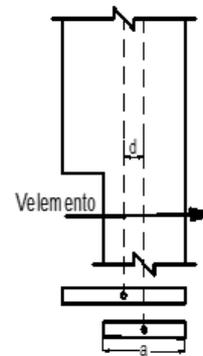
$$I_a = 0.80 \quad V_e > 10\% V_b$$

$$d > 25\% \cdot a$$

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

$$I_a = 0.60 \quad V_e > 10\% V_b$$

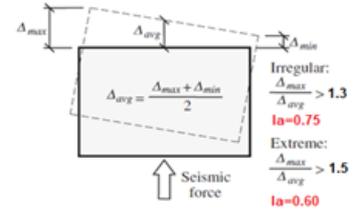
$$d > 25\% \cdot a$$



## IRREGULARIDADES EN PLANTA

### A) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL

**X-X** Irreg. Torsion Normal: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg. Torsion Normal: NO presenta,  $la=1$   
  
**X-X** Irreg. Torsion Extremo: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg. Torsion Extremo: NO presenta,  $la=1$



DIRECCIÓN X-X:

Combo	Ratio	>1.3	>1.5
Sismo X	1.093	NO	NO
Sismo X	1.060	NO	NO
Sismo X	1.046	NO	NO
Sismo X	1.030	NO	NO
Sismo X	1.118	NO	NO

DIRECCIÓN Y-Y:

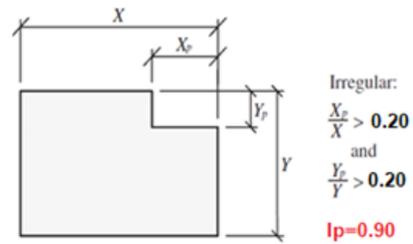
Combo	Ratio	1.3	1.5
Sismo Y	1.093	NO	NO
Sismo Y	1.018	NO	NO
Sismo Y	1.019	NO </td <td>NO</td>	NO
Sismo Y	1.048	NO	NO
Sismo Y	1.218	NO	NO

### B) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 0.9$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 0.9$

**X-X**  
 $X_p = 18.65$  m  
 $X = 36.70$  m  
 Si existe

**Y-Y**  
 $Y_p = 11.50$  m  
 $Y = 26.00$  m  
 Si existe



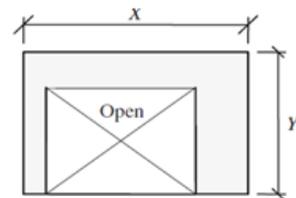
### C) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$

**At(sección) < 0.25 At(total)**

Irregular:

$A_{open} > \frac{1}{2} XY$   **$lp = 0.85$**



### D) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$

**$lp = 0.90$**



ANEXO 3:

**VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL  
APORTICADO**

### VERIFICACION DE FUERZA CORTANTE MINIMA

PARÁMETROS DE CALCULO EN DIRECCIÓN X-X	VALOR
FUERZA CORTANTE ESTÁTICA: $V_{estx}$ (tf)	248.86
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO: $V_{disx}$ (tf)	199.09
FUERZA CORTANTE DINAMICA: $V_{dinx}$ (tf)	224.90
FACTOR DE ESCALAMIENTO: $F_{ex}$ (tf)	0.89

PARÁMETROS DE CALCULO EN DIRECCIÓN Y-Y	VALOR
FUERZA CORTANTE ESTÁTICA: $V_{esty}$ (tf)	262.84
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO: $V_{disy}$ (tf)	210.27
FUERZA CORTANTE DINAMICA: $V_{diny}$ (tf)	234.77
FACTOR DE ESCALAMIENTO: $F_{ey}$ (tf)	0.90

### VERIFICACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

#### DIRECCION X-X

$V_{muros}$ (t)	37.69	19%
$V_{columnas}$ (t)	156.49	81%
TOTAL	194.18	100%
$R_o$	8	Aporticado

#### DIRECCION Y-Y

$V_{muros}$ (t)	36.36	17%
$V_{columnas}$ (t)	171.78	83%
TOTAL	208.14	100%
$R_o$	8	Aporticado

### VERIFICACION DE PERIODOS Y MASAS PARTICIPATIVAS

T1 =	0.633 s	– Traslacional en Y
T2 =	0.586 s	– Traslacional en X
T3 =	0.511 s	– Rotacional

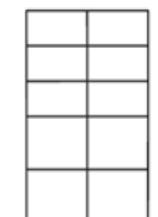
**ANEXO 4:**

**VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES DEL  
SISTEMA DUAL**

## IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

### A) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

- X-X** Irregularidad Rigidez Normal: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irregularidad Rigidez Normal: NO presenta,  $la=1$
- X-X** Irregularidad Rigidez Extremo: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irregularidad Rigidez Extremo: NO presenta,  $la=1$



Irregular:  **$la=0.75$**   
 $K_i < 0.7K_{i+1}$   
 or  
 $K_i < \frac{0.8}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

Extreme:  **$la=0.50$**   
 $K_i < 0.6K_{i+1}$   
 or  
 $K_i < \frac{0.7}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

**DIRECCIÓN X-X:**

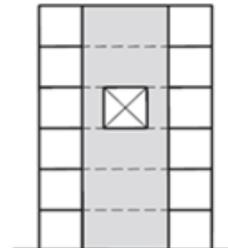
Combo	Rigidez X (tf/m)	70% $K(i+1)$	80% (Kprom)	60% $K(i+1)$	70% (Kprom)
Sismo X	36276.54				
Sismo X	47687.623	1.88		2.19	
Sismo X	52357.773	1.57		1.83	
Sismo X	45706.137	1.25	1.26	1.45	1.44
Sismo X	59403.566	1.86	1.53	2.17	1.75

**DIRECCIÓN Y-Y:**

Combo	Rigidez Y (tf/m)	70% $K(i+1)$	80% (Kprom)	60% $K(i+1)$	70% (Kprom)
Sismo Y	41326.921				
Sismo Y	56857.55	1.97		2.29	
Sismo Y	62693.599	1.58		1.84	
Sismo Y	61127.195	1.39	1.42	1.63	1.63
Sismo Y	67325.541	1.57	1.40	1.84	1.60

### B) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

- X-X** Irreg. Resistencia Normal: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg. Resistencia Normal: NO presenta,  $la=1$
- X-X** Irreg. Resistencia Extremo: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg. Resistencia Extremo: NO presenta,  $la=1$



Irregular:  **$la=0.75$**   
 $Str_i < 0.8 Str_{i+1}$

Extreme:  **$la=0.50$**   
 $Str_i < 0.65 Str_i$

**DIRECCIÓN X-X:**

Combo	Cortante X (tf)	80% (Kprom)	65% $K(i+1)$
Sismo X	53.47		
Sismo X	101.54	2.37	2.92
Sismo X	140.69	1.73	2.13
Sismo X	170.35	1.51	1.86
Sismo X	188.60	1.38	1.70

**DIRECCIÓN Y-Y:**

Combo	Cortante Y (tf)	80% (Kprom)	65% $K(i+1)$
Sismo Y	31.44		
Sismo Y	59.35	2.36	2.90
Sismo Y	81.76	1.72	2.12
Sismo Y	98.53	1.51	1.85
Sismo Y	108.60	1.38	1.70

**C) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE MASA O PESO**

X-X Irregularidad de masa NO presenta,  $I_a=1$   
 Y-Y Irregularidad de masa NO presenta,  $I_a=1$

NIVEL	PESO	Superior	Inferior
P5	540.14		0.97
P4	554.69	1.03	1.00
P3	554.69	1.00	1.00
P2	554.69	1.00	0.99
P1	557.93	1.01	

$P = 100 \%CM + \% CV$

Irregular:

$M_i > 1.5 M_{i+1}$   
 or  
 $M_i > 1.5 M_{i-1}$

$I_a = 0.90$

**D) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE GEOMETRICA VERTICAL**

X-X Irreg. de geometrica vertical: NO presenta,  $I_a= 1.0$   
 Y-Y Irreg. de geometrica vertical: NO presenta,  $I_a= 1.0$

X-X

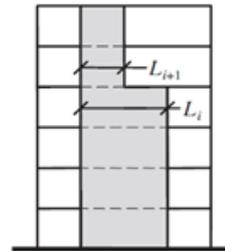
$L_i = 28.00 \text{ m}$

$L_{i+1} = 28.00 \text{ m}, \quad L_i / L_{i+1} = \boxed{1.00}$

Y-Y

$L_i = 21.70 \text{ m}$

$L_{i+1} = 21.70 \text{ m}, \quad L_i / L_{i+1} = \boxed{1.00}$



Irregular:

$L_i > 1.3 L_{i+1}$

$I_a = 0.90$

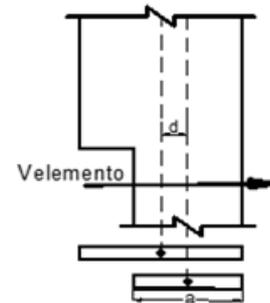
**E) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES**

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

$I_a = 0.80 \quad V_e > 10\% V_b$   
 $d > 25\% \cdot a$

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

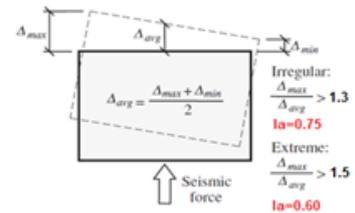
$I_a = 0.60 \quad V_e > 10\% V_b$   
 $d > 25\% \cdot a$



## IRREGULARIDADES EN PLANTA

### A) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL

**X-X** Irreg.Torsion Normal: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg.Torsion Normal: NO presenta,  $la=1$   
**X-X** Irreg. Torsion Extremo: NO presenta,  $la=1$   
**Y-Y** Irreg. Torsion Extremo: NO presenta,  $la=1$



DIRECCIÓN X-X:

Combo	Ratio	>1.3	>1.5
Sismo X	1.112	NO	NO
Sismo X	1.099	NO	NO
Sismo X	1.090	NO	NO
Sismo X	1.081	NO	NO
Sismo X	1.229	NO	NO

DIRECCIÓN Y-Y:

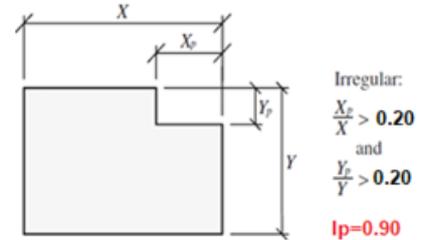
Combo	Ratio	1.3	1.5
Sismo Y	1.210	NO	NO
Sismo Y	1.196	NO	NO
Sismo Y	1.188	NO	NO
Sismo Y	1.176	NO	NO
Sismo Y	1.237	NO	NO

### B) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 0.9$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 0.9$

**X-X**  
 $X_p = 3.10$  m  
 $X = 28.00$  m  
 NO existe

**Y-Y**  
 $Y_p = 3.30$  m  
 $Y = 21.70$  m  
 NO existe



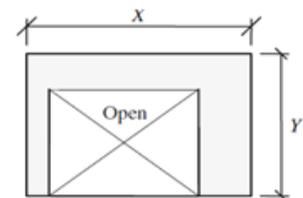
### C) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$

**At(sección) < 0.5 At(total)**

Irregular:

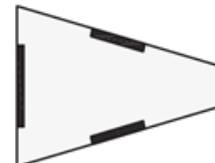
$A_{open} > \frac{1}{2} XY$   **$lp = 0.85$**



### D) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS

**X-X** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$   
**Y-Y** Irreg. de geometria vertical:  $lp = 1$

**$lp = 0.90$**



**ANEXO 5:**

**VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL  
DUAL**

**VERIFICACION DE FUERZA CORTANTE MINIMA**

PARÁMETROS DE CALCULO EN DIRECCIÓN X-X		VALOR
FUERZA CORTANTE ESTÁTICA: Vestx (tf)	237.13	
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO: Vdisx (tf)	189.70	
FUERZA CORTANTE DINAMICA: Vdinx (tf)	191.40	
FACTOR DE ESCALAMIENTO: Fex (tf)	0.99	

PARÁMETROS DE CALCULO EN DIRECCIÓN Y-Y		VALOR
FUERZA CORTANTE ESTÁTICA: Vesty (tf)	264.99	
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO: Vdisy (tf)	211.99	
FUERZA CORTANTE DINAMICA: Vdiny (tf)	198.19	
FACTOR DE ESCALAMIENTO: Fey (tf)	1.07	

**VERIFICACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

DIRECCION X-X

Vmuros (t)	74.92	48%
Vcolumnas (t)	82.13	52%
TOTAL	157.05	100%
Ro	7	Dual

DIRECCION Y-Y

Vmuros (t)	95.44	51%
Vcolumnas (t)	90.06	49%
TOTAL	185.5	100%
Ro	7	Dual

**VERIFICACION DE PERIODOS Y MASAS PARTICIPATIVAS**

T1 = 0.741 s      – Traslacional en Y  
 T2 = 0.663 s      – Traslacional en X  
 T3 = 0.555 s      – Rotacional

**ANEXO 6:**  
**DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL**  
**SISTEMA APORTICADO**

**DISEÑO DE VIGA (0.30 X 0.60) 1er - 5to Nivel****PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL**

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero: $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Base de la Viga: $b_w$ (cm)	30
Peralte Total de la Viga: $h$ (cm)	60
Peralte efectivo (depende #capas): $d = h - 6$ (cm)	54
Luz Libre del miembro estructural: $L_n$ (cm)	450
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y \cdot b \cdot d$ (cm <sup>2</sup> )	3.913
Acero Máximo: $A_{s,máx} = 0.5(0.85f_c \cdot 6000 \cdot \beta_1)/(f_y + 6000)$ (cm <sup>2</sup> )	17.21

**DISEÑO SÍSMICO POR FLEXIÓN**

Momento Último: $M_u$ (t.m)	19.96
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión: $a = d \cdot \sqrt{f_c} \cdot 2M_u / (\phi \cdot 0.85f_c \cdot b_w)$ (cm)	8.31
Acero requerido: $A_{sreq} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	10.59
Requerimiento de Bastones (Zona de Análisis)	
Acero colocado en la zona de análisis: $A_{scol}$ (cm <sup>2</sup> )	5.70
Díámetro máximo del acero longitudinal: $D_b \text{ max}$ (cm)	1.91
Díámetro mínimo del acero longitudinal: $D_b \text{ min}$ (cm)	1.59

**SUPERIOR : 2Ø3/4"+b(1Ø3/4"+1Ø5/8")    INFERIOR:2Ø3/4"**

**DISEÑO SÍSMICO POR CORTANTE**

Acero negativo total izquierdo del miembro estructural: $A_{s1} -$ (cm <sup>2</sup> )	8.55
Acero positivo total izquierdo del miembro estructural: $A_{s2} +$ (cm <sup>2</sup> )	5.70
Acero negativo total derecho del miembro estructural: $A_{s3} -$ (cm <sup>2</sup> )	10.54
Acero positivo total derecho del miembro estructural: $A_{s4} +$ (cm <sup>2</sup> )	5.70
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s1}$ : $a_1 = A_{s1} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	3.35
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s2}$ : $a_2 = A_{s2} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	2.24
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s3}$ : $a_3 = A_{s3} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	4.13
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s4}$ : $a_4 = A_{s4} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	2.24
Momento nominal del acero $A_{s1}$ : $M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a_1/2)$ (t.m)	18.79
Momento nominal del acero $A_{s2}$ : $M_{n2} = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - a_2/2)$ (t.m)	12.66
Momento nominal del acero $A_{s3}$ : $M_{n3} = A_{s3} \cdot f_y \cdot (d - a_3/2)$ (t.m)	22.99
Momento nominal del acero $A_{s4}$ : $M_{n4} = A_{s4} \cdot f_y \cdot (d - a_4/2)$ (t.m)	12.66
Momento probable del acero $A_{s1}$ : $M_{pr1} = 1.25M_{n1}$ (t.m)	23.49
Momento probable del acero $A_{s2}$ : $M_{pr2} = 1.25M_{n2}$ (t.m)	15.83
Momento probable del acero $A_{s3}$ : $M_{pr3} = 1.25M_{n3}$ (t.m)	28.74
Momento probable del acero $A_{s4}$ : $M_{pr4} = 1.25M_{n4}$ (t.m)	15.83
Carga Muerta en el miembro estructural: $C_M$ (t/m)	0.43
Carga Viva en el miembro estructural: $C_V$ (t/m)	0.08
Cortante debido a Cargas Isostáticas $V_{ui} = 1.25(C_M + C_V)L_n/2$ (t)	1.43
Cortante sísmica última a la Izquierda: $V_{u,izq}(a)$ (t)	10.16
Cortante sísmica última a la Derecha: $V_{u,der}(a)$ (t)	11.33
Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada): $V_u = \max(V_u(a); V_u(b))$	11.33
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$	12.44
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u / \phi - V_c$	0.89
Díámetro del acero transversal (refuerzo a corte): $D_{at}$ (cm)	0.95
Área del acero transversal (refuerzo a corte): $A_{acero}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$ (cm)	364
Separación del primer estribo a la cara del elemento vertical (cm)	5
Zona de confinamiento $2h$ : $S_{conf} = \min(d/4; 15; 10\phi_{long,min}; 24\phi_{estribo}; 30; S_{max})$ (cm)	13
Zona Central: $S_{cent} = \min(d/2; S_{máx})$ (cm)	27

□ 3/8", 1@0.05; 12@0.10; R@0.20

## DISEÑO DE COLUMNA C21 (PRIMER-QUINTO NIVEL)

### PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Base de la Columna: $b_w$ (cm)	50
Peralte Total de la Columna: $h$ (cm)	50
Peralte efectivo : $d = h-6$ (cm)	44
Altura Libre del miembro estructural: $H_n$ (cm)	220
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,mín} = 0.01b_w.h$ (cm <sup>2</sup> )	25
Acero Máximo: $A_{s,máx} = 0.06b_w.h$ (cm <sup>2</sup> )	150

$$4 \text{ } \emptyset 3/4'' + 8 \text{ } \emptyset 5/8'' = 27 \text{ cm}^2, \rho = 1.011\%$$

### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

#### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO

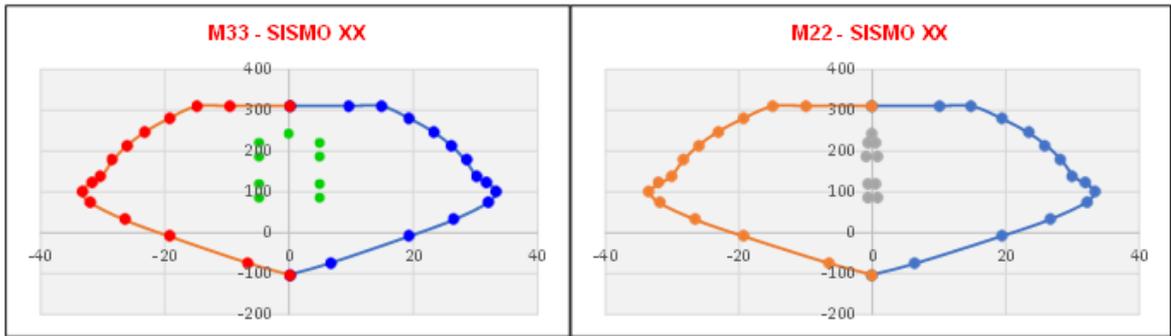
CURVA 1 = 0°			CURVA 13 = 180°			CURVA 7 = 90°			CURVA 19 = 270°		
P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3
311.16	0.00	0.00	311.16	0.00	0.00	311.16	0.00	0.00	311.16	0.00	0.00
311.16	0.00	9.83	311.16	0.00	-9.83	311.16	9.83	0.00	311.16	-9.83	0.00
310.30	0.00	14.95	310.30	0.00	-14.95	310.30	14.95	0.00	310.30	-14.95	0.00
279.85	0.00	19.44	279.85	0.00	-19.44	279.85	19.44	0.00	279.85	-19.44	0.00
248.09	0.00	23.12	248.09	0.00	-23.12	248.09	23.12	0.00	248.09	-23.12	0.00
215.01	0.00	26.02	215.01	0.00	-26.02	215.01	26.02	0.00	215.01	-26.02	0.00
178.77	0.00	28.32	178.77	0.00	-28.32	178.77	28.32	0.00	178.77	-28.32	0.00
138.43	0.00	30.18	138.43	0.00	-30.18	138.43	30.18	0.00	138.43	-30.18	0.00
122.10	0.00	31.79	122.10	0.00	-31.79	122.10	31.79	0.00	122.10	-31.79	0.00
102.01	0.00	33.37	102.01	0.00	-33.37	102.01	33.37	0.00	102.01	-33.37	0.00
74.49	0.00	32.08	74.49	0.00	-32.08	74.49	32.08	0.00	74.49	-32.08	0.00
32.64	0.00	26.60	32.64	0.00	-26.60	32.64	26.60	0.00	32.64	-26.60	0.00
-7.47	0.00	19.52	-7.47	0.00	-19.52	-7.47	19.52	0.00	-7.47	-19.52	0.00
-74.53	0.00	6.50	-74.53	0.00	-6.50	-74.53	6.50	0.00	-74.53	-6.50	0.00
-102.82	0.00	0.00	-102.82	0.00	0.00	-102.82	0.00	0.00	-102.82	0.00	0.00

#### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

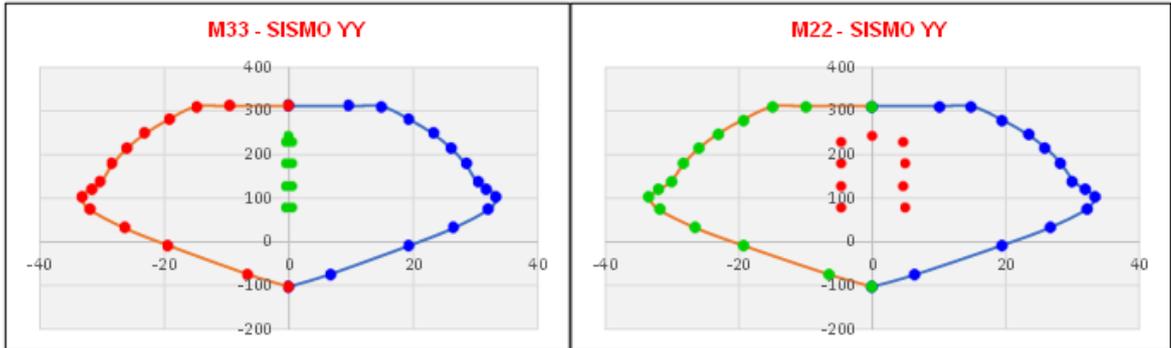
Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-115.1	0.028	-0.209	0.000	-0.051	-0.010	115.1
CV	-48.3	-0.058	-0.051	-0.001	-0.002	0.015	48.3
SX	17.1	4.169	0.751	0.033	0.559	5.006	
SY	25.1	0.459	5.151	0.073	4.685	0.505	

SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$			SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$				
	P	M2	M3		P	M2	M3		
Sismo XX >	U1	243.24	-0.07	0.01	Sismo YY >	U1	243.24	-0.07	0.01
	U2	221.29	0.49	5.01		U2	229.34	4.62	0.51
	U3	187.18	-0.62	-5.00		U3	179.12	-4.75	-0.50
	U4	120.61	0.51	5.00		U4	128.66	4.64	0.50
	U5	86.49	-0.60	-5.02		U5	78.44	-4.73	-0.51
	U6	221.29	-0.49	-5.01		U6	229.34	-4.62	-0.51
Sismo XX <	U7	187.18	0.62	5.00	Sismo YY <	U7	179.12	4.75	0.50
	U8	120.61	-0.51	-5.00		U8	128.66	-4.64	-0.50
	U9	86.49	0.60	5.02		U9	78.44	4.73	0.51

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

Momento nominal Inferior: $M_{ni}$ (Tonf.m)	39.00
Momento nominal Superior: $M_{ns}$ (Tonf.m)	39.00
Momento probable Inferior: $M_{pri} = 1.25M_{ni}$ (Tonf.m)	48.75
Momento probable Superior: $M_{prs} = 1.25M_{ns}$ (Tonf.m)	48.75
Cortante sísmica última: $V_u = (M_{pri} + M_{prs}) / h_n$ (Ton)	44.32
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} (1 + N_u / 140 A_g) b d^2$	16.90
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u / \phi - V_c$	35.24
Díametro del acero transversal (refuerzo a corte): $D_{at}$ (cm)	0.95
Área del acero transversal (refuerzo a corte): $A_{acero}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71
Díametro del acero longitudinal de menor diámetro	1.59
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v f_y d / V_s$ (cm)	15
Zona de confinamiento = $\max(L_n/6; L_{max, columna}; 50)$	50
Zona de confinamiento 2h: $S_{conf} = \min(l_{min, columna}/3; 6\phi_{long, min}; 10)$ (cm)	10
Zona Central: $S_{cent} = \min(12\phi_{long}; S_{max}; 25)$ (cm)	15

1Ø3/8" + 2GØ3/8" 5@ 0.10m, R@0.15m AE

## DISEÑO DE MURO DE CORTE 01

### CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$As_{ext} = \frac{\frac{Mu}{\phi f_y d} - \rho \cdot bw \cdot Lw}{2}$$

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : $M_u$ (tf-m)	95.77	97.68
Cortante actuante en el elemento : $V_u$ (tf)	53.63	56.59
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	20	20
Longitud del muro : $l_w$ (cm)	130.00	130.00
Peralte efectivo del muro : $d = 0.8 l_w$ (m)	104.00	104.00
Cuantía mínima en el alma: $\rho_{mín}$	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	6.50	6.50
Refuerzo en el alma distribuido; $2 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ } @ \text{ } 20 \text{ cm}$	2.58	2.58
Acero colocado en el alma : $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v \cdot L_w / S$	16.77	16.77
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	3.80	4.04
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58

#### CALCULO DE LA PROFUNDIDAD AL EJE NEUTRO "C" ASOCIADO AL $M_n$ MAX

$$C = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A'_s)(f_y)}{0.85(f'_c)(t_w)B + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Factor de relación " $\beta_1$ " = $c/a$	0.85	0.85
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	20	20
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	130	130
Carga axial en el muro: $P$ (Kgf)	127265	127265
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58
Cuantía en el alma colocado: $\rho l = A_v / (S \cdot b_w)$	0.00645	0.00645
Mayor profundidad del eje neutro $C$ (cm) asociado al $M_n$ max.	48.01	48.01

#### ELEMENTOS DE BORDE (E.060)

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, **que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:**

$$C \geq \frac{L_w}{600 \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)} ; \left( \frac{\delta u}{h_w} \right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: " $b_w$ " (cm)	20	20
Longitud del muro : " $L_w$ " (cm)	130	130
Altura del muro : " $h_w$ " (m)	14.15	14.15
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al $M_n$ max.	48.01	48.01
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0.07	0.07
calculamos $L_w / (600 (\delta u / h_w))$ ; obs: $(\delta u / h_w) = 0.0052$	27.62	27.62
verificación si $C \geq L_w / (600 (\delta u / h_w))$	Si	Si

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud:  $L_w = 1.30 \text{ m}$

Hasta una Longitud  $4 V_u/M_u = 2.32 \text{ m}$

**DETERMINACION DE DIMENSIONES DEL MIEMBRO DE BORDE  
BASADO EN E.060 Y APLICACIÓN ACI 318-19**

**Normativa E.060**

$n \geq C - 0.1 L_w \quad n \geq 35.01 \text{ cm}$

$n \geq C/2 \quad n \geq 24.00 \text{ cm}$

**Simplificaciones ACI 318-19**

$n \geq 0.1 L_w \quad n \geq 13.00 \text{ cm}$

$n \geq 0.15 L_w \quad n \geq 19.50 \text{ cm}$

$n \geq 2 b_w \quad n \geq 40.00 \text{ cm}$

OBS: Se recomienda usar  $n \geq 0.1 L_w$  y  $n \geq 0.15 L_w$  para muros con longitud superior a 4.00m o  $150^\circ$

En cuánto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/L_w \geq 3/8$

; entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm

$C/L_w \geq 3/8 \quad 0.369 \geq 0.375$

Tomaremos;  $n = 40.00 \text{ cm}$  y  $b_e = 20 \text{ cm}$

**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION**

**DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )**

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
618.1	-10.8	15.6	618.1	-10.8	15.6	618.1	-10.8	16	618.1	-10.8	15.6
537.5	-58.9	89.5	523.0	67.5	-46.9	618.1	8.4	-31	618.1	-44.5	29.2
371.0	-98.9	131.2	354.3	110.6	-88.5	618.1	17.6	-54	618.1	-64.8	37.5
321.9	-96.8	140.2	297.3	121.5	-89.5	618.1	27.1	-74	618.1	-83.0	46.0
280.8	-91.1	145.1	252.2	127.8	-86.7	614.3	37.0	-93	618.1	-99.4	54.8
234.7	-85.5	148.2	201.5	132.8	-84.8	579.4	47.4	-111	609.9	-114.3	64.2
182.4	-80.1	149.9	143.5	136.9	-84.2	539.6	59.3	-129	576.3	-127.9	74.2
121.8	-75.4	150.9	75.4	141.0	-85.6	495.4	72.5	-147	539.9	-140.5	85.1
84.3	-71.8	155.5	31.6	146.4	-85.3	492.0	91.2	-172	529.0	-154.4	103.4
46.7	-65.5	155.5	-8.8	147.2	-81.1	490.0	113.6	-194	518.0	-168.2	121.7
2.8	-56.4	145.7	-54.7	138.6	-73.9	488.0	136.0	-216	507.0	-182.1	140.0
-48.2	-41.1	117.1	-99.0	114.4	-60.7	434.3	147.3	-212	496.0	-196.0	158.3
-107.1	-23.3	79.8	-143.8	85.8	-47.3	335.0	145.0	-195	385.6	-175.7	151.2
-166.7	-5.3	35.3	-186.1	53.9	-34.6	72.8	86.1	-126	98.6	-99.3	76.8
-232.2	14.5	-20.9	-232.2	14.5	-20.9	-232.2	14.5	-21	-232.2	14.5	-20.9

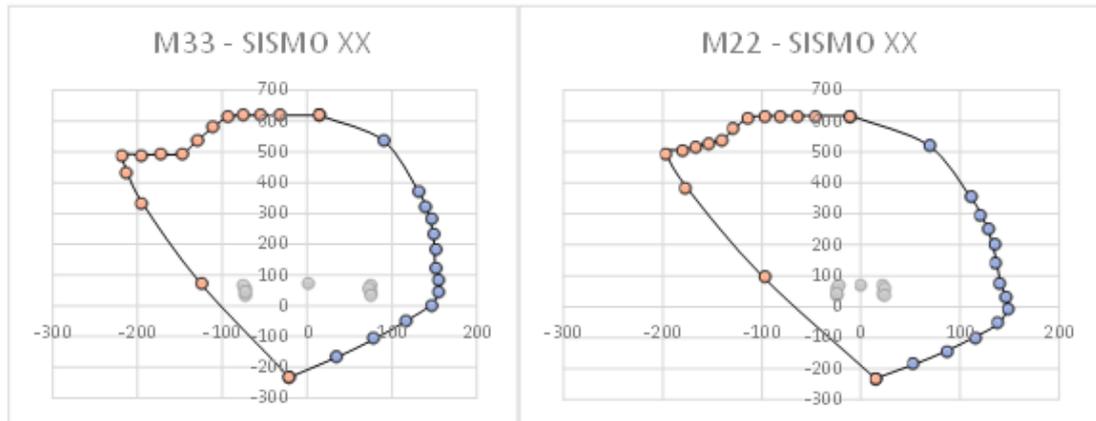
**DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA  $R_u$**

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
CM	-43.5	0.4	0.1	-0.1	-0.5	0.5
CV	-6.4	0.2	0.0	-0.1	-0.2	0.4
SX	4.7	37.7	6.9	13.0	23.7	72.9
SY	39.1	4.7	36.4	11.6	59.3	12.0

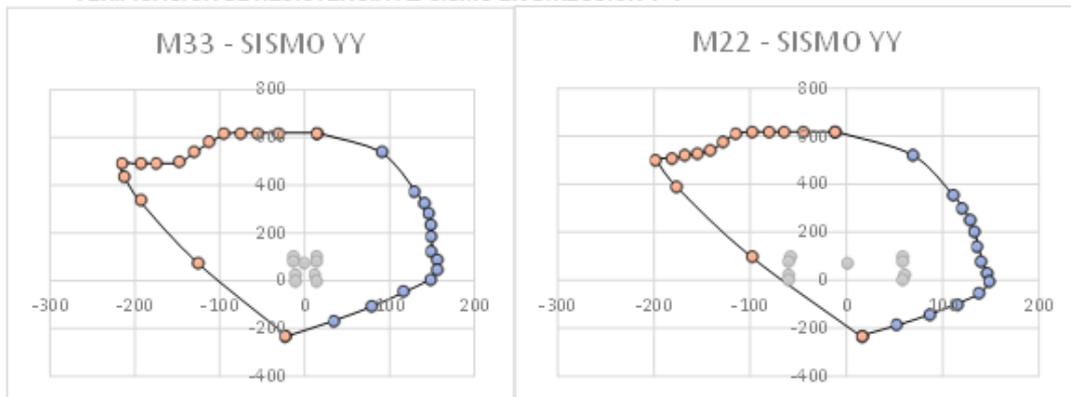
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	71.8	-0.9	1.4
U2	67.1	22.9	74.1
U3	57.7	-24.5	-71.8
U4	43.8	23.2	73.4
U5	34.5	-24.1	-72.5
U6	67.1	-22.9	-74.1
U7	57.7	24.5	71.8
U8	43.8	-23.2	-73.4
U9	34.5	24.1	72.5

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	71.8	-0.9	1.4
U2	101.5	58.5	13.2
U3	23.3	-60.1	-10.9
U4	78.3	58.9	12.5
U5	0.1	-59.7	-11.6
U6	101.5	-58.5	-13.2
U7	23.3	60.1	10.9
U8	78.3	-58.9	-12.5
U9	0.1	59.7	11.6

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

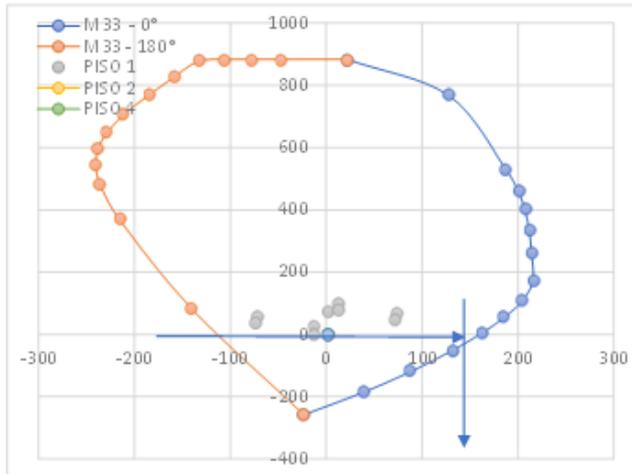
CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-43.5	0.38	0.09	-0.47	0.50	43.5
CV	-6.40	0.20	0.04	-0.17	0.42	6.4
SX	4.67	37.69	6.87	23.67	72.9	
SY	39.08	4.69	36.36	59.31	12.0	

C	P	V2	V3	M2	M3
U1	71.8	0.9	0.2	-0.9	1
U2	67.1	38.4	7.0	22.9	74
U3	57.7	-37.0	-6.7	-24.5	-72
U4	43.8	38.0	7.0	23.2	73
U5	34.5	-37.3	-6.8	-24.1	-72
U6	101.5	5.4	36.5	58.5	13.19
U7	23.3	-4.0	-36.2	-60.1	-11
U8	78.3	5.0	36.4	58.9	12
U9	0.1	-4.3	-36.3	-59.7	-12

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

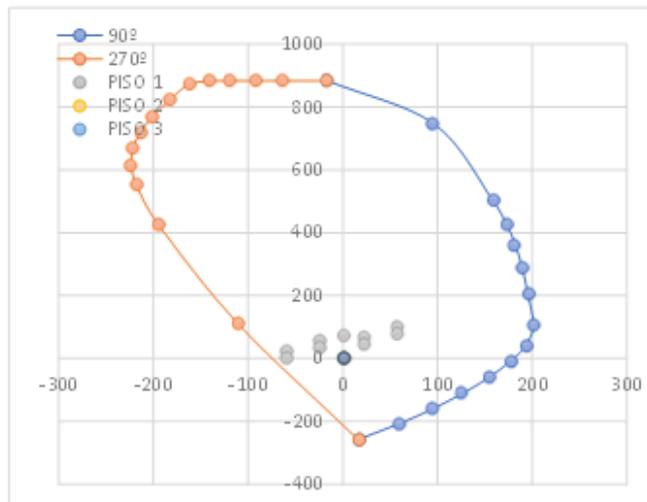
\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	71.8	0.9	0.2	-0.9	1.4	71.8	0.9	1.4	71.8	0.2	0.9
U2	67.1	38.4	7.0	22.9	74.1	67.1	38.4	74.1	67.1	7.0	22.9
U3	57.7	-37.0	-6.7	-24.5	-71.8	57.7	37.0	71.8	57.7	6.7	24.5
U4	43.8	38.0	7.0	23.2	73.4	43.8	38.0	73.4	43.8	7.0	23.2
U5	34.5	-37.3	-6.8	-24.1	-72.5	34.5	37.3	72.5	34.5	6.8	24.1
U6	101.5	5.4	36.5	58.5	13.2	101.5	5.4	13.2	101.5	36.5	58.5
U7	23.3	-4.0	-36.2	-60.1	-10.9	23.3	4.0	10.9	23.3	36.2	60.1
U8	78.3	5.0	36.4	58.9	12.5	78.3	5.0	12.5	78.3	36.4	58.9
U9	0.1	-4.3	-36.3	-59.7	-11.6	0.1	4.3	11.6	0.1	36.3	59.7



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
883	22.2	883	22
768	127.8	883	-45
530	187.5	883	-77
460	200.2	883	-106
401	207.3	878	-133
335	211.6	828	-158
261	214.2	771	-184
174	215.6	708	-210
111	205.6	651	-228
56	186.2	596	-238
3	161.9	542	-240
-54	130.2	483	-236
-119	88.7	372	-216
-185	39.2	81	-140
-258	-23.2	-258	-23

**PARA EL SISMO Y**



M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
883.0	-15.4	883	-15
747.1	96.5	883	-64
506.1	157.9	883	-93
424.8	173.6	883	-119
360.3	182.5	883	-142
287.9	189.6	871	-163
205.0	195.6	823	-183
107.7	201.4	771	-201
41.8	193.5	722	-213
-10.5	176.2	670	-221
-60.7	154.0	614	-223
-110.0	127.1	551	-218
-159.8	95.3	428	-195
-206.8	59.9	110	-110
-258.0	16.1	-258	16

### 1. CARACTERÍSTICAS DEL MURO

Dirección del Muro	Lm (m)	e (m)	Hm	fc
	1.625	0.20	14.15	210

### 2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))

**Artículo 21.9.5.3** MAXIMO = R = 8  

$$Vu \geq Vua \cdot \left(\frac{Mn}{Mua}\right); \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

Vua	Mua	Mn	Mn/Mu	Vu (t)	Vn = Vu/Φ
38.4	74.1	105	1.42	54.4	64.0

### 3. DETERMINACION DEL APORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)

**Artículo 11.3.1.1**

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot e \cdot d \cdot$$

kg

$$d = 0.8 \cdot Lm$$

**Artículo 11.10.3**

$$Vn = Vc + Vs$$

Vc	hw/Lw	ac	Vc MAX	Vc	Vs (Ton)	Vs	¿ Vs
19.97	8.71	0.53	19.97	19.97	44.06	79.1	cumple

**Artículo 11.10.5**

Verificar:

$$Vc,max \leq Acw (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) 10 \text{ Ton}$$

$$Acw = 0.8 \cdot Lm \cdot e$$

Si:  $\frac{hm}{Lm} \geq 2.0$   $\alpha_c = 0.53$

Si:  $\frac{hm}{Lm} \leq 1.5$   $\alpha_c = 0.80$

Si:  $1.5 < \frac{hm}{Lm} < 2.0$   $0.80 > \alpha_c > 0.53$

**Artículo 11.5.7.9**

Verificar:

$$Vs,max \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Si no cumple, Si Vs > Vs max, **CAMBIAR DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION Y CAMBIARA Mn**, disminuyendo acero o aumentando la longitud del muro.

### 4. DETERMINACIÓN DE LA CUANTIA HORIZONTAL Y VERTICAL (ART 11.10.7 O 11.10.8)

PISO	N°	Vu	$0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$
1	2	54.4	10.17

Diseñamos:

$$Vs = Acw \cdot Ph.fy$$

**Artículo 21.9.4.3**

Usar dos capas cuando,

a) Espesor  $\geq 20$  cm

b) Si  $Vu > 0.53 \sqrt{f'c} \cdot Acw$

$$Vu > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw \dots (11.10.7 \text{ O } 11.10.8)$$

$$Vu > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho h_{\min} \geq 0.0025$  y  $S_{\max} \leq 3e$  o 40 cm

Cuantía Vertic. mín:  $\rho v_{\min} \geq 0.0025$

$$\rho v_{\min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho h$$

$$Vu < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho v_{\min} \geq 0.0015$   
 Cuantía Horiz. mín:  $\rho h_{\min} \geq 0.002$  y  $S_{\max} \leq 3e$  o 40 cm

calculado  
en 11.10.10.1

En ambos casos  
diseñar con

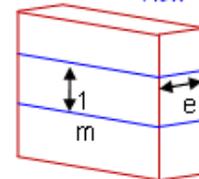
11.10.10.1

ARTICULO

11.10.10.1

$$Vs = Acw \cdot \rho h \cdot fy$$

$$\rho h = \frac{Vs}{Acw \cdot fy}$$



### 5. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO HORIZONTAL

$\rho h_{\min} = 0.0025$

< Vs max (11.5.7.9)

$\rho h$	Vs	AREA	As Col	As	$\Phi$	S
0.0040	44.06	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	8.07	2 $\Phi$ 1/2" @ 0.320

$$As_{requerido} = \rho \cdot 100 \cdot e$$

$$Separación = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}}$$

$$As_{colocado} = 2 \cdot Avarilla$$

### 6. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO VERTICAL

$$Vn_{real} = Vc + Vs$$

Vn real	Vn	$\zeta Vn$	pv	Vs, v	$\Phi$	AREA	As Col	As	$\Phi$	S
64.0	98.0	cumple	0.0025	27.30	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	5.00	2 $\Phi$ 1/2"	@ 0.52

Artículo 11.10.4

Verificar:

$$Vn_{max} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Acw$$

$$\rho v_{\min} \geq 0.0025 < \rho h$$

$$\rho v_{\min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho h$$

### DETERMINACION DE REFUERZO LONGITUDINAL DEL MIEMBRO DE BORDE

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 6 $\Phi$  1/2" en el miembro de borde a la derecha.

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 6 $\Phi$  3/4" en el miembro de borde a la derecha.

### DETERMINACION DE REFUERZO POR CORTANTE DEL MIEMBRO DE BORDE

Calculamos en base al artículo 21.6.4.1 y también específica ACI 318-19 (18.10.6.4)

S: espaciamiento del refuerzo del confinamiento

bc: dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área Ash.

$$Ash = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyh}$$

	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal: $fyh$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10.00	10.00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área Ash: bc (cm)	14.00	34.00
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde Ash (cm <sup>2</sup> )	0.63	1.53
Usamos acero de 1 $\Phi$ 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	0.89	2.15

OBS: El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21.9.7.6 (c) y (e))

Tenemos que  $B$  es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

$B/3 =$	<b>6.666667 cm</b>	$B =$	<b>20 cm</b>
$6 \text{ db long} =$	<b>10 cm</b>	$10 \text{ db long} =$	<b>16 cm</b>
$10 \text{ cm} =$	<b>10 cm</b>	$25 \text{ cm} =$	<b>25 cm</b>

**Tomamos separación de estribos 6 @ 10 cm; R @ 15 cm AE en elemento de borde**

En miembros de borde según ACI 318-19 (Art. 18.10.6.4)

$h_x$  no debe exceder ( $h_x$  es la separación entre hilos de estribos):

$2/3 (bw) =$	<b>13 cm</b>	
$14" =$	<b>35 cm</b>	<b>cumple!!</b>

**DISEÑO DE LOSA ALIGERADA  
PROPIEDADES DE LA LOSA**

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Espesor de la losa rígida : $e$ (cm)	5
Altura de la losa: $h$ (cm)	20
Ancho de Vigueta: $b_w$ (cm)	10
Peralte efectivo de la losa aligerada: $d$ (cm)	17.5
Separación de Viguetas de eje a eje (cm)	40
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f'c}/f_y \cdot b \cdot d$ (cm <sup>2</sup> )	0.42

**CARGAS DE GRAVEDAD EN LA LOSA (PARA ANCHO DE VIGUETA)**

CARGAS MUERTAS: CM (tf/m <sup>2</sup> )	<b>0.13</b>
Peso del ladrillo (tf/m <sup>2</sup> )	0.08
Peso de piso terminado (tf/m <sup>2</sup> )	0.10
Peso de tabiquería existente (tf/m <sup>2</sup> )	0.10
Equipamiento (tf/m <sup>2</sup> )	0.05
CARGA VIVA	<b>0.12</b>
Sobrecarga de acuerdo al uso u ocupación (tf/m <sup>2</sup> )	0.30
TABIQUERÍA EXISTENTE TRANSVERSAL (t)	<b>0.21</b>

**DISEÑO POR FLEXION**

Momento Último: $M_u$ (t.m)	0.88
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión : $a = d - \sqrt{d^2 - 2M_u / (\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b_w)}$ (cm)	3.46
Acero requerido: $A_{sreq} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	1.47

**1Ø1/2" + 1Ø1/2"**

**VERIFICACION POR CORTANTE**

OK

Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u$	1.13
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (t)	1.34

**ACERO POR TEMPERATURA**

Cuántía mínima de refuerzo por temperatura: $r_{smin,temp}$	0.0018
Area de acero mínimo de refuerzo por temperatura: $A_{smin,temp}$ (cm <sup>2</sup> )	0.90
Area de acero a colocar en refuerzo por temperatura - 6mm	0.28
Separación entre refuerzos por temperatura: $S_{max} = A_{s,col} / A_{s,req}$ (cm)	31.00

**1Ø6mm" @ 0.30**

## DISEÑO DE ESCALERAS

### PROPIEDADES DE LA LOSA

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero: $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200
Espesor de la losa inclinada: $e_i$ (m)	0.225
Espesor del descanso: $e_d$ (m)	0.150
Ancho del Escalera: $b$ (m)	1.400
Peralte efectivo del descanso: $d$ (m)	0.125
<b>CARGAS DE GRAVEDAD EN EL TRAMO INCLINADO</b>	
CARGA MUERTA: $CM = PP+PA$ (kgf/m)	956
Peso propio: $PP = e_i \cdot b \cdot 2400$ (kgf/m)	756
Peso de acabados: $PA = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot b$ (kgf/m)	140
Peso de baranda: $PB$ kg/m	60
CARGA VIVA	400
Sobrecarga en escaleras de acuerdo al tipo de edificación: $S/C \cdot b$ (kgf/m)	400
Combinación de carga de gravedad Amplificada: $W_u = 1.4CM+1.7CV$ (tf)	2.018
<b>CARGAS DE GRAVEDAD EN EL DESCANSO</b>	
CARGA MUERTA: $CM = PP+PA$ (kg/m)	644
Peso propio: $PP = e_d \cdot b \cdot 2400$ (kg/m)	504
Peso de acabados: $PA = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot b$ (kg/m)	140
CARGA VIVA	400
Sobrecarga en escaleras de acuerdo al tipo de edificación: $S/C \cdot b$ (kg/m)	400
Combinación de carga de gravedad Amplificada: $W_u = 1.4CM+1.7CV$ (Ton)	1.582

### DISEÑO POR FLEXION

Momento Último Máximo: $M_u(+)$ (tf.m)	4.17
Momento Último Máximo DE DISEÑO POSITIVO: $M(+)=\xi \cdot M_u(+)$ máx (t.m)	4.17
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión: $a=d-vd^2 \cdot 2M_u/(\phi \cdot 0.85f_c \cdot b \cdot w)$ (cm)	1.58
Acero requerido: $A_s(+)\text{req} = M_u/\phi f_y(d-a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	9.42
Area de acero a colocar en zona inferior: $1\phi 1/2"$	1.29
Separación entre refuerzos: $S_{\text{max}} = A_s, \text{col}/A_s, \text{req}$ (cm)	19
Momento Último Máximo DE DISEÑO NEGATIVO: $M(-) = 1/2 \cdot M_u(+)$ máx (T.m)	2.09
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión: $a=d-vd^2 \cdot 2M_u/(\phi \cdot 0.85f_c \cdot b \cdot w)$ (cm)	0.77
Acero requerido: $A_s(+)\text{req} = M_u/\phi f_y(d-a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	4.55
Area de acero a colocar en zona superior: $1\phi 3/8"$	0.71
Separación entre refuerzos: $S_{\text{max}} = A_s, \text{col}/A_s, \text{req}$ (cm)	22
<b>REFUERZO SUPERIOR LONGITUDINAL: <math>1\phi 3/8" @ 0.20</math></b>	
<b>REFUERZO INFERIOR LONGITUDINAL: <math>1\phi 1/2" @ 0.20</math></b>	

### ACERO POR TEMPERATURA

Cuántía mínima de refuerzo por temperatura: $p_{\text{min}, \text{temp}}$	0.0018
Area de acero mínimo de refuerzo por temperatura:	2.7
Area de acero a colocar en refuerzo por temperatura - $1\phi 3/8"$	0.71
Separación entre refuerzos por temperatura: $S_{\text{max}} = A_s, \text{col}/A_s, \text{req}$ (cm)	26
<b>REFUERZO SUPERIOR TRANSVERSAL: <math>1\phi 3/8" @ 0.20</math></b>	
<b>REFUERZO INFERIOR TRANSVERSAL: <math>1\phi 3/8" @ 0.20</math></b>	
<b>VERIFICACION POR CORTANTE</b>	<b>OK</b>
Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada): $V_u$ (Ton)	2.90
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$ (Ton)	13.44

**ANEXO 7:**  
**DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL**  
**SISTEMA DUAL**

**DISEÑO DE VIGA (0.30 X 0.60) 1er - 5to Nivel**  
**PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL**

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Base de la Viga: $b_w$ (cm)	30
Peralte Total de la Viga: $h$ (cm)	60
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)	54
Luz Libre del miembro estructural: $L_n$ (cm)	450
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y \cdot b \cdot d$ (cm <sup>2</sup> )	3.913
Acero Máximo: $A_{s,máx} (cm^2) = 0.5(0.85f_c \cdot 6000 \cdot \beta_1) / (f_y + 6000)$	17.21

**DISEÑO SISMICO POR FLEXION**

Momento Último: $M_u$ (T.m)	18.07
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión : $a = d - \sqrt{d^2 - 2M_u / (\phi \cdot 0.85f_c \cdot b_w)}$ (cm)	7.46
Acero requerido: $A_{sreq} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	9.51
Requerimiento de Bastones (Zona de Análisis)	
Acero colocado en la zona de análisis: $A_{scol}$ (cm <sup>2</sup> )	5.70
Díametro máximo del acero longitudinal: $D_b \text{ max}$ (cm)	1.91
Díametro mínimo del acero longitudinal: $D_b \text{ mín}$ (cm)	1.59

**SUPERIOR : 2Ø3/4" + b(2Ø5/8") INFERIOR: 2Ø3/4"**

**DISEÑO SISMICO POR CORTANTE**

Acero negativo total izquierdo del miembro estructural : $A_{s1}$ - (cm <sup>2</sup> )	8.55
Acero positivo total izquierdo del miembro estructural : $A_{s2}$ + (cm <sup>2</sup> )	5.70
Acero negativo total derecho del miembro estructural : $A_{s3}$ - (cm <sup>2</sup> )	9.68
Acero positivo total derecho del miembro estructural : $A_{s4}$ + (cm <sup>2</sup> )	5.70
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s1}$ : $a_1 = A_{s1} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	3.35
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s2}$ : $a_2 = A_{s2} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	2.24
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s3}$ : $a_3 = A_{s3} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	3.80
Profundidad del bloque de compresión del $A_{s4}$ : $a_4 = A_{s4} \cdot f_y / 0.85f_c \cdot b_w$ (cm)	2.24
Momento nominal del acero $A_{s1}$ : $M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (t.m)	18.79
Momento nominal del acero $A_{s2}$ : $M_{n2} = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (t.m)	12.66
Momento nominal del acero $A_{s3}$ : $M_{n3} = A_{s3} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (t.m)	21.18
Momento nominal del acero $A_{s4}$ : $M_{n4} = A_{s4} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (t.m)	12.66
Momento probable del acero $A_{s1}$ : $M_{pr1} = 1.25M_{n1}$ (t.m)	23.49
Momento probable del acero $A_{s2}$ : $M_{pr2} = 1.25M_{n2}$ (t.m)	15.83
Momento probable del acero $A_{s3}$ : $M_{pr3} = 1.25M_{n3}$ (t.m)	26.48
Momento probable del acero $A_{s4}$ : $M_{pr4} = 1.25M_{n4}$ (t.m)	15.83
Carga Muerta en el miembro estructural: $C_M$ (t/m)	0.43
Carga Viva en el miembro estructural: $C_V$ (t/m)	0.08
Cortante debido a Cargas Isostáticas $V_{ui} = 1.25(C_M + C_V)L_n/2$ (t)	1.43
Cortante sísmica última a la Izquierda : $V_{u,izq}(a)$ (t)	10.16
Cortante sísmica última a la Derecha: $V_{u,der}(a)$ (t)	10.83
Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u = \max(V_u(a); V_u(b))$	10.83
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$	12.44
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u / \phi - V_c$	0.29
Díametro del acero transversal (refuerzo a corte): $D_{at}$ (cm)	0.95
Área del acero transversal (refuerzo a corte): $A_{acero}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$ (cm)	1092
Separación del primer estribo a la cara del elemento vertical (cm)	5
Zona de confinamiento $2h$ : $S_{conf} = \min(d/4; 15; 10\phi_{long, \min}; 24\phi_{estribo}; 30; S_{max})$ (cm)	13
Zona Central: $S_{cent} = \min(d/2; S_{máx})$ (cm)	27

□ Ø3/8" 1@0.05; 12@0.10, R@0.20

## DISEÑO DE COLUMNA C21 (PRIMER-QUINTO NIVEL)

### PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Base de la Columna: $b_w$ (cm)	40
Peralte Total de la Columna: $h$ (cm)	40
Peralte efectivo : $d = h-6$ (cm)	34
Altura Libre del miembro estructural: $H_n$ (cm)	220
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.01b_w.h$ (cm <sup>2</sup> )	16
Acero Máximo: $A_{s,máx} = 0.06b_w.h$ (cm <sup>2</sup> )	96

$$12 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' = 34.2 \text{ cm}^2, \rho = 1.021\%$$

### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

#### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO

CURVA 1 = 0°			CURVA 13 = 180°			CURVA 7 = 90°			CURVA 19 = 270°		
P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3
235.60	0.00	0.00	235.60	0.00	0.00	235.60	0.00	0.00	235.60	0.00	0.00
235.60	0.00	6.37	235.60	0.00	-6.37	235.60	6.37	0.00	235.60	-6.37	0.00
227.57	0.00	9.18	227.57	0.00	-9.18	227.57	9.18	0.00	227.57	-9.18	0.00
204.06	0.00	11.76	204.06	0.00	-11.76	204.06	11.76	0.00	204.06	-11.76	0.00
178.81	0.00	13.96	178.81	0.00	-13.96	178.81	13.96	0.00	178.81	-13.96	0.00
151.80	0.00	15.82	151.80	0.00	-15.82	151.80	15.82	0.00	151.80	-15.82	0.00
120.44	0.00	17.51	120.44	0.00	-17.51	120.44	17.51	0.00	120.44	-17.51	0.00
83.32	0.00	19.18	83.32	0.00	-19.18	83.32	19.18	0.00	83.32	-19.18	0.00
66.71	0.00	19.98	66.71	0.00	-19.98	66.71	19.98	0.00	66.71	-19.98	0.00
42.61	0.00	20.64	42.61	0.00	-20.64	42.61	20.64	0.00	42.61	-20.64	0.00
15.38	0.00	19.54	15.38	0.00	-19.54	15.38	19.54	0.00	15.38	-19.54	0.00
-21.94	0.00	15.72	-21.94	0.00	-15.72	-21.94	15.72	0.00	-21.94	-15.72	0.00
-57.86	0.00	10.74	-57.86	0.00	-10.74	-57.86	10.74	0.00	-57.86	-10.74	0.00
-111.35	0.00	2.94	-111.35	0.00	-2.94	-111.35	2.94	0.00	-111.35	-2.94	0.00
-127.01	0.00	0.00	-127.01	0.00	0.00	-127.01	0.00	0.00	-127.01	0.00	0.00

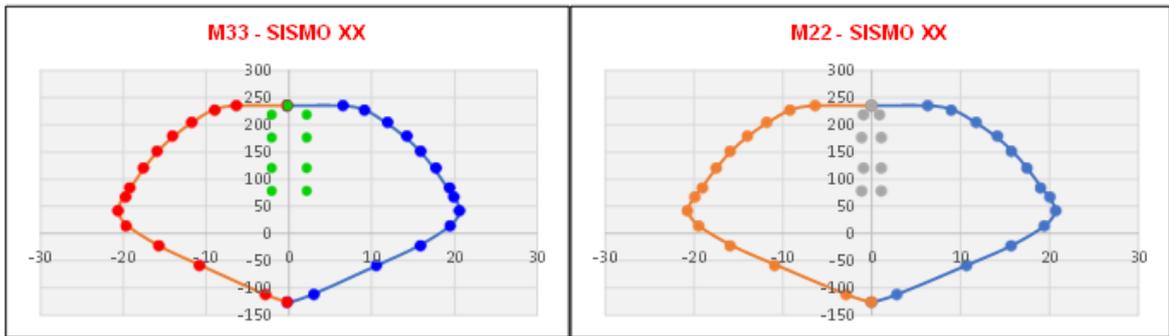
#### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-111.4	0.011	-0.159	0.002	-0.047	-0.011	111.4
CV	-46.8	-0.049	-0.028	0.000	-0.009	0.002	46.8
SX	21.5	2.061	1.403	0.039	1.148	2.156	
SY	30.4	1.216	2.850	0.059	2.133	1.236	

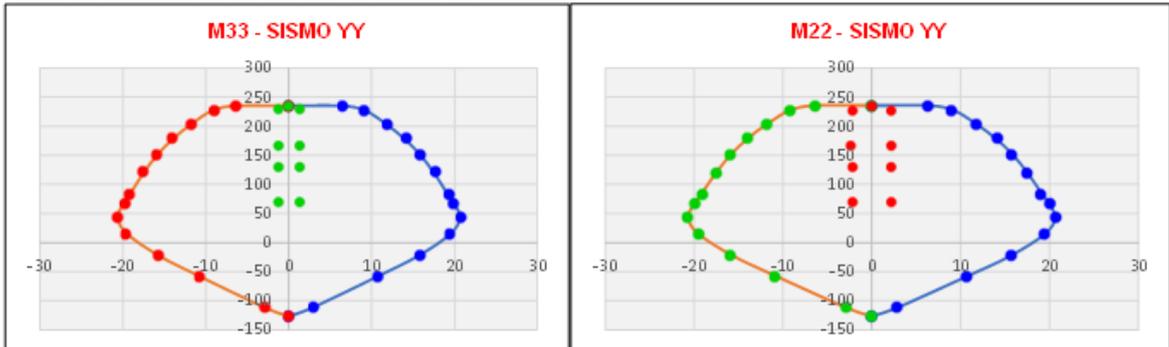
	SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
		P	M2	M3
Sismo XX >	U1	235.43	-0.08	-0.01
	U2	219.15	1.08	2.14
	U3	176.19	-1.22	-2.17
	U4	121.71	1.11	2.15
	U5	78.75	-1.19	-2.17
	U6	219.15	-1.08	-2.14
Sismo XX <	U7	176.19	1.22	2.17
	U8	121.71	-1.11	-2.15
	U9	78.75	1.19	2.17

	SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
		P	M2	M3
Sismo YY >	U1	235.43	-0.08	-0.01
	U2	228.08	2.06	1.22
	U3	167.26	-2.20	-1.25
	U4	130.64	2.09	1.23
	U5	69.81	-2.18	-1.25
	U6	228.08	-2.06	-1.22
Sismo YY <	U7	167.26	2.20	1.25
	U8	130.64	-2.09	-1.23
	U9	69.81	2.18	1.25

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

Momento nominal Inferior: $M_{ni}$ (tf.m)	26.00
Momento nominal Superior: $M_{ns}$ (tf.m)	26.00
Momento probable Inferior: $M_{pri} = 1.25 \cdot M_{ni}$ (tf.m)	32.50
Momento probable Superior: $M_{prs} = 1.25 \cdot M_{ns}$ (tf.m)	32.50
Cortante sísmica última: $V_u = (M_{pri} + M_{prs}) / h_n$ (t)	29.55
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (1 + N_u / 140 A_g) b \cdot d^2$	10.45
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u / \phi - V_c$	24.31
Díametro del acero transversal (refuerzo a corte): $D_{at}$ (cm)	0.95
Área del acero transversal (refuerzo a corte): $A_{acero}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71
Díametro del acero longitudinal de menor diámetro	1.59
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$ (cm)	17
Zona de confinamiento = $\max(L_n / 6; L_{max, columna}; 50)$	50
Zona de confinamiento 2h: $S_{conf} = \min(l_{mín, columna} / 3; 6 \phi_{long, min}; 10)$ (cm)	10
Zona Central: $S_{cent} = \min(12 \phi_{long}; S_{max}; 25)$ (cm)	17

□ 1Ø3/8" + 2GØ3/8" 5@ 0.10m, R@0.15m AE

## DISEÑO DE MURO DE CORTE 01

### CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d} - \rho \cdot b_w \cdot L_w$$

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : $M_u$ (tf-m)	113.18	120.67
Cortante actuante en el elemento : $V_u$ (tf)	36.58	38.64
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	20	20
Longitud del muro : $l_w$ (cm)	130.00	130.00
Peralte efectivo del muro : $d = 0.8 l_w$ (m)	104.00	104.00
Cuanía mínima en el alma: $\rho_{\text{mín}}$	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	6.50	6.50
Refuerzo en el alma distribuido; $2 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ @ } 25 \text{ cm}$	1.42	1.42
Acero colocado en el alma : $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v \cdot L_w / S$	7.38	7.38
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	10.70	11.66
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58

### CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD AL EJE NEUTRO "C" ASOCIADO AL $M_n$ MAX

$$C = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A' s)(f_y)}{0.85(f' c)(t_w)\beta + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Factor de relación " $\beta_1$ " = $c/a$	0.85	0.85
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	20	20
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	130	130
Carga axial en el muro: $P$ (Kgf)	124020	124020
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	10.58	10.58
Cuanía en el alma colocado: $\rho l = A_v / (S \cdot b_w)$	0.00284	0.00284
Mayor profundidad del eje neutro $C$ (cm) asociado al $M_n$ max.	44.15	44.15

**ELEMENTOS DE BORDE (E.060)**

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, **que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:**

$$C \geq \frac{Lw}{600 \left( \frac{\delta u}{hw} \right)} ; \left( \frac{\delta u}{hw} \right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: "bw" (cm)	20	20
Longitud del muro: "Lw" (cm)	130	130
Altura del muro: "hw" (m)	14.15	14.15
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Mn max.	44.15	44.15
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0.07	0.07
calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$ ; obs: $(\delta u / hw) = 0.00523$	27.62	27.62
verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$	Si	Si

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud: Lw = 1.30 m

Hasta una Longitud  $4 Vu/Mu = 1.28$  m**DETERMINACION DE DIMENSIONES DEL MIEMBRO DE BORDE**

BASADO EN E.060 Y APLICACIÓN ACI 318-19

**Normativa E.060** $n \geq C - 0.1 Lw$   $n \geq 31.15$  cm $n \geq C/2$   $n \geq 22.07$  cm**Simplificaciones ACI 318-19** $n \geq 0.1 Lw$   $n \geq 13.00$  cm $n \geq 0.15 Lw$   $n \geq 19.50$  cm $n \geq 2 bw$   $n \geq 40.00$  cmOBS: Se recomienda usar  $n \geq 0.1 Lw$  y  $n \geq 0.15 Lw$  para muros con longitud superior a 4.00m o 150"En cuánto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/Lw \geq 3/8$ 

; entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm

 $C/Lw \geq 3/8$   $0.340 \geq 0.375$ Tomaremos;  $n = 40.00$  cm y  $be = 20$  cm

## DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
610.0	0.3	0.3	610.0	0.3	0.3	610.0	0.3	0	610.0	0.3	0.3
521.0	-52.3	76.1	527.2	74.3	-52.0	610.0	15.7	-38	610.0	-37.4	15.6
353.8	-92.7	118.2	360.0	116.8	-92.4	610.0	24.3	-59	610.0	-58.4	24.2
303.6	-91.4	127.4	305.5	127.0	-91.7	610.0	33.2	-78	610.0	-77.2	33.0
261.3	-86.6	132.7	263.2	132.4	-86.9	610.0	42.4	-95	610.0	-94.4	42.1
213.9	-82.2	136.4	215.9	136.1	-82.4	591.5	51.8	-110	589.9	-110.3	51.9
159.9	-78.3	139.0	162.1	138.8	-78.5	555.9	62.4	-125	554.3	-125.3	62.5
97.2	-75.5	141.0	99.5	140.8	-75.6	517.2	73.9	-140	515.6	-139.7	74.1
57.4	-72.8	145.3	59.2	145.4	-72.9	504.9	92.0	-154	502.7	-154.0	92.3
19.0	-67.2	145.5	20.9	145.7	-67.2	492.6	110.1	-169	489.9	-168.4	110.4
-24.1	-59.1	136.8	-23.9	136.3	-58.6	480.3	128.2	-183	477.0	-182.7	128.6
-70.1	-45.2	111.5	-70.1	111.0	-44.8	468.0	146.3	-198	464.2	-197.1	146.8
-119.2	-30.4	80.3	-119.2	80.0	-30.1	367.3	142.9	-180	357.5	-177.7	142.4
-163.4	-17.1	46.8	-163.4	46.7	-16.9	98.3	79.3	-109	85.8	-105.6	78.7
-218.5	-0.4	-0.5	-218.5	-0.4	-0.5	-218.5	-0.4	0	-218.5	-0.4	-0.5

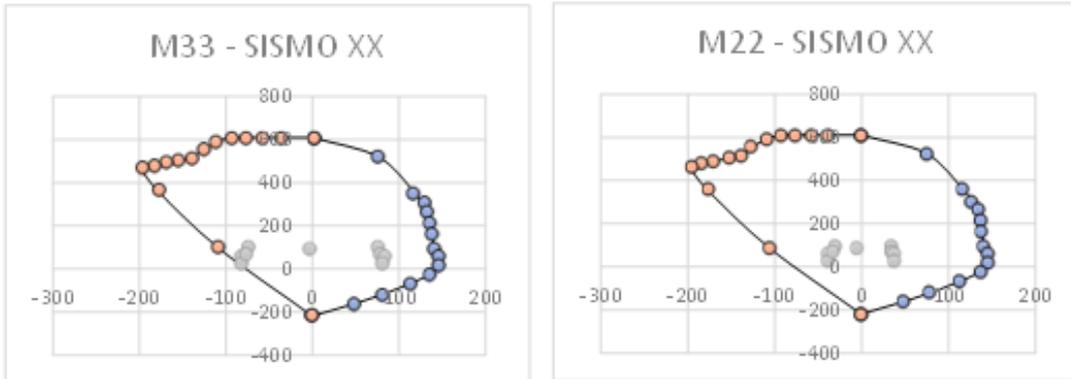
### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-54.1	-1.0	-0.4	0.4	-2.2	-2.2	54.1
CV	-8.9	-0.3	-0.1	0.1	-0.3	-0.3	8.9
SX	19.9	39.8	18.5	14.0	35.9	79.6	
SY	37.2	24.6	40.5	16.4	69.7	51.7	

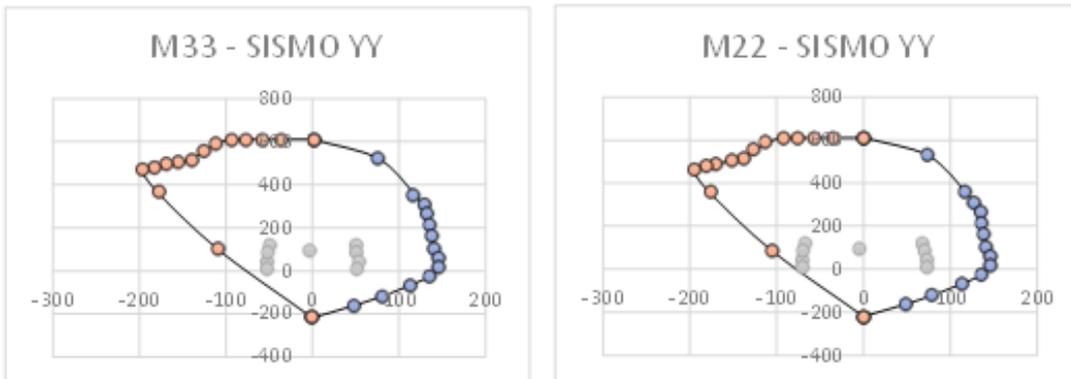
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	90.9	-3.7	-3.6
U2	98.7	32.7	76.5
U3	58.9	-39.1	-82.8
U4	68.7	33.9	77.6
U5	28.8	-37.9	-81.6
U6	98.7	-32.7	-76.5
U7	58.9	39.1	82.8
U8	68.7	-33.9	-77.6
U9	28.8	37.9	81.6

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	90.9	-3.7	-3.6
U2	116.0	66.5	48.5
U3	41.6	-72.9	-54.8
U4	85.9	67.7	49.7
U5	11.5	-71.7	-53.7
U6	116.0	-66.5	-48.5
U7	41.6	72.9	54.8
U8	85.9	-67.7	-49.7
U9	11.5	71.7	53.7

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-54.1	-1.01	-0.38	-2.24	-2.22	54.1
CV	-8.88	-0.25	-0.10	-0.31	-0.27	8.9
SX	19.92	39.84	18.51	35.87	79.6	
SY	37.21	24.59	40.48	69.68	51.7	

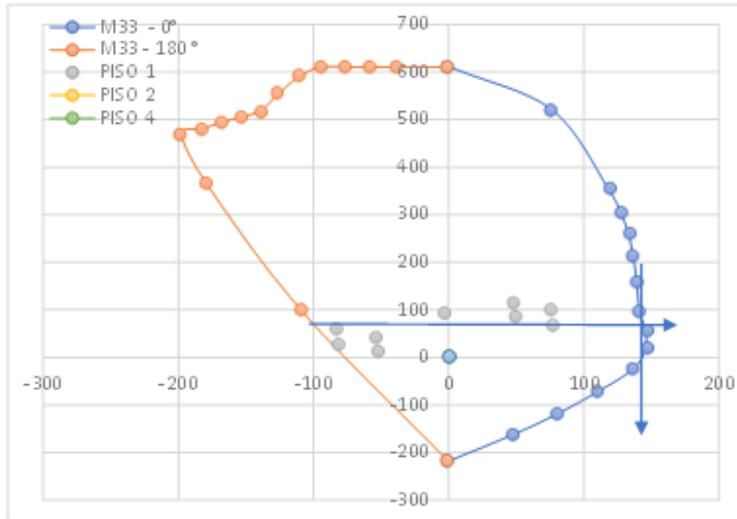
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	90.9	-1.8	-0.7	-3.7	-4
U2	98.7	38.3	17.9	32.7	77
U3	58.9	-41.4	-19.1	-39.1	-83
U4	68.7	38.9	18.2	33.9	78
U5	28.8	-40.7	-18.9	-37.9	-82
U6	116.0	23.0	39.9	66.5	48.55
U7	41.6	-26.2	-41.1	-72.9	-55
U8	85.9	23.7	40.1	67.7	50
U9	11.5	-25.5	-40.8	-71.7	-54

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 YV3

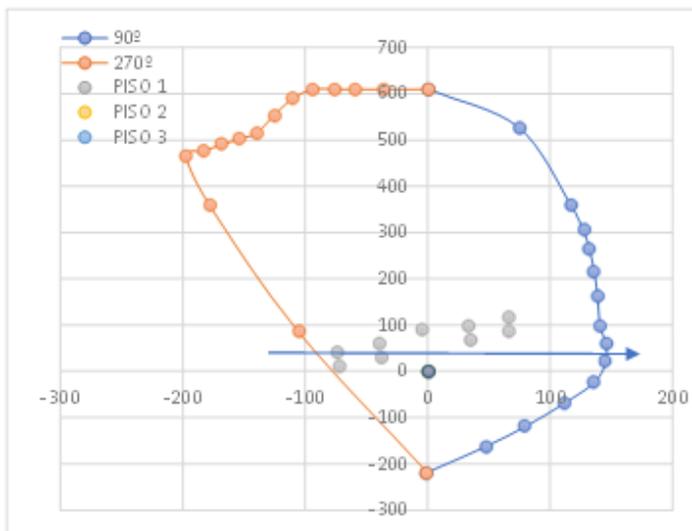
1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	90.9	-1.8	-0.7	-3.7	-3.6	90.9	1.8	3.6	90.9	0.7	3.7
U2	98.7	38.3	17.9	32.7	76.5	98.7	38.3	76.5	98.7	17.9	32.7
U3	58.9	-41.4	-19.1	-39.1	-82.8	58.9	41.4	82.8	58.9	19.1	39.1
U4	68.7	38.9	18.2	33.9	77.6	68.7	38.9	77.6	68.7	18.2	33.9
U5	28.8	-40.7	-18.9	-37.9	-81.6	28.8	40.7	81.6	28.8	18.9	37.9
U6	116.0	23.0	39.9	66.5	48.5	116.0	23.0	48.5	116.0	39.9	66.5
U7	41.6	-26.2	-41.1	-72.9	-54.8	41.6	26.2	54.8	41.6	41.1	72.9
U8	85.9	23.7	40.1	67.7	49.7	85.9	23.7	49.7	85.9	40.1	67.7
U9	11.5	-25.5	-40.8	-71.7	-53.7	11.5	25.5	53.7	11.5	40.8	71.7

**PARA EL SISMO X**



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
610	0.3	610	0
521	76.1	610	-38
354	118.2	610	-59
304	127.4	610	-78
261	132.7	610	-95
214	136.4	591	-110
160	139.0	556	-125
97	141.0	517	-140
57	145.3	505	-154
19	145.5	493	-169
-24	136.8	480	-183
-70	111.5	468	-198
-119	80.3	367	-180
-163	46.8	98	-109
-219	-0.5	-219	0

**PARA EL SISMO Y**



M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
610.0	0.3	610	0
527.2	74.3	610	-37
360.0	116.8	610	-58
305.5	127.0	610	-77
263.2	132.4	610	-94
215.9	136.1	590	-110
162.1	138.8	554	-125
99.5	140.8	516	-140
59.2	145.4	503	-154
20.9	145.7	490	-168
-23.9	136.3	477	-183
-70.1	111.0	464	-197
-119.2	80.0	357	-178
-163.4	46.7	86	-106
-218.5	-0.4	-219	0

**1. CARACTERÍSTICAS DEL MURO**

Dirección del Muro	Lm (m)	e (m)	Hm	fc
	1.625	0.20	14.15	210

**2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))**

Artículo 21.9.5.3

$$Vu \geq Vua \cdot \left( \frac{Mn}{Mua} \right)$$

$$; \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

MAXIMO = R = 7

Vua	Mua	Mn	Mn/Mu	Vu	Vn =
41.4	82.8	145	1.75	72.5	85.3

### 1. CARACTERISTICAS DEL MURO

Dirección del Muro

Lm (m)	e (m)	Hm	fc
1.625	0.20	14.15	210

### 2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))

Artículo 21.9.5.3

$$Vu \geq Vua \cdot \left( \frac{Mn}{Mua} \right) ; \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

MAXIMO = R = 7

Vua	Mua	Mn	Mn/Mu	Vu	Vn =
41.4	82.8	145	1.75	72.5	85.3

### 3. DETERMINACION DEL APORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)

Artículo 11.3.1.1

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot e \cdot d \cdot kg$$

$$d = 0.8 \cdot Lm$$

Artículo 11.10.3

$$Vn = Vc + Vs$$

Vc (t)	hw/Lw	ac	Vc MAX	Vc	Vs	Vs max	¿ Vs
19.97	8.71	0.53	19.97	19.97	65.35	79.1	cumple!

Artículo 11.10.5

Verificar:

$$Vc,max \leq Acw \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) \cdot 10 \text{ t}$$

$$Acw = 0.8 \cdot Lm \cdot e$$

$$\text{Si: } \frac{hm}{Lm} \geq 2.0 \quad \alpha_c = 0.53$$

$$\text{Si: } \frac{hm}{Lm} \leq 1.5 \quad \alpha_c = 0.80$$

$$\text{Si: } 1.5 < \frac{hm}{Lm} < 2.0 \quad 0.80 > \alpha_c > 0.53$$

Artículo 11.5.7.9

Verificar:

$$Vs,max \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Si no cumple, Si Vs > Vs max, **CAMBIAR DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION Y CAMBIARA Mn**, disminuyendo acero o aumentando la longitud del muro.

#### 4. DETERMINACIÓN DE LA CUANTIA HORIZONTAL Y VERTICAL (ART 11.10.7 O 11.10.8)

PISO	N°	Vu	$0.27\sqrt{f_c} \cdot Acw$
1	2	72.5	10.17

Diseñamos:  
 $V_s = Acw \cdot \rho_h \cdot f_y$

[Artículo 21.9.4.3](#)

Usar dos capas cuando,  
 a) Espesor  $\geq 20$  cm

b) Si  $V_u > 0.53\sqrt{f_c} \cdot Acv$

$V_u < 0.27\sqrt{f_c} \cdot Acw$  ..... (11.10.7 O 11.10.8)

$V_u > 0.27\sqrt{f_c} \cdot Acw$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h_{min}} \geq 0.0025$  y  $S_{max} \leq 3e$  o 40 cm

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v_{min}} \geq 0.0025$

$\rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - \frac{h_m}{l_m}) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$

$V_u < 0.27\sqrt{f_c} \cdot Acw$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v_{min}} \geq 0.0015$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h_{min}} \geq 0.002$  y

calculado en 11.10.10.1

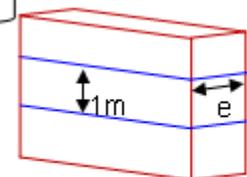
$S_{max} \leq 3e$  o 40 cm

En ambos casos diseña con 11.10.10.1

ARTICULO 11.10.10.1

$V_s = Acw \cdot \rho_h \cdot f_y$

$\rho_h = \frac{V_s}{Acw \cdot f_y}$



#### 5. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO HORIZONTAL

$\rho_{h_{min}} = 0.0025$

$< V_{s_{max}}$  (11.5.7.9)

$\rho_h$	$V_s$		AREA	As Col	As	$\Phi$		S
0.0060	65.35	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	11.97	2 $\Phi$ 1/2"	@	0.216

0.15

As requerido =  $\rho \cdot 100 \cdot e$

Separación =  $\frac{As\ colocado}{As\ requerido}$

As colocado = 2 · Avarilla

#### 6. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO VERTICAL

$V_n\ real = V_c + V_s$

$V_n\ real$	$V_n\ max$	$\zeta V_n$	$\rho_v$	$V_s, v$		AREA	As Col	As	$\Phi$		S
85.3	98.0	cumple!	0.0025	27.30	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	5.00	2 $\Phi$ 1/2"	@	0.52

$\rho_{v_{min}} \geq 0.0025 < \rho_h$

0.15

Artículo 11.10.4

Verificar:

$V_{n,max} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot Acw$

$\rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - \frac{h_m}{l_m}) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$

**DISEÑO DE LOSA ALIGERADA****PROPIEDADES DE LA LOSA**

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Espesor de la losa rígida : $e$ (cm)	5
Altura de la losa: $h$ (cm)	20
Ancho de Vigüeta: $b_w$ (cm)	10
Peralte efectivo de la losa aligerada: $d$ (cm)	17.5
Separación de Vigüetas de eje a eje (cm)	40
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y \cdot b \cdot d$ (cm <sup>2</sup> )	0.42

**CARGAS DE GRAVEDAD EN LA LOSA (PARA ANCHO DE VIGÜETA)**

CARGAS MUERTAS: $CM$ (tf/m <sup>2</sup> )	<b>0.13</b>
Peso del ladrillo (tf/m <sup>2</sup> )	0.08
Peso de piso terminado (tf/m <sup>2</sup> )	0.10
Peso de tabiquería existente (tf/m <sup>2</sup> )	0.10
Equipamiento (tf/m <sup>2</sup> )	0.05
CARGA VIVA	<b>0.12</b>
Sobrecarga de acuerdo al uso u ocupación (tf/m <sup>2</sup> )	0.30
TABIQUERÍA EXISTENTE TRANSVERSAL (t)	<b>0.21</b>

**DISEÑO POR FLEXION**

Momento Ultimo: $M_u$ (T.m)	0.88
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión : $a = d - \sqrt{d^2 - 2M_u / (\phi \cdot 0.85f_c \cdot b_w)}$ (cm)	3.48
Acero requerido: $A_{sreq} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	1.48

SUPERIOR: 1Ø1/2" +1BØ3/8" INFERIOR: 1Ø1/2"

**VERIFICACION POR CORTANTE**

OK

Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u$	1.13
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$ (t)	1.34

**ACERO POR TEMPERATURA**

Cuantía mínima de refuerzo por temperatura: $r_{smin,temp}$	0.0018
Area de acero mínimo de refuerzo por temperatura: $A_{smin,temp}$ (cm <sup>2</sup> )	0.90
Area de acero a colocar en refuerzo por temperatura - 6mm	0.28
Separación entre refuerzos por temperatura: $S_{max} = A_{s,col} / A_{s,req}$ (cm)	31.00

1Ø6mm" @ 0.30

## DISEÑO DE ESCALERAS

### PROPIEDADES DE LA LOSA

Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Espesor de la losa inclinada : $e_i$ (m)	0.225
Espesor del descanso : $e_d$ (m)	0.150
Ancho del Escalera: $b$ (m)	1.400
Peralte efectivo del descanso: $d$ (m)	0.125
<b>CARGAS DE GRAVEDAD EN EL TRAMO INCLINADO</b>	
CARGA MUERTA: $CM = PP+PA$ (kgf/m)	<b>956</b>
Peso propio: $PP = e_i \cdot b \cdot 2400$ (kgf/m)	756
Peso de acabados: $PA = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot b$ (kgf/m)	140
Peso de baranda: $PB$ kg/m	60
CARGA VIVA	<b>400</b>
Sobrecarga en escaleras de acuerdo al tipo de edificación: $S/C \cdot b$ (kgf/m)	400
Combinación de carga de gravedad Amplificada: $W_u = 1.4CM+1.7CV$ (tf)	<b>2.018</b>
<b>CARGAS DE GRAVEDAD EN EL DESCANSO</b>	
CARGA MUERTA: $CM = PP+PA$ (kg/m)	<b>644</b>
Peso propio: $PP = e_d \cdot b \cdot 2400$ (kg/m)	504
Peso de acabados: $PA = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot b$ (kg/m)	140
CARGA VIVA	<b>400</b>
Sobrecarga en escaleras de acuerdo al tipo de edificación: $S/C \cdot b$ (kg/m)	400
Combinación de carga de gravedad Amplificada: $W_u = 1.4CM+1.7CV$ (t)	<b>1.582</b>

### DISEÑO POR FLEXION

Momento Último Máximo: $M_u(+)$ (tf.m)	4.17
Momento Último Máximo DE DISEÑO POSITIVO : $M(+)= \xi \cdot M_u(+)$ máx (T.m)	4.17
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión : $a=d-vd^2- 2 \cdot M_u/(\phi \cdot 0.85f_c \cdot b \cdot w)$ (cm)	1.58
Acero requerido: $A_s(+)$ req = $M_u/\phi f_y(d-a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	9.42
Area de acero a colocar en zona inferior: 1Ø 1/2"	1.29
Separación entre refuerzos: $S_{max} = A_s, col/A_s, req$ (cm)	19
Momento Último Máximo DE DISEÑO NEGATIVO : $M(-) = 1/2 \cdot M_u(+)$ máx (T.m)	2.09
Factor de Seguridad por flexión: $\phi$	0.90
Profundidad del bloque de compresión : $a=d-vd^2- 2M_u/(\phi \cdot 0.85f_c \cdot b \cdot w)$ (cm)	0.77
Acero requerido: $A_s(+)$ req = $M_u/\phi f_y(d-a/2)$ (cm <sup>2</sup> )	4.55
Area de acero a colocar en zona superior: 1Ø 3/8"	0.71
Separación entre refuerzos: $S_{max} = A_s, col/A_s, req$ (cm)	22
<b>REFUERZO SUPERIOR LONGITUDINAL: 1Ø3/8" @ 0.20</b>	
<b>REFUERZO INFERIOR LONGITUDINAL: 1Ø1/2" @ 0.20</b>	

### ACERO POR TEMPERATURA

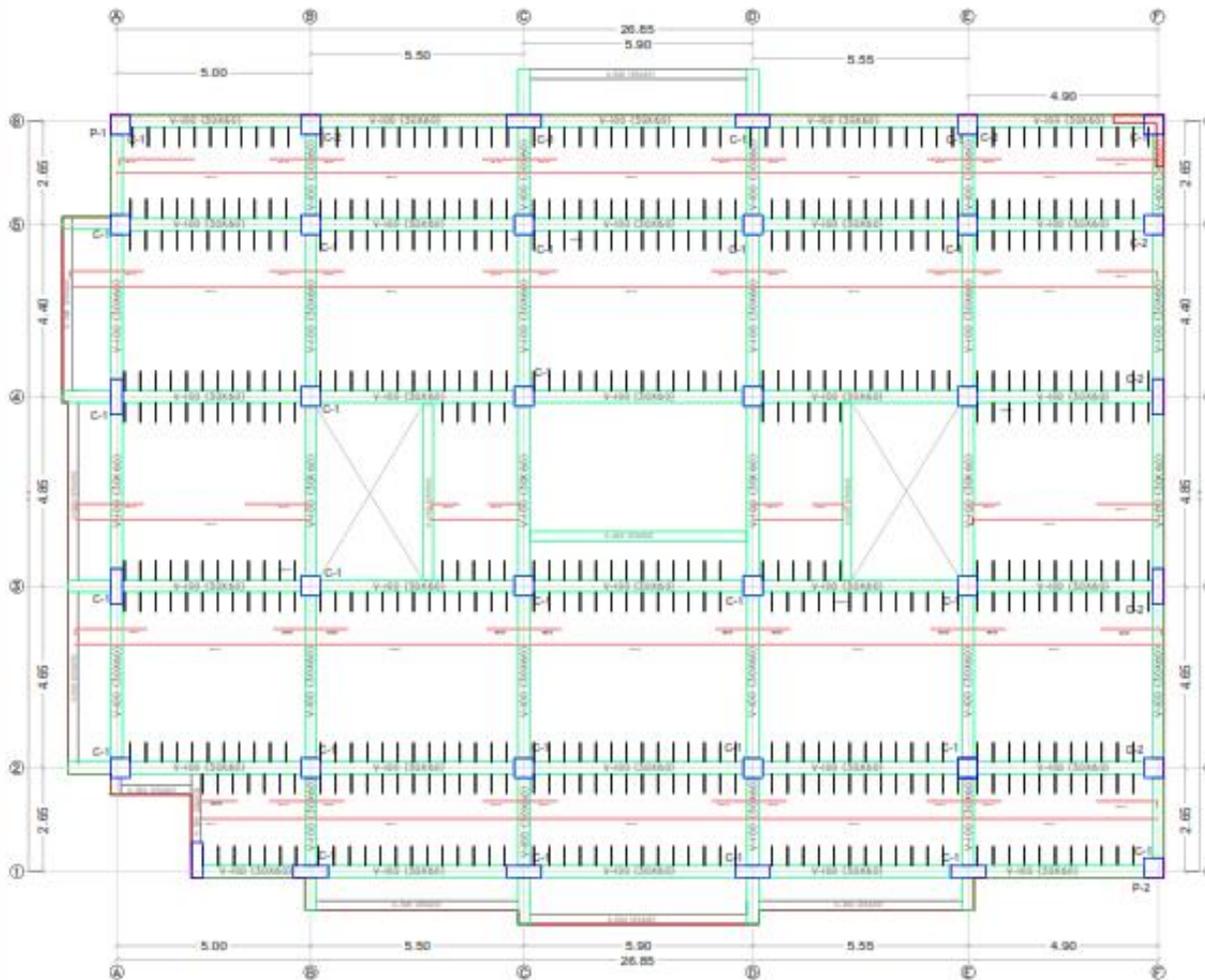
Cuántía mínima de refuerzo por temperatura: $p_{s\text{mín},temp}$	0.0018
Area de acero mínimo de refuerzo por temperatura: $A_{s\text{mín},temp}=r_{s\text{mín},temp} \cdot 100 \cdot d$	2.7
Area de acero a colocar en refuerzo por temperatura - 1Ø 3/8"	0.71
Separación entre refuerzos por temperatura: $S_{max} = A_s, col/A_s, req$ (cm)	26
<b>REFUERZO SUPERIOR TRANSVERSAL: 1Ø3/8" @ 0.20</b>	
<b>REFUERZO INFERIOR TRANSVERSAL: 1Ø3/8" @ 0.20</b>	

### VERIFICACION POR CORTANTE

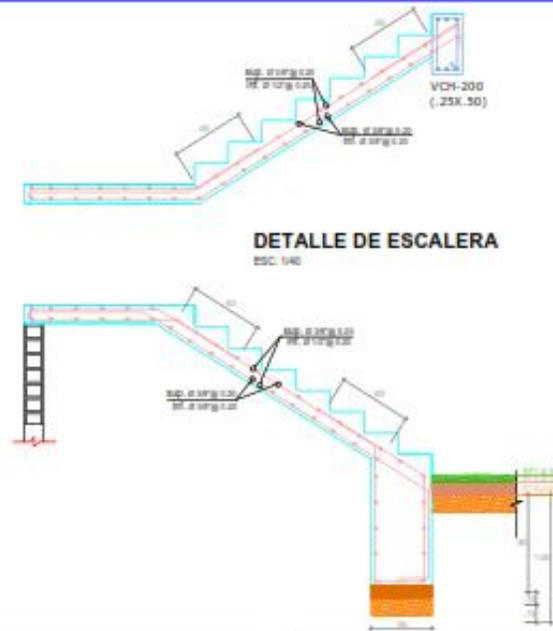
	OK
Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u$ (t)	2.90
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$ (t)	13.44

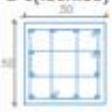
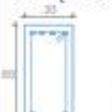
ANEXO 8:

**PLANOS**



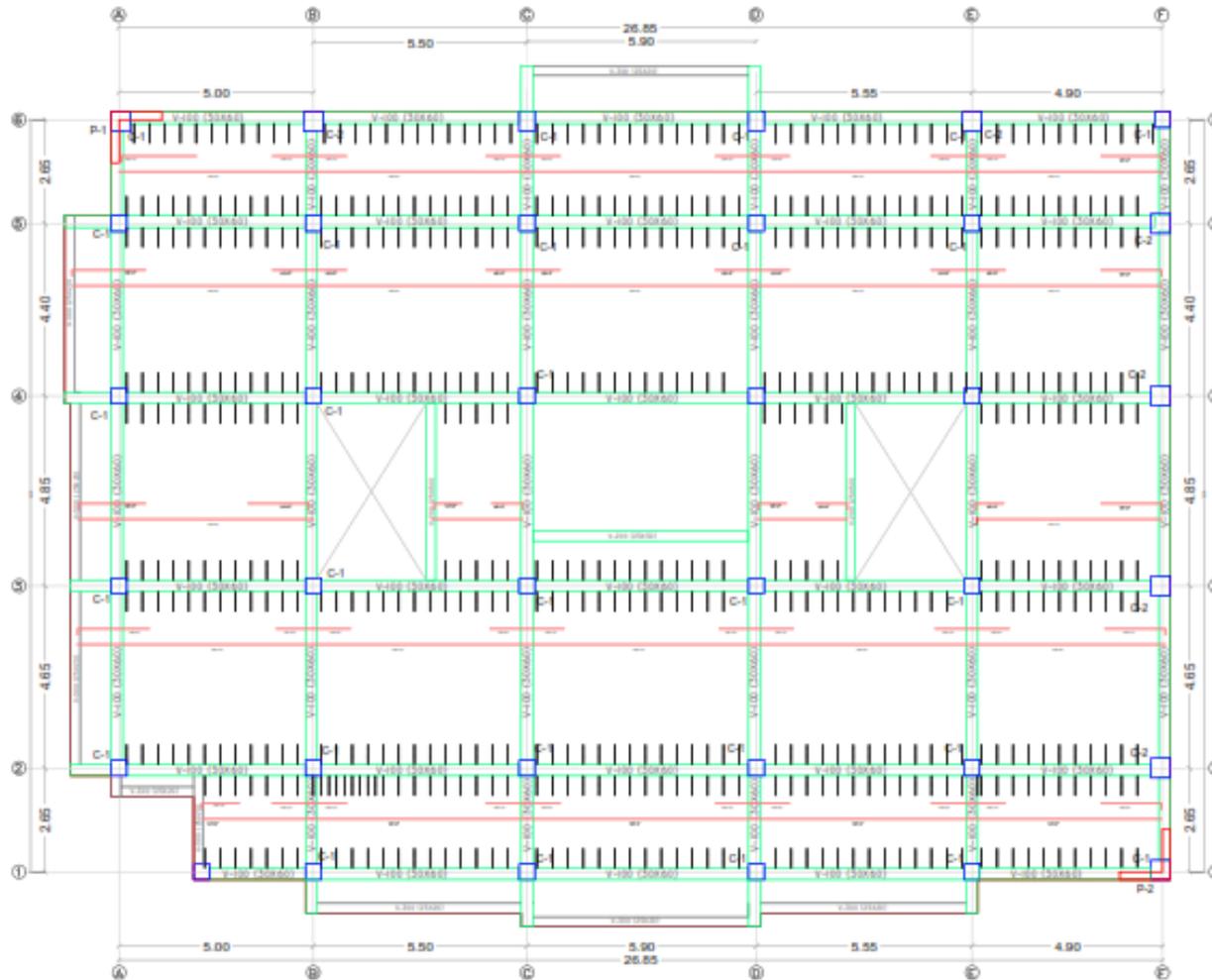
**ALIGERADO PISO TÍPICO**  
ESC. 1/200



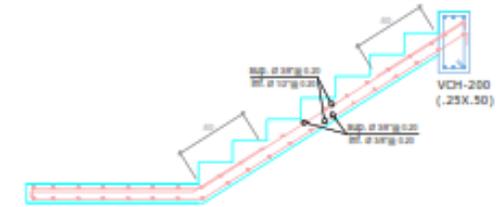
COLUMNA	
TIPO	DESCRIPCIÓN
C-1 (.30X.50)	50 x 50 cms. 4 Ø 3/4" 8 Ø 5/8" Ø 3/8" + 2Ø 3/8" 1Ø 05.5Ø 10, no. @ 20
	ESC. 1/20
VIGA	
TIPO	DESCRIPCIÓN
V-100 (.30X.60)	30 x 60 cms. Acero superior (-) 2 Ø 3/4" b (1Ø 3/4" + 1Ø 5/8") Acero inferior (+) 2 Ø 3/4" Ø 3/8" 1Ø 05, 12Ø 10, no. @ 20
	ESC. 1/20

MURO DE PLACA	
TIPO	P-1 (.20, L=1.30)
Elemento de borde 2	
	Acero Ø 5/8" Ø 3/8" 5Ø 10, no. @ 15
Alma	
50 x 20 cms. Acero Ø 1/2" 3/8" 5Ø 10, no. @ 15	
Elemento de borde	
40 x 20 cms. Acero 4 Ø 5/8", 2 Ø 1/2" Ø 3/8" 5Ø 10, no. @ 15	
ESC. 1/20	

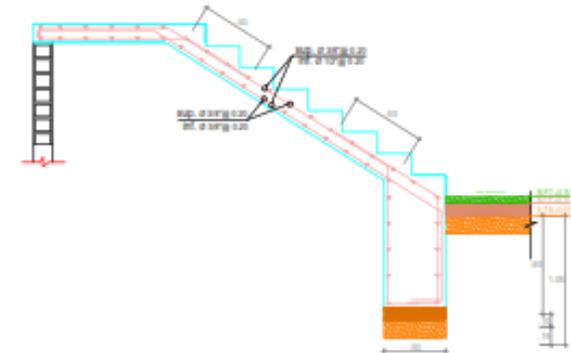
ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMFORT AMBIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGUA GRANDE 2020			
Estructuras - Sistema Aporticado			
UBICACION	Fecha	Hoja	CRONO
Localidad: Bagua Grande, Bío Bío	Agosto 2020	1/25	<b>E-01</b> <b>01</b>
Proyecto: UICOMMBA	Diseño y Dibujo		
Departamento: INGENIERIA	Represión		
Departamento: INGENIERIA	Trabajo		
	Universidad		
	UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ BARRIOS, BAGUA GRANDE		



**ALIGERADO PISO TÍPICO**  
SEC. 1/126



**DETALLE DE ESCALERA**  
ESC. 1/40



COLUMNA	
TIPO	DESCRIPCIÓN
C-1(.40X.40)	40 x 40 cms. 12 Ø 3/4" Ø 3/8" + 2Ø 3/8" 1Ø 5/8 @ 5, 10, rto @ 20
	SEC. 1/8
VIGA	
TIPO	DESCRIPCIÓN
V-100(.30X.60)	30 x 60 cms. Acero superior (-) 3 Ø 5/8" b (1Ø 3/4" + 1Ø 5/8") Acero inferior (+) 3 Ø 5/8" Ø 3/8" 1Ø 5, 12Ø 10, rto @ 20
	SEC. 1/8

MURO DE PLACA	
TIPO	DESCRIPCIÓN
P-1(.20,L=1.30)	Elemento de borde 2 Acero Ø 5/8" Ø 3/8" 6Ø 10, rto @ 15
	SEC. 1/8
	Alma 50 x 20 cms. Acero Ø 1/2" 3Ø 8Ø 10, rto @ 15
	Elemento de borde 40 x 20 cms. Acero 4 Ø 5/8", 2 Ø 1/2" Ø 3/8" 6Ø 10, rto @ 15
	SEC. 1/8

<p>Proyecto: <b>ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA APORTICADO Y DUAL, EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE BAGA GRANDE 2020</b></p>			
<p>Responsable: <b>ESTRUCTURAS - SISTEMA DUAL</b></p>			
UBICACIÓN:	Fecha:	Hoja:	CÓDIGO:
Localidad: Sector Occidental Bta Baga Grande	Agosto 2023	1/125	<b>E-01</b>
Provincia: UTCAMARCA	Diseño y Dibujo:	BACH LUCY BERGELY CHAGUAPLA, VILCAY	
Departamento: AREQUIPA	Expediente:	AGENCIARIA CIVIL	
	Paralelo:	AGENCIARIA CIVIL Y AMBIENTAL	
	Disciplina:	UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ	
		MÉDICA - AREQUIPA	
		LEONALY	
		<b>01</b>	