

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL  
MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

**JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ**

**SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

**CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL  
MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:

**JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ**

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

REVISOR: ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE:

**INGENIERA CIVIL**

SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
**CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO**

MSC. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO  
**DIRECTOR**

LICDA. ASTRID FABIOLA FUENTES MAZARIEGOS  
**SECRETARIA CONSEJO DIRECTIVO**

ING. AGR. ROY WALTER VILLACINDA MALDONADO  
**REPRESENTANTE DOCENTE**

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN  
**REPRESENTANTE ESTUDIANTIL**

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ  
**REPRESENTANTE ESTUDIANTIL**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
**CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**COORDINACIÓN ACADÉMICA**

COORDINADOR ACADÉMICO	PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ
PRODUCTOR AGRÍCOLA E INGENIERO AGRÓNOMO CON ORIENTACIÓN EN AGRICULTURA SOSTENIBLE	ING. AGR. CARLOS ANTULIO BARRIOS MORALES
COORDINADOR, CARRERA PEDAGOGÍA Y CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN	LIC. ANTONIO ETIHEL OCHOA LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA TRABAJO SOCIAL	MSC. AMINTA ESMERALDA GULLEN RUÍZ
COORDINADOR, CARRERA ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS	ING. VICTOR MANUEL FUENTES LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA ABOGADO Y NOTARIO Y LICENCIATURA EN CIENCIAS JURÍDICAS Y SOCIALES	LIC. MAURO ESTUARDO RODRÍGUEZ HERNÁNDEZ
COORDINADOR, CARRERA MÉDICO Y CIRUJANO	DR. BYRON GEOVANY GARCÍA OROZCO
COORDINADOR, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

COORDINADOR, CARRERA  
PEDAGOGIA EXTENSIÓN DE  
SAN MARCOS

MSC. NELSON DE JESÚS  
BAUTISTA LÓPEZ

COORDINADORA, EXTENSIÓN  
PLAN FIN DE SEMANA, TEJUTLA

LICDA. MIRNA LISBET DE LEÓN  
RODRÍGUEZ

COORDINADORA, EXTENSIÓN  
PLAN FIN DE SEMANA  
MALACATÁN

LICDA. JULIA MARITZA GÁNDARA  
GONZÁLEZ DE ALMENGOR

COORDINADOR, EXTENSIÓN  
TACANÁ

LIC. MARVIN EVELIO NAVARRO  
BAUTISTA

COORDINADOR, INSTITUTO DE  
INVESTIGACIONES –IDICUSAM–

DR. ROBERT ENRIQUE OROZCO  
SÁNCHEZ

COORDINACIÓN DE EXTENSIÓN

LIC. MARIO RENÉ REQUENA

COORDINADOR, CARRERA  
CONTADURÍA PÚBLICA Y  
AUDITORIA

LIC. CARLOS EDELMAR  
VELÁSQUEZ GONZÁLES

COORDINADOR, CARRERA  
PROFESORADO EN  
EDUCACIÓN PRIMARIA  
BILINGÜE INTERCULTURAL

MSC. DANILO ALBERTO FUENTES  
BRAVO

COORDINADOR, CARRERAS  
CIENCIAS POLÍTICAS,  
RELACIONES  
INTERNACIONALES Y  
SOCIOLOGÍA

LIC. YOVANI ALBERTO CUX CHAN

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN DE EPS**

**ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL  
COORDINADOR DE CARRERA**

**ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS  
COORDINADOR DE EPS**

**ING. EDWIN RENÉ BARRIOS SANDOVAL  
SECRETARIO**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRIBUNAL EXAMINADOR DE EPS**

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

ING. EDWIN RENÉ BARRIOS SANDOVAL

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRIBUNAL EXAMINADOR**

MSC. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

**DIRECTOR**

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ

**COORDINADOR ACADÉMICO**

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

**COORDINADOR DE LA CARRERA**

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

**ASESOR**

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

**REVISOR**



# USAC

## TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, 30 de enero de 2024

A: Unidad de EPS

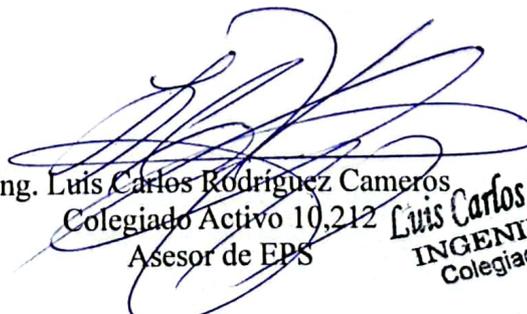
Carrera de Ingeniería Civil

Estimado ingeniero.

Por este medio atentamente le informo que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, de la estudiante Universitaria **Jimena Jocabed Orozco Velásquez** Registro Académico **201843071** y CUI **3300 74725 1201** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brinde asesoría en la realización del informe final, cuyo título es; **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitando darle el trámite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

  
Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros  
Colegiado Activo 10,212  
Asesor de EPS  
Luis Carlos Rodríguez C.  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No. 10212



**USAC**  
**TRICENTENARIA**

Universidad de San Carlos de Guatemala  
Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, 09 de abril de 2024

A: Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros  
Coordinador de Unidad de EPS  
Carrera de Ingeniería Civil

Estimado ingeniero.

Por este medio atentamente le informo que, como Revisor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, de la estudiante Universitaria **Jimena Jocabed Orozco Velásquez** Registro Académico **201843071** y CUI **3300 74725 1201** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brinde revisión en la realización del informe final, cuyo título es; **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitando darle el trámite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel  
Colegiado Activo 5,771  
Revisor

Quetzaltenango, 15 de junio de 2024.

**Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros**  
**Coordinador de Unidad de EPS**  
**Carrera de Ingeniería Civil**  
**Universidad de San Carlos de Guatemala**  
**Centro Universitario de San Marcos -CUSAM-**

**Respetable Ingeniero:**

**Por medio de la presente me dirijo a usted, para informarle que se procedió a la revisión y corrección de la parte lingüística al trabajo de graduación de la estudiante JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ, con Registro Académico 201843071, cuyo trabajo se titula: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**

**Después de revisarlo detenidamente y señaladas las recomendaciones que corresponden a la estudiante, le comunico en calidad de revisor de la parte lingüística, dicho trabajo llena los requisitos que exige la Universidad.**

**Me suscribo de usted, atentamente,**

  
**Lic. Gaspar Tambriz Gómez**  
**Licenciado en Lingüística**  
**Colegiado No. 4,571**



**c.c/arch**



# USAC

## TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, San Marcos  
09 de septiembre de 2,024

Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel.  
Coordinador.  
Carrera de Ingeniería Civil.  
Centro Universitario de San Marcos.

Respetable ingeniero, me es grato saludarle deseando éxitos en sus actividades tanto profesionales como personales.

Por este medio le envié el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado: "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**", que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Jimena Jocabed Orozco Velásquez**, CUI 3300 74725 1201 y registro académico 201843071, quien fue debidamente asesorada por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley referido trabajo y existiendo la aprobación del Asesor, Revisor y Lingüista apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme

Atentamente:

Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros.

Coordinador

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado





# USAC

## TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala  
Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Transc. EPSICCUSAM 08-2024.

09 de septiembre de 2,024.

Ingeniero: Oscar Ernesto Chávez Ángel.  
Coordinador Carrera de Ingeniería Civil.  
Centro Universitario de San Marcos.

Para su conocimiento y efectos, transcribo a usted el punto CUARTO APROBACIÓN DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN 4.1 del acta no. 007-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 05 de septiembre de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 26 de agosto del año 2,024, por la estudiante: **Jimena Jocabed Orozco Velásquez**, carné 201843071 la cual dice:

Yo, **Jimena Jocabed Orozco Velásquez**, con número de carné 201843071, con cierre de pensum de la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, **DICTAMEN FINAL** del tema: "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**" habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, así mismo por el revisor Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel, Lingüista, Gaspar Tambriz Gómez, Coordinador EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales antes mencionados.

Para lo cual la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, de conformidad con el artículo 21 inciso c. del normativo vigente, por unanimidad, **APRUEBA** el Trabajo denominado: "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**", presentado por la estudiante: **Jimena Jocabed Orozco Velásquez** carné 201843071, presentado como informe final de Trabajo de Graduación. El presente acuerdo deberá remitirse a la Coordinación de la Carrera de Ingeniería Civil para su conocimiento y efectos de conformidad con la normativa vigente del Ejercicio Profesional Supervisado.

Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros  
Secretario

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado  
Ingeniería CUSAC-CUSAM



CC. Archivo.

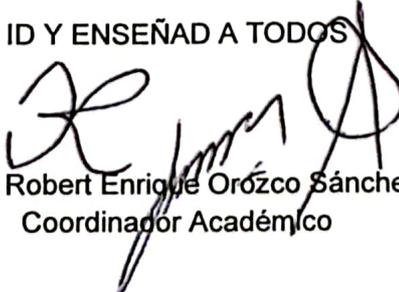
**ESTUDIANTE:** JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ  
**CARRERA:** INGENIERÍA CIVIL.  
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.12) del Acta No. 016-2024**, de sesión ordinaria celebrada por la Coordinación Académica, el 18 de septiembre de 2024, que dice:

**“QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS: a) ORDENES DE IMPRESIÓN. CARRERA: INGENIERÍA CIVIL. a.12)** La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-34-2024, de fecha 17 septiembre de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel, Coordinador Carrera Ingeniería Civil, a la que adjunta solicitud de la estudiante: JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ, Carné No. 201843071, en el sentido se le **AUTORICE IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL. La Coordinación Académica en base a la opinión favorable del Asesor, Comisión de Revisión y Coordinador de Carrera, **ACORDÓ: AUTORIZAR IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, la estudiante: JIMENA JOCABED OROZCO VELÁSQUEZ, Carné No. 201843071, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL.”

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
PhD. Robert Enrique Orozco Sánchez  
Coordinador Académico



c.c. Archivo  
REOS/ejle

## AGRADECIMIENTO

A Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de San Marcos -CUSAM-

Gloriosa y Tricentenaria, por ser un centro de formación profesional y por haberme acogido durante estos años en esta prestigiosa institución educativa.

A la Carrera de Ingeniería Civil

Por la renovación constante de conocimientos y el compromiso de formar profesionales completos.

A mis Docentes

Porque siempre recordaré las lecciones de vida que me brindaron, las cuales me han inspirado a ser una profesional determinada a superar mis límites y alcanzar mis objetivos. Me han orientado en los desafíos académicos, y la sabiduría y los consejos que he recibido son invaluable.

A la Municipalidad San Lorenzo

Por darme la oportunidad de llevar a cabo este trabajo de graduación en la oficina de la Dirección Municipal de Planificación (DMP) y por el apoyo constante, que me permitió obtener toda la información necesaria para elaborar el informe.

A Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros

Por ser mi Asesor, brindarme apoyo y orientación durante mi EPS, y por las valiosas enseñanzas a lo largo de toda mi carrera.

A Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel

Por ser mi Revisor, facilitando los procesos y respetando los criterios establecidos, además de enriquecer la educación en general.

## DEDICATORIA

- A Dios  
Por ser un padre constante y bendecirme a lo largo de toda mi vida, por otorgarme sabiduría y paciencia para alcanzar esta meta que en su momento solo era un sueño. Y por cumplir su promesa. A Él sea la Gloria.
- A mi Madre  
Lilian Marisela Orozco Velásquez, quien ha sido mi compañera a lo largo de mi vida, por darme la fortaleza para superar los desafíos que he enfrentado, por escucharme, comprenderme, apoyarme y sobre todo por el amor y compromiso que has tenido para mí. Este logro también es tuyo.
- A mi Hermano  
Kevin David Orozco Velásquez, por tu amor y apoyo incondicional. Por ser un buen ejemplo para mi vida y motivarme a alcanzar mis sueños.
- A mis familiares  
Quienes me han apoyado con su cariño y oraciones, gracias por todos los consejos.
- A mis amigas  
Gracias por ofrecerme su amistad genuina a lo largo de mi vida y de mi formación académica, por creer en mí y ser un apoyo constante en cada momento. Es un honor que formen parte de mi vida.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VII
ÍNDICE DE ANEXOS .....	IX
LISTADO DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XIII
RESUMEN .....	XV
INTRODUCCIÓN .....	XVII
OBJETIVOS .....	XIX
JUSTIFICACIÓN .....	XXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, SAN MARCOS .....	1
1.1. Datos Históricos .....	1
1.2. Ubicación .....	1
1.3. Extensión Territorial .....	1
1.4. Límites Territoriales .....	2
1.5. Vías de Acceso .....	2
1.6. Climatología .....	2
1.7. Hidrografía .....	2
1.8. Suelos .....	3
1.9. Idioma .....	3
1.10. Población .....	3
1.11. Economía .....	3
1.12. Organización política .....	3
1.13. Organización administrativa .....	3
2. Análisis Territorial .....	5
2.1. Descripción del Proyecto .....	5
2.2. Delimitación del Proyecto .....	5

2.2.1. Macro-localización del Proyecto .....	5
2.2.2. Micro-localización del Proyecto .....	5
2.3. Levantamiento topográfico .....	7
2.4. Estudio de Suelos .....	9
2.5. Diseño arquitectónico.....	9
3. MARCO TEÓRICO .....	11
3.1. Edificio .....	11
3.2. Topografía.....	11
3.3. Estudio de Suelos .....	11
3.3.1. Valor Soporte Triaxial .....	11
3.4. Diseño de Edificios.....	12
3.4.1. Tipos de Edificios .....	13
3.4.2. Elementos Estructurales.....	13
3.4.3. Elementos Arquitectónicos .....	14
3.4.4. Elementos de Instalaciones.....	14
3.4.5. Tipos de Cargas .....	14
3.4.6. Normas para Diseño.....	15
3.4.7. Criterios de Diseño .....	17
3.4.8. Métodos de Análisis Sísmico.....	17
4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.....	19
4.1. Análisis Estructural.....	19
4.1.1. Análisis de Cargas.....	19
4.1.2. Predimensionamiento estructural .....	20
4.1.3. Losa .....	21
4.1.4. Vigas .....	22
4.1.5. Columnas .....	24

4.1.6. Zapatas .....	27
4.1.7. Cálculo de áreas tributarias.....	28
4.2. Integración de Cargas de Diseño por Carga Muerta .....	33
4.2.1. Integración de Cargas Muertas en eje C .....	33
4.2.2. Integración de Cargas Vivas eje 3.....	38
4.3. Análisis sísmico.....	42
4.3.1. Carga por Sismo (Corte Basal).....	42
4.3.2. Análisis Sísmico Método Estático Equivalente .....	42
4.3.3. Peso de la Edificación .....	42
4.3.4. Corte Basal.....	54
4.4. Análisis de Marcos .....	55
4.4.1. Análisis Estructural Mediante el Software ETABS .....	55
4.4.2. Momentos Finales Obtenidos por el Software ETABS .....	59
4.4.3. Análisis Estructural por Medio del Método de Kani.....	61
4.5. Comparación de Momentos .....	63
4.5.1. Envoltente de Momentos .....	66
4.6. Diseño Estructural.....	68
4.6.1. Diseño de Vigas .....	68
4.6.2. Diseño de Columnas .....	76
4.6.3. Diseño de zapatas.....	87
4.6.4. Diseño de losa.....	93
4.7. Muro de Contención .....	112
4.7.1. Muro de Contención en Voladizo.....	112
4.8. Medidas de Mitigación Ambiental.....	125
CONCLUSIONES .....	127
RECOMENDACIONES .....	129
REFERENCIAS .....	131

ANEXOS.....133

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Libreta topográfica.....	8
Tabla 2. Estudio de suelos.....	9
Tabla 3. Sobrecargas permanentes .....	20
Tabla 4. Integración de carga en columna crítica.....	25
Tabla 5. Metrado de cargas muertas eje C primer nivel entrepisos.....	35
Tabla 6. Metrado de cargas muertas eje C segundo nivel entrepisos .....	36
Tabla 7. Metrado de cargas muertas eje C tercer nivel azotea .....	37
Tabla 8. Metrado de carga viva eje C primer nivel entrepiso.....	39
Tabla 9. Metrado de carga viva eje C segundo nivel entrepiso .....	40
Tabla 10. Metrado de carga viva eje C tercer nivel azotea.....	41
Tabla 11. Cálculo de peso propio.....	44
Tabla 12. Cálculo de carga viva tota de edificio .....	45
Tabla 13. Carga muerta más 25% de carga viva .....	45
Tabla 14. Clasificación del tipo de suelo .....	47
Tabla 15. Índice sísmico .....	48
Tabla 16. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño .....	49
Tabla 17. Factores Kd de acuerdo con el nivel de sismo .....	50
Tabla 18. Distribución de fuerzas verticales por nivel .....	54
Tabla 19. Momentos finales software ETABS en vigas eje C en Y .....	59
Tabla 20. Momentos finales software ETABS en columnas eje C en Y .....	60
Tabla 21. Momentos positivos software ETABS en vigas eje C en Y.....	61
Tabla 22. Momentos finales en Vigas Método de Kani eje C Carga Muerta.....	62
Tabla 23. Momentos finales en Vigas Método de Kani eje C Carga Viva.....	62
Tabla 24. Momentos finales en Vigas Método de Kani eje C Carga por Sismo.....	63
Tabla 25. Momentos positivo Carga Muerta Método de Kani eje C en Y .....	63
Tabla 26. Comparación de momentos en vigas eje C software ETABS y Kani .....	64
Tabla 27. Comparación de momentos en columnas eje C software ETABS y Kani .....	65
Tabla 28. Comparación de envolvente en viga eje C software ETABS y Kani .....	66
Tabla 29. Comparación área de acero en viga ETBAS .....	67
Tabla 30. Cargas por gravedad.....	72
Tabla 31. Cargas y coeficientes en losas de primer nivel.....	89
Tabla 32. Cargas y coeficientes en losas de segundo nivel .....	94

Tabla 33. Cargas y coeficientes en losas de tercer nivel.....	95
Tabla 34. Momentos positivos y negativos en losas primer nivel .....	96
Tabla 35. Momentos positivos y negativos en losas segundo nivel.....	99
Tabla 36. Momentos positivos y negativos en losas tercer nivel .....	100
Tabla 37. Momentos balanceados en losas eje X primer nivel.....	101
Tabla 38. Momentos balanceados en losas eje X segundo nivel .....	103
Tabla 39. Momentos balanceados en losas eje X tercer nivel.....	104
Tabla 40. Momentos balanceados en losas eje Y primer nivel.....	105
Tabla 41. Momentos balanceados en losas eje Y segundo nivel .....	106
Tabla 42. Momentos balanceados en losas eje Y tercer nivel.....	107

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Macro-localización del proyecto .....	6
Figura 2. Micro-localización del proyecto .....	7
Figura 3. Área tributaria predimensionamiento columna critica .....	26
Figura 4. Área trbutaria eje C en Y primer nivel entrepiso.....	29
Figura 5. Área trbutaria eje C en Y segundo nivel entrepiso y azotea.....	30
Figura 6. Área trbutaria eje 4 en X primer nivel entrepiso .....	31
Figura 7. Área trbutaria eje 4 en X segundo nivel entrepiso y azotea .....	32
Figura 8. Área tributaria 1-2 ejej C primer nivel entrepiso .....	33
Figura 9. Espectro AGIES.....	52
Figura 10. Espectro AGIES aplicado factor de resistencia .....	52
Figura 11. Detalle de viga V-1.....	75
Figura 12. Factor de longitud eectiva ábaco de alineamiento para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral .....	79
Figura 13. Diagrama de interacción software ETABS .....	82
Figura 14. Acero longitudinal en eje C software ETABS .....	83
Figura 15. Detalle de columna C-1.....	86
Figura 16. Losa crítica de diseño .....	109



## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Estudio de Suelos .....	133
Anexo 2. Polígono del predio municipal .....	135
Anexo 3. Presupuesto .....	136
Anexo 4. Análisis numérico método de Kani .....	139
Anexo 5. Procedimiento en ETABS .....	142
Anexo 6. Diseño de Nodo Sismorresistente .....	145
Anexo 7. Muro de contención a gravedad .....	151



## LISTADO DE SÍMBOLOS

$A_s$	Área de Acero
$A_{s_{min}}$	Área de acero mínimo
$A_v$	Área de la varilla
C	Coefficiente sísmico
$b$	Base
$b_w$	Ancho
$D_{varilla}$	Diámetro de la varilla
$D_f$	Desplante
$E$	Esbeltez de columna
$e$	Excentricidad
$E_{activo}$	Empuje activo
$E_{sobrecarga}$	Empuje sobrecarga
$F'_c$	Resistencia del concreto
$F_{cu}$	Factor de carga ultima
$F_y$	Resistencia del acero
$F_v$	Fuerza de desplazamiento
H	Altura
I	Inercia
Kg	Kilogramo
L	Longitud
$L_n$	Luz libre
M	Momento
$M_b$	Momento balance

$M_f$	Momento fijo
$M_u$	Momento último
$M_s$	Momento sujeción
$M_v$	Momento volteo
$M_{(-)}$	Momento negativo
$M_{(+)}$	Momento positivo
$P_u$	Carga axial
$R_v$	Recubrimiento
R	Radio de giro
$S_c$	Sobre carga
$T_{on}$	Tonelada
$V_u$	Cortante último
$V_c$	Cortante resistente del concreto
$\gamma_c$	Peso específico
°	Pulgada
$\Sigma$	Sumatoria
$\Psi$	Factor de modificación
$\lambda$	Factor de modificación de concreto.
O	Presión.

## GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmico.
Área de refuerzo	Área de acero longitudinal requerida para un momento.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
Capacidad Soporte	Capacidad soporte del suelo en un área determinada por unidades de fuerza.
Carga Axial	Carga aplicada perpendicularmente a la sección transversal de un elemento de la estructural.
Coefficiente Sísmico	Fuerza cortante aplicada horizontalmente actuando en la base del elemento estructural producido por un sismo.
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas.
Confinamiento	Unión de distintos elementos de refuerzo transversalmente de una manera eficiente para limitar el movimiento del concreto y evitar fallas por cortante.
CONRED	Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres.
Corte basal	Esfuerzo cortante producida por sismos en la base de una estructura.
Desplante	Profundidad de la cimentación respecto de la superficie del terreno.
Ductilidad	Particularidad de un material con capacidad de deformarse plásticamente sin romperse.
IDAEH	Dirección técnica del Ministerio de Cultura y Deportes.
Inercia	Propiedad de los elementos para permanecer en su estado de reposo.
Infraestructura	Elementos que realizan un servicio importante necesario para el desarrollo de una comunidad.
Esbeltez	Relación de la sección transversal y longitudinal de un elemento.

Estribo	Elemento de acero transversal que confina el núcleo de concreto de un elemento estructural.
Fuerza Cortante	Fuerzas externas que actúan perpendicularmente al eje del elemento estructural.
Momento Resistente	Es el resultado de multiplicar las fuerzas tensión y compresión por el brazo del par interno.
Mampostería	Sistema de construcción que consiste en sobreponer materiales mampuestos para la construcción de muros.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Torsión	Esfuerzo que se presenta cuando existe un momento sobre el eje longitudinal de un elemento estructural.
Refuerzo	Material de acero estructural utilizado para aumentar el soporte estructural de los elementos de concreto reforzado.
Sismo	Consiste en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra.

## RESUMEN

El proyecto desarrollado “Diseño Estructural del Edificio para la Municipalidad del municipio de San Lorenzo, departamento de San Marcos”, surge como una propuesta para resolver un problema existente, ya que la demanda en el municipio cada vez incrementa, de la misma forma las instalaciones municipales ya no se dan abasto para servicio a la población. Por lo cual, se plantea la construcción de un edificio de tres niveles diseñado con sistema de marcos. Este edificio contará con ambientes, como oficinas para atención al cliente, oficinas administrativas, biblioteca, baños para hombres y mujeres, áreas sociales, vestíbulos y parqueo subterráneo. El edificio contará con losas planas, vigas y columnas de concreto reforzado y para división de ambientes se utilizarán muros de mampostería no estructurales, es decir, no resiste cargas. La altura del edificio será uniforme en sus tres niveles, siendo de 3 metros.

Para el diseño de infraestructura se toman en cuenta normas y criterios generales, tanto arquitectónicos como estructurales. Entre las cuales, se puede mencionar ACI 318s-141, AGIES, CONRED. En el diseño se consideran todas las cargas verticales y horizontales que actúan sobre una estructura como cargas muertas, cargas vivas y fuerzas sísmicas. Luego de obtener las cargas se definen las características de los elementos que componen la estructura, como columnas, losas, vigas, zapatas. Las dimensiones de la sección y área de acero se proporcionan en base al diseño estructural hecho por el software ETABS y comparado por método numérico de Kani. Concluido el diseño se elaboraron los planos.



## INTRODUCCIÓN

Una municipalidad suele basarse en espacios destinados a trámites administrativos con accesibilidad al público en general, el edificio además es ocupado por principales gobiernos de un departamento o municipio.

El municipio de San Lorenzo ha llevado a cabo acciones para un uso sostenible del territorio para mantener y mejorar la calidad de vida de la población, fomentar la integración social en el territorio y procurar el buen uso y aprovechamiento de los recursos naturales y culturales.

El propósito de este proyecto es contribuir al desarrollo del municipio, teniendo en cuenta que las consecuencias del cambio climático y el agotamiento de recursos naturales han generado la necesidad de implementar infraestructuras con un mínimo impacto ambiental para las personas y el medio ambiente.

El proyecto se enfoca en la propuesta en una solución factible, presentando un diseño y análisis estructural de una municipalidad de tres niveles, contando con un terreno de aproximadamente 2,400 m<sup>2</sup> y con un área de construcción estimada de 1,046 m<sup>2</sup>; dicho edificio tendrá oficinas destinadas para administración y atención a la población en general; tomando en cuenta las condiciones del lugar, se pretende implementar infraestructuras sustentables en el municipio de San Lorenzo, departamento de San Marcos.



## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General**

Realizar el Diseño Estructural de Edificio para Gobierno Local del Municipio de San Lorenzo, Departamento de San Marcos.

### **Objetivos Específicos**

- Desarrollar un análisis y diseño estructural sísmico según normas de construcción AGIES y NRD2.
- Analizar un diseño arquitectónico que cuente con las áreas requeridas según el organigrama de dependencias municipales.
- Realizar un diseño de cada elemento estructural en base a las normativas del Instituto Americano del Concreto ACI 318-14.
- Presentar la planificación para la ejecución del proyecto a la municipalidad de San Lorenzo.



## JUSTIFICACIÓN

Las autoridades municipales actuales, consideran que el municipio de San Lorenzo, San Marcos, necesita una nueva propuesta de infraestructura con el fin de poder brindar a la población un buen servicio en áreas funcionales y que brinden confort tanto a los trabajadores como a los visitantes, asimismo centralizar las oficinas en un solo lugar para dar cumplimiento al plan de ordenamiento territorial del municipio.

El proyecto dará solución a la problemática existente proporcionando una infraestructura adecuada que cumpla con estándares establecidos de seguridad, para satisfacer las necesidades espaciales del personal administrativo y para la población que requiera de sus servicios; al facilitar una edificación amigable con el ambiente, brindando un diseño bien estructurado para evitar deficiencias a futuro y de la misma manera un diseño arquitectónico que vaya acorde a las necesidades y sea de beneficio social, histórico, cultural y económico.

La construcción del proyecto cuenta con 1,045 m<sup>2</sup> de área, la accesibilidad es buena y los beneficiarios serán los habitantes del municipio en general que son 14,085 habitantes y personas que lo visiten, se pretende el aprovechamiento de las condiciones para un diseño efectivo tanto a corto, mediano y largo plazo.

Académicamente, en una buena oportunidad para contribuir al municipio por medio de un diseño estructural aplicando las ciencias de la Ingeniería Civil adquiridas durante la formación académica.



# **1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, SAN MARCOS**

## **1.1. Datos Históricos**

El pueblo de San Lorenzo fue fundado entre los años 1690 a 1700, por familias españolas, de las que se recuerda a los Rodríguez, Escobar, Barrios, Auyón, Vásquez de Medina y de León.

Al crecer el número de habitantes, con el tiempo aquellos pobladores necesitaron la atención política-administrativa de las autoridades coloniales, pasando así este territorio a ser corregimiento de Quetzaltenango.

El supremo Decreto del 25 de mayo de 1812 lo elevó a la categoría de Ayuntamiento Municipal, siendo sus primeras autoridades un alcalde, dos regidores y un procurador síndico. En aquella época alcanzó grandes progresos como la construcción del antiguo edificio del cabildo, el empedrado de sus calles, la introducción del agua a la población y algunas obras que ya no existen con el tipo de construcción de esos años, pues ya fueron modernizadas. El municipio de San Lorenzo, tiene reservado un lugar preponderante en la historia por ser la cuna del ilustre Reformador de Guatemala, el General Justo Rufino Barrios. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

En la actualidad, el municipio cuenta con viviendas construidas con materiales de mejor calidad, como block, piso de granito, techo de lámina de zinc, etc.; la educación es accesible, ya que en todas las aldeas y caseríos existen establecimientos educativos, tanto de nivel pre-primario, como primario; en algunas comunidades se cuenta con la educación de nivel medio y diversificado, así como también academias de mecanografía y con una academia de computación (situada en la cabecera municipal). En los últimos años se ha trabajado para brindar el suministro del servicio de agua, energía eléctrica, letrinas, vías de acceso y medios de comunicación a la población para tener mejor calidad de vida. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

## **1.2. Ubicación**

El municipio de San Lorenzo se ubica al Norte del altiplano departamental de San Marcos, a 23 kilómetros de la cabecera departamental y a 275 kilómetros de la ciudad capital. Tiene una altura promedio de 2,600 metros sobre el nivel del mar.

## **1.3. Extensión Territorial**

Extensión territorial de este municipio es de 25 Km<sup>2</sup>.

#### **1.4. Límites Territoriales**

El municipio de San Lorenzo colinda al Norte con el municipio de Comitancillo, al Sur con el municipio de San Pedro Sacatepéquez, al Este con el municipio de Río Blanco y al Oeste con el municipio de San Marcos. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

#### **1.5. Vías de Acceso**

El municipio de San Lorenzo, se comunica de la siguiente manera: de la cabecera departamental sale una vía asfaltada (en buenas condiciones) hacia Tejutla, Ixchiguán, Tacaná y otros municipios del altiplano; en dicha vía, llegando al Km. 263, hay una bifurcación que hay que tomar hacia la derecha y recorre 10 Km. más para llegar a San Lorenzo. Existen otras vías de acceso al municipio que también llegan a ser accesibles, se puede ingresar por la parte del municipio de San Pedro Sacatepéquez, municipio de Comitancillo y el municipio Río Blanco. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

#### **1.6. Climatología**

En el municipio de San Lorenzo, el clima es frío seco y saludable en las regiones de las montañas volcánicas y altiplanicie. Se marcan dos estaciones en el año: Invierno, que comprende los meses de marzo a septiembre y verano, de octubre al mes de febrero. Es apto para cualquier cultivo por su característica húmeda.

La precipitación pluvial varía desde los 2,065 a 3,900 mm anuales. El período seco se da de noviembre a marzo, sin embargo, las temperaturas en el municipio no son extremas (12.5°C a 18.6°C), pero se presentan heladas meteorológicas en el período de diciembre a febrero a altitudes mayores de 2,000 m.s.n.m. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

#### **1.7. Hidrografía**

San Lorenzo está bajo la influencia del Río Cuilco, en un 13.43% de su área total. Dicha cuenca está compartida por los departamentos de Quetzaltenango y San Marcos. La lluvia media anual varía entre 800 a 2000 mm y el período de déficit de agua dura 6 meses, lo que la hace la cuenca con menor precipitación media anual de la región. La elevación máxima es de 3,500 msnm y la mínima 96 Mt. El caudal medio anual es de 18 m/s en la estación Cuilco (1603 Km.<sup>2</sup>), la pendiente del cauce es de 1.64%, la elevación media de la cuenca es de 860 msnm y su área es de 2,247 Km.<sup>2</sup> (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

## **1.8. Suelos**

Según el diagnóstico municipal los suelos son muy poco profundos, la erosión es seria y los rendimientos son bajos en pocos lugares y de acuerdo con el estudio de suelos realizado por Charles Simmons, se clasifican los suelos de San Lorenzo de la siguiente manera:

Suelos Pastito: son profundos, drenados, desarrollados sobre ceniza volcánica en un clima húmedo seco y ocupan terrenos severamente erosionados que colindan con las montañas altas.

Suelos Siznaché: desarrollados sobre ceniza volcánica pomácea débilmente, fomentando un clima templado y húmedo seco, ocupando pendientes de suave a moderado inclinado.

Suelos Camanchá: fase quebrada erosionada. La mayoría de sus áreas han sido limpiadas de la cubierta original de bosques y pastos, las cuales han sido cultivadas.

## **1.9. Idioma**

San Lorenzo cuenta con dos culturas, ladina y maya mam. Se habla el español en un 40%; el idioma indígena predominante lo practican en un 25%; se tiene conocimiento de que el 35% de los habitantes hablan los dos idiomas. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

## **1.10. Población**

La población total estimada al año 2018 en censo, se obtuvo que en este municipio habitan 13,125 pobladores, de los cuales 6,340 son hombres y 6,785 mujeres. (Municipalidad de San Lorenzo , 2023)

## **1.11. Economía**

La economía en el municipio va desde el área agrícola, profesionales, comercio, albañiles y otros.

## **1.12. Organización política**

El municipio de San Lorenzo, en el casco urbano se divide en 4 cantones y en el área rural en 6 aldeas y 5 caseríos.

## **1.13. Organización administrativa**

El gobierno municipal corresponde con exclusividad a la Corporación Municipal la deliberación y decisión del gobierno y administración del patrimonio e intereses del municipio. Debe velar por la integridad de su patrimonio y garantizar sus intereses con base en los valores, cultura y necesidades planteadas por los vecinos, conforme a la disponibilidad de recursos.



## **2. Análisis Territorial**

### **2.1. Descripción del Proyecto**

Se realizará el diseño estructural de un edificio de tres niveles que será destinado como edificio municipal del municipio de San Lorenzo, San Marcos.

El edificio contará con tres niveles con la siguiente distribución:

- Sótano: estacionamiento subterráneo, considerado también para personas con discapacidades, guardianía, rampa de acceso y módulo de gradas.
- Primero y segundo nivel: será utilizado para oficinas para atención a la población del municipio que requiera de los servicios municipales.

Para conectar los tres niveles se diseñarán rampas necesarias, iluminación natural y con instalaciones eléctricas, de agua potable y de drenaje. La estructura está compuesta por marcos estructurales de concreto reforzado, cubiertos con losa maciza.

### **2.2. Delimitación del Proyecto**

La delimitación de un proyecto es un proceso fundamental en la planificación y gestión de proyectos, ya que implica definir claramente los límites.

#### **2.2.1. Macro-localización del Proyecto**

El proyecto se desarrollará en la cabecera municipal de San Lorenzo, San Marcos.

#### **2.2.2. Micro-localización del Proyecto**

El proyecto se encuentra ubicado en la cabecera municipal de San Lorenzo. En la figura 1 se puede apreciar una vista del predio municipal en donde se tiene prevista la construcción de dicho edificio.

**Figura 1.**  
**Macro-localización del proyecto**



*Fuente: Elaboración propia utilizando el software AutoCAD 2018.*

**Figura 2.**

*Micro-localización del proyecto*



*Fuente: Elaboración propia utilizando el software Google Earth Pro*

### **2.3. Levantamiento topográfico**

Se llevó a cabo un levantamiento topográfico exhaustivo del predio municipal utilizando un teodolito, con el propósito de obtener mediciones precisas y detalladas del terreno. Este proceso técnico permitió determinar con exactitud las dimensiones del área, que es de 2400 m<sup>2</sup>. Durante el levantamiento, se recogieron datos esenciales como las distancias horizontales, la configuración del polígono, la orientación y los ángulos horizontales del terreno. El predio está situado en las coordenadas 15°02'03.22" N y 91°44'23.22" O, y se encuentra a una elevación de 2,648 metros sobre el nivel del mar. Esta información geográfica y altimétrica es crucial para una comprensión completa del contexto del terreno y para futuros proyectos o desarrollos. Los detalles del levantamiento están documentados en la libreta topográfica la cual presenta todas las mediciones y observaciones realizadas con precisión.

**Tabla 1.***Libreta topográfica*

---

<b>Estación – Punto observado</b>	<b>Azimut</b>	<b>Distancia (metros)</b>
0 – 1	146°57'59"	18.66
1 – 2	159°37'27"	12.76
2 – 3	211°57'27"	13.65
3 – 4	227°11'13"	30.44
4 – 5	293°50'11"	17.45
5 – 6	296°21'22"	42.32
6 – 7	308°57'12"	4.26
7 – 8	15°19'15"	5.75
8 – 9	18°0'58"	12.1
9 – 10	19°47'37"	5.91
10 – 11	146°26'36"	38.57
11 – 12	54°52'1"	13.99
12 – 13	325°29'16"	8.42
13 – 0	54°55'27"	45.06

Área = 2398.01 m<sup>2</sup>

---

*Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016*

## 2.4. Estudio de Suelos

**Tabla 2.**

*Ensayo de compresión triaxial*

<b>Parámetros de corte</b>			
<b>Ángulo de fricción interna: <math>\phi = \text{grados } ^\circ 23.41</math></b>	<b>Cohesión: <math>C_u = 6.89 \text{ Ton/m}^2</math></b>		
Dimensión y tipo de la probeta	2.5" X 5.0"		
Probeta No.	1	2	3
Presión lateral (Ton/m <sup>2</sup> )	5	10	20
Desviador en rotura q(Ton/m <sup>2</sup> )	27.50	37.19	47.36
Presión intersticial u(Ton/m <sup>2</sup> )	X	X	X
Deformación en rotura Er(%)	3.0	5.0	7.5
Densidad seca (Ton/m <sup>3</sup> )	1.22	1.22	1.22
Densidad húmeda (Ton/m <sup>3</sup> )	1.59	1.59	1.59
Humedad	29.62	29.62	29.62
Valor soporte	13.9 Ton/m <sup>2</sup>		

*Fuente: Laboratorio de materiales, suelos y concretos SEPRO LAB.*

## 2.5. Diseño arquitectónico

El diseño propuesto se basa en el entorno que rodea al municipio, San Lorenzo no cuenta con una limitante de reglamento de construcción, por lo que el presente diseño se realizó en base a normativos de CONRED específicamente, en la Norma de Reducción de Desastres Número 2 -NRD2- determinando un diseño óptimo para la población beneficiada con dicho proyecto.



### **3. MARCO TEÓRICO**

#### **3.1. Edificio**

Es el área que proporciona espacios físicos adecuados para el desarrollo de las actividades administrativas de los gobiernos municipales.

El edificio debe contar con asesoría técnica, con el fin de establecer, organizar y regular los servicios públicos municipales y explotación de sus bienes comunes.

#### **3.2. Topografía**

La topografía es la disciplina que se encarga de describir y representar la superficie terrestre, así como las características y elementos que la componen. Es una disciplina esencial en diversas áreas y una de ellas es la ingeniería. Su objetivo principal es obtener información precisa y detallada sobre la forma y las características del terreno, lo que es esencial para llevar a cabo diversos tipos de proyectos y análisis.

Un levantamiento topográfico es uno de los primeros requisitos para el diseño de calles, sistemas de alcantarillado y tuberías de abastecimiento de agua y estructuras. (Wolf, 2016)

#### **3.3. Estudio de Suelos**

El estudio de suelo permite conocer las características físicas, químicas y mecánicas del terreno donde se piensa construir, esto es, la composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que componen el suelo y su profundidad, además del nivel de profundidad al que deben realizarse las fundiciones en la construcción.

Es importante destacar que un estudio de suelos completo y bien realizado es esencial para garantizar la seguridad y estabilidad de cualquier construcción, ya que los suelos pueden variar significativamente en sus propiedades en diferentes ubicaciones.

##### **3.3.1. Valor Soporte Triaxial**

El valor de soporte triaxial del suelo es una medida de la resistencia y la capacidad del suelo para soportar cargas bajo condiciones de esfuerzo triaxial. El valor soporte triaxial es un término utilizado para referirse a la resistencia de un suelo cuando está sometido a cargas en condiciones triaxiales. Este tipo de ensayo determina la resistencia y comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de esfuerzo.

En un ensayo de soporte triaxial, una muestra cilíndrica de suelo es confinada lateralmente por una membrana o una celda y se somete a esfuerzos de compresión axial y

confinamiento. Los esfuerzos aplicados en el ensayo simulan las condiciones reales que puede experimentar el suelo bajo una estructura o una cimentación. Durante el ensayo, se registran las deformaciones y las presiones de esfuerzo en diferentes puntos de la muestra, lo que permite construir un diagrama de esfuerzo-deformación. A partir de estos datos, se determinan parámetros importantes del suelo, como el ángulo de fricción interna y la cohesión, que son fundamentales para el diseño de cimentaciones y estructuras. (Salas, 2011)

El valor de soporte triaxial es una medida de la capacidad del suelo para resistir las fuerzas que actúan sobre él en condiciones triaxiales, y es un parámetro muy importante para entender cómo se comportará el suelo en diferentes situaciones de carga.

### **3.4. Diseño de Edificios**

El diseño de edificios es una disciplina para crear espacios funcionales, seguros y estéticamente agradables. Se pueden tomar en cuenta algunos aspectos como:

**Funcionalidad:** El diseño debe satisfacer las necesidades y propósitos específicos del edificio. La distribución de espacios y la disposición de las instalaciones deben estar bien pensadas para lograr una óptima funcionalidad.

**Seguridad:** La seguridad es una consideración primordial en el diseño de edificios. Se deben seguir códigos y normativas de construcción para garantizar la estabilidad estructural, la resistencia a incendios, la accesibilidad para personas con discapacidades y otras medidas de seguridad.

**Estética:** El aspecto visual del edificio es importante para su integración en el entorno y para crear una impresión positiva.

**Sostenibilidad:** El diseño sostenible busca minimizar el impacto ambiental del edificio a lo largo de su ciclo de vida.

**Accesibilidad:** Es importante que el diseño tenga en cuenta la accesibilidad para todas las personas, incluyendo personas con discapacidades o movilidad reducida.

**Espacios verdes:** Integrar áreas verdes y espacios al aire libre en el diseño puede mejorar la calidad de vida de los ocupantes y fomentar un ambiente más saludable.

**Uso eficiente del espacio:** Maximizar el uso del espacio disponible es esencial, especialmente, en áreas urbanas densamente pobladas.

**Flexibilidad y adaptabilidad:** El diseño debe considerar la posibilidad de cambios futuros en los requisitos y necesidades del edificio.

Integración con el entorno: El diseño debe tener en cuenta el contexto y el entorno en el que se ubicará el edificio. La armonía con el paisaje circundante y la consideración de la infraestructura cercana son importantes para una integración exitosa.

### **3.4.1. Tipos de Edificios**

Los edificios pueden clasificarse en diferentes categorías según su uso, diseño o función y cada uno llega a tener un diseño según su propósito o contexto. Entre los tipos de edificio se encuentran los edificios residenciales, comerciales, industriales, institucionales, culturales, religiosos, deportivos, monumentos, edificios.

### **3.4.2. Elementos Estructurales**

Los elementos estructurales son componentes fundamentales que componen una estructura. Estos elementos son esenciales para proporcionar estabilidad, resistencia y funcionalidad a la estructura en su conjunto. Entre ellos están:

#### **3.4.2.1. Columnas**

Son elementos verticales diseñados para soportar cargas de compresión. Se utilizan para transmitir el peso de la estructura y las cargas aplicadas hacia los cimientos.

#### **3.4.2.2. Zapatas**

Son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente

#### **3.4.2.3. Vigas**

Las vigas son elementos horizontales que soportan cargas de flexión y transmiten estas cargas a las columnas u otros elementos de soporte. Son esenciales para distribuir las cargas a lo largo de la estructura.

#### **3.4.2.4. Vigas de amarre**

Son elementos de concreto armado que enlaza elementos dentro de la edificación para que trabajen en conjunto ante cargas laterales, para así evitar deformaciones y momentos torsionales.

#### **3.4.2.5. Losas**

Las losas son superficies planas y delgadas que cubren áreas horizontales como pisos y techos. Pueden ser de diferentes materiales, como concreto, acero o madera, y se utilizan para proporcionar un nivel de soporte y aislamiento.

#### **3.4.2.6. Muros**

Los muros son elementos verticales que pueden tener diferentes funciones, como proporcionar soporte estructural, dividir espacios interiores o actuar como barreras de contención. Pueden ser de carga o de cerramiento.

#### **3.4.2.7. Cimientos**

Los cimientos son la base de la estructura y se encargan de distribuir las cargas de la estructura al suelo de manera uniforme. Pueden ser superficiales o profundos.

#### **3.4.3. Elementos Arquitectónicos**

Los elementos arquitectónicos son componentes visuales y funcionales que conforman la apariencia y la estructura de un edificio o espacio arquitectónico. Estos elementos son esenciales para dar forma, estilo y carácter a una construcción, y también pueden influir en la función y la experiencia del espacio.

#### **3.4.4. Elementos de Instalaciones**

Los elementos de instalaciones se refieren a los componentes y sistemas que se integran en un edificio o espacio para proporcionar servicios esenciales. Entre ellos:

##### **3.4.4.1. Instalación eléctrica**

Incluye cables, interruptores, enchufes, tableros eléctricos y dispositivos de iluminación para proporcionar electricidad a todo el edificio y sus componentes. También puede incluir sistemas de seguridad como alarmas y cámaras.

##### **3.4.4.2. Instalaciones hidráulicas y sanitarias**

Comprende tuberías, grifos, lavabos, inodoros y sistemas de desagüe que proporcionan agua potable y eliminan aguas residuales de un edificio.

#### **3.4.5. Tipos de Cargas**

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. (Nilson, 2001, pág. 21)

**Cargas muertas:** Son las cargas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente, la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Para edificios, los rellenos, los acabados de entrepisos, el cielo raso pañetado se toman usualmente como cargas muertas incluyendo una consideración para cargas suspendidas, tales como ductos, aparatos y accesorios de iluminación.

Cargas vivas: Son cargas que consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación.

Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse los entrepisos y cubiertas de un edificio se especifican usualmente en el código de construcción que se aplica en el lugar de construcción.

Cargas ambientales: Consisten principalmente en cargas de nieve, presión, succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de aguas de lluvias sobre superficies planas y fuerzas causadas por cambios de temperatura. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución. (Nilson, 2001)

### **3.4.6. Normas para Diseño**

El diseño estructural es un proceso crucial para garantizar la seguridad, estabilidad y funcionalidad de una estructura, ya sea un edificio, puente, torre u otra infraestructura. Existen diversas normas y códigos internacionales que proporcionan pautas y requisitos para llevar a cabo un diseño estructural adecuado. Algunas de las normas utilizadas son:

#### **3.4.6.1. Norma de la American Society for Testing and Materials**

La ASTM -American Society for Testing and Materials- es una organización internacional que desarrolla y publica normas técnicas y especificaciones para una amplia variedad de materiales, productos, sistemas y servicios.

Estas normas son utilizadas en todo el mundo y abarcan una amplia gama de industrias, incluyendo la construcción, la manufactura, la industria química, la aeroespacial y muchas otras. son conocidas por su enfoque en la estandarización y calidad de los materiales y productos utilizados en diversas aplicaciones. (Aceropedia, s.f.)

### **3.4.6.2. Normas la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica**

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, fundada en 1996, es una entidad privada no lucrativa, cultural, académica, gremial formativa y científica que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, y el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. (AGIES , 2018)

### **3.4.6.3. Código American Concrete Institute**

La sigla -ACI- se refiere a la "American Concrete Institute" (Instituto Estadounidense del Concreto) en español. El ACI es una organización sin fines de lucro fundada en 1904 y tiene su sede en Estados Unidos. Se dedica a la investigación, desarrollo y difusión de conocimientos sobre el concreto y sus aplicaciones en la industria de la construcción. (Baeta, 2008)

Estas normas son ampliamente utilizadas por ingenieros, arquitectos y profesionales de la construcción en todo el mundo para garantizar la calidad y seguridad de las estructuras de concreto.

### **3.4.6.4. Comisión Guatemalteca de Normas**

La Comisión Guatemalteca de Normas -COGUANOR- tiene como objeto desarrollar actividades de normalización que contribuyan a mejorar la competitividad de las empresas nacionales y elevar la calidad de los productos y servicios que dichas empresas ofertan en el mercado nacional e internacional. Su ámbito de actuación abarca todos los sectores económicos. (COGUANOR, s.f.)

### **3.4.6.5. Normas de reducción de desastres**

La norma tiene por objetivo establecer los requisitos mínimos de seguridad que deben observarse en edificaciones e instalaciones de uso público, para resguardar a las personas en caso de eventos de origen natural o provocado que puedan poner en riesgo la integridad física de los guatemaltecos y guatemaltecas.

La norma es aplicable a todas las edificaciones e instalaciones de uso público que actualmente funcionen como tales, así como para aquellas que se desarrollen en el futuro. Se consideran de uso público las edificaciones que permiten el acceso con o sin restricciones de personal –empleados, contratistas y subcontratistas, entre otros-, así como usuarios –clientes, consumidores, beneficiarios, compradores, interesados, entre otros. (CONRED , s.f.)

#### **3.4.6.6. Dirección Técnica del Ministerio de Cultura y Deportes**

La Dirección Técnica del Ministerio de Cultura y Deportes -IDAEH-, que se encuentra bajo la Dirección General del Patrimonio Cultural y Natural. Es el ente responsable de los esfuerzos de conservación y restauración del patrimonio mueble e inmueble, así como su protección, y el manejo técnico-científico del Patrimonio Cultural y Natural de la Nación.

#### **3.4.7. Criterios de Diseño**

Los criterios de diseño estructural son principios y directrices que los ingenieros utilizan para asegurar que las estructuras sean seguras, resistentes, funcionales y económicamente viables.

El sistema estructural deberá ser capaz de proporcionar resistencia y rigidez laterales en todas direcciones para resistir las solicitaciones horizontales especificadas dentro de límites especificados de deriva lateral.

Cada edificación contendrá subestructuras planas como marcos, armaduras, muros, riostras o combinaciones de éstos, orientadas en al menos dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares entre sí, formando ángulos entre  $75^\circ$  y  $105^\circ$ . De no ser así, se requerirá la inclusión de otras subestructuras en direcciones horizontales adicionales de manera que no se formen ángulos mayores de  $120^\circ$  entre ellas. Cada una de estas direcciones será una dirección de análisis obligada.

Las estructuras se analizarán con modelos matemáticos tridimensionales para determinar acciones en los elementos y desplazamientos estructurales causados por cargas externas, deformaciones auto-inducidas y deformaciones aplicadas. Los modelos deberán incluir la resistencia y la rigidez de todos los componentes relevantes.

#### **3.4.8. Métodos de Análisis Sísmico**

El análisis sísmico es una herramienta fundamental en la ingeniería estructural para evaluar cómo una estructura responderá a las fuerzas sísmicas generadas por un terremoto.

El objetivo del análisis sísmico es asegurar que las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas y proporcionar un nivel adecuado de seguridad y protección a las personas y los bienes que se encuentren en su interior.

#### **3.4.8.1. Método estático equivalente**

Este es el método más tradicional y ampliamente utilizado para el análisis sísmico de estructuras. Estas fuerzas se calculan utilizando espectros de respuesta, que representan la aceleración, velocidad o desplazamiento que experimenta una estructura en función de su período natural y la intensidad del terremoto.

El Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el capítulo 4 de NSE 2, la masa "efectiva de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este capítulo. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las solicitaciones sísmicas. (AGIES , 2018)

## **4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA GOBIERNO LOCAL DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

### **4.1. Análisis Estructural**

La función del análisis estructural es estimar las fuerzas internas y las deformaciones del sistema estructural y establecer el cumplimiento de los requisitos de resistencia, funcionamiento y estabilidad, garantizando una estructura segura y funcional.

#### **4.1.1. Análisis de Cargas**

El análisis de cargas es una parte fundamental del diseño y análisis estructural. Ya que se identifican y evalúan las diversas fuerzas externas que actúan sobre una estructura. Estas cargas pueden provenir de varias fuentes, como la gravedad, el viento, la nieve, los sismos, entre otras.

##### **4.1.1.1. Carga Viva**

La carga viva utilizada para el diseño, será según la Norma de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2 en la tabla 3.7.1-1, la cual habla de oficinas en edificios con una carga viva de 300 kgf/m<sup>2</sup> y para una carga viva de techo indica tabla 3.7.1-1 de azoteas de concreto con acceso 200kgf/m<sup>2</sup>.

##### **4.1.1.2. Carga Muerta**

La carga muerta dependerá del predimensionamiento de losa y vigas utilizadas para el edificio.

##### **4.1.1.3. Sobrecargas Permanentes**

Las sobrecargas permanentes suelen incluir elementos adicionales que se instalan de manera fija y no se retiran fácilmente. Estas cargas son consideradas en el diseño estructural para asegurar que la estructura pueda soportar no solo su propio peso, sino también las cargas adicionales que se incorporan de manera duradera.

Son consideradas cargas muertas que estarán presente por algún material que se utilice en la construcción. En la tabla III se presentan las sobrecargas con las que contará el diseño del edificio.

**Tabla 3.***Sobrecarga de losa*

<b>Sobrecargas permanentes</b>	<b>Primer Nivel</b>	<b>Segundo Nivel</b>	<b>Azotea</b>
<b>Descripción</b>	<b>Cargas kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Cargas kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Cargas kg/m<sup>2</sup></b>
Repello sobre baldosa o concreto	24	24	24
Concreto pómez 1.7 kg/m <sup>2</sup> por mm (Contrapiso) Espesor de 40 mm	68	68	-
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobre lecho de mortero de 13mm (piso cerámico)	77	77	-
Tabiquería con block hueco de concreto espesor de 152 mm	150	150	-
Acabado de relleno de concreto 2.3 kg/m <sup>2</sup> por mm espesor de 30 mm	-	-	69
<b>Total</b>	<b>319</b>	<b>319</b>	<b>93</b>

*Fuente: Elaboración propia usando Excel 2016, datos obtenidos de AGIES NSE 2.*

#### **4.1.2. Predimensionamiento estructural**

Este es el punto de partida para considerar un análisis y diseño estructural adecuado por ser una etapa inicial en el diseño de estructuras, donde se establecen dimensiones aproximadas, se calculan cargas y resistencias iniciales antes de realizar un diseño detallado.

Los datos que se presentarán en todo el diseño fueron obtenidos en base a las normativas del Instituto Americano del Concreto ACI 318-14.

En el predimensionamiento se tomarán los siguientes datos generales:

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Resistencia del acero longitudinal}$$

$$fy = 2810 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Resistencia del acero transversal}$$

$$\gamma'c = 2400 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

#### 4.1.3. Losa

El proyecto tendrá losas macizas de concreto armado que serán un elemento de división entre piso encargada de transmitir cargas de peso propio, sobrecargas permanentes y cargas vivas por ocupación de vigas.

Para determinar el espesor de la losa se determina si la losa actúa en una o dos direcciones, se hace con la siguiente expresión donde se relaciona el lado menor con el lado mayor.

$$m = \frac{a}{b}$$

Donde:

a = distancia menor de la losa

b = distancia mayor de la losa

Si m es menor a 0.50 se asume que la losa trabaja en una dirección, de lo contrario se asumirá que trabajará en dos direcciones.

Sustituyendo datos se obtiene:

$$m = \frac{3.5}{6} = 0.58$$

$M \geq 0.50$  = Trabaja en dos direcciones

Para determinar el espesor se utiliza el perímetro del área a cubrir:

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{2(6 + 3.5)}{180} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

Las losas trabajan en dos direcciones con un espesor de 10 cm.

#### 4.1.4. Vigas

Para el predimensionamiento de vigas según Harry Parker, por cada metro lineal de luz entre los apoyos de la viga se incrementa ocho por ciento del peralte y la base puede ser entre 1/2 o 1/3 del peralte.

Y para el predimensionamiento de vigas secundarias se podrá tomar en cuenta el 6% de la luz libre de la viga.

Esto es: Altura de viga = luz libre de viga \* 0.08; es decir el 8% de la luz libre.

##### 4.1.4.1. Viga primaria

Para el predimensionamiento de vigas se sabe que el peralte y la base tienen relación con la longitud de la luz, por lo que se asume de la siguiente manera:

$$h_{viga} = 8\% * l_{viga}$$

$$h_{viga} = 8\% * 7 m = 0.56 m$$

$$h_{viga} = 0.04 + 0.56 = 0.60 m = 60cm$$

$$b_{viga} = h/2$$

$$b_{viga} = \frac{60}{2} = 30 cm$$

Además, la viga debe cumplir con requerimientos mínimos descritos en el código ACI 318-14 y que están diseñados principalmente para resistir flexión a cortante de acuerdo a la sección 18.6.2

- a) La luz libre  $L_n$  no debe ser menor que  $4d$

$$L_n > 4d = 7m > 4 * (0.56)$$

$$7m > 2.24m = \text{Sí cumple}$$

- b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0.3h$  y  $250 mm$ .

$$0.3 * 0.60 = 0.18 m$$

- c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de  $c_2$  y  $0.75 c_1$ .

$$c_2 = 0.5$$

$$0.75c_1 = 0.75 * 0.50 = 0.30$$

La sección de la viga primaria tendrá una dimensión de altura 70 cm y base 40 cm, la luz máxima a cubrir será de 7 m.

#### 4.1.4.2. Viga secundaria

Para el predimensionamiento de vigas se sabe que el peralte y la base tienen relación con la longitud de la luz, por lo que se asume de la siguiente manera:

$$h_{viga} = 6\% * l_{viga}$$

$$h_{viga} = 6\% * 6 m = 0.36 m$$

$$h_{viga} = 0.04 + 0.36 = 0.40 m = 40cm$$

$$b_{viga} = h/2$$

$$b_{viga} = \frac{40}{2} = 20 cm$$

Además, la viga debe cumplir con requerimientos mínimos descritos en el código ACI 318-14 y que están diseñados principalmente para resistir flexión y cortante de acuerdo a la sección 18.6.2

- d) La luz libre  $L_n$  no debe ser menor que  $4d$

$$L_n > 4d = 6m > 4 * (0.36)$$

$$6m > 1.44m = Si cumple$$

- e) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0.3h$  y 250 mm.

$$0.3 * 0.60 = 0.18 m$$

La sección de la viga primaria tendrá una dimensión de altura 50 cm y base 30 cm, la luz máxima a cubrir será de 6 m.

#### 4.1.5. Columnas

El predimensionamiento de columnas se basa en el cálculo de las cargas axiales aplicadas a la columna crítica que recibe mayores cargas en base al área tributaria del primer nivel y los niveles sobre esta columna. Para luego determinar la sección transversal del elemento.

Para determinar dicha sección transversal de la columna se utiliza la siguiente expresión:

$$A_g = \frac{P_{serv}}{n * f'c}$$

Donde:

$P_{serv}$  = Integración de carga axial debida al área tributaria de la columna crítica.

$n$  = Coeficiente de acuerdo a la posición de la columna

$f'c$  = Resistencia del concreto

Coeficiente de acuerdo a la posición de la columna en la edificación.

Donde:

$n = 0.40$                       laterales

$n = 0.35$                       esquinas

$n = 0.45 - 0.50$               centrales

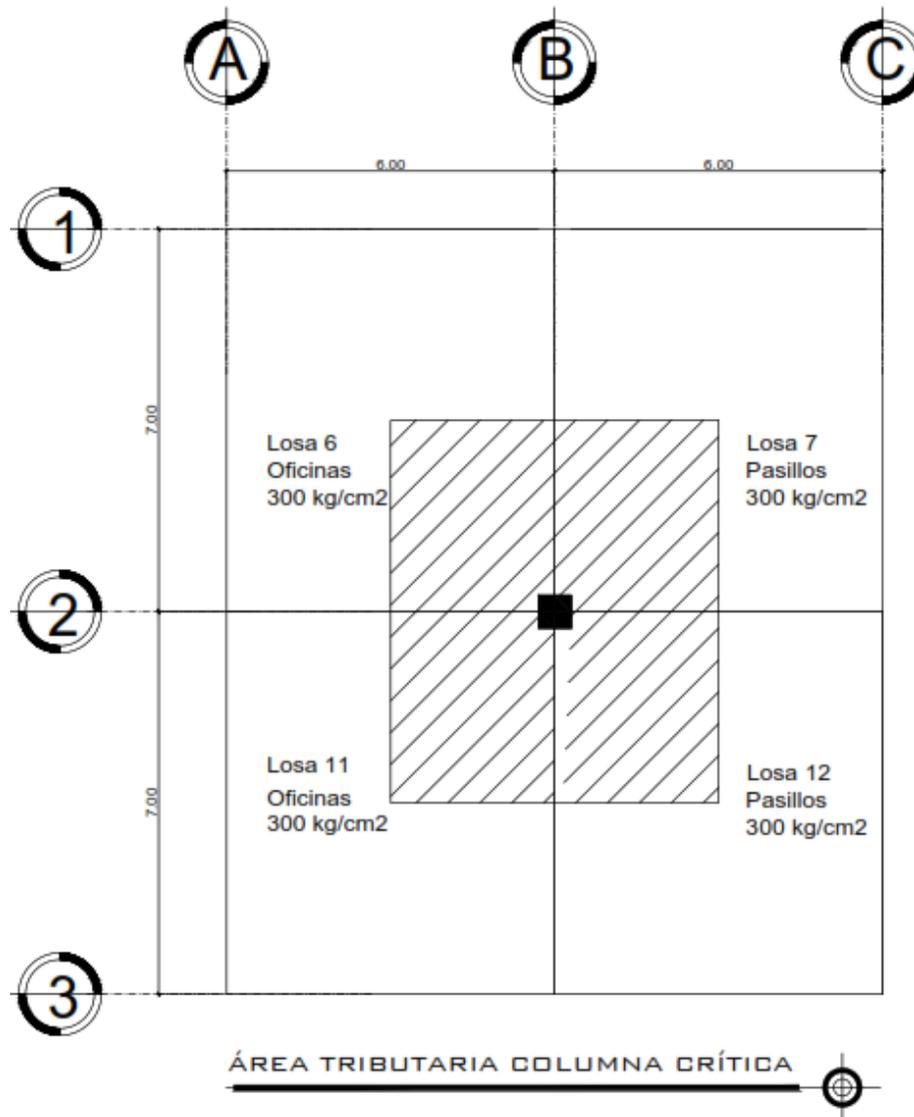
**Tabla 4.***Integración de cargas en columna crítica*

Integración de cargas debido a columna crítica					
No	Datos			Pu kg	1.2 CM + 1.6 CV
1	CV kg/m2	300			
	Área tributaria	42	12600	12600	20160
	CM Sc kg/m2	319	13398		
	CM viga V-1 kg		5616	30246	
	CM viga V-2 kg		1152		
	CM Losa kg/m2		10080		36295.2
	Pserv Nivel 1 (kg)				
2	CV kg/m2	300			
	Área tributaria	42	12600	12600	20160
	CM Sc kg/m2	319	13398		
	CM viga V-1 kg		5616	30246	
	CM viga V-2 kg		1152		
	CM Losa kg/m2		10080		36295.2
	Pserv Nivel 2 (kg)				
3	CV kg/m2	200			
	Área tributaria	42	8400	8400	13440
	CM Sc kg/m2	93	3906		
	CM viga V-1 kg		5616	23254	
	CM viga V-2 kg		1152		
	CM Losa kg/m2		10080		37206.4
	CM tinaco		2500		
Pserv Nivel 3 (kg)					50646.4
Pu serv. Total (kg)					163556.8

*Fuente: Elaboración propia usando Excel 2016.*

**Figura 3.**

Área tributaria, predimensionamiento columna crítica



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.

Se sustituyen datos en la ecuación para el predimensionamiento de columna crítica.

$$A_g = \frac{P_{serv}}{n * f'c}$$

$$A_g = \frac{156,196.8kg}{0.50 * 210kg/cm^2} = 1487.58 cm^2$$

$$\sqrt{A_g} = \sqrt{1487.58 cm^2} = 38.57 cm$$

Se utilizará una sección inicial aproximada en base al predimensionamiento de 0.40m, además la sección propuesta debe cumplir con los requerimientos dimensionales mínimos propuestos en el código ACI 318s-14.

Las columnas de pórticos especiales resistentes a momentos deben cumplir con a) y b) de acuerdo a la sección 18.7.2.1 ACI 318s-14.

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en la línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm.

$$l = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} = \text{si cumple}$$

- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

$$\frac{la}{lb} = \frac{0.5}{0.5} = 1 > 0.4 = \text{si cumple}$$

#### 4.1.6. Zapatas

Son elementos encargados de transmitir las cargas provenientes de las columnas al suelo, para el diseño del edificio se utilizarán zapatas aisladas, estas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son las columnas, de modo que la zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El procedimiento del área de la zapata se realiza determinando la carga de servicio que soporta la columna en la base y con la relación del valor soporte del suelo proporcionado por el laboratorio de mecánica de suelos.

$$B = \sqrt{\frac{Pu}{\phi_{adm}}}$$

Donde:

B= Lado de zapata

Pu= Carga axial en la base

$\phi_{adm}$ =Esfuerzo admisible del suelo

$$B = \sqrt{\frac{76046.4kg * \frac{1ton}{1000kg}}{13.9 ton/m^2}} = 3.43$$

El código ACI 318s-14 en su sección 14.3.2.1 indica un espesor de 200mm para zapatas aisladas.

En base al predimensionamiento se utilizará una Z-1 cuadrada con medidas 3.50 m x 3.50 m con armado en ambas direcciones y peralte de 30 cm.

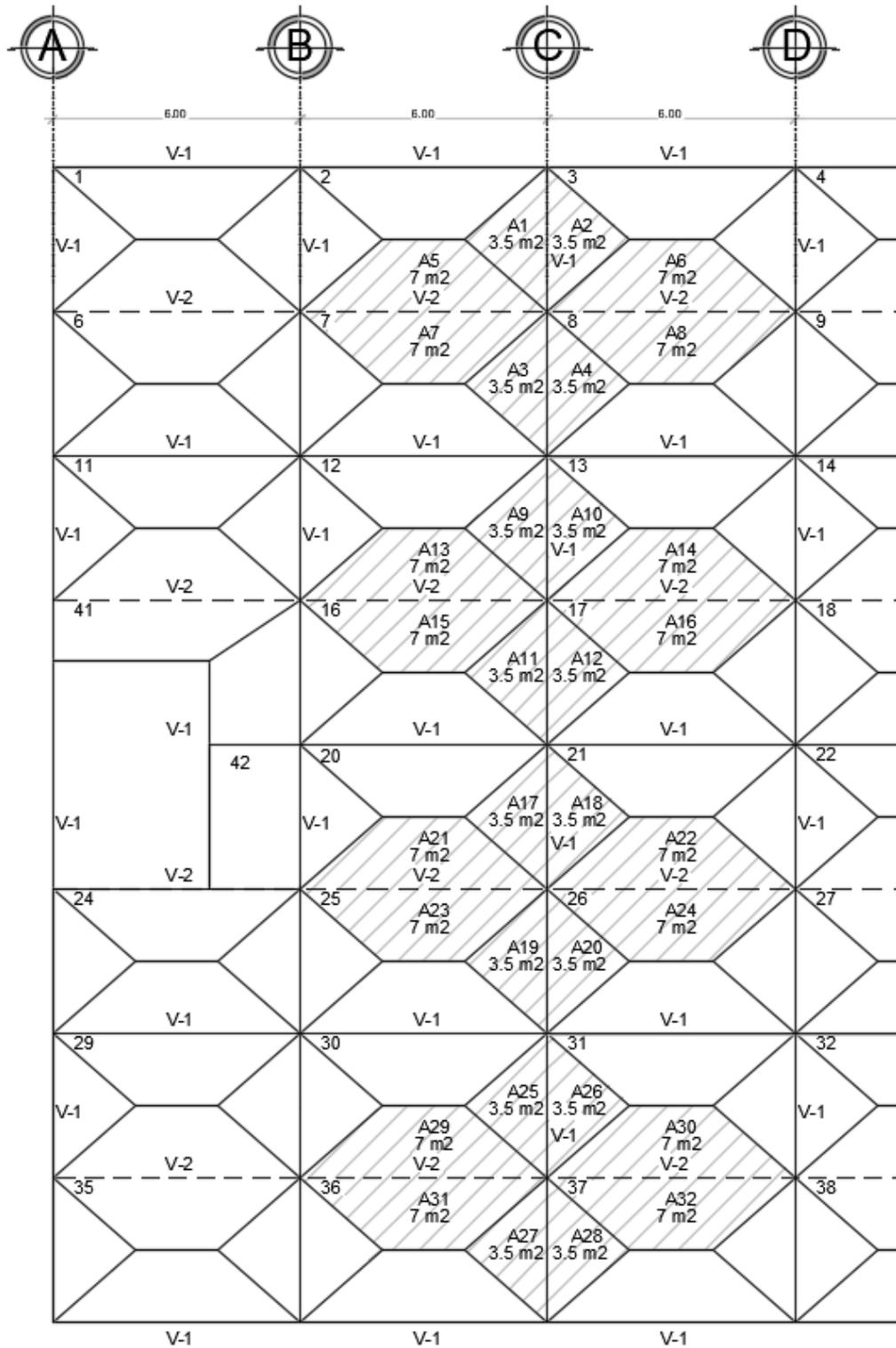
#### **4.1.7. Cálculo de áreas tributarias**

Para realizar la integración de cargas consiste en determinar el peso muerto y vivo que soportará la estructura por cada metro lineal. Se calculará la integración de cargas para los ejes B en letras y 2 en números, se considera que son los ejes más críticos que pueden tener un mayor resultado en base a las sobrecargas permanentes y cargas vivas por ocupación que actúan en las áreas tributarias de losas a las vigas.

Para tal efecto se consideran las siguientes áreas tributarias teniendo como base la distribución arquitectónica final.

**Figura 4.**

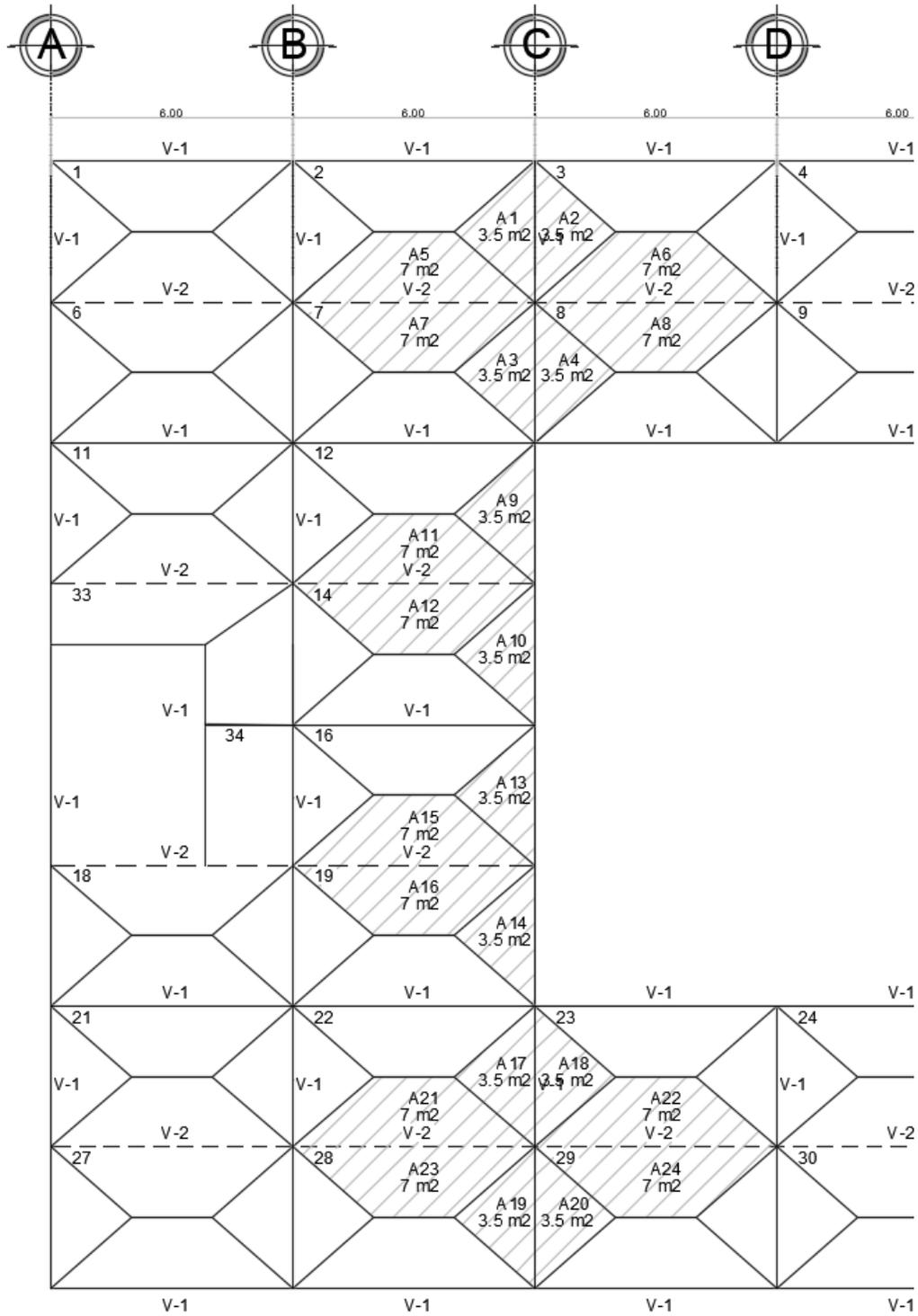
Área tributaria eje C en Y, primer nivel entrepiso



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.

**Figura 5.**

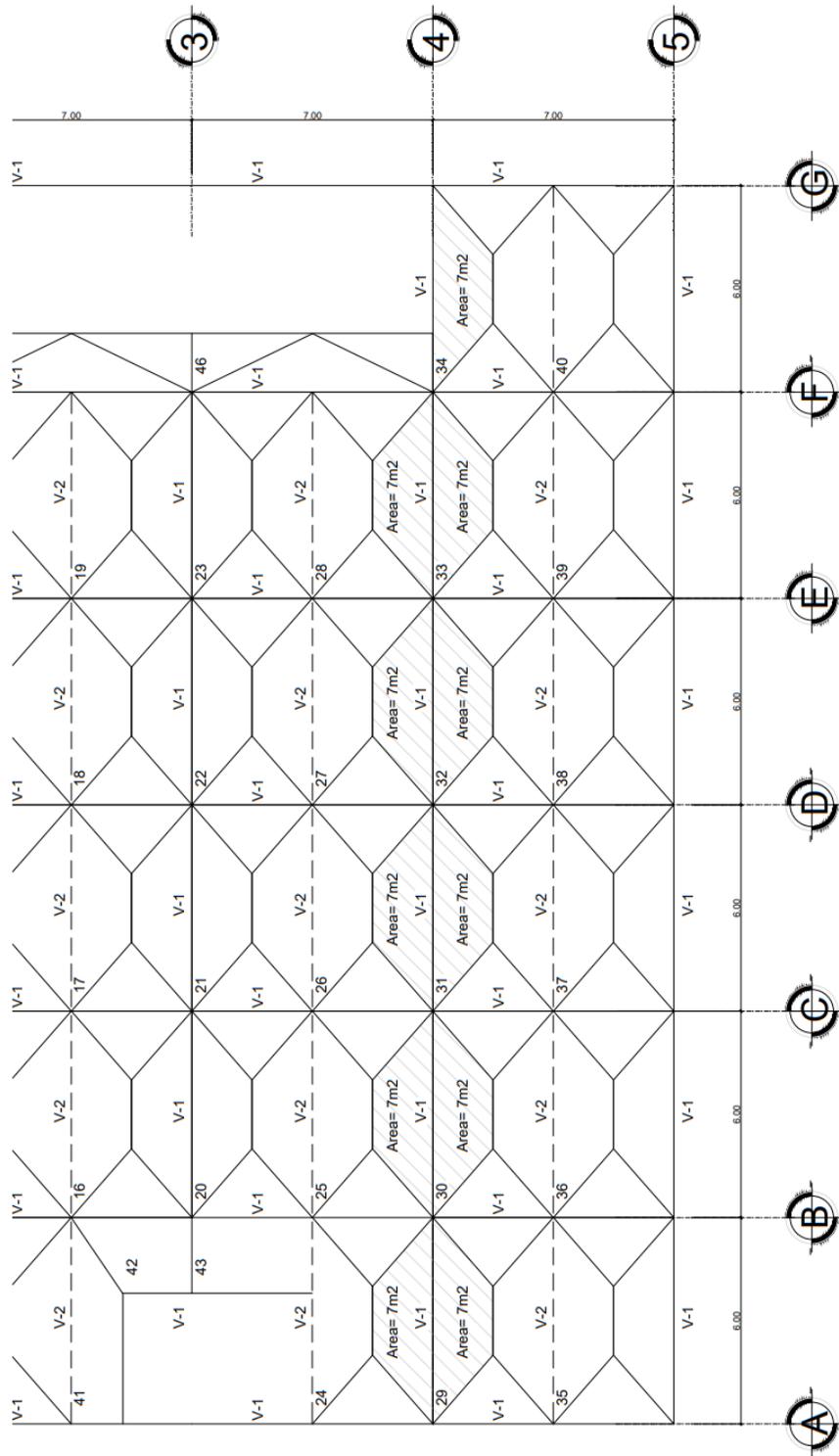
Área tributaria eje C en Y, segundo nivel entrepiso y azotea



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.

**Figura 6.**

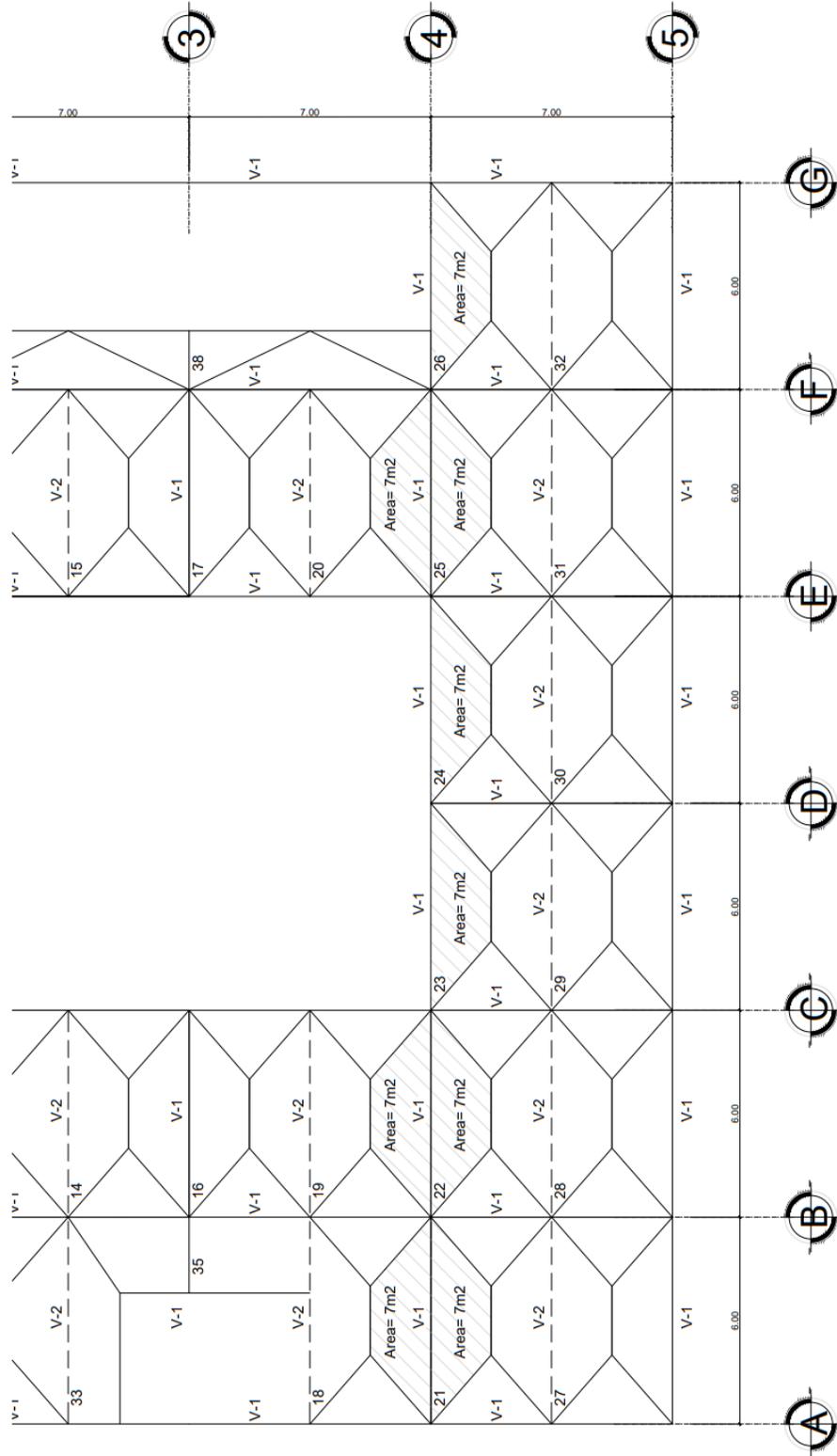
Área tributaria eje 4 en X, primer nivel entrepiso



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.

**Figura 7.**

Área tributaria eje 4 en X, segundo nivel entrepiso y azotea



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.

## 4.2. Integración de Cargas de Diseño por Carga Muerta

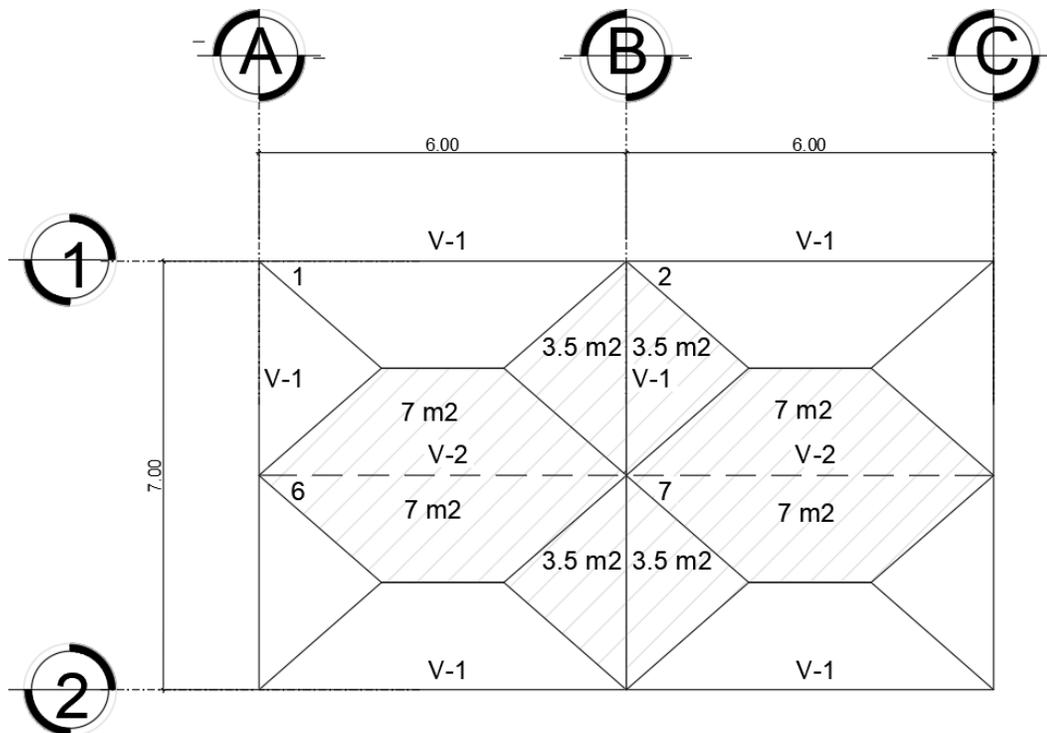
Son todas las cargas de los elementos que intervienen de forma permanente sobre la estructura y que son considerables en el análisis estructural de la edificación como lo es el peso propio y sobre cargas permanentes que se integran en el diseño en base a la ocupación, acabados y elementos decorativos. Se toman los datos de acuerdo a normas de diseño estructural como lo es AGIES en su norma NSE-2. "Demandas estructurales en su anexo B cargas muertas mínimas de diseño".

### 4.2.1. Integración de Cargas Muertas en eje C

Se analiza las cargas muertas en el eje B longitudinal en Y en base a las áreas tributarias mostradas en la figura X. Los datos generales a tomar en cuenta, es el peso propio del concreto en la longitud de la viga de 7 m, altura de columnas en primer nivel de 4.5 m y en segundo y tercer nivel de 3 m. Las secciones de viga y columnas para el análisis estructural se utilizaron primeramente las del predimensionamiento, analizando y corrigiendo las secciones según el diseño estructural.

**Figura 8.**

*Área tributaria 1-2 eje C primer nivel entrespaño*



*Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.*

Datos:

$$\text{Área losa} = 3.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = \text{SC} + \text{CMlosa} = 319 \text{ kg/m}^2 + 240 \text{ kg/m}^2 = 559 \text{ kg/m}^2$$

Carga distribuida lineal:

$$W_{\text{distribuida}} = \frac{\text{Área} * \text{CM}}{L_{\text{viga}}} = \frac{3.5 \text{ m}^2 * 559 \text{ kg/m}^2}{3.5 \text{ m}} = 559 \text{ kg/m}$$

$$\text{Losa2} = \text{Losa3} = \text{Losa7} = \text{Losa8}$$

$$\text{CM}_{V1} = \gamma'c * b_{\text{viga}} * h_{\text{viga}} = \frac{2400 \text{ kg}}{\text{m}^3} * 0.60 \text{ m} * 0.30 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM}_{\text{total}} = (W_{\text{distribuida}} * 4) + \text{CML}_{V1}$$

$$\text{CM}_{\text{total}} = (279.5 \text{ kg/m} * 4) + 432 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1,550 \text{ kg/m}$$

$$\text{CML}_{\text{total}} = 2,668 \text{ kg/m}$$

Carga puntual:

$$W_{\text{puntual-A5}} = \frac{\text{Área} * \text{CM}}{L_{\text{viga}}} * \frac{L_{\text{viga}}}{2} = \frac{7 \text{ m}^2 * \frac{559 \text{ kg}}{\text{m}^2}}{7 \text{ m}} * \frac{7 \text{ m}}{2} = 1,956.5 \text{ kg}$$

$$\text{Losa2} = \text{Losa3} = \text{Losa7} = \text{Losa8}$$

$$P_{\text{viga}} = \gamma'c * b_{\text{viga}} * h_{\text{viga}} * L_{\text{viga}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.40 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 6 \text{ m} = 1,440 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = (W_{\text{puntual-A5}} * 4) + P_{\text{viga}}$$

$$P_{\text{total}} = (1,956.5 \text{ kg} * 4) + 1,440 \text{ kg} = 9,266 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = 9,266 \text{ kg}$$

En las siguientes tablas se presenta el metrado de cargas muertas por nivel.

**Tabla 5.***Metrado de Cargas Muertas eje C Primer Nivel entresijos*

<b>Metrado de cargas muertas eje C primer nivel entresijos</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 1	3.5	559	559	Área 1	7	1956.5
Área 2	3.5	559	559	Área 2	7	1956.5
Área 3	3.5	559	559	Área 3	7	1956.5
Área 4	3.5	559	559	Área 4	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 9	3.5	559	559	Área 9	7	1956.5
Área 10	3.5	559	559	Área 10	7	1956.5
Área 11	3.5	559	559	Área 11	7	1956.5
Área 12	3.5	559	559	Área 12	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 17	3.5	559	559	Área 17	7	1956.5
Área 18	3.5	559	559	Área 18	7	1956.5
Área 19	3.5	559	559	Área 19	7	1956.5
Área 20	3.5	559	559	Área 20	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 25	3.5	559	559	Área 25	7	1956.5
Área 26	3.5	559	559	Área 26	7	1956.5
Área 27	3.5	559	559	Área 27	7	1956.5
Área 28	3.5	559	559	Área 28	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 6.***Metrado de Cargas Muertas eje C Segundo Nivel entrepisos*

<b>Metrado de cargas muertas eje C segundo nivel entrepisos</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 1	3.5	559	559	Área 1	7	1956.5
Área 2	3.5	559	559	Área 2	7	1956.5
Área 3	3.5	559	559	Área 3	7	1956.5
Área 4	3.5	559	559	Área 4	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 9	3.5	559	559	Área 9	7	1956.5
Área 10	3.5	559	559	Área 10	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	720
CM Total (kg/m)			1550	P total (kg)		4633
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 13	3.5	559	559	Área 13	7	1956.5
Área 14	3.5	559	559	Área 14	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	720
CM Total (kg/m)			1550	P total (kg)		4633
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 17	3.5	559	559	Área 17	7	1956.5
Área 18	3.5	559	559	Área 18	7	1956.5
Área 19	3.5	559	559	Área 19	7	1956.5
Área 20	3.5	559	559	Área 20	7	1956.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			2668	P total (kg)		9266

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016*

**Tabla 7.***Metrado de Cargas Muertas eje C Tercer Nivel Azotea*

<b>Metrado de cargas muertas eje C tercer nivel entre azotea</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 1	3.5	333	333	Área 1	7	1165.5
Área 2	3.5	333	333	Área 2	7	1165.5
Área 3	3.5	333	333	Área 3	7	1165.5
Área 4	3.5	333	333	Área 4	7	1165.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			1764	P total (kg)		6102
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 9	3.5	333	333	Área 9	7	1165.5
Área 10	3.5	333	333	Área 10	7	1165.5
V-1	-	-	432	V-2	-	720
CM Total (kg/m)			1098	P total (kg)		3051
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 13	3.5	333	333	Área 13	7	1165.5
Área 14	3.5	333	333	Área 14	7	1165.5
V-1	-	-	432	V-2	-	720
CM Total (kg/m)			1098	P total (kg)		3051
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CM kg/m <sup>2</sup>	CM kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CM kg
Área 17	3.5	333	333	Área 17	7	1165.5
Área 18	3.5	333	333	Área 18	7	1165.5
Área 19	3.5	333	333	Área 19	7	1165.5
Área 20	3.5	333	333	Área 20	7	1165.5
V-1	-	-	432	V-2	-	1440
CM Total (kg/m)			1764	P total (kg)		6102

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.2.2. Integración de Cargas Vivas eje 3

A continuación, se muestra un ejemplo para el análisis de carga viva en viga 1-2 en eje C.

Datos:

Área tributaria losa = 3.5 m<sup>2</sup>

Carga viva = 300 kg/m<sup>2</sup>

Cargas distribuidas:

$$W_{distribuida} = \frac{\text{Área} * CV}{L_{viga}} = \frac{3.5m^2 * 300kg/m^2}{7m} = 150 kg/m$$

$$\text{Área 1} = \text{Área 2} = \text{Área 3} = \text{Área 4}$$

$$W_{CVtotal} = W_{distr-a1} + W_{distr-a2} + W_{distr-a3} + W_{distr-a4}$$

$$W_{CVtotal} = 150 \frac{kg}{m} + 150 \frac{kg}{m} + 150 \frac{kg}{m} + 150 \frac{kg}{m}$$

$$W_{CVtotal} = 600 \frac{kg}{m}$$

Carga puntual:

$$P_{puntual-a5} = \frac{\text{Área} * CV}{L_{viga}} * \frac{L_{viga}}{2} = \frac{7m^2 * 300 \frac{kg}{m^2}}{6m} * \frac{6m}{2} = 1050 kg$$

$$P_{puntual-a5} = P_{puntual-a6} + P_{puntual-a7} + P_{puntual-a8}$$

$$P_{Total} = 1050 kg + 1050 kg + 1050 kg + 1050 kg$$

$$P_{Total} = 4,200 kg$$

En las siguientes tablas se presenta el metrado de cargas vivas por nivel.

**Tabla 8.***Metrado de Carga Viva eje C Primer Nivel Entrepiso*

<b>Metrado de cargas vivas eje C primer nivel entrepisos</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 1	3.5	300	300	Área 1	7	1050
Área 2	3.5	300	300	Área 2	7	1050
Área 3	3.5	300	300	Área 3	7	1050
Área 4	3.5	300	300	Área 4	7	1050
CV Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 9	3.5	300	300	Área 9	7	1050
Área 10	3.5	300	300	Área 10	7	1050
Área 11	3.5	300	300	Área 11	7	1050
Área 12	3.5	300	300	Área 12	7	1050
CV Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 17	3.5	300	300	Área 17	7	1050
Área 18	3.5	300	300	Área 18	7	1050
Área 19	3.5	300	300	Área 19	7	1050
Área 20	3.5	300	300	Área 20	7	1050
CV Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 25	3.5	250	250	Área 25	7	875
Área 26	3.5	250	250	Área 26	7	875
Área 27	3.5	300	300	Área 27	7	875
Área 28	3.5	300	300	Área 28	7	875
CV Total (kg/m)			1100	P total (kg)		3500

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 9.***Metrado de Carga Viva eje C Segundo Nivel Entrepiso*

<b>Metrado de cargas vivas eje C segundo nivel entrepisos</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 1	3.5	300	300	Área 1	7	1050
Área 2	3.5	300	300	Área 2	7	1050
Área 3	3.5	300	300	Área 3	7	1050
Área 4	3.5	300	300	Área 4	7	1050
CM Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 9	3.5	300	300	Área 9	7	1050
Área 10	3.5	300	300	Área 10	7	1050
CM Total (kg/m)			600	P total (kg)		3913
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 13	3.5	300	300	Área 13	7	1050
Área 14	3.5	300	300	Área 14	7	1050
CM Total (kg/m)			600	P total (kg)		3913
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 1	3.5	300	300	Área 1	7	1050
Área 2	3.5	300	300	Área 2	7	1050
Área 3	3.5	300	300	Área 3	7	1050
Área 4	3.5	300	300	Área 4	7	1050
CM Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 10.***Metrado de Carga Viva eje C Tercer Nivel Azotea*

<b>Metrado de cargas vivas eje C tercer nivel entre azotea</b>						
Viga 1-2 W Distribuida kg/m				Viga 1-2 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 1	3.5	300	300	Área 1	7	1050
Área 2	3.5	300	300	Área 2	7	1050
Área 3	3.5	300	300	Área 3	7	1050
Área 4	3.5	300	300	Área 4	7	1050
CM Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200
Viga 2-3 W Distribuida kg/m				Viga 2-3 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 9	3.5	300	300	Área 9	7	1050
Área 10	3.5	300	300	Área 10	7	1050
CM Total (kg/m)			600	P total (kg)		3913
Viga 3-4 W Distribuida kg/m				Viga 3-4 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 13	3.5	300	300	Área 13	7	1050
Área 14	3.5	300	300	Área 14	7	1050
CM Total (kg/m)			600	P total (kg)		3913
Viga 4-5 W Distribuida kg/m				Viga 4-5 P Puntual kg		
Elemento	Área	CV kg/m <sup>2</sup>	CV kg/m	Elemento	Área m <sup>2</sup>	CV kg
Área 1	3.5	300	300	Área 1	7	1050
Área 2	3.5	300	300	Área 2	7	1050
Área 3	3.5	300	300	Área 3	7	1050
Área 4	3.5	300	300	Área 4	7	1050
CM Total (kg/m)			1200	P total (kg)		4200

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

### **4.3. Análisis sísmico**

#### **4.3.1. Carga por Sismo (Corte Basal)**

Guatemala, es un país con alto riesgo de sismos, por lo que los edificios están diseñados para resistir las fuerzas sísmicas. Cada edificio debe diseñarse y construirse para soportar fuerzas sísmicas horizontales. Porque un terremoto o sismo ejerce fuerzas dinámicas sobre una estructura que no se pueden determinar con precisión.

Para lograrlo, existen métodos aproximados para calcular el esfuerzo cortante que un sismo podría producir en la base de la estructura y luego distribuirlo como fuerza horizontal estática en todos los niveles. A este esfuerzo se le conoce como “cortante basal”.

El cortante basal se define como la siguiente expresión:

$$V_{basal} = W_s * C_s$$

Donde:

$W_s$  = Peso de la edificación

$C_s$  = Coeficiente sísmico de diseño

#### **4.3.2. Análisis Sísmico Método Estático Equivalente**

El método estático equivalente es una técnica de análisis sísmico utilizado en ingeniería estructural, para evaluar la respuesta de un edificio o estructura a cargas sísmicas correspondiente a un sistema de fuerzas estáticas horizontales que actúan de forma independiente, y no simultánea según la dirección de los pórticos principales y secundarios.

Dichas fuerzas horizontales se consideran aplicadas al nivel de cada piso, y cuya línea de acción pasa por el centro de gravedad de las cargas verticales de dicho piso. Estas fuerzas horizontales se suponen con una variación lineal con un valor máximo en el nivel de techo y un valor cero en base al edificio.

#### **4.3.3. Peso de la Edificación**

Para el análisis de las fuerzas sísmicas se calcula el peso total de la edificación incluyendo peso propio por columnas, vigas principales y secundarias, losas y sobrecargas permanentes. El porcentaje de carga viva adoptado se debe a la probabilidad de ocupación del edificio al momento de un sismo, en este caso se tomará un 25% de las cargas vivas como lo indica el normativo AGIES.

Para el cálculo de peso propio de los elementos estructurales de concreto de peso normal se hará con las siguientes ecuaciones:

Peso en vigas (kgf):

$$W_{vigas} = \gamma_{concreto} * b_{viga} * h_{viga} * L * \#vigas$$

Peso en losa (kgf):

$$W_{losa} = \gamma_{concreto} * t * At$$

Peso en columnas (kgf):

$$W_{columnas} = \gamma_{concreto} * b_{columna1} * b_{columna2} * h_{columna} * \#columnas$$

Peso sobrecargas permanentes (kgf):

$$W_{SC} = At * SC$$

Peso unificación de cargas (kgf):

$$W_p = W_{vigas} + W_{losa} + W_{columnas} + W_{SC}$$

Donde:

$W_{vigas}$  = Peso propio de vigas principales y secundarias

$W_{losa}$  = Peso propio de losa

$W_{columnas}$  = Peso propio de columnas

$W_{SC}$  = Peso por sobrecargas permanentes

$b_{viga}$  = Base de la viga

$h_{viga}$  = Altura de la viga

$\gamma_{concreto}$  = Peso específico del concreto

L = Longitud de la viga

t = Espeso de losa

At = Área tributaria total de losa

$b_{columna1}$  =  $b_{columna2}$  = Base de columna

$h_{columna}$  = Altura columna

**Tabla 11.***Cálculo de peso propio*

<b>Peso de edificación en primer nivel</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Peso (kgf)</b>
Losa	896.9	0.1	-	-	215256
Columna	0.16	4.5	-	35	60480
Viga V-1	0.18	-	7	28	84672
Viga V-1	0.18	-	6	27	69984
Viga V-2	0.08	-	6	21	24192
SC	896.9	-	-	319	286111.1
$\gamma$ concreto		2400	P total nivel 1		740695.1
<b>Peso de edificación en segundo nivel</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Peso (kgf)</b>
Losa	728.9	0.1	-	-	174936
Columna	0.16	3	-	34	39168
Viga V-1	0.18	-	7	26	78624
Viga V-1	0.18	-	6	25	64800
Viga V-2	0.08	-	6	17	19584
SC	896.9	-	-	319	286111.1
$\gamma$ concreto		2400	P total nivel 2		663223.1
<b>Peso de edificación en tercer nivel</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Peso (kgf)</b>
Losa	728.9	0.1	-	-	174936
Columna	0.16	3	-	34	39168
Viga V-1	0.18	-	7	26	78624
Viga V-1	0.18	-	6	25	64800
Viga V-2	0.08	-	6	17	19584
SC	896.9	-	-	93	83411.7
$\gamma$ concreto		2400	P total nivel 3		460523.7

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 12.***Cálculo de Carga Viva Total del edificio*

<b>Cálculo de carga viva total del edificio</b>		
Carga viva de primer nivel		
Carga viva (kgf/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Carga viva (kgf)
300	728.9	218670
500	168	84000
Carga viva de segundo nivel		
Carga viva (kgf/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Carga viva (kgf)
300	728.9	218670
Carga viva de tercer nivel		
Carga viva (kgf/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Carga viva (kgf)
200	728.9	145780
<b>Carga viva total (kgf)</b>		<b>667155</b>

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

Se presenta un resumen del peso estructural por nivel y se toma en cuenta el 25% del peso que aporta la carga viva del edificio.

**Tabla 13.***Carga Muerta más 25% de Carga Viva*

<b>Carga muerta más 25% de carga viva</b>			
<b>Nivel</b>	<b>CM</b>	<b>CV</b>	<b>CM + 25% CV = Ws</b>
Nivel 1 entrepiso	740695.1	302670	816362.6
Nivel 2 entrepiso	663223.1	218670	717890.6
Nivel 3 entrepiso	460523.7	145780	496968.7
<b>Total</b>	<b>1864441.9</b>	<b>667120</b>	<b>2031221.9</b>

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.3.3.1. Coeficiente Sísmico de Diseño

➤ Clasificación de obra:

Para la clasificación de obra del proyecto, se basa en los datos proporcionados por la Norma NSE1 de AGIES en la tabla 3.1.7-1 “Clasificación de obra por función y carga de ocupación”; la cual establece una obra Ordinaria en base a las características de un edificio municipal.

➤ Clasificación del tipo de suelo:

Para la clasificación del tipo de suelo se basa en la tabla A.1 de la norma NSE 2.1 de AGIES en donde a base de las características arrojadas por el estudio de suelos, se puede clasificarla por su resistencia al corte del suelo no drenado, a continuación, se presenta la fórmula para el cálculo:

$$\tilde{v}_s = C_u + \sigma * \tan(\varphi)$$

Donde:

$\tilde{v}_s$  = Resistencia al corte del suelo no drenado.

$C_u$  = Cohesión.

$\sigma$  = Esfuerzo normal.

$\varphi$  = Ángulo de fricción.

$$\tilde{v}_s = 6.89 + 41.59 * \tan (23.41)$$

$$\tilde{v}_s = 24.89 \frac{ton}{m^2} = 248kPa$$

Según los datos obtenidos, se puede clasificar la clase de suelo como tipo C, perfil de suelo denso y roca suave.

**Tabla 14.***Clasificación del tipo de suelo*

Clasificación del tipo de suelo			Propiedades promedio en los primeros 30 metros		
Clase de suelo	Nombre de suelo	Perfil de suelo	Velocidad de onda de corte, $\tilde{v}_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, N	Resistencia al corte del suelo no drenado, $\tilde{v}_s$ , (kpa)
A	Roca dura		$\tilde{v}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca		$750 < \tilde{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave		$365 < \tilde{v}_s \leq 750$	$N > 50$	$\tilde{v}_s \geq 100$
D	Perfil de suelo rígido		$185 \leq \tilde{v}_s \leq 365$	$15 \leq N \leq 50$	$50 \leq \tilde{v}_s \leq 100$
E	Perfil de suelo suave		$\tilde{v}_s < 185$	$N < 15$	$\tilde{v}_s < 0$
Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características:					
E	-		<ol style="list-style-type: none"> <li>Índice de plasticidad <math>PI &gt; 20</math>.</li> <li>Contenido de humedad <math>w \geq 40\%</math>.</li> <li>Resistencia al corte de suelo no drenado <math>&lt; 25</math> kPa.</li> </ol>		
Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características:					
F	-		<ol style="list-style-type: none"> <li>Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas, así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados.</li> <li>Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 3</math> metros de turba o arcilla altamente orgánica).</li> <li>Arcillas altamente plásticas (<math>H &gt; 8</math> metros con coeficiente de plasticidad <math>P &gt; 75</math>)</li> <li>Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (<math>H &gt; 36</math> metros)</li> </ol>		

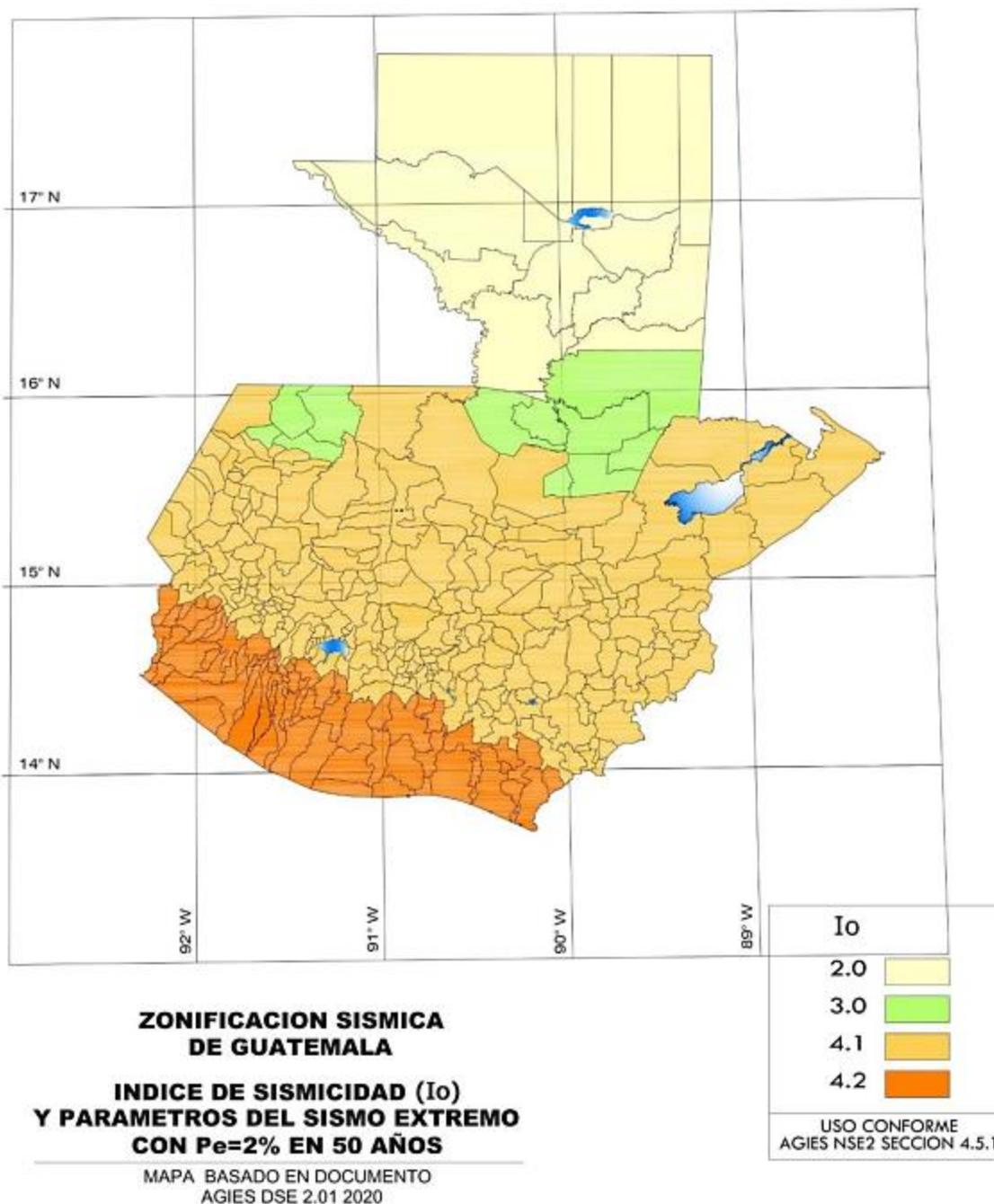
*Fuente: Elaboración propia usando Word 2016, datos obtenidos de AGIES NSE 2, Anexo A tabla A-1*

➤ Índice sísmico:

En Guatemala, el índice sísmico se establece conforme macrozonas de amenazas sísmicas que varían desde los 2 hasta los 4.2 como se indica en la siguiente figura.

**Tabla 15.**

*Mapa de zonificación sísmica de Guatemala*



Fuente: Normas NSE AGIES.

Para el municipio de San Lorenzo, San Marcos, se obtienen los siguientes valores según la tabla A-1, listado de amenaza sísmica por municipio de la norma NSE-2 AGIES.

$Io = 4.1$  Índice de sismicidad

$Scr = 1.53$  Ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

$S1r = 0.68$  Ordenada espectral de período 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

$TL = 2.61$  Períodos largos.

- Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

El nivel de protección se establece conforme a los datos del índice de sismicidad, la clasificación de obra y el tipo de suelo.

**Tabla 16.**

*Nivel de Protección Sísmica y Probabilidad del Sismo de Diseño*

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$Io = 4$	E	D	D	C
$Io = 3$	D	C	C	B
$Io = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

*Fuente: Normas NSE- 2, capítulo 4.2, tabla 4.2.2-1.*

- Factores ajuste por clase de sitio y por intensidades sísmicas especiales:

Identifica peligros tratados en la microzonificación de amenazas naturales, no se requiere de proyectistas individuales que incluya estas previsiones en los proyectos, a menos que haya información disponible oficialmente reconocida por autoridades competentes. Por lo tanto, los valores asignados son:

$Fa = 1$  Coeficiente de sitio

$Fv = 1$  Coeficiente de sitio

$Na = 1$  Factor para períodos cortos de vibración.

$Nv = 1$  Factor para períodos largos de vibración.

La fórmula asignada según la norma de AGIES NSE-2 sección 4.5.2, es la siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Donde:

$S_{cs}$  = Es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.

$S_{1s}$  = Es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo.

$$S_{cs} = 1.53 * 1 * 1 = 1.53$$

$$S_{1s} = 0.68 * 1 * 1 = 0.68$$

Períodos de vibración de transición

Período  $T_s$  que separa los períodos cortos de los largos:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0.68}{1.53} = 0.44$$

Período  $T_0$  que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro:

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.089$$

Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño.

**Tabla 17.**

*Factores  $K_d$  de acuerdo con el Nivel de Sismo*

<b>Nivel de sismo</b>	<b>Factor <math>K_d</math></b>
Sismo ordinario – 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo – 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo – 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo – condición de excepción	0.55

*Fuente: Normas NSE- 2, capítulo 4.5, tabla 4.5.5-1.*

El factor de determinación de los niveles de diseño en base a la probabilidad con el nivel sísmico, el cual se tomará como un sismo ordinario del 10% probabilidad de ser excedido en 50 años. Según la tabla 4.5.5-1 de la norma NSE-2.

$$K_d = 0.66$$

Ordenada espectral calibrada con nivel de protección sísmica mediante:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0.66 * 1.53 = 1.01$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0.66 * 0.68 = 0.45$$

Espectros genéricos probables

Cuando se puedan utilizar los espectros de diseño genéricos, las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier período de vibración  $T$ , se definen con las siguientes expresiones.

$$S_a(T) = S_{cd} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0$$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T_s < T < T_L$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{(T)^2} * T_L \quad \text{cuando } T \geq T_L$$

Ingresando datos a las fórmulas, se obtiene la gráfica demostrada en la figura 9.

El factor de resistencia  $R$  se tomará en base al sistema estructural a utilizar según la norma NSE-3 en su sección 1.6.14-1, coeficientes y factores para el diseño de sistemas sismorresistentes.

$R = 8$  Para sistemas E-1 de marcos resistentes a momentos.

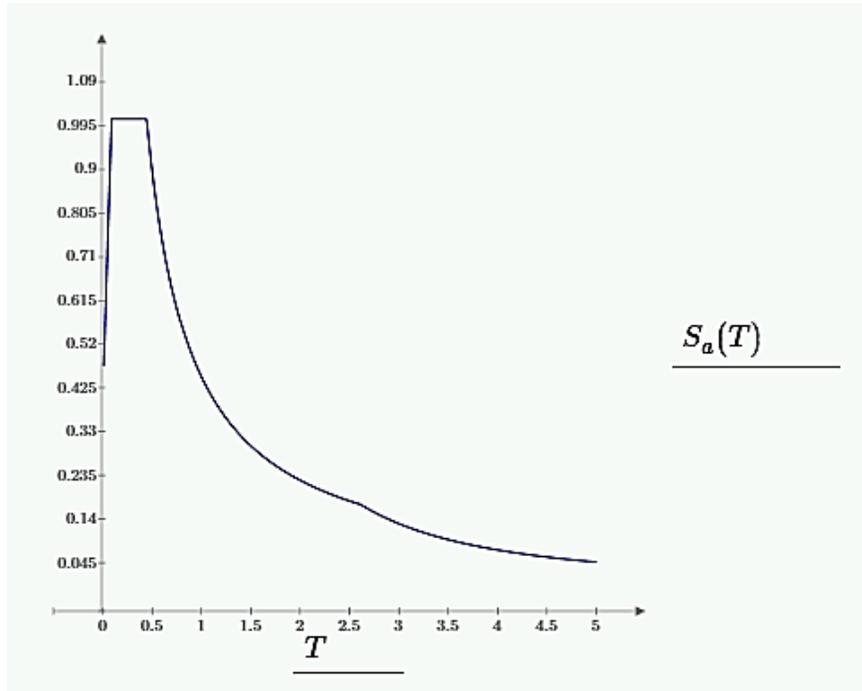
Y entonces, la ordenada espectral con reducción quedaría de la siguiente manera:

$$S_{1d} = \frac{S_{1d}}{R} = \frac{0.45}{8} = 0.056$$

$$S_{cd} = \frac{S_{cd}}{R} = \frac{1.01}{8} = 0.126$$

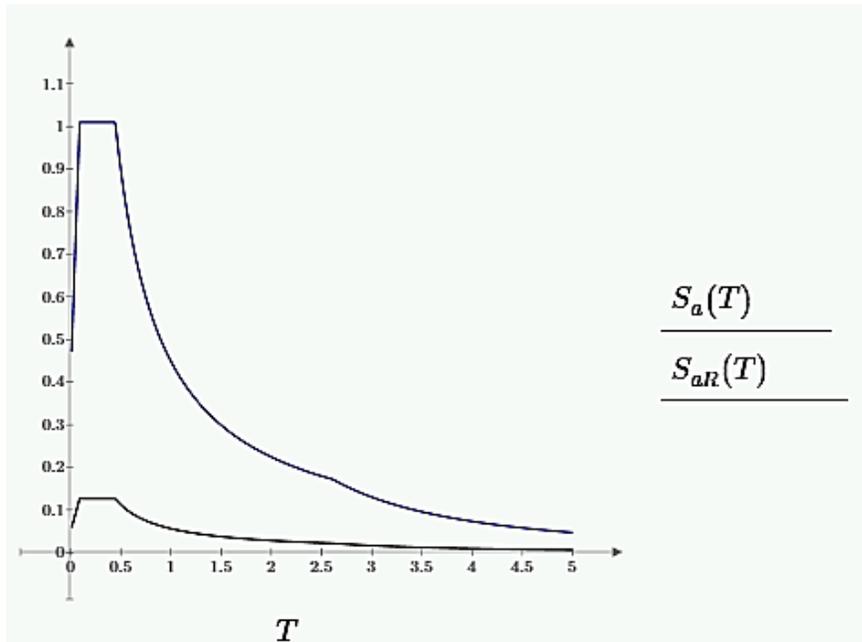
El espectro AGIES aplicando el factor de resistencia se demuestra en la figura 10.

**Figura 9.**  
*Espectro AGIES*



*Fuente: Elaboración propia utilizando PTC Mathcad Prime 9.0.0.0*

**Figura 10.**  
*Espectro AGIES aplicando Factor de Resistencia*



*Fuente: Elaboración propia utilizando PTC Mathcad Prime 9.0.0.0*

- Aceleración máxima del suelo -AMS-:

Para los casos en que sea necesario estimar una aceleración máxima del suelo correspondiente al sismo de diseño a partir de los espectros genéricos, se utilizará:

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd}$$

$$AMS_d = 0.40 * 0.126 = 0.050$$

- Componente vertical del sismo de diseño:

Este componente vertical se utilizará entre las combinaciones de carga que se encuentra en el capítulo 8 de la norma NSE-2 AGIES.

$$S_{vd} = 0.20 * S_{cd}$$

$$S_{vd} = 0.20 * 0.126 = 0.025$$

- Período fundamental de vibración:

El período fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica, como:

$$T_a = K_T * (h_n)^x$$

Donde:

$h_n$  = es la altura total del edificio. La altura se tomará desde la base del edificio haciendo un total de 10.5 metros.

$K_T = 0.047$ ,  $x = 0.85$  para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas.

Sustituyendo los datos en la ecuación:

$$T_a = 0.047 * (10.5)^{0.85} = 0.347$$

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia

$$C_s = \frac{S_a(T_a)}{R * \beta_d} = 0.126$$

#### 4.3.4. Corte Basal

Permite calcular las fuerzas laterales, tal como las fuerzas de inercia que se inducen en un sistema, es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en base del mismo. Estos cortantes en cada piso no son más que la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que se va acercando a la base.

Para el cálculo del corte basal se usarán los datos ya calculados.

$$V_b = C_s * W_i = 0.126 * 2031221.9 = 255,933.96 \text{ kg}$$

➤ Distribución vertical de las fuerzas sísmicas:

Depende, principalmente de la altura del nivel y del peso propio del edificio más el 25% de cargas vivas analizado en la sección para el corte basal. Se define como:

$$F_x = C_{vx} * V_b$$

$$C_{vx} = \frac{W_x * h_x}{\sum(W_i * h_i)}$$

Donde:

hi= Altura del nivel i desde el nivel de suelo

k=1 para T ≤ 0.5 segundos

k=0.75 para 0.5 < T ≤ 2.5 segundos

k=2 para T > 2.5 segundos

**Tabla 18.**

*Distribución de Fuerzas Verticales por nivel*

Piso	Vb	hi	Peso Wi	Wi+hi	Cvx=Wi*hi/Σwi+hi	Fx=Cvx*Vb
N1 entrepiso	255933.96	4.5	816362.6	3673631.7	0.26	65859.3624
N2 entrepiso	255933.96	7.5	717890.6	5384179.5	0.38	96525.3618
N3 azotea	255933.96	10.5	496968.7	5218171.35	0.37	93549.2358
				14275982.6	1.00	255933.96

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016*

## **4.4. Análisis de Marcos**

### **4.4.1. Análisis Estructural Mediante el Software ETABS**

El análisis estructural se refiere al estudio y evaluación de las estructuras para comprender su comportamiento bajo diversas cargas y condiciones. Este proceso es esencial en el diseño de edificios, para así poder determinar un diseño óptimo.

ETABS -Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems- es un software de análisis estructural y diseño utilizado en ingeniería civil y estructural. Se utiliza para realizar análisis estáticos y dinámicos de edificaciones. El cual busca una manera global de calcular fuerzas que actúan en el proyecto en 3D, se utiliza el método de elementos finitos para el cálculo matricial. A continuación, se describe el proceso general de análisis estructural que se realizó con dicho programa:

#### **1. Creación y Definición de Propiedades del Modelo**

- Se define el sistema de medidas a utilizar, en este caso se utiliza el sistema MKS.
- Se define el tipo de normativa a utilizar, en este caso por trabajar con marcos estructurales de concreto se utiliza el código ACI 318-14.

#### **2. Creación de retícula**

- Se define la cantidad de ejes que se tendrá en el diseño en ambas direcciones.
- Se define el espaciamiento entre ejes en este caso.
- Se define la cantidad de niveles del edificio, en este caso 3 niveles.
- Se define la altura de los niveles, el primero de 4.5 y los siguientes de 3 metros.

#### **3. Definición del concreto a utilizar**

- Se define el concreto a utilizar, en este caso un concreto 210 kgf/cm<sup>2</sup> y de la misma manera se define el peso del concreto que es de 2400 kgf/m<sup>3</sup>
- El módulo de elasticidad es:  $15,000 \cdot \sqrt{210} = 2188199000$  kgf/m<sup>2</sup>

#### 4. Definición de acero a utilizar

- Se define el acero a utilizar, en este caso se utiliza grado 60, es decir  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 5. Creación de vigas

- El software por defecto cuenta con propuestas de vigas, las cuales se deben eliminar para comenzar a definir las vigas.
- Se define el nombre de las vigas propuestas, en este caso la V-1 de 40x70 y la V-2 de 30x50.
- Se selecciona el concreto a utilizar  $210 \text{ kgf/cm}^2$ , seguidamente se colocan las dimensiones de la viga.
- La norma pide un 35% de la inercia en los momentos de vigas, por lo que se debe colocar este porcentaje.

#### 6. Creación de columnas

- Se define el nombre de la propiedad, en este caso C 60x60.
- Se selecciona el concreto a utilizar y de la misma manera se colocan las dimensiones de la columna.
- La norma pide un 70% de la inercia en los momentos de vigas, por lo que se debe colocar este porcentaje.

#### 7. Creación de losa

- Se define la propiedad de la sección en este caso se trabajará con una losa maciza de espesor de 10cm.
- El concreto a utilizar será de  $210 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### 8. Dibujar elementos creados previamente

- Para poder dibujar los elementos, se hace uso de las herramientas de la barra lateral de la izquierda.

- Con estas herramientas se va a definir los espacios donde irán los elementos, en este caso: vigas, columnas y losas.

## 9. Definición de cargas

- Las cargas utilizadas fueron:
  - ✓ PP: Peso propio de la estructura (Columnas, vigas y techos).
  - ✓ SCP: Sobre cargas permanentes (Instalaciones, muros pantalla, acabados, etc).
  - ✓ CV: Carga viva (Causada por el uso que hacen las personas en ciertos espacios).
  - ✓ CVT: Carga viva de techo (Carga por uso en el último nivel).
  - ✓ SX: Sismo en X (Fuerzas laterales).
  - ✓ SY: Sismo en Y (Fuerzas en dirección Y).
- Para las cargas por sismo en X, Y. Es la única en que se modificará el coeficiente, utilizando el coeficiente obtenido según cálculos del análisis estático equivalente, en este caso es de 0.126.

## 10. Definición de masa sísmica

- Para definir la masa sísmica, se agregan las cargas muertas (PP y SCP), las cuales tendrán una participación según la normativa del 100%. Y la carga viva (CV) tiene una participación de un 25%.

## 11. Definición de casos de cargas

- Las cargas creadas serán:
  - Carga N1:** la cual incluye una carga viva de 500 kgf/m<sup>2</sup> solamente en el área de espera del primer nivel y cuenta con una SCP de 319 kgf/m<sup>2</sup>.
  - Carga N1 y N2:** la cual incluye una carga viva de 300 kgf/m<sup>2</sup> en áreas de pasillos y en oficinas, cuenta con una SCP de 319 kgf/m<sup>2</sup>.

**Carga techo:** La cual incluye la CVT con un valor de 200 kgf/m<sup>2</sup> y una SCP de 93 kgf/m<sup>2</sup>.

## 12. Asignación de casos de cargas

- Para asignar los casos de cargas se deben seleccionar las losas a las cuales se les aplicará la carga correspondiente. Es decir, que la carga de techo solamente se aplica en las losas de la azotea (Tercer nivel).

## 13. Definición de diafragma

- Los diafragmas se aplican a cada losa para hacerla infinitamente rígida, lo que ayuda a que el desplazamiento de la estructura sea completo.
- Se define un diafragma por nivel, con el fin de llevar un orden en el diseño.
- Se seleccionan todas las losas de cada nivel y se le asigna el diafragma según el nivel.

## 14. Eliminación de volúmenes repetidos

- En el cálculo de masa pueden existir desajustes debido al cálculo doble de los volúmenes en los nodos de viga-columna, por lo cual deben ser eliminados.
- Se asigna un factor de rigidez de 0.50 según norma, en la imagen en 3D se puede observar si los volúmenes repetidos han sido eliminados.

## 15. Empotrar la base

- El edificio debe estar empotrado desde la base antes de correr el programa, por lo que se aplica empotramiento.

## 16. Definir combinaciones de carga

Las combinaciones de carga serán según indica el código ACI 318RS-14.

#### 4.4.2. Momentos Finales Obtenidos por el Software ETABS

En las siguientes tablas se presentan los momentos obtenidos por el software ETABS.

**Tabla 19.**

*Momentos Finales software ETABS en vigas eje C en Y*

1er. Nivel Vigas			
Elemento	Momentos ETABS-3D		
Vigas	CM	CV	CS
Mbf=	-6308.03	-3950.92	11885.11
Mfj=	-7159.89	-5911.86	10626.85
Mjn=	-7252.79	-6356.98	10700.06
Mnr=	-7605.44	-5172.25	11248.15
Mfb=	-6213.2	-3938.65	-11884.88
Mjf=	-7094.13	-5878.64	-10628.14
Mnj=	-7291.08	-6369.98	-10701.61
Mrn=	-6202	-5167.22	-11248.33
2do. Nivel Vigas			
Vigas	CM	CV	CS
Mcg=	-7187.16	-4610.21	8379.77
Mgk=	-4778.49	-2571.3	8119.34
Mko=	-4778.49	-2177.67	8120
Mlo=	-7023.25	-4421.67	8213.15
Mgc=	-7178.15	-4594.14	-8379.76
Mkg=	-4683.68	-2534.5	8121.33
Mok=	-7018.8	-2185.64	-8121.51
Mol=	-7018.8	-4409.51	-8213.23
3er. Nivel Vigas			
Vigas	CM	CV	CS
Mdh=	-6329.87	-2800.52	4403.25
Mhl=	-5027.51	-1696.03	4423.63
Mlp=	-4535	-1477.11	4593.15
Mpt=	-7221.86	-6054.26	4593.15
Mhd=	-6318.98	-2786.62	-4894.73
Mlh=	-4990.62	-1671.2	-4404.33
Mpl=	-4564.04	-1481.22	-4424.58
Mtp=	-7221.27	-3045.06	-4593.31

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016*

**Tabla 20.***Momentos Finales software ETABS en columnas eje C en Y*

1er. Nivel Columnas			
Elemento	Momentos ETABS-3D		
Columnas	CM	CV	CS
Mab=	-1885.59	-1205.32	22099.88
Mdf=	-1.73	-514.54	24530.03
Mij=	-0.23	-1.47	24468.32
Mmn=	5.03	507.29	24530.97
Mor=	1883.93	1198.72	22099.72
Mba=	3026.16	1928.87	-6618.8
Mfd=	0.84	819.52	-10521.4
Mji=	-1.57	-4.42	-10422.3
Mnm=	-10.02	-812.45	-10522.91
Mro=	-3027.37	-1931.83	-6618.54
2do. Nivel Columnas			
Columnas	CM	CV	CS
Mbc=	-5623.32	-3970.84	2320.23
Mfg=	635.92	-363.48	9192.74
Mjk=	0.98	2.16	8997.57
Mno=	-611.72	-2022.56	9195.37
Mrs=	5607.26	3951.97	2319.95
Mcb=	2658.71	2247.79	-7263.91
Mgf=	-870.47	-969.69	-10157.98
Mkj=	-10.07	4	-10054.58
Mon=	892.45	1285.68	-10459.06
Msr=	-2656.23	-2243	-7263.96
3er. Nivel Columnas			
Columnas	CM	CV	CS
Mcd=	-5418.32	-3136.19	-118.14
Mgh=	2358.1	2002.73	2926.52
Mkl=	8.55	2.16	2721.31
Mop=	-2366.83	-2022.56	3927.99
Mst=	5416.58	3128.86	-118.15
Mdc=	6101.96	2742.39	-4524.42
Mhg=	-2325.82	-1270.79	-7339.19
Mlk=	6.34	4	-7119.67
Mpo=	2320.46	1285.68	-7340.75
Mts=	-6089.11	-2730.58	-4524.21

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016*

**Tabla 21.***Momentos positivos ETABS en vigas eje C en Y*

Nivel	Elemento	M+ CM	M+ CV
1er. Nivel	Mbf=	5913.78	3900.9
	Mfj=	5670.96	5156.81
	Mjn=	5635.83	5132.04
	Mnr=	5909.17	3897.26
	Mcg=	5800.99	3979.47
	Mgk=	3403.65	1811.05
2do. Nivel	Mko=	3363.74	1785.12
	Mlo=	5801.09	3978.99
	Mdh=	6129.61	2735.37
	Mhl=	3323.95	1207.49
3er. Nivel	Mlp=	3293.06	1192.18
	Mpt=	6121.51	2733.25

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016***4.4.3. Análisis Estructural por Medio del Método de Kani**

Es un método con aproximaciones sucesivas, se utiliza para encontrar momentos internos de una estructura.

El análisis por este método solamente se presentarán los resultados, debido a que será utilizado como comparación entre métodos de análisis estructural y no se tomarán los valores para realizar el diseño estructural.

A continuación, se muestra el análisis de los momentos finales posterior a realizar las interacciones necesarias.

**Tabla 22.***Momentos finales en Vigas Método de Kani, eje C Carga Muerta*

Vigas 1er. Nivel			
Mbf=	-9205.43	Mfb=	11669.79
Mfj=	-10966.91	Mjf=	10887.18
Mjn=	-10763.15	Mnj=	11098.45
Mnr=	-11590.75	Mrn=	9224.47
Vigas 2do. Nivel			
Mcg=	-1368.56	Mgc=	1752.71
Mgk=	-1648.89	Mkg=	1628.23
Mko=	-1617.03	Mok=	1660.58
Mlo=	-1745.87	Mol=	1370.05
Vigas 2do. Nivel			
Mdh=	31878.25	Mhd=	31419.77
Mhl=	30986.85	Mlh=	31012.41
Mlp=	31796.23	Mpl=	32553.88
Mpt=	36515.67	Mtp=	39719.24

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 23.***Momentos finales en Viga método de Kani, eje C Carga Viva*

Vigas 1er. Nivel			
Mbf=	-1368.56	Mfb=	1752.71
Mfj=	-1648.89	Mjf=	1628.23
Mjn=	-1617.03	Mnj=	1660.58
Mnr=	-1745.87	Mrn=	1370.05
Vigas 2do. Nivel			
Mcg=	-1101.49	Mgc=	1288.92
Mgk=	-1220.41	Mkg=	1229.84
Mko=	-1219.94	Mok=	1230.02
Mlo=	-1275.83	Mol=	1115.86
Vigas 2do. Nivel			
Mdh=	-770.82	Mhd=	1123.84
Mhl=	-1049.71	Mlh=	1007.09
Mlp=	-1004.22	Mpl=	1052.67
Mpt=	-1120.94	Mtp=	773.55

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 24.***Momentos finales en Viga método de Kani, eje C Carga Viva*

Vigas 1er. Nivel			
Mbf=	31878.25	Mfb=	31419.77
Mfj=	30986.85	Mjf=	31012.41
Mjn=	31796.23	Mnj=	32553.88
Mnr=	36515.67	Mrn=	39719.24
Vigas 2do. Nivel			
Mcg=	-8082.22	Mgc=	10715.69
Mgk=	18824.45	Mkg=	15391.92
Mko=	11865.22	Mok=	11971.05
Mlo=	12577.28	Mol=	13077.68
Vigas 2do. Nivel			
Mdh=	18080.15	Mhd=	16229.67
Mhl=	18939.37	Mlh=	17086.58
Mlp=	13283.48	Mpl=	11333.16
Mpt=	13205.87	Mtp=	17028.9

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 25.***Momento positivo Carga Muerta método de Kani eje C en Y*

Nivel	Elemento	M+ CM
1er. nivel	Mbf=	9389.2
	Mfj=	5670.96
	Mjn=	5635.83
	Mnr=	5909.17
2do. nivel	Mcg=	5800.99
	Mgk=	3403.65
	Mko=	3363.74
	Mlo=	5801.09
3er. nivel	Mdh=	6129.61
	Mhl=	3323.95
	Mlp=	3293.06
	Mpt=	6121.51

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.5. Comparación de Momentos

Se realiza una comparación de momentos analizados por el software ETABS y el método numérico de Kani, en cuanto a cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo. Dicha comparación se presenta en las siguientes tablas.

**Tabla 26.***Momento positivo Carga Muerta método de Kani eje C en Y*

Comparación momentos vigas primer nivel Eje C									
	Vigas	Mbf=	Mfj=	Mjn=	Mnr=	Mfb=	Mjf=	Mnj=	Mrn=
Análisis con ETABS	CM	-6308.03	-7159.89	-7252.79	-7605.44	-6213.2	-7094.13	-7291.08	-6202
	CV	-3950.92	-5911.86	-6356.98	-5172.25	-3938.65	-5878.64	-6369.98	-5167.22
	CS	11885.11	10626.85	10700.06	11248.15	11884.88	10628.14	10701.61	11248.33
Comparación método de Kani	CM	-9205.43	10966.91	10763.15	11590.75	11669.79	10887.18	11098.45	9224.47
	CV	-1368.56	-1648.89	-1617.03	-1745.87	1752.71	1628.23	1660.58	1370.05
	CS	31878.25	30986.85	31796.23	36515.67	31419.77	31012.41	32553.88	39719.24
Comparación momentos vigas segundo nivel Eje C									
	Vigas	Mcg=	Mgk=	Mko=	Mlo=	Mgc=	Mkg=	Mok=	Mol=
Análisis con ETABS	CM	-7187.16	-4778.49	-4778.49	-7023.25	-7178.15	-4683.68	-7018.8	-7018.8
	CV	-4610.21	-2571.3	-2177.67	-4421.67	-4594.14	-2534.5	-2185.64	-4409.51
	CS	8379.77	8119.34	8120	8213.15	-8379.76	8121.33	-8121.51	-8213.23
Comparación método de Kani	CM	-9766.7	10841.26	10841.44	11341.55	11484.13	10948.52	10944.83	9922.76
	CV	-1101.49	-1220.41	-1219.94	-1275.83	1288.92	1229.84	1230.02	1115.86
	CS	-8082.22	18824.45	11865.22	12577.28	10715.69	15391.92	11971.05	13077.68
Comparación momentos vigas tercer nivel Eje C									
	Vigas	Mdh=	Mhl=	Mlp=	Mpt=	Mhd=	Mlh=	Mpl=	Mtp=
Análisis con ETABS	CM	-6329.87	-5027.51	-4535	-7221.86	-6318.98	-4990.62	-4564.04	-7221.27
	CV	-2800.52	-1696.03	-1477.11	-6054.26	-2786.62	-1671.2	-1481.22	-3045.06
	CS	4894.85	4403.25	4423.63	4593.15	-4894.73	-4404.33	-4424.58	-4593.31
Comparación método de Kani	CM	-8082.22	11224.28	10703.87	12014.28	12048.83	10737.57	11258.85	8115.87
	CV	-770.82	-1049.71	-1004.22	-1120.94	1123.84	1007.09	1052.67	773.55
	CS	18080.15	18939.37	13283.48	13205.87	16229.67	17086.58	11333.16	17028.9

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 27.**

*Comparación de Momentos en Vigas eje C, software ETABS y método numérico de Kani*

Comparación momentos Columnas primer nivel						
Elemento	Análisis con ETABS			Comparación método de Kani		
Columnas	CM	CV	CS	CM	CV	CS
Mab=	-1885.59	-1205.32	22099.88	2091.09	338.68	-67555.03
Mdf=	-1.73	-514.54	24530.03	-70.85	-9.56	-68565.57
Mij=	-0.23	-1.47	24468.32	-10.27	-0.17	-68508.78
Mmn=	5.03	507.29	24530.97	77.51	-9.83	-66838.44
Mor=	1883.93	1198.72	22099.72	-2311.54	-357.82	-59777.51
Mba=	3026.16	1928.87	-6618.8	4316.6	688.79	-43797.42
Mfd=	0.84	819.52	-10521.4	-7.27	-7.7	-45818.5
Mji=	-1.57	-4.42	-10422.3	113.9	11.09	-45704.93
Mnm=	-10.02	-812.45	-10522.91	289.46	31.08	-42364.25
Mro=	-3027.37	-1931.83	-6618.54	-4488.64	-704.22	-28242.38
Comparación momentos Columnas segundo nivel						
Elemento	Análisis con ETABS			Comparación método de Kani		
Columnas	CM	CV	CS	CM	CV	CS
Mbc=	-5623.32	-3970.84	2320.23	6051.7	862.38	-9672.27
Mfg=	635.92	-363.48	9192.74	-333.9	-40.86	-16576.84
Mjk=	0.98	2.16	8997.57	-243.16	-24.89	-17093.54
Mno=	-611.72	-2022.56	9195.37	-190.03	-8.07	-26687.9
Mrs=	5607.26	3951.97	2319.95	-5966.18	-857.36	-11458.62
Mcb=	2658.71	2247.79	-7263.91	6121.07	-741.2	-6099.23
Mgf=	-870.47	-969.69	-10157.98	-184.84	-23.83	-16884.92
Mkj=	-10.07	4	-10054.58	-185.12	-20.07	-18087.63
Mon=	892.45	1285.68	-10459.06	-342.19	-16.43	-42298.17
Msr=	-2656.23	-2243	-7263.96	-4727.35	-612.06	-33029.15
Comparación momentos Columnas tercer nivel						
Elemento	Análisis con ETABS			Comparación método de Kani		
Columnas	CM	CV	CS	CM	CV	CS
Mcd=	-5418.32	-3136.19	-118.14	7447.58	781.4	-3601.4
Mgh=	2358.1	2002.73	2926.52	-108.52	-10.28	-16906.14
Mkl=	8.55	2.16	2721.31	60.88	5.82	-17738.85
Mop=	-2366.83	-2022.56	3927.99	227.24	21.67	-17141.95
Mst=	5416.58	3128.86	-118.15	-7264.99	-764.48	-3442.28
Mdc=	6101.96	2742.39	-4524.42	9880.18	930.6	-18123.77
Mhg=	-2325.82	-1270.79	-7339.19	-468.06	-41.52	-30894.06
Mlk=	6.34	4	-7119.67	-79.04	-7.23	-30368.6
Mpo=	2320.46	1285.68	-7340.75	311.41	27.27	-31097.02
Mts=	-6089.11	-2730.58	-4524.21	-10006.69	-943.24	-17028.9

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.5.1. Envolvente de Momentos

Para realizar la comparación, se utilizarán las envolventes calculadas en base a las combinaciones de cargas propuestas por el ACI 318s-14 en su apartado de 5.3.1.

Se presentan las comparaciones de momentos en tabla XXXI.

La comparación de resultados de envolventes del método numérico y el análisis en el software ETABS, la variación final indica que cuenta con un 20% de margen de error. La comparación se muestra en la tabla XXX. Para el diseño estructural de los elementos se tomarán los valores del software ETABS por ser más conservador en sus resultados y el análisis que realiza es en 3D utilizando así el método de elementos finitos.

**Tabla 28.**

*Comparación de momentos*

Comparación porcentaje de error				
Nivel	Elemento	M Envolvente Software	M Envolvente Kani	% error
1	Vigas	32,648.45	41,883.00	22.05%
2	Vigas	27,345.78	28,582.00	4.33%
3	Vigas	18,279.98	20,916.93	14.43%
1	Columnas	24,468.32	28,242.38	13.36%
2	Columnas	10,459.06	11,458.62	8.72%
3	Columnas	3,927.99	3,601.40	9.07%

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

La comparación de momentos es importante analizarla para poder así determinar el margen de error que puede llegar a tener el edificio según el análisis numérico y el análisis por medio de software.

**Tabla 29.***Comparación de envolvente en viga eje C, software ETABS y método numérico de Kani*

Envolvente de diseño en vigas 1er. nivel								
Elemento	ETABS + 3D				Método de Kani			
Vigas	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)
Mbf=	3140.89	-29422.15	19942.11	-32648.41	40163.14	-40163.14	41883	-40163
Mfj=	19942.11	-629.67			40857.07	-40857.07		
Mjn=	629.67	-31818.4			41483.06	-41483.06		
Mnr=	18367.84	-32648.41			46947.34	-46947.34		
Mfb=	454.82	-32659.99	19942.11	-32659.99	47176.23	-20916.96	52159	-20917
Mjf=	19942.11	-32547.14			45705.25	-21213.96		
Mnj=	345.07	-32547.14			47532.6	-22565.28		
Mrn=	3169.05	-29392.82			52158.65	-31417.22		
Envolvente de diseño en Vigas 2do. Nivel								
Elemento	ETABS + 3D				Método de Kani			
Vigas	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)
Mcg=	18438.27	-27834.88	27345.78	-27834.88	20077.95	-20077.95	28582	-28582
Mgk=	9292.19	-20603.24			28581.59	-28581.59		
Mko=	2631.68	-19451.5			21622.51	-21622.51		
Mlo=	27345.78	-1875.31			22784.68	-22784.68		
Mgc=	27262.46	-1914.3	27262.46	-27814.15	25785.57	-379.97	23793	-5438
Mkg=	1996.24	-19104.41			29659.99	-5438.25		
Mok=	9170.21	-20003.57			26334.86	-2120.7		
Mol=	18435.92	-27814.15			26100.85	-4147.2		
Envolvente de diseño en vigas 3er. nivel								
Elemento	ETABS + 3D				Método de Kani			
Vigas	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)	M (+)	M (-)	Máx (+)	Máx (-)
Mdh=	17289.89	-1805.11	17289.89	-18279.79	25354.14	-25354.14	29041	-29041
Mhl=	6623.67	-13452.56			29041.22	-29041.22		
Mlp=	32.25	-12625.27			22916.93	-22916.96		
Mpt=	13186.13	-18279.79			24018.72	-24018.72		
Mhd=	13198.35	-18226.98	17262.81	-18226.98	31812.1	-5385.72	23793	-7423
Mlh=	12458.94	-233.89			30978.75	-7422.77		
Mpl=	6553.74	-13130.82			25896.46	-1200.19		
Mtp=	17262.81	1770.35			27541	-9724.62		

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

## 4.6. Diseño Estructural

El diseño estructural consiste en definir las características de los elementos que componen una estructura, tales como secciones, áreas de acero longitudinal y transversal, entre otros, este cálculo debe ser eficiente para darle una vida útil al proyecto.

### 4.6.1. Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que trabajan a flexión, estos elementos reciben las cargas de losas como el peso propio, sobrecargas permanentes y cargas vivas de ocupación en base al diseño arquitectónico.

Se diseñará la viga crítica V-1 del primer nivel del marco C en Y, se tomará en cuenta los siguientes datos para el análisis.

Datos:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a compresión del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la fluencia del acero longitudinal
$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la fluencia del acero transversal
$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del concreto
$h = 70 \text{ cm}$	Altura de la viga
$b = 40 \text{ cm}$	Base de la viga
$L = 7 \text{ m}$	Longitud de la viga
$r = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento
$M_p = 17075.43 \text{ kgf-m}$	Momento positivo obtenido en ETABS
$M_N = 30976.19 \text{ kgf-m}$	Momento negativo obtenido en ETABS
$CV = 12600 \text{ kgf}$	Carga viva en viga
$CM = 15270 \text{ kgf}$	Carga muerta en viga

Para el diseño de la viga se calcula el peralte efectivo.

Varillas = #5 se propone utilizar esta varilla para el armado longitudinal, esta propuesta no influye en el armado final de la viga que puede ser una varilla o combo de varillas de diferente diámetro.

$$D_{varillas} = \frac{\#Varilla}{8} in = 1.588 cm$$

$$r_{libre} = r + \frac{D_{varillas}}{2} = 4 cm + \frac{1.588 cm}{2} = 4.794 cm$$

$$d = h - r = 70 cm - 4.794 cm = 65.2 cm$$

El valor de reducción de resistencia del concreto, para vigas controladas por tensión es de  $\Phi=0.90$ .

La viga tendrá un diseño por flexión, el cual establece miembros con deformaciones iguales o mayores a  $\epsilon=0.005$ , lo que quiere decir que el acero cede antes que el concreto, el cual tendrá deflexiones grandes en el miembro avisando que existirá una falla y dando tiempo de evacuar el edificio.

#### 4.6.1.1. Refuerzo Longitudinal

Para el diseño de vigas rectangulares de concreto reforzado se utiliza código ACI 318RS-14, en el cual se establece requerimientos mínimos de diseño en su sección 9.

El área de acero mínimo debe cumplir con la mayor de:

$$A_{S_{mín1}} = \frac{14}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{S_{mín1}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}} * 40 cm * 65.2 cm = 8.69 cm^2$$

$$A_{S_{mín2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c * \frac{cm^2}{kg}}}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{S_{mín2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}}}{4200 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}} * 40 cm * 65.2 cm = 7.20 cm^2$$

Acero balanceado

$$\Gamma b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \left( \frac{6120}{6120 + fy * \frac{cm^2}{kg}} \right)$$

$$\Gamma b = 0.85 * 0.85 * \frac{210 \frac{cm^2}{kg}}{4200 \frac{cm^2}{kg}} * \left( \frac{6120}{6120 + 4200 * \frac{cm^2}{kg}} \right) = 0.021$$

Área de acero máximo

La cuantía máxima en base a la sección 18.6.3.1 del código ACI 318RS-14, no debe exceder de 0.025

$$P_{m\acute{a}x} = 0.50 * \Gamma b = 0.011$$

$$AS_{m\acute{a}x} = P_{m\acute{a}x} * b * d = 0.011 * 40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm} = 28.69 \text{ cm}^2$$

○ **Cálculo de acero para cama superior**

$$AS_{requerido} = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left( b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right)$$

$$As = 0.85 * \frac{210 \frac{cm^2}{kg}}{4200 \frac{cm^2}{kg}} * \left( 40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm} - \sqrt{(40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm})^2 - \frac{30976.19 \text{ kgf} * \text{m} * 40 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right)$$

$$AS_{requerido} = 13.37 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo, por lo que se utilizará el acero requerido y se plantea la distribución de varillas en cama superior de la siguiente manera:

$$AS_{m\acute{i}n1} = 13.37 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ varillas } \#6 = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ varillas } \#4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$AS_{propuesto} = 7.96 \text{ cm}^2 + 2.54 \text{ cm}^2 = 14.02 \text{ cm}^2$$

El área de acero propuesto en la cama superior es mayor al área de acero requerido, por lo tanto, sí cumple.

$$AS_{propuesto} > AS_{requerido} = \text{Sí cumple}$$

Momento resistente

$$M_{resistente} = \phi * \left[ AS_{propuesto} * f_y * \left( d - \frac{AS_{propuesto} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{resistente} = 0.90 * \left[ 14.02 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left( 65.2 - \frac{14.02 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$M_{Resistente} = 3236784.20 \text{ kg} * \text{m}$$

El momento resistente calculado con el área de acero propuesto en la cama superior es mayor al momento actuante, por lo tanto, sí cumple.

○ **Área de acero cama inferior**

$$As_{requerido2} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left( b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'_c}} \right)$$

$$As = 0.85 * \frac{210 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}}{4200 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}} * \left( 40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm} - \sqrt{(40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm})^2 - \frac{17075.43 \text{ kg} * \text{m} * 40 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right)$$

$$As_{requerido} = 7.15 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es menor al área de acero mínimo, por lo que se utilizará el acero mínimo y se plantea la distribución de varillas en cama superior de la siguiente manera:

$$As_{min1} = 8.70 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ varillas } \#5 = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ varillas } \#4 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$As_{propuesto} = 3.98 \text{ cm}^2 + 5.08 \text{ cm}^2 = 9.06 \text{ cm}^2$$

El área de acero propuesto en la cama inferior es mayor al área de acero requerido, por lo tanto, sí cumple.

Momento resistente

$$M_{resistente} = \phi * \left[ A_{spropuesto} * f_y * \left( d - \frac{A_{spropuesto} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{resistente} = 0.90 * \left[ 9.06 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left( 65.2 - \frac{9.06 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$M_{resistente} = 2141633.71 \text{ kg} * \text{m}$$

El momento resistente calculado con el área de acero propuesto en la cama superior, es mayor al momento actuante, por lo tanto, sí cumple.

**Tabla 30.**

*Comparación Área de acero en Viga, Software ETABS*

	13.81	8.70	14.15
	8.70	8.70	8.70

*Fuente: Software ETABS 2018, refuerzo longitudinal.*

La diferencia entre cálculo manual es muy baja en ambas camas inferior y superior, por lo tanto el análisis manual está bien aplicado.

#### 4.6.1.2. Refuerzo Transversal

También se le llama refuerzo en el alma, se coloca en forma de estribos espaciado a intervalos a lo largo del eje de la viga.

Para verificar si es o no necesario el refuerzo transversal, se debe realizar un chequeo por cortante. Si el cortante del concreto afectado por un factor de reducción resiste, el cortante actuante de la viga debido a los esfuerzos provocados por las cargas tributarias no necesita diseño a corte, por lo cual los estribos pueden colocarse a una distancia máxima de  $d/2$ , de lo contrario si el cortante actuante es mayor al cortante resistente se debe diseñar y calcular el espacio para el refuerzo cortante.

Cortante actuante cálculos de software ETABS

$$V_u = 21042.24 \text{ kg}$$

Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.53 * \gamma * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

$\gamma = 1$  para concretos de peso normal

b = Base de la viga

d = Peralte efectivo

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 40 \text{ cm} * 65.2 \text{ cm} = 20,030.56 \text{ kg}$$

La condición de diseño a cortante se define como:

$$\frac{\phi * 20,030.56 \text{ kg}}{2} \geq V_u$$

$$\frac{\phi * 20,030.56 \text{ kg}}{2} \geq 21042.24 \text{ kg}$$

Para diseño de acero por cortante, se debe cumplir con las condiciones del cortante nominal según la sección del código ACI318s-14 en su sección 22.5.1.1

$$V_N = V_S + V_C$$

Para calcular el cortante que proporciona el acero de refuerzo, se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_S = \frac{A_V * f_y * d}{S}$$

Donde:

$A_V$  = Área de varilla a cortante

$f_y$  = Resistencia del acero a cortante

S = Separación del refuerzo

Para obtener el valor del cortante del acero de refuerzo que se necesita para resistir el cortante actuante, se calcula con:

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_s = \frac{21042.24 \text{ kg}}{0.75} - 20,030.56 \text{ kg} = 8025.76 \text{ kg}$$

Ahora teniendo el valor que se necesita, solo falta el cálculo de una variante, la cual es el espaciamiento al cual se colocará las varillas.

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s}$$

Se utilizará una varilla No.3 para el estribo de refuerzo con un área de 0.71 cm<sup>2</sup> y se multiplicará por 2, ya que la varilla de un estribo traspasa dos veces el alma de la viga.

El espaciamiento será propuesto y se verifica si cumple con la condición.

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 65.2}{8025.76} = 32 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{2 * A_v * f_{yt} * d}{S}$$

Se propone un espaciamiento de 20 cm.

$$V_s = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 65.2 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 13008.05 \text{ kg}$$

El diseño de la viga debe cumplir con las siguientes condiciones indicadas en el código ACI 318s-14.

Longitud de confinamiento

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos de la viga. 18.6.4.1.ACI 318s-14.

$$L_{\text{confinamiento}} = 2 * h = 2 * 0.70 = 1.40 \text{ m}$$

- b) El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna. 18.6.4.4 ACI318s-14.

El espaciamiento del estribo no debe exceder del menor del inciso a hasta el inciso c.

a)  $d/4 = 65.2/4 = 16.3 \text{ cm}$

- b) 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña

$$DV_{\text{longitudinal}} = D_{\text{varilla}} \#4 = 1.27 \text{ cm}$$

$$6 * 1.27 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

- c) 150 mm
- d) El espaciamiento mínimo es de 7.62 cm, por lo cual se propone un espaciamiento de 5 cm.

Espaciamiento máximo

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 65.2/2 = 32.6$$

El gancho será de una longitud el mayor valor entre:

$$Gancho_1 = 6 * DV_{\text{refuerzo}} = 5.71$$

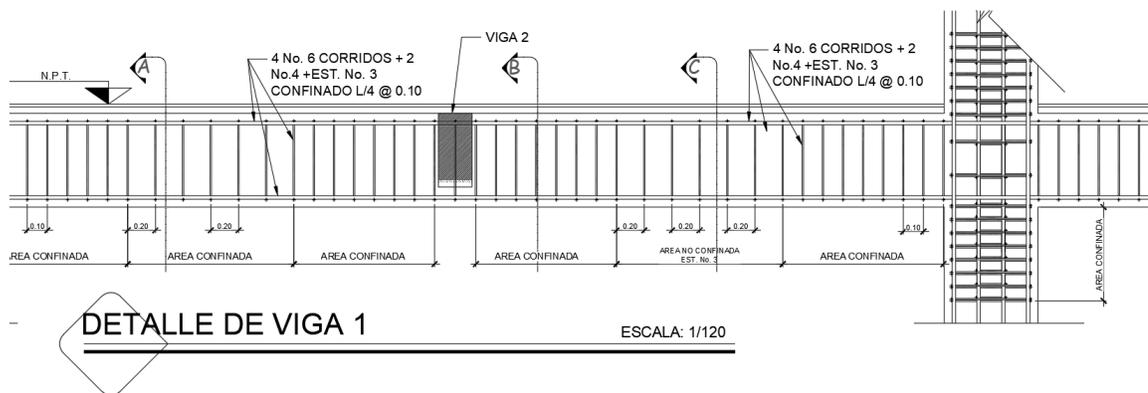
$$Gancho_2 = 75 \text{ mm}$$

El mayor valor es de 75 mm, por lo tanto, esta es la medida que tendrá el gancho del estribo de refuerzo.

El armado final cumpliendo con los requerimientos de diseño, se propone un espaciamiento de estribo en zona de confinamiento de 5 cm a una distancia de  $2h = 1.40\text{m}$ , el primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara y el resto de espaciamiento será de 15cm.

**Figura 11.**

*Detalle de Viga V-1*



*Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.*

#### 4.6.2. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos verticales cuya función es transmitir las cargas de la edificación por peso propio y cargas vivas hacia la cimentación, por lo que internamente están sometidas a soportar cargas axiales y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por el área tributaria. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, en los cuales se analiza las cargas sísmicas en la columna.

Para realizar el diseño, se toma el momento mayor en el eje C en Y.

Datos de diseño:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la fluencia del acero longitudinal
$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la fluencia del acero transversal
$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del concreto
$E = 2100000$	Módulo de elasticidad
$M_u = 11628.64 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento último mayor obtenido de ETABS
$b = 0.60 \text{ m}$	Base de la columna
$h = 0.60 \text{ m}$	Altura de la columna
$A_g = 0.36 \text{ m}^2$	Área gruesa de la columna
$B = 0.40 \text{ m}$	Base de viga V-1
$H = 0.70 \text{ m}$	Altura de viga V-1

##### 4.6.2.1. Esbeltez

Se debe analizar la esbeltez de una columna en base a su relación entre su longitud y las dimensiones de la sección transversal.

Se clasifican en base a su relación de esbeltez en columnas cortas si  $EN < 22$ , columnas intermedias  $22 > EN < 100$  y columnas esbeltas o largas con  $E > 100$ , éstas se recomiendan no construir. Para calcular la esbeltez de se debe considerar el radio de giro y la inercia de los elementos estructurales que soportan cargas.  $r = \sqrt{\frac{I_c}{A_g}}$

$$I_c = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_v = \frac{1}{12} * B * H^3$$

Donde:

$I_c$  = inercia de columna

$I_v$  = inercia de viga

$b$  = base de columna

$B$  = base de viga

$h$  = altura de columna

$H$  = altura de viga

$r$  = radio de giro

$A_g = 0.36 \text{ m}^2$  Área gruesa de columna

Cálculo de inercias

$$I_c = \frac{1}{12} * 0.60 \text{ m} * 0.60^3 \text{ m} = 0.0108 \text{ m}^4$$

$$I_v = \frac{1}{12} * 0.40 \text{ m} * 0.70^3 \text{ m} = 0.016 \text{ m}^4$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{0.0108 \text{ m}^4}{0.36 \text{ m}^2}} = 0.173 \text{ m}$$

Factor de modificación para longitud de desarrollo basada en el empotramiento.

$$\psi A = \frac{\frac{I_c}{h_c} + \frac{I_c}{h_{c2}}}{\frac{I_v}{l_v} + \frac{I_v}{l_v}}$$

Donde:

$\psi_A$  = Factor de modificación en el nudo

$\psi_B$  = Factor de modificación en la base

$h_c$  = Altura de la columna primer nivel

$h_{c2}$  = Altura de la columna segundo nivel

$$\psi_A = \frac{\frac{0.0108}{4.5} + \frac{0.0108}{3}}{\frac{0.0163}{7} + \frac{0.0163}{7}} = 1.31$$

$$\psi_B = 0$$

Para el cálculo de la luz efectiva  $K$ , se puede realizar de manera gráfica usando los ábacos de alineamiento de Jackson Y Moreland, o usando la siguiente ecuación:

$$K = \frac{20 - \frac{\psi_A + \psi_B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi_A + \psi_B}{2}}$$
$$K = \frac{20 - \frac{1.31 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{1.31 + 0}{2}} = 1.24$$

En la figura 12 se puede observar el factor de longitud efectiva.

➤ Esbeltez

$$E_N = \frac{K * h_c}{r} = \frac{1.24 * 4.5}{0.173} = 32.25$$

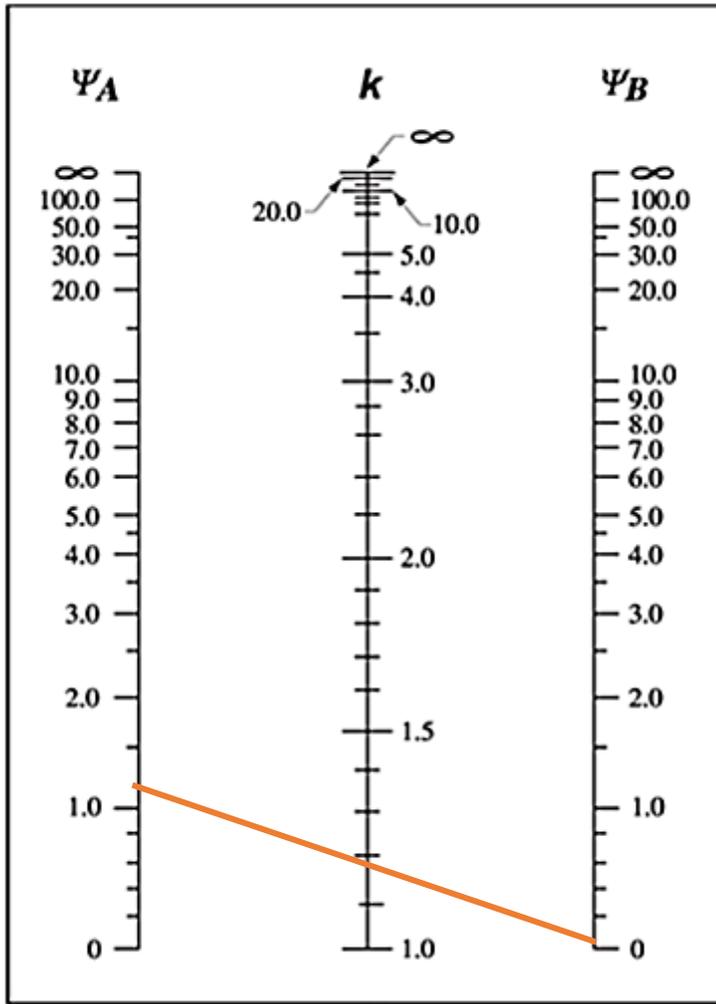
$$22 > E_N < 100$$

$$22 > 32.25 < 100$$

Con los datos obtenidos, se determina como una columna intermedia, ya que es mayor que 22 y menor que 100, lo cual asegura su construcción.

**Figura 12.**

*Factor de longitud efectiva en ábaco de alineamiento para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral*



Fuente: Gráfica obtenida del código ACI 318s-14 sección 6.2.5.

➤ Esbeltez

$$E_N = \frac{K * h_c}{r} = \frac{1.24 * 4.5}{0.173} = 32.25$$

$$22 > E_N < 100$$

$$22 > 32.25 < 100$$

Con los datos obtenidos, se determina como una columna intermedia, ya que es mayor que 22 y menor que 100, lo cual asegura su construcción.

➤ Magnificación de momentos

Para el diseño de columna se realizará por medio de la magnificación de momentos, el cual consiste en hallar el valor de la carga axial y el momento flexionante, para que posteriormente, se pueda dimensionar la columna con un momento amplificado.

Para este análisis se debe tener el módulo de elasticidad calculado del concreto utilizado en el elemento.

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 2188197.89 \frac{ton}{m^2}$$

La relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a cargas axiales permanentes.

$$\beta_{dns} = \frac{1.2CM}{1.2CM + 1.6CV}$$
$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * 30246 kg}{1.2 * 30246 kg + 1.6 * 12600 kg} = 0.643$$

La rigidez efectiva a flexión del miembro según ACI 318s-14 en el apartado 6.6.4.4.4 (c).

$$El_{ff} = \frac{E_c * I}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

$El_{ff}$  = rigidez efectiva

I = inercia

$B_{dns}$  = Factor de flujo plástico

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$$El_{ff} = \frac{2188197.39 \frac{ton}{m^2} * 0.0108m^4}{1 + 0.643} = 14383.77 ton * m^2$$

Carga crítica de Euler, carga crítica de pandeo según ACI 318s-14 en el apartado 6.6.4.4.2.

$$P_c = \frac{\pi^2 * El_{ff}}{(k * h_c)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 14383.77 \text{ ton} * m^2}{(1.36 * 4.5)^2} = 3790.26 \text{ ton}$$

La fuerza  $P_u$  del nivel debe multiplicarse por la cantidad de niveles del edificio, o bien sea el valor calculado en el que va incluido la carga de los demás pisos.

$$P_u = 137597.84 \text{ kg}$$

Factor de magnificación, el valor de  $\delta$  para columnas con cargas transversales aplicadas entre apoyos es de 1.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{137597.84 \text{ kg}}{0.75 * 3790.26 \text{ ton} * 1000}} \geq 1$$

$$1.050 \geq 1 = \text{Sí cumple}$$

El momento mayorado de la magnificación de momentos  $M_c$ , se halla multiplicando el momento último por el factor de magnificación.

$$M_c = \delta * M_u = 1.050 * 137597.84 \text{ kg} * m = 144596.91 \text{ kg} * m$$

#### 4.6.2.2. Refuerzo longitudinal

Para el cálculo de la cantidad de varillas longitudinales ACI 318s\*14 en la sección 18.7.4.1 donde se habla de columnas de pórticos especiales resistentes a momentos, establece el mínimo y máximo de área de acero longitudinal que debe tener una columna.

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.01 * A_g = 0.01 * 3600 \text{ cm}^2 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.06 * A_g = 0.06 * 3600 \text{ cm}^2 = 216 \text{ cm}^2$$

El método de diseño en columna es a prueba y error, en el cual se propone utilizar un área de acero y posteriormente, comprobar la resistencia de la sección con un método numérico verificando la carga axial crítica y el momento axial mayor, en este caso se verificará con el diagrama de interacciones del programa de diseño estructural ETABS.

Se propone utilizar un porcentaje de 1.6% de área de acero en base al área gruesa de la sección de la columna.

$$A_{s_{\text{propuesta}}} = 0.017 * A_g = 0.017 * 3600 \text{ cm}^2 = 61.2 \text{ cm}^2$$

El armado de varillas que se propone para cubrir la demanda de acero propuesto queda de la siguiente manera:

$$\text{Área de varilla \#8} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de varilla \#10} = 7.94 \text{ cm}^2$$

6 varillas #8 + 8 varillas #7

$$6 * A_{\text{varilla\#8}} = 4 * 7.94 = 25.65 \text{ cm}^2$$

$$8 * A_{\text{varilla\#8}} = 8 * 5.07 = 40.56 \text{ cm}^2$$

Total de acero de diseño = 66.21 cm<sup>2</sup>

El acero de diseño debe ser mayor al acero requerido.

$$A_{\text{diseño}} > A_{\text{requerido}}$$

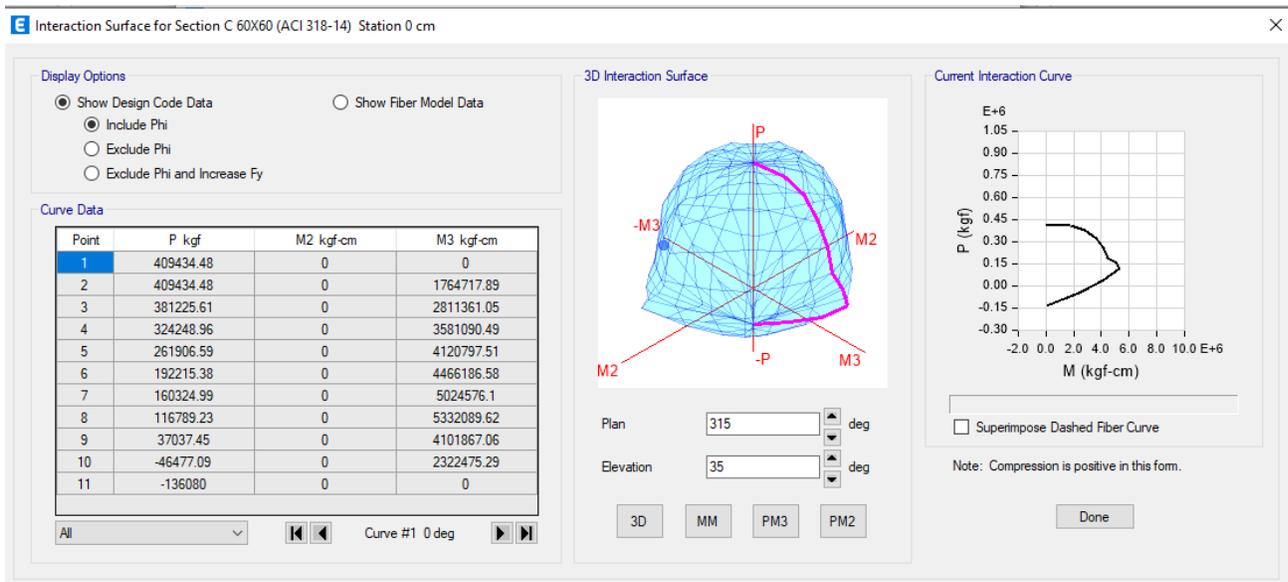
$$66.21 \text{ cm}^2 > 61.2 \text{ cm}^2 = \text{Sí cumple}$$

➤ Verificación

La verificación del armado de varilla propuesto en columna se hará en el software ETABS, ya que se presenta un diagrama de interacción detallado.

**Figura 13.**

*Diagrama de interacción, Software ETABS*

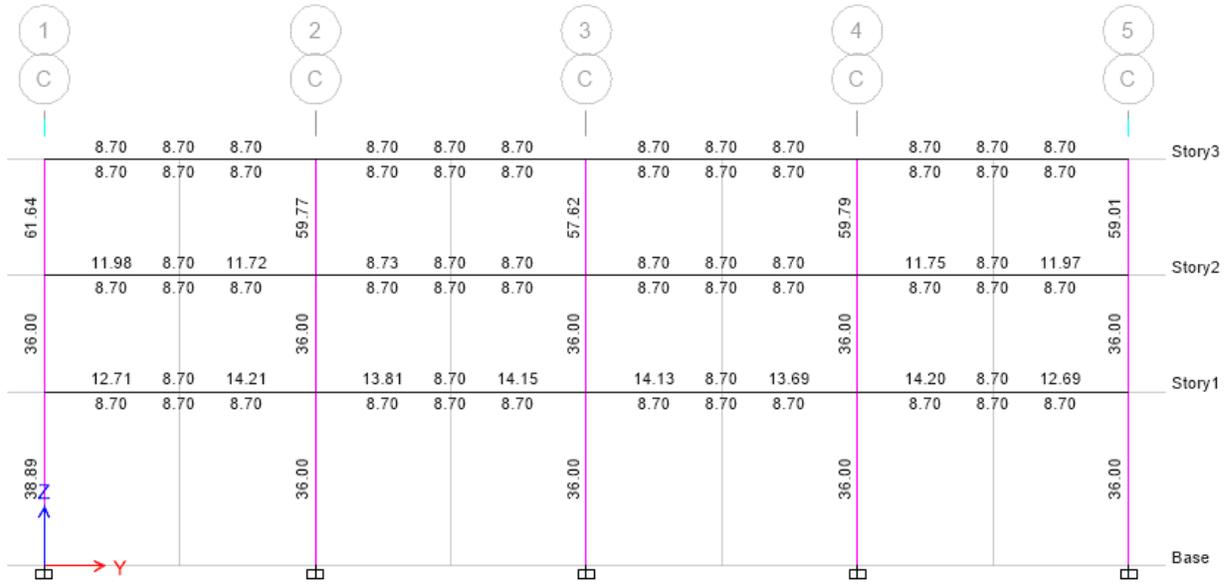


Fuente: Software de diseño estructural ETABS 2018.

Todas las combinaciones de diseño se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que se encuentra bien aplicada la cantidad de acero longitudinal.

**Figura 14.**

*Acero longitudinal en eje C software ETABS*



*Fuente: Software de diseño estructural ETABS 2018.*

#### 4.6.2.3. Refuerzo Transversal

La columna es afectada por esfuerzos cortantes, por lo que es necesario colocar refuerzo transversal, los cuales son estribos de manera perpendicular en la dirección de la carga axial. El cortante que resiste el concreto debe ser mayor al cortante actuante de la columna, si es así se colocarán estribos solamente a  $d/2$ , de lo contrario se debe diseñar acero por confinamiento. El procedimiento es el siguiente:

Condición:

$$\phi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$V_c$  = cortante del concreto

$V_u$  = cortante último

$\Phi = 0.75$  para esfuerzos cortantes

Cortante último actuante en la columna obtenido del software ETABS.

$$V_u = 17531.13 \text{ kg}$$

Cortante que resiste el concreto como lo indica la sección 22.5.10.1 código ACI318s-14 para miembros no preesforzados sometidos a compresión axial.  $V_c$ , debe calcularse por medio de:

$$V_c = 0.53 * \lambda * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

$N_u$  = Carga axial que recibe el elemento

$\lambda = 1$  para concreto de peso normal

$N_u = 137597.84$  kg dato obtenido de ETABS

$$V_c = 0.53 * 1 * \left(1 + \frac{137597.84 \text{ kg}}{140 * 60 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}\right) * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 60 \text{ cm} * 56 \text{ cm} = 32851.65 \text{ kg}$$

El cortante que resiste el concreto multiplicado por su factor de reducción de resistencia, es mayor al cortante que actúa en la columna, por lo tanto solo se colocarán estribos a un máximo de  $d/2$ .

$$\frac{d}{2} = \frac{0.56 \text{ m}}{2} = 0.28 \approx 25 \text{ cm}$$

Los estribos deben cumplir con la separación en base a cortante calculada, además de eso se debe tomar en cuenta los requisitos mínimos que propone el código ACI.

➤ Espaciamiento:

Según la sección 25.7.2.1, los estribos de columnas en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con el inciso a y b.

a) Espaciamiento libre de al menos  $4/3$  dagg

Donde dagg es el tamaño nominal del agregado grueso, siendo en este caso  $3/4$  de pulgada.

$$d_{agg} = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.90 \text{ cm}$$

$$S_1 = \frac{4}{3} * d_{agg} = 2.53 \text{ cm}$$

- b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de 16db de barra longitudinal, 48db de barra del estribo y la menor dimensión del miembro.

Dv<sub>#7</sub>= 2.22 cm          Diámetro de la varilla #7 longitudinal

Dv<sub>#3</sub>= 0.95 cm          Diámetro de la varilla #3 transversal

$$S_2 = 16 * Dv_{\#8} = 16 * 2.54 \text{ cm} = 40.64 \text{ cm}$$

$$S_3 = 16 * Dv_{\#3} = 48 * 0.95 \text{ cm} = 45.6 \text{ cm}$$

$$S_5 = b = 60 \text{ cm}$$

- Espaciamiento de zona confinada:

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de los incisos a hasta c.

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.

$$S_{c5} = \frac{h}{4} = \frac{60 \text{ cm}}{4} = 15 \text{ cm}$$

- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.

$$S_{c6} = 6 * Dv_{\#7} = 6 * 2.22 \text{ cm} = 13.32 \text{ cm}$$

- c) S<sub>0</sub> según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3)

$$S_0 = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$S_0 = 100 + \left( \frac{350 - 210}{3} \right) = 14.67 \text{ cm}$$

El espaciamiento en zona confinada será de 12.5 cm la mitad del espaciamiento de la zona centro, la cual con los requerimientos mínimos descritos por el código ACI.

- Longitud de confinamiento

La longitud del confinamiento en columnas no debe ser menor que el mayor entre las siguientes descritas en la sección 18.7.5.1 del ACI.

- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir por flexión.

$$h = 60 \text{ cm}$$

- b) Una sexta parte de la luz libre de la columna

$$\frac{h_c}{6} = \frac{4.5 \text{ m}}{6} = 75 \text{ cm}$$

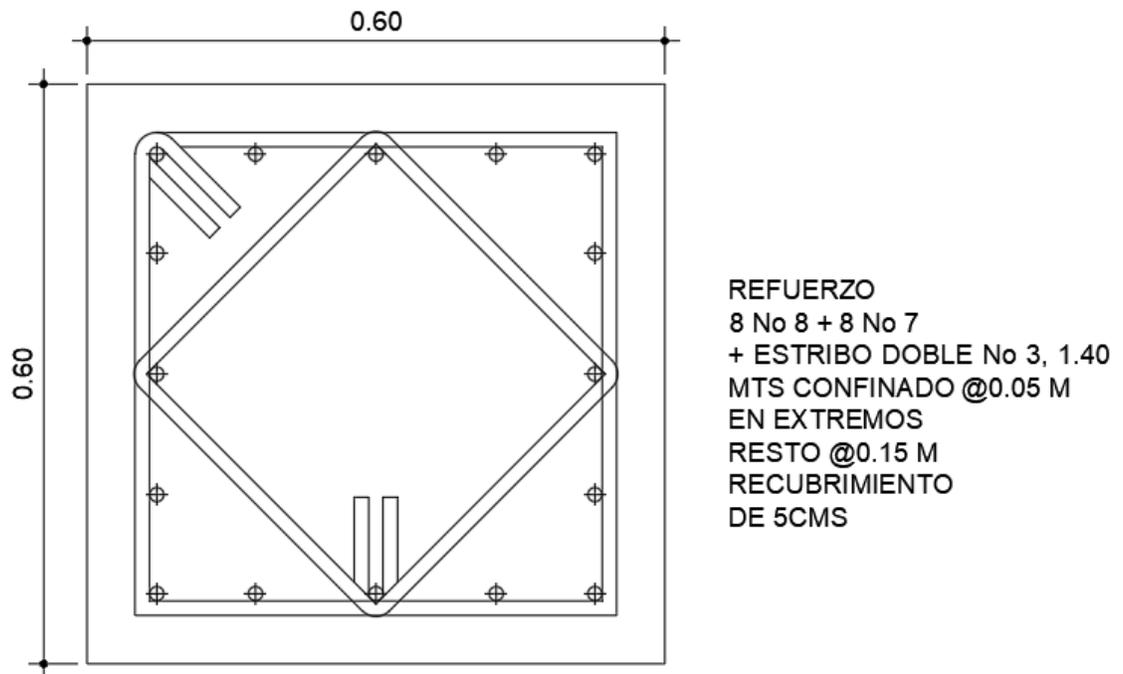
- c) El valor de 450 mm

La longitud del espaciado será el mayor de las condiciones descritas, siendo esta la 75cm en ambos lados de la columna y confinado igualmente por debajo de la solera de amarre. Se usará un gancho de 75 mm libre.

El de columnas son para estribos varillas No. 3 confinado de 5 cm de espacio y el resto de 15 cm, el confinado será de 75 cm en ambos lados de la columna.

**Figura 15.**

*Detalle de columna C-1*



*Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.*

### 4.6.3. Diseño de zapatas

Las zapatas son elementos que van por debajo de la estructura y son los encargados de transmitir y disipar cargas del edificio provenientes de las vigas y columnas al suelo. Es muy importante que la cimentación de la estructura se encuentre en un estrato de suelo que tenga la suficiente capacidad de carga para soportar las presiones impuestas por la estructura. A continuación, se realiza el diseño de zapatas aisladas y se debe a que se una para asentar una sola columna, se usarán los datos de la columna analizada anteriormente.

Datos de diseño:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	resistencia a la fluencia del acero longitudinal
$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$	peso específico del concreto
$\gamma_{\text{suelo}} = 1442.42 \text{ kg/m}^3$	peso específico del suelo
$b_1 = 60 \text{ cm}$	base de la columna
$h_1 = 60 \text{ cm}$	altura de columna
$\sigma_{\text{adm}} = 13.9 \text{ ton/m}^2$	esfuerzo admisible del suelo
$P_{\text{CM}} = 92,916.68 \text{ kgf}$	carga muerta por gravedad
$P_{\text{CV}} = 34274.25 \text{ kgf}$	carga viva por gravedad
$M_{\text{CMX}} = 781.28 \text{ Kgf}\cdot\text{m}$	momento carga muerta eje X
$M_{\text{CMY}} = -570.69 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento carga muerta eje Y
$M_{\text{CVX}} = 302.78 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento carga viva eje X
$M_{\text{CVY}} = -251.15 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento carga viva eje Y
$P_{\text{SISMOX}} = -9038.12 \text{ kgf}$	carga por sismo en X
$M_{\text{SISMOXX}} = 115.21 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento por sismo XX
$M_{\text{SISMOXY}} = -20896.07 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento por sismo XY
$P_{\text{SISMOY}} = 604.61 \text{ kgf}$	carga por sismo en Y
$M_{\text{SISMOXY}} = 22758.98 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento por sismo YX
$M_{\text{SISMOYY}} = 697.97 \text{ kgf}\cdot\text{m}$	momento por sismo YY

H= 60 cm                      altura de zapata  
 rlibre= 75mm                    recubrimiento libre  
 Varilla= #7                      varilla propuesta

➤ Dimensionamiento de la zapata

$$P_{total} = P_{CM} + P_{CV} + P_{sismo_x} + P_{sismo_y}$$

$$P_{total} = 92,916.68 \text{ kg} + 34274.25 \text{ kg} + 635.55 \text{ kg} + 554.73 \text{ kg} = 118757.42 \text{ kgf}$$

Para establecer las dimensiones de la zapata se utiliza la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{P_{total}}{Q_{adm}}} = \sqrt{\frac{118757.42 \text{ kgf}}{12609.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}}} = 3.10 \text{ m}$$

Se establece una dimensión de 3.5 metros en ambos lados A y B, ya que se diseña una zapata cuadrada.

El diseño de zapata se analiza como una zapata concéntrica con momentos, por lo que se deben encontrar excentricidades en los 4 puntos de la zapata cuadrada.

➤ Momentos de inercia más radio de giro

$$I_x = \frac{A * B^3}{12} = 6.75 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A * B}} = 0.86 \text{ m}$$

La excentricidad y radio de giro será la misma para el eje Y.

➤ Cálculo de excentricidad

Cargas de servicio por gravedad

$$P_{servicio} = P_{CM} + P_{CV} = 127190.93 \text{ kg}$$

$$e_x = \frac{M_{CMX} + M_{CVX}}{P_{servicio}} = 0.417 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{CMY} + M_{CVY}}{P_{servicio}} = 0.002 \text{ cm}$$

Se calcula el esfuerzo en las cuatro coordenadas de la zapata cuadrada:

Para la coordenada (1,1)

$$x = y = \frac{A}{2} = 175 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{P_{servicio}}{A_{zapata}} * \left( 1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right) = 1.425 \frac{kg}{cm^2}$$

**Tabla 31.**

*Cargas por gravedad*

Cargas por gravedad			
Coordenada	x (cm)	y (cm)	$\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
(1,1)	350	350	1.425
(1,-1)	350	350	1.425
(-1,1)	350	350	1.402
(-1,-1)	350	350	1.401
$\sigma_{\text{máx}}$			1.425
Cargas por gravedad + sismo en X			
Coordenada	x (cm)	y (cm)	$\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
(1,1)	350	350	1.435
(1,-1)	350	350	1.435
(-1,1)	350	350	1.406
(-1,-1)	350	350	1.406
$\sigma_{\text{máx}}$			1.435
Cargas por gravedad + sismo en Y			
Coordenada	x (cm)	y (cm)	$\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
(1,1)	350	350	1.437
(1,-1)	350	350	1.425
(-1,1)	350	350	1.413
(-1,-1)	350	350	1.402
$\sigma_{\text{máx}}$			1.437

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

Los esfuerzos de las zapatas cumplen con la condición de ser menor al 1.33 de la carga admisible, ya que cuentan con un área que resiste el esfuerzo. Por lo que se analizan las excentricidades con la carga crítica, la cual es carga por gravedad más sismo en X, que es de 127,826.48 kg.

- Excentricidades por cargas de servicio y sismo en X:

$$e_x = \frac{M_{CMX} + M_{CVX} + M_{sismoxy}}{P_{critica}} = 0.509 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{M_{CMY} + M_{CVY} + M_{sismoYY}}{P_{critica}} = 0.002 \text{ cm}$$

Esfuerzo último se calcula tomando en cuenta un factor de seguridad del 1 al 2, en este análisis se tomará un factor de 1.5 y se utilizará el esfuerzo máximo de los hallados con anterioridad.

$$\sigma_{ultimo} = 1.5 * \sigma_{máx} = 1.5 * 1.32 \frac{kg}{cm^2} = 1.981 \frac{kg}{cm^2}$$

- Cortante último en una dirección:

$$V_u = \left( \frac{A}{2} - \frac{acol}{2} - d \right) * B * \sigma_{ultimo} = 51574.658 \text{ kg}$$

- Cortante nominal del concreto según ACI 318s-14 en su apartado 22.5.5.1:

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2}} * 350 \text{ cm} * 49.16 \text{ cm} = 132166.27kg$$

$$V_c = V_{c1} * \phi = 92438.77 \text{ kg} * 0.75 = 99124.705 \text{ kg}$$

El cortante nominal del concreto multiplicado por el factor de reducción, debe ser mayor al cortante último.

$$V_{c1} * \phi \geq V_u = 99124.705 \text{ kg} \geq 51574.658 \text{ kg} = \text{Sí cumple}$$

- Cortante último en dos direcciones (Punzonamiento):

Área de columna + área d

$$A_{col} = (a_{col} + d) * (b_{col} + d) = 11917.27 \text{ cm}^2$$

Área de punzonamiento

$$A_{punzonamiento} = A_{zapata} - A_{col} = 11.058 \text{ m}^2$$

$$V_{u2} = A_{punzonamiento} * \left( \frac{\sigma_{mín} + \sigma_{máx}}{2} \right) = 115363.099 \text{ kg}$$

$$b_{perímetro} = 2 * (a_{col} + d) + 2(b_{col} + d) = 4.36 \text{ m}$$

- Cortante nominal del concreto según ACI 318s-14 en su apartado 22.6.5.1 (a,b,c):

$$V_{c2_1} = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{perímetro} * d$$

$$V_{c2_1} = 1.1 * \lambda * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 4.36 \text{ m} * 40.11 \text{ cm} = 342229.782 \text{ kg}$$

$$V_{c2_2} = 0.53 * \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{perímetro} * d$$

$$V_{c2_2} = 0.53 * \left( 1 + \frac{2}{1} \right) * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 4.36 \text{ m} * 40.11 \text{ cm} = 494677.594 \text{ kg}$$

$$V_{c2_3} = 0.27 * \left( 2 + \frac{\alpha s * d}{b_{perímetro}} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{perímetro} * d$$

$$V_{c2_3} = 0.27 * \left( 2 + \frac{40 * 40.11 \text{ cm}}{4.36 \text{ m}} \right) * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 4.36 \text{ m} * 40.11 \text{ cm}$$

$$= 546330.91 \text{ kg}$$

Se utiliza el cortante último nominal mínimo para corroborar que cumpla con la condición de ser mayor que el cortante último en dos direcciones.

El cortante nominal del concreto multiplicado por el factor de reducción, debe ser mayor al cortante último.

$$V_{c2} = V_{c2} * \phi = 342229.782 \text{ kg} * 0.75 = 256672.337 \text{ kg}$$

- Momento flexión lado B:

$$L_{flex} = \frac{B}{2} - \frac{b_{col}}{2} = 1.45 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{\sigma_{último} * A * (L_{flex})^2}{2} = 72878.2 \text{ kg} * \text{m}$$

- Calcular acero de refuerzo:

La ductilidad es de 0.9

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'c}} \right)$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * A * d^2} = 9.571 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9.571 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) = 0.0023$$

- Acero mínimo

$$As = \rho * A * d = 40.32 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín1}} = \frac{14}{fy} * A * d$$

$$As_{\text{mín1}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 3.5 \text{ m} * 0.49 \text{ m} = 57.36 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín2}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c \frac{kg}{cm^2}}}{fy} * A * d$$

$$As_{\text{mín2}} = \frac{0.8 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 3.5 \text{ m} * 0.49 \text{ m} = 47.49 \text{ cm}^2$$

Propuesta de armado: Se utiliza el acero mínimo de 57.36 cm<sup>2</sup>

Varilla # 7

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} \text{ in} \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{5}{8} \text{ in} \right) = 3.879 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} = \frac{As}{A_{var}} = \frac{40.12 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 15$$

$$S = \left( \frac{A - 2 * r_{libre}}{\#Varilla - 1} \right)$$

$$S = \left( \frac{3m - 2 * 0.075m}{5 - 1} \right) = 24 \text{ cm}$$

$$A_{usar} = \#Varillas * Avar = 58.192 \text{ cm}^2$$

La propuesta será la misma para ambos sentidos, porque es una zapata cuadrada.

#### 4.6.4. Diseño de losa

El diseño de losas es un aspecto importante en la estructura del edificio, en este caso, se trata de una losa maciza, lo cual implica considerar factores como la carga que soportará, la resistencia del material, la geometría de la losa y las condiciones del sitio.

Para determinar si la losa trabaja en una o dos direcciones, se hace con la relación de su lado menor y mayor.

$$m = \frac{\text{distancia menor}}{\text{distancia mayor}} = \frac{3.5}{6} = 0.58$$

$$m < 0.50 = \text{Una dirección}$$

$$m \geq 0.50 = \text{Dos direcciones}$$

Al tener ya la relación, se considera la losa en dos direcciones.

El espesor de la losa se determina según ACI 318s-14 en su apartado 8.3.1.1.

$$t = \frac{l}{36} = \frac{35\text{cm}}{36} = 9.72\text{cm} \approx 10\text{cm}$$

En las siguientes tablas se presentan las cargas y coeficientes en losas del primero, segundo y tercer nivel.

**Tabla 32.***Cargas y coeficientes en losas del primer nivel*

COEFICIENTES PRIMER NIVEL													
Lado					Coeficientes por Arthur Nilson							Cargas	
No. Losa	Corto a	Largo b	Espesor t	Relación m=a/b	No. Caso	Momento (-)		Momento (+)		Momento (+)		CV	CM
						CM Ca(-)	CM Cb(-)	CM Ca(+)	CM Cb(+)	CM Ca(+)	CM Cb(+)		
1	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319
2	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
3	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
4	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
5	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
6	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
7	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
8	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
9	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
10	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
11	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
12	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
13	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
14	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
15	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
16	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
17	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
18	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
19	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
20	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
21	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
22	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
23	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
24	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
25	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
26	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
27	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	500	319
28	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
29	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
30	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
31	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
32	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
33	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
34	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
35	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319
36	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
37	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
38	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
39	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
40	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 33.**

*Cargas y coeficientes en losas del segundo nivel*

COEFICIENTES SEGUNDO NIVEL													
Lado					Coeficientes por Arthur Nilson							Cargas	
No. Losa	Corto a	Largo b	Espesor t	Relación m=a/b	No. Caso	Momento (-) CM		Momento (+) CM		Momento (+) CV		CV	CM
						Ca(-)	Cb(-)	Ca(+)	Cb(+)	Ca(+)	Cb(+)		
1	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319
2	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
3	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
4	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
5	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
6	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
7	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
8	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
9	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
10	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
11	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
12	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
13	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
14	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
15	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
16	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
17	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
18	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
19	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
20	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
21	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
22	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
23	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
24	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
25	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	300	319
26	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	300	319
27	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319
28	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
29	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
30	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
31	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	300	319
32	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	300	319

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 34.**

*Cargas y coeficientes en losas del tercer nivel*

COEFICIENTES TERCER NIVEL													
Lado					Coeficientes por Arthur Nilson						Cargas		
No. Losa	Corto a	Largo b	Espesor t	Relación m=a/b	No. Caso	Momento (-)		Momento (+)		Momento (+)		CV	CM
						CM Ca(-)	CM Cb(-)	CM Ca(+)	CM Cb(+)	CV Ca(+)	CV Cb(+)		
1	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	200	93
2	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
3	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
4	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
5	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
6	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
7	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	200	93
8	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
9	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
10	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	200	93
11	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
12	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
13	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
34	2.2	3.5	0.1	0.63	2	0.077	0.014	0.032	0.006	0.053	0.010	300	319
14	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
15	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
36	2.2	3.5	0.1	0.63	9	0.083	0.008	0.034	0.005	0.054	0.009	300	319
16	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
17	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
18	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
19	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
20	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
21	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
22	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	200	93
23	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
24	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
25	3.5	6	0.1	0.58	2	0.081	0.010	0.034	0.004	0.058	0.007	200	93
26	3.5	6	0.1	0.58	9	0.085	0.006	0.036	0.004	0.059	0.007	200	93
27	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	200	93
28	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
29	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
30	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
31	3.5	6	0.1	0.58	8	0.074	0.024	0.048	0.007	0.065	0.009	200	93
32	3.5	6	0.1	0.58	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.071	0.011	200	93

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.6.4.1. Momentos en Losas

Los momentos, tanto flectores como torsionales, se generan en las losas debido a las cargas aplicadas, como el peso de las estructuras y las cargas en uso. Estos momentos afectan el diseño y la capacidad de carga de la losa, determinando la necesidad de refuerzos adecuados para prevenir deformaciones excesivas o fallos estructurales. Por lo que cada losa del edificio fue analizada en cada dirección para poder determinar cuál es la más crítica y así diseñar toda a base de la misma.

Los momentos de losa se obtiene con la siguiente ecuación:

Para momentos negativos:

$$Ma_{neg} = Cu * la^2 * Ca$$

$$Mb_{neg} = Cu * lb^2 * Cb$$

Para momentos positivos por carga muerta:

$$Ma_{pos-CM} = CM * la^2 * Ca$$

$$Mb_{pos-CM} = CM * lb^2 * Cb$$

Para momentos positivos por carga viva:

$$Ma_{pos-CV} = CV * la^2 * Ca$$

$$Mb_{pos-CV} = CV * lb^2 * Cb$$

Donde:

Cu= carga última

La= lado corto

Lb= lado largo

CV= 300 kg/m<sup>2</sup>

CVT= 200 kg/m<sup>2</sup>

CM= 319 kg/m<sup>2</sup>

CMT= 93 kg/m<sup>2</sup>

Para encontrar la carga última total, se usa la mayoración de momentos.

$$Cu = 1.2CM + 1.6CV$$

$$Cu = 1.2(319) + 1.6(300) = \frac{862.8kg}{m^2}$$

Momento a y b negativo (-)

$$Ma_{neg} = Cu * la^2 * Ca = 862.8 * 3.5^2 * 0.089 = 940.67kg * m$$

$$Mb_{neg} = Cu * lb^2 * Cb = 862.8 * 6^2 * 0.011 = 341.67kg * m$$

Momento a y b positivo (+)

$$Ma_{positivo} = 1.2CM * la^2 * Ca_{CM} + 1.6CV + la^2 * Ca_{CV}$$

$$Ma_{positivo} = 1.2(319) * 3.5^2 * 0.053 + 1.6(300) * 3.5^2 * 0.071 = 666.01kg * m$$

$$Mb_{positivo} = 1.2CM * lb^2 * Cb_{CM} + 1.6CV + lb^2 * Cb_{CV}$$

$$Mb_{positivo} = 1.2(319) * 6^2 * 0.007 + 1.6(300) * 6^2 * 0.011 = 286.55kg * m$$

En las siguientes tablas se presentan los momentos positivos y negativos obtenidos de cada una de las losas con los cálculos realizados anteriormente en el apartado 4.6.4.1.

**Tabla 35.***Momentos positivos y negativos en losas primer nivel*

Momentos primer nivel							
No. Losa	Lado		Carga última	Momentos positivos y negativos generados por losa			
	Corto a	Largo b	Cu	Ma (-) Kg*m	Mb (-) Kg*m	Ma (+) Kg*m	Mb (+) Kg*m
1	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55
2	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
3	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
4	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
5	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
6	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
7	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
8	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
9	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
10	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
11	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
12	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
13	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
14	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
15	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
16	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
17	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
18	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
19	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
20	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
21	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
22	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
23	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
24	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
25	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
26	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
27	3.5	6	1182.8	1173.63	425.81	727.84	256.72
28	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
29	3.5	6	862.8	856.11	310.61	940.00	176.08
30	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
31	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
32	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
33	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
34	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
35	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55
36	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
37	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
38	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
39	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
40	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 36.***Momentos positivos y negativos en losa segundo nivel*

Momentos segundo nivel							
No. Losa	Lado		Carga última	Momentos positivos y negativos generados por losa			
	Corto a	Largo b	Cu	Ma (-) Kg*m	Mb (-) Kg*m	Ma (+) Kg*m	Mb (+) Kg*m
1	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55
2	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
3	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
4	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
5	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
6	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
7	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
8	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
9	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
10	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
11	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
12	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
13	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
14	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
15	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
16	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
17	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
18	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
19	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
20	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
21	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
22	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
23	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
24	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
25	3.5	6	862.8	856.11	310.61	500.48	176.08
26	3.5	6	862.8	898.39	186.36	515.73	176.08
27	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55
28	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
29	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
30	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
31	3.5	6	862.8	782.13	745.46	607.29	251.99
32	3.5	6	862.8	940.67	341.67	666.01	286.55

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 37.***Momentos positivos y negativos en losas tercer nivel*

Momentos Tercer nivel							
No. Losa	Lado		Carga última	Momentos positivos y negativos generados por losa			
	Corto a	Largo b	Cu	Ma (-) Kg*m	Mb (-) Kg*m	Ma (+) Kg*m	Mb (+) Kg*m
1	3.5	6	431.6	470.55	170.91	350.78	154.84
2	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
3	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
4	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
5	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
6	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
7	3.5	6	431.6	428.26	155.38	273.84	96.71
8	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
9	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
10	3.5	6	431.6	428.26	155.38	273.84	96.71
11	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
12	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
13	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
14	3.5	6	431.6	407.11	217.53	251.51	139.31
15	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
16	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
17	3.5	6	431.6	438.83	124.30	258.16	123.77
18	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
19	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
20	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
21	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
22	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
23	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
24	3.5	6	431.6	428.26	155.38	273.84	96.71
25	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
26	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
27	3.5	6	431.6	428.26	155.38	273.84	96.71
28	3.5	6	431.6	449.40	93.23	280.50	96.71
29	3.5	6	431.6	470.55	170.91	350.78	154.84
30	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
31	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80
32	3.5	6	431.6	391.25	372.90	320.42	131.80

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

➤ Balance de momentos:

Cuando dos losas tienen un lado en común y los momentos son diferentes, se debe realizar un balance de momentos antes de proceder a calcular los refuerzos de las mismas, se balancean de acuerdo a la siguiente condición:

Si el  $M1 \geq 0.8 * M2$  = Por método de promedio

$$M_b - a = \frac{M2_{mayor} + M1_{menor}}{2}$$

Si el  $M1 \leq 0.8 * M2$  = Por método de rigideces

Se presenta como ejemplo la losa 1 y 2 del primer nivel para el balanceo de momentos, las cuales tienen los siguientes datos:

$$M1 = 341.67 \text{ kg} * m$$

$$M2 = 745.46 \text{ kg} * m$$

$$M1 \leq 0.8 * M2$$

$$341.67 \text{ kg} * m \leq 0.8 * 745.46 \text{ kg} * m$$

$$341.67 \text{ kg} * m \leq 596.36 \text{ kg} * m = \text{Balancear por método de rigideces}$$

Rigidez de losa 1

$$k = \frac{1}{l} = \frac{1}{6} = 0.16$$

Rigidez de losa 2

$$k = \frac{1}{l} = \frac{1}{6} = 0.16$$

Factor de distribución de momentos en losa 1

$$d = \frac{k_1}{k_1 + k_2} = \frac{0.16}{0.16 + 0.16} = 0.50$$

Factor de distribución de momentos en losa 2

$$d = \frac{k_2}{k_1 + k_2} = \frac{0.16}{0.16 + 0.16} = 0.50$$

Diferencia a agregar entre momentos

$$Dif1 = (M2 - M1) * 0.5 = (745.46 - 341.67) * 0.5 = 201.89$$

$$Dif2 = (M1 - M2) * 0.5 = (341.67 - 745.46) * 0.50 = -201.89$$

Momentos balanceados entre losas 1 y 2

$$M_{balanceado} = M1 + Dif1 = 341.67 + 201.89 = 543.56 \text{ kg} * m$$

$$M_{balanceado} = M2 + Dif2 = 745.46 - 201.89 = 543.56 \text{ kg} * m$$

**Tabla 38.**

*Momentos balanceados en losas eje X del primer nivel*

<b>Balance de losas eje X primer nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dif1</b>	<b>Dif2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_2	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	201.90	-201.90	543.56	543.56
2_3	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	-100.95	100.95	644.51	644.51
3_4	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	694.99	694.99
4_5	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	720.22	720.22
6_7	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	62.12	-62.12	248.49	248.49
7_8	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	-31.06	31.06	279.55	279.55
8_9	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	295.08	295.08
9_10	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	302.84	302.84
11_12	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	62.12	-62.12	248.49	248.49
12_13	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	57.60	-57.60	368.21	368.21
13_14	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	397.01	397.01
14_15	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	353.81	353.81
42_16	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	-53.49	53.49	364.10	364.10
16_17	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	368.21	368.21
17_18	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	425.81	425.81
18_19	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	368.21	368.21
43-20	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	364.10	364.10
20_21	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	364.10	364.10
21_22	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	394.95	394.95
22_23	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	410.38	410.38
24_25	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
25_26	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	57.60	-57.60	368.21	368.21
26_27	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	397.01	397.01
27_28	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	353.81	353.81
29_30	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
30_31	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
31_32	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
32_33	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
33_34	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	310.61	310.61
35_36	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	201.90	-201.90	543.56	543.56
36_37	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	100.95	-100.95	644.51	644.51
37_38	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	694.99	694.99
38_39	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	720.22	720.22
39_40	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	530.95	530.95

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 39.***Momentos balanceados en losa eje X segundo nivel*

<b>Balance de losas eje X segundo nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dif1</b>	<b>Dif2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_2	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	201.90	-201.90	543.56	543.56
2_3	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	100.95	-100.95	644.51	644.51
3_4	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	694.99	694.99
4_5	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	720.22	720.22
6_7	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	62.12	-62.12	248.49	248.49
7_8	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	248.49	-248.49	496.97	496.97
8_9	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	124.24	-124.24	621.22	621.22
9_10	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	465.91	465.91
11_12	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	186.36	186.36
34_14	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	301.98	301.98
35_16	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	301.98	301.98
16_19	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	186.36	186.36
21_22	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	248.49	248.49
22_23	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	248.49	-248.49	496.97	496.97
23_24	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	124.24	-124.24	621.22	621.22
24_25	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	465.91	465.91
25_26	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	326.14	326.14
27_28	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	209.66	-209.66	535.80	535.80
28_29	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	104.83	-104.83	640.63	640.63
29_30	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	693.04	693.04
30_31	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	719.25	719.25
31_32	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	530.46	530.46

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 40.***Momentos balanceados en losas eje X tercer nivel*

<b>Balance de losas eje X tercer nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dif1</b>	<b>Dif2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_2	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	100.99	-100.99	271.91	271.91
2_3	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	50.50	-50.50	322.41	322.41
3_4	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	347.65	347.65
4_5	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	360.28	360.28
6_7	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	31.08	-31.08	124.30	124.30
7_8	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	124.30	-124.30	248.60	248.60
8_9	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	62.15	-62.15	310.75	310.75
9_10	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	233.06	233.06
11_12	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	93.23	93.23
34_14	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	317.56	317.56
35_16	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	255.41	255.41
18_19	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	93.23	93.23
21_22	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	93.23	93.23
22_23	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	93.23	93.23
23_24	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	31.08	-31.08	124.30	124.30
24_25	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	124.30	-124.30	248.60	248.60
25_26	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	62.15	-62.15	310.75	310.75
27_28	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	124.30	124.30
28_29	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	23.31	-23.31	147.61	147.61
29_30	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	112.65	-112.65	260.25	260.25
30_31	Si balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	56.32	-56.32	316.58	316.58
31_32	No balancear	0.16	0.16	0.5	0.5	0.00	0.00	344.74	344.74

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 41.***Momentos balanceados en losa eje Y del primer nivel*

<b>Balance de losas eje Y primer nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dif1</b>	<b>Dif2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_6	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	919.53	919.53
6_11	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	908.96	908.96
24_29	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	856.11	856.11
29_35	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	898.39	898.39
2_7	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
7_12	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	837.62	837.62
12_16	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	846.87	846.87
16_20	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	851.49	851.49
20_25	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	853.80	853.80
25_30	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	854.96	854.96
30_36	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	427.48	427.48
3_8	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
8_13	Si balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	177.26	-177.26	996.38	996.38
13_17	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1085.01	1085.01
17_21	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1129.32	1129.32
21_26	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1151.48	1151.48
26_31	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1003.79	1003.79
31_37	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	892.96	892.96
4_9	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
9_14	Si balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	177.26	-177.26	996.38	996.38
14_18	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1085.01	1085.01
18_22	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1129.32	1129.32
22_27	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1151.48	1151.48
27_32	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1003.79	1003.79
32_36	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	-110.83	110.83	892.96	892.96
5_10	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
10_15	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	837.62	837.62
15_19	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	846.87	846.87
19_23	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	851.49	851.49
23_28	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	853.80	853.80
28_33	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	854.96	854.96
33_39	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	818.54	818.54
34_40	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	898.39	898.39

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 42.***Momentos balanceados en losa eje Y del segundo nivel*

<b>Balance de losas eje Y segundo nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dif1</b>	<b>Dif2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_6	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	919.53	919.53
6_11	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	908.96	908.96
18_21	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	898.39	898.39
21_27	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	919.53	919.53
2_7	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
7_12	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	858.76	858.76
12_14	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	878.57	878.57
14_16	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	888.48	888.48
16_19	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	893.44	893.44
19_22	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	874.77	874.77
22_28	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	828.45	828.45
3_8	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	782.13	782.13
23_29	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	782.13	782.13
4_9	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	782.13	782.13
24_30	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	782.13	782.13
5_10	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	819.12	819.12
10_13	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	858.76	858.76
13_15	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	878.57	878.57
15_17	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	888.48	888.48
17_20	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1786.87	1786.87
20_25	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1321.49	1321.49
25_31	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	1051.81	1051.81
26_32	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	919.53	919.53

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

**Tabla 43.***Momentos balanceados en losas eje Y del tercer nivel*

<b>Balance de losas eje Y tercer nivel</b>									
<b>Losas</b>	<b>Condición</b>	<b>k1</b>	<b>k2</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Dlf1</b>	<b>Dlf2</b>	<b>M1 (+)</b>	<b>M2 (+)</b>
1_6	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	459.98	459.98
6_11	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	454.69	454.69
18_21	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	449.40	449.40
21_27	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	438.83	438.83
2_7	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	409.75	409.75
7_12	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	429.58	429.58
12_14	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	418.34	418.34
14_16	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	433.87	433.87
16_19	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	441.64	441.64
19_22	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	445.52	445.52
22_28	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	447.46	447.46
3_8	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	391.25	391.25
23_29	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	459.98	459.98
4_9	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	391.25	391.25
24_30	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	409.75	409.75
5_10	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	409.75	409.75
10_13	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	429.58	429.58
13_15	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	439.49	439.49
15_17	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	439.16	439.16
17_20	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	444.28	444.28
20_25	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	417.76	417.76
25_31	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	404.50	404.50
26_32	No balancear	0.28	0.28	0.5	0.5	0.00	0.00	391.25	391.25

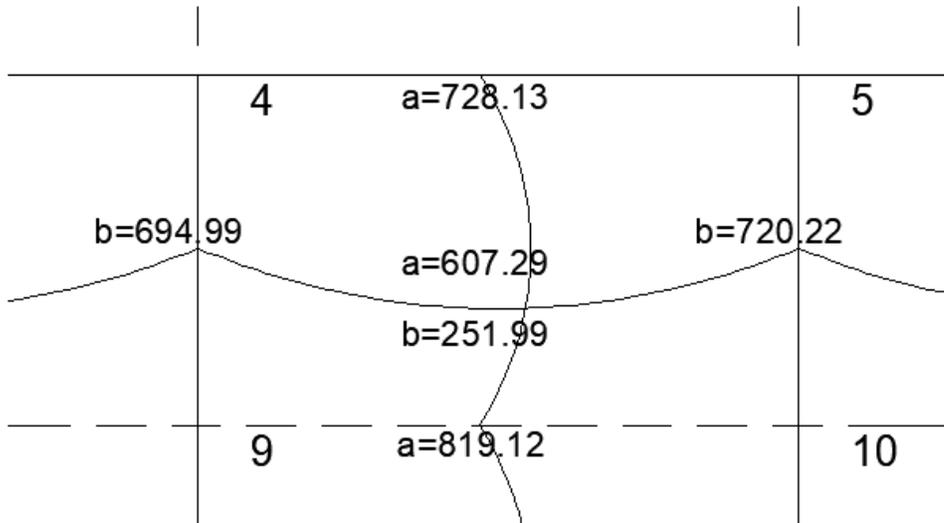
*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.*

#### 4.6.4.2. Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo se diseñará en base a la losa más crítica con mayor momento, la cual es la losa No. 13 del primer nivel.

**Figura 16.**

*Losa crítica de diseño*



*Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2018.*

Momentos de diseño

M (-) mayor en a = -1085.01 kg\*m

M (-) mayor en b = -996.38 kg\*m

M (+) mayor en a = 727.84 kg\*m

M (+) mayor en b = 256.72 kg\*m

El refuerzo para las losas se calcula como si se estuviera diseñando una viga con un ancho de 1 metro, un peralte o espesor de losa de 10cm. El procedimiento que se sigue es el siguiente:

#Varilla = 3

Varilla a utilizar

r = 2.5 cm

Recubrimiento

$D_{\text{varilla}} = 9.5 \text{ mm}$

Diámetro de varilla #3

$R_{\text{libre}} = 2.5 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm} / 2 = 2.975 \text{ cm}$

Recubrimiento libre

Cálculo de peralte efectivo:

$$d = t - r_{\text{libre}} = 10\text{cm} - 2.975\text{cm} = 7.025\text{ cm}$$

➤ **Acero de refuerzo en a:**

M (-) mayor en a= -819.12 kg\*m

El área de acero mínimo para losas en dos direcciones no preesforzadas se establece en base a la fórmula del código ACI en la tabla 8.6.1.1, en la cual para concretos menores a 420kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo corrugado se debe utilizar la cuantía mínima de 0.0020\*Ag.

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0020 * 1000\text{cm}^2 = 2\text{cm}^2$$

Para los momentos menores M<sub>Asmín</sub>, se usa A<sub>smín</sub> y con un espaciamiento de S<sub>máx</sub> = 0.30m, para los momentos mayores al M<sub>Asmín</sub>, se calcula el área de acero con la siguiente fórmula:

Cuantía de diseño

$$R_n = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{81912\text{ kg} * \text{cm}}{0.90 * 100\text{ cm} * (7.025\text{ cm})^2} = 18.44\text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{18.44\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.0046$$

Área de acero requerido

$$A_s = \rho * b * d = 0.0057 * 100 * 7.025 = 3.23\text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s_{\text{mín}}} = \text{Sí cumple}$$

Área de varilla #3 = 0.71 cm<sup>2</sup>

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_s} = \frac{0.71\text{ cm}^2 * 100\text{ cm}}{3.23\text{ cm}^2} = 21 = 20\text{ cm}$$

Espaciamiento a cada 20 cm.

➤ **Acero de refuerzo en b**

Ma= -720.22 kg\*m Momento de diseño en b

$$A_{s_{min}} = 0.0020 * 1000 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

Cuantía de diseño

$$R_n = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{72022 \text{ kg} * \text{cm}}{0.90 * 100 \text{ cm} * (7.025 \text{ cm})^2} = 16.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{16.21 \text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.0040$$

Área de acero requerido

$$A_s = \rho * b * d = 0.0040 * 100 * 7.025 = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \text{Sí cumple}$$

Área de varilla #3 = 0.71 cm<sup>2</sup>

$$S = \frac{A_{varilla} * b}{A_s} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2.81 \text{ cm}^2} = 25 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la losa en dirección "a" será de 20 cm y en la dirección "b" de 25 cm.

Para las losas en una dirección el armado tendrá continuidad de las losas en dos direcciones, ya que el acero requerido cumple con el acero mínimo.

## 4.7. Muro de Contención

Un muro de contención es una estructura construida para contener o sostener el suelo, especialmente en áreas donde hay diferencias de altura o pendientes pronunciadas. Estos muros se utilizan para prevenir la erosión del suelo, estabilizar pendientes y crear plataformas niveladas en terrenos con elevaciones variables.

Existen diferentes tipos de muros de contención, y la elección del diseño depende de varios factores, como la altura del muro, el tipo de suelo, las condiciones climáticas y las cargas esperadas.

### 4.7.1. Muro de Contención en Voladizo

Para diseño del proyecto se diseña un muro en voladizo, el cual se presenta a continuación:

Datos de diseño:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la fluencia del acero longitudinal
$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del concreto
$\gamma_{\text{suelo}} = 1442.42 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del suelo
$DF = 1.5 \text{ m}$	Desplante
$H_T = 7 \text{ m}$	Altura total

Datos del suelo de relleno:

$\Phi_1 = 30 \text{ deg}$	Ángulo de suelo de relleno
$C_1 = 0$	Cohesión
$\gamma_1 = 2100 \text{ kg/m}^3$	Peso específico

Datos del suelo de la base:

$\Phi_2 = 23.41 \text{ deg}$	Ángulo de suelo de relleno
$C_2 = 6.89$	Cohesión
$\gamma_2 = 1590 \text{ kg/m}^3$	Peso específico
$q_a = 13900 \text{ kgf/m}^2$	Capacidad admisible del suelo

Dimensionamiento de muro:

Las dimensiones se proponen en base a la siguiente imagen:

Datos:

$$B = 0.55 * H_T = 3.85 \text{ m} \quad \text{calculado}$$

$$x_1 = 0.40 \text{ m} \quad \text{propuesto}$$

$$x_2 = 0.10 * H_T = 0.70 \text{ m} \quad \text{calculado}$$

$$x_3 = 0.20 \text{ m} \quad \text{propuesto}$$

$$x_4 = B - x_1 - x_2 - x_3 = 1.75 \text{ m} \quad \text{calculado}$$

$$t = 0.10 * H_T = 0.70 \text{ m} \quad \text{calculado}$$

Cálculos:

Pendiente mínima

$$m = \frac{x_1}{(H_T - t)} = 0.03175$$

$$m \geq 0.02 = \text{Sí cumple}$$

Coefficiente de presión activa

$$k_a = \frac{1 - \sin(\Phi_1)}{1 + \sin(\Phi_1)} = 0.3333$$

Presión vertical

$$\sigma_v = \gamma_1 * H_T = 14700 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión horizontal

$$\sigma_h = \gamma_a * \sigma_v = 4900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Empuje activo

$$E_a = \frac{\sigma_h * H_T}{2} = 17150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Presión vertical en la punta de relleno

$$\sigma_{puntav} = \gamma_1 * DF = 3150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión horizontal por relleno en la punta

$$\sigma_{punta h} = k_a * \sigma_{punta v} = 1050 \frac{kgf}{m^2}$$

Empuje activo en la punta

$$E_{punta} = \frac{\sigma_{punta h} * DF}{2} = 787.5 \frac{kgf}{m}$$

#### 4.7.1.1. Chequeo por volteo

Momento de volteo

$$M_v = E_a * \left(\frac{H_T}{3}\right) - E_{punta} * \left(\frac{DF}{3}\right) = 39622.917 kgf$$

Momentos resistentes

- **Fuerzas:**

$$W_1 = B * t * \gamma_c = 1890 \frac{kgf}{m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} * x_2 * (H - t) * \gamma_c = 366 \frac{kgf}{m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} * x_2 * (H - t) * \gamma_c = 366 \frac{kgf}{m}$$

$$W_3 = x_3 * (H - t) * \gamma_c = 2196 \frac{kgf}{m}$$

$$W_4 = \frac{1}{2} * x_4 * (H - t) * \gamma_c = 183 \frac{kgf}{m}$$

$$W_5 = \frac{1}{2} * x_4 * (H - t) * \gamma_1 = 122 \frac{kgf}{m}$$

$$W_6 = x_5 * (H - t) * \gamma_1 = 3904 \frac{kgf}{m}$$

- **Brazos:**

$$l_1 = \frac{B}{2} = 0.875 m$$

$$l_2 = x_1 + \frac{2}{3} * x_2 = 0.567 m$$

$$l_3 = x_1 + x_2 + \frac{x_3}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$l_4 = x_1 + x_2 + x_3 + \frac{x_4}{3} = 0.917 \text{ m}$$

$$l_5 = x_1 + x_2 + x_3 + \frac{2 * x_4}{3} = 0.933 \text{ m}$$

$$l_6 = x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + \frac{x_5}{2} = 1.35 \text{ m}$$

- **Momentos:**

$$M_1 = W_1 * l_1 = 1653.75 \text{ kgf}$$

$$M_2 = W_2 * l_2 = 207.4 \text{ kgf}$$

$$M_3 = W_3 * l_3 = 1647 \text{ kgf}$$

$$M_4 = W_4 * l_4 = 167.75 \text{ kgf}$$

$$M_5 = W_5 * l_5 = 113.867 \text{ kgf}$$

$$M_6 = W_6 * l_6 = 5270.4 \text{ kgf}$$

$$M_T = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 = 9060.167 \text{ kgf}$$

$$FS_v = \frac{M_r}{M_v} = 2.61$$

$$FS_v \geq 2 = \text{Si cumple}$$

#### 4.7.1.2. Chequeo por deslizamiento

$$F_v = E_a + E_s = 2980.038 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Fuerzas que genera desplazamiento}$$

$$F_r = \mu * R_v + C' * B$$

$$K_1 = \frac{1}{2} \quad K_2 = \frac{2}{3}$$

$$\mu = \tan(\delta) = 0.364$$

$$C' = C_2 * k_2 = 1460 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$R_v = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 = 8661 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$F_r = \mu * R_v + C' * B = 5707.346 \frac{kgf}{m}$$

$$FS_{des} = \frac{F_r}{F_v} = 1.92$$

$$FS_{des} \geq 1.5 = \text{Sí cumple}$$

$$M_r - M_v - x' * R_v = 0$$

$$x' = \frac{M_r - M_v}{R_v} = 1.4959 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} < x' < \frac{2 * B}{3} = \text{Sí cumple}$$

- **Excentricidad respecto a la base:**

$$e = \frac{B}{2} - x' = 0.4291 \text{ m}$$

$$q = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = -13532.93 \frac{kgf}{m^2}$$

$$q_2 = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) = -2686.37 \frac{kgf}{m^2}$$

$$|q_1| \geq q_a = \text{Sí cumple}$$

#### 4.7.1.3. Análisis de punta

$$q_{2-1} = \frac{(q_1 - q_2)}{B} * (B * x_2) + q_2 + (DF * \gamma_1) = -6.157 \frac{tonnef}{m^2}$$

$$q_{1-u} = 1.6 * q_1 = -21.65 \frac{tonnef}{m^2}$$

$$q_{2-u} = 1.6 * q_{2-1} = -9.85 \frac{tonnef}{m^2}$$

$$M_{Upunta} = \left( (q_{2-u} * x_2) * \frac{x_2}{2} + (q_{1-u} - q_{2-u}) * \frac{x_2}{2} * \frac{2 * x_2}{3} \right) = -19933.723 \text{ kgf} * \text{ m}$$

#Varilla = 6

varilla a utilizar

r = 75 mm

recubrimiento

D<sub>varilla</sub> = 1.905 cm

diámetro de varilla #6

R<sub>libre</sub> = 75 mm + 0.5 \* 1.905 cm = 8.45 cm    recubrimiento libre

d = h - r = 61.54 cm

$d \geq 150 \text{ mm} = \text{Sí cumple}$

➤ Calcular acero de refuerzo

La ductilidad es de 0.9

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'c}} \right)$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = 58468.919 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 158468.919 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) = 0.00142$$

➤ Acero mínimo

$$As = \rho * b * d = 8.71 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín1}} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{\text{mín1}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 1 \text{ m} * 6.15 \text{ m} = 20.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín2}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c \frac{kg}{cm^2}}}{fy} * b * d$$

$$As_{\text{mín2}} = \frac{0.8 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 1 \text{ m} * 6.15 \text{ m} = 16.98 \text{ cm}^2$$

Propuesta de armado:

Varilla #6

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} in \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{6}{8} in \right) = 2.85 cm^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{20.51 cm^2}{2.85 cm^2} = 7.19 \approx 8$$

$$S = \left( \frac{b}{N_{varillas}} \right) = 12.5 cm$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 22.80 cm^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = Si Cumple$$

$$22.80 cm^2 \geq 20.51 cm^2 = Sí cumple$$

➤ Corte en punta

$$V_{punta} = \left| \left( x_2 * q_{2-u} + \frac{1}{2} * (q_{1-u} - q_{2-u}) * x_2 \right) \right| = 23627.92 kgf$$

➤ Cortante nominal del concreto según ACI 318s-14 en su apartado 22.5.5.1

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2}} * 1 m * 6.15 m = 47271.125 kgf$$

$$V_c = V_{c1} * \phi = 92438.77 kg * 0.75 = 35453.34 kgf$$

El cortante nominal del concreto multiplicado por el factor de reducción, debe ser mayor al cortante último.

$$V_{c1} * \phi \geq V_u = 35453.34 kgf \geq 23627.92 kgf = Sí cumple$$

#### 4.7.1.4. Análisis de talón

- Se le suma sobrecarga si existiera, el peso de relleno sobre talón y el peso propio.

$$q_{\text{talón}} = SC + (H_T - t) * \gamma_1 + \gamma_c * t = 14191 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- La carga se mayor con 1.2

$$q_{\text{talón-u}} = 1.2 * q_{\text{talón}} = 17892 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- Momento último en el talón

$$M_{\text{Upunta}} = \left( (q_{\text{talón-u}} * x_4) * \frac{x_4}{2} \right) = 27397.125 \text{ kgf} * \text{m}$$

#Varilla = 6

Varilla a utilizar

r = 75 mm

Recubrimiento

D<sub>varilla</sub> = 1.905 cm

Diámetro de varilla #6

Rlibre = 75 mm + 0.5\*1.905 cm = 8.45 cm

Recubrimiento libre

d = h-r = 241.54 cm

$$d \geq 150 \text{ mm} = \text{Sí cumple}$$

- Calcular acero de refuerzo

La ductilidad es de 0.9

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = 5217.43 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5217.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.00142$$

➤ Acero mínimo

$$A_s = \rho * b * d = 34.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 1 \text{ m} * 2.41 \text{ m} = 80.5158 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.8 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 1 \text{ m} * 2.41 \text{ m} = 66.67 \text{ cm}^2$$

Propuesta de armado:

Varilla #6

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} \text{ in} \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{6}{8} \text{ in} \right) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{80.51 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 28.24 \approx 29$$

$$S = \left( \frac{b}{N_{varillas}} \right) = 3.45 \text{ cm}$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 82.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = \text{Sí Cumple}$$

$$82.65 \text{ cm}^2 \geq 80.51 \text{ cm}^2 = \text{Sí cumple}$$

➤ Corte en talón

$$V_{upunta} = |(q_{talón-u} * x_4)| = 313111 \text{ kgf}$$

➤ Cortante nominal del concreto según ACI 318s-14 en su apartado 22.5.5.1

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm^2} * 1 m * 2.41 m} = 185518.85 kgf$$

$$V_c = V_{c1} * \phi = 92438.77 kg * 0.75 = 139139.14 kgf$$

El cortante nominal del concreto multiplicado por el factor de reducción debe ser mayor al cortante último.

$$V_{c1} * \phi \geq V_u = 139,139.14 kgf \geq 31,311kgf = \text{Sí cumple}$$

#### 4.7.1.5. Acero transversal

- Acero longitudinal por ancho de cimentación por retracción y temperatura según ACI en su apartado 24.4.3.2

$$P_{transversal} = \frac{0.0018 * 4200 * \frac{kg}{cm^2}}{fy} = 0.0018$$

- Acero transversal en la punta

$$A_{S_{tempPunta}} = P_{transversal} * d * x_2 = 65.22 cm^2$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} in \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{6}{8} in \right) = 2.85 cm^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{65.22 cm^2}{2.85 cm^2} = 22.88 \approx 23$$

$$S = \left( \frac{b}{N_{varillas}} \right) = 10.15 cm$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 65.55 cm^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = \text{Si Cumple}$$

$$65.55 cm^2 \geq 65.22 cm^2 = \text{Si cumple}$$

- Acero transversal en el talón

$$A_{S_{tempTalón}} = P_{transversal} * d * x_4 = 76.08 cm^2$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} in \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left(\frac{6}{8} in\right) = 2.85 cm^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{76.08 cm^2}{2.85 cm^2} = 26.69 \approx 27$$

$$S = \left(\frac{b}{N_{varillas}}\right) = 9.57 cm$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 76.95 cm^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = \text{Sí Cumple}$$

$$cm^2 \geq 76.08 cm^2 = \text{Sí cumple}$$

#### 4.7.1.6. Vástago

#Varilla = 6

Varilla a utilizar

r = 50 mm

Recubrimiento

D<sub>varilla</sub> = 1.905 cm

Diámetro de varilla #6

Rlibre = 50 mm + 0.5\*1.905 cm = 5.95 cm

Recubrimiento libre

d = h-r = 54.04 cm

$$d \geq 150 mm = \text{Sí cumple}$$

- Momento flexión en vástago

$$\sigma_{vástago} = 1.6 * \gamma_1 * (H_T - t) * k_a = 7050 \frac{kgf}{m^2}$$

$$M_{vástago} = \left(\sigma_{vástago} * \frac{H_T - t}{2} * \frac{H_T - t}{3}\right) = 46675.44 kgf * m$$

- Calcular acero de refuerzo

La ductilidad es de 0.9

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right)$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = 177539.37 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 177539.37 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) = 0.00446$$

➤ Acero mínimo

$$A_s = \rho * b * d = 24.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 1m * 5.40 m = 18.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c \frac{kg}{cm^2}}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{0.8 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 1m * 5.40 m = 14.92 \text{ cm}^2$$

Propuesta de armado:

Varilla #6

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} \text{ in} \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{6}{8} \text{ in} \right) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{24.11 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 8.45 \approx 9$$

$$S = \left( \frac{b}{N_{varillas}} \right) = 11.11 \text{ cm}$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 25.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = \text{Sí Cumple}$$

$$25.65 \text{ cm}^2 \geq 24.11 \text{ cm}^2 = \text{Sí cumple}$$

- Corte en vástago

$$V_{uvástago} = \left| \sigma_{vástago} * \frac{H_T - t}{2} \right| = 22226.4 \text{ kgf}$$

- Cortante nominal del concreto según ACI 318s-14 en su apartado 22.5.5.1

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 1 \text{ m} * 5.40 \text{ m} = 41510.80 \text{ kgf}$$

$$V_c = V_{c1} * \phi = 41510.80 \text{ kg} * 0.75 = 31133.10 \text{ kgf}$$

El cortante nominal del concreto multiplicado por el factor de reducción debe ser mayor al cortante último.

$$V_{c1} * \phi \geq V_u = 31133.10 \text{ kgf} \geq 22226.4 \text{ kgf} = \text{Sí cumple}$$

- Acero transversal en el vástago

$$A_{StempVástago} = P_{transversal} * d * (H_T - t) = 61.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{\#Varilla}{8} \text{ in} \right)$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * \left( \frac{6}{8} \text{ in} \right) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{61.28 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 21.50 \approx 22$$

$$S = \left( \frac{b}{N_{varillas}} \right) = 28.36 \text{ cm}$$

$$A_{usar} = \#Varillas * A_{var} = 62.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{usar} \geq A_s = \text{Sí Cumple}$$

$$62.70.1 \text{ cm}^2 \geq 61.28 \text{ cm}^2 = \text{Sí cumple}$$

#### **4.8. Medidas de Mitigación Ambiental**

Las medidas de mitigación garantizan una protección ambiental al momento de planificar, ejecutar y culminar el proyecto. En el medio ambiente se pueden considerar ciertos aspectos que pueden afectar en el proyecto, entre los cuales están:

- Aguas: superficiales y subterráneas.
- Aire: efectos en vegetación, alteración en patrimonio, emisión de gases y partículas.
- Cultural: alteración en flujo vehicular y peatonal.
- Suelo: contaminación por residuos.
- Ruido
- Olores fuertes y molestos
- Productos tóxicos

Algunos aspectos a considerar para medidas de mitigación se describen a continuación:

- Utilizar proporciones adecuadas en materiales para disminuir residuos de materiales.
- Racionar el uso del agua en todas las actividades a realizar.
- Realizar un estudio de suelos para conocer las propiedades del suelo en el que se realizará el proyecto.
- Evitar el levantamiento de polvo al momento de mover tierra.
- Utilizar maquinaria en horas adecuadas para evitar molestias en áreas aledañas.
- Disponer los desechos en el lugar correcto y con la clasificación adecuada.
- Siembra de árboles en áreas aledañas al proyecto.



## CONCLUSIONES

1. El diseño estructural del edificio municipal cumple con las normas de construcción AGIES, NRD2, de las cuales se obtuvieron espacios y cargas determinados para el uso del edificio, aspectos sísmicos y análisis en el suelo, logrando así proponer un edificio que garantice la seguridad e integridad de cada persona que haga uso de las instalaciones.
2. Los elementos estructurales cuentan con un diseño en base al ACI 318-14, utilizando integraciones de cargas, áreas de acero, momentos, tomando en cuenta fuerzas de sismo, peso propio del edificio; garantizando una resistencia y rigidez en el edificio.
3. El edificio municipal cumple con todas las dependencias solicitadas, tanto para personal administrativo como para atención a la población en general. Garantizando que cada área cuente con los espacios adecuados para el desarrollo eficiente de sus actividades. El diseño arquitectónico del edificio se ajusta de manera coherente al entorno en el que se llevará a cabo la construcción, respetando tanto las características del lugar como las necesidades operativas del proyecto.
4. La planificación a presentar a la municipalidad como propuesta de ejecución cuenta con 25 planos los cuales incluyen planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones, así como un presupuesto detallado para cada fase de construcción. Además, garantiza una funcionalidad efectiva ya que su análisis y diseño estructural han sido comprobados bajo normativas ya mencionadas.



## RECOMENDACIONES

1. La calidad y eficiencia del edificio va en función de los materiales a usar, razón por la cual se deben contemplar materiales de buena calidad, de preferencia que dichos materiales cuenten con certificados de calidad.
2. Es importante tomar en cuenta que durante el proyecto lo que se pretende es generar una fuente de empleo local, ya que se debe contar con personas tanto calificadas y no calificadas para la ejecución del mismo.
3. En el presupuesto presentado se deben actualizar los precios de materiales y mano de obra al momento de la ejecución, esto debido al cambio constante que a diario sufre la economía nacional.
4. Se deben tomar en cuenta los planos constructivos y especificaciones presentadas para el diseño, además se debe contar con expertos de la ingeniería civil o ramas de la construcción al momento de llegar a ejecutar el proyecto, para así garantizar una edificación segura y estable.



## REFERENCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) *Requisito del reglamento para el concreto estructural* (ACI 318s-14) Comité ACI 318 California.
- Aceropedia. (s.f.). Obtenido de <https://aceropedia.com/definicion/norma-astm/>
- AGIES . (2018). *Diseño Estructural De Edificaciones* . Guatemala .
- Badillo, J. (2005). *Mecánica de suelos* . México: LIMUSA.
- Baeta, F. (21 de agosto de 2008). *Republica de las ideas* . Obtenido de [https://www.republica.com/vivirhogar/american-concrete-institute-aci-20080821-07001507667/#:~:text=La%20American%20Concrete%20Institute%20\(ACI,manejo%20y%20pr%C3%A1ctica%20del%20concreto.](https://www.republica.com/vivirhogar/american-concrete-institute-aci-20080821-07001507667/#:~:text=La%20American%20Concrete%20Institute%20(ACI,manejo%20y%20pr%C3%A1ctica%20del%20concreto.)
- COGUANOR. (s.f.). *Ministerio de enocomía*. Obtenido de <http://www.copresam.gob.gt/wp-content/uploads/2021/01/Norma-Tecnica-Guatemalteca-NTG29001.pdf>
- CONRED . (s.f.). *Normas Para La Reduccion de Desastres*. Obtenido de <https://conred.gob.gt/evaluaciones-edificaciones/>
- Municipalidad de San Lorenzo . (2023). *Diagnostico del Municipio*.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* . Bogotá: Editora: Emma Ariza H.
- Salas, O. (2011). *Ensayos triaxiales para suelos* . Obtenido de <https://www.kerwa.ucr.ac.cr/bitstream/handle/10669/13369/8391-11758-1-SM.pdf?sequence=1>
- Wolf, P. R. (2016). *Topografía* . México : Alfaomega.



## ANEXOS

### Anexo 1. Estudio de Suelos



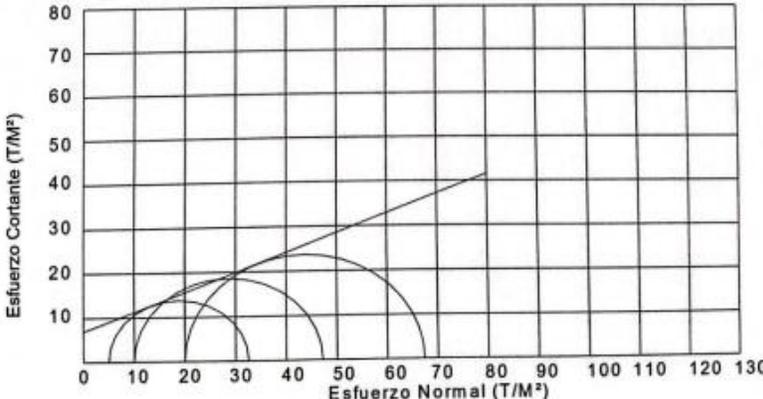
**SEPRO LAB**  
LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y CONCRETOS

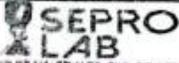
**INTERESADO:** MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO, SAN MARCOS.  
**PROYECTO:** DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MUNICIPAL DE TRES NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS  
**UBICACIÓN:** SAN LORENZO, SAN MARCOS ( 15°02 '46" N y 91°44 '23.25" O )  
**ASUNTO:** COMPRESIÓN TRIAXIAL.  
**NORMA:** AASHTO T-234  
**FECHA:** 28 DE JULIO DEL 2,023. **PROFUNDIDAD:** 1.50 m.

<b>PARAMETROS DE CORTE:</b>				
<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : <math>\phi = 23.41^\circ</math></b>		<b>COHESIÓN: <math>C_u = 6.89 \text{ Ton/m}^2</math></b>		
<b>TIPO DE ENSAYO:</b>		No consolidado y no drenado.		
<b>DESCRIPCION DEL SUELO:</b>		Limo arcilloso con grava color café claro.		
<b>DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:</b>		2.5" X 5.0"		
<b>OBSERVACIONES:</b>		Muestra tomada por el interesado.		
<b>PROBETA No.</b>		1	2	3
<b>PRESION LATERAL (T/m<sup>2</sup>)</b>		5	10	20
<b>DESVIADOR EN ROTURA q(T/m<sup>2</sup>)</b>		27.59	37.19	47.36
<b>PRESION INTERSTICIAL u(T/m<sup>2</sup>)</b>		x	x	x
<b>DEFORMACION EN ROTURA Er (%)</b>		3.0	5.0	7.5
<b>DENSIDAD SECA (T/m<sup>3</sup>)</b>		1.22	1.22	1.22
<b>DENSIDAD HUMEDA (T/m<sup>3</sup>)</b>		1.59	1.59	1.59
<b>HUMEDAD (%H)</b>		29.62	29.62	29.62



The graph shows three Mohr circles plotted on a grid. The x-axis is labeled 'Esfuerzo Normal (T/M<sup>2</sup>)' and ranges from 0 to 130. The y-axis is labeled 'Esfuerzo Cortante (T/M<sup>2</sup>)' and ranges from 0 to 80. A straight line representing the failure envelope is drawn through the points of tangency of the three Mohr circles. The failure envelope intersects the y-axis at approximately 6.89 T/m<sup>2</sup> and has a slope corresponding to an internal friction angle of 23.41 degrees.



LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y CONCRETOS  
Sector 4, Calle La Reforma,  
Aldea San Rafael Soche, San Marcos  
Tels. 5411-0946 4725-7018



**Carlos Rodriguez C.**  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No. 10212



5411-0946  
4725-7018



SEPROLAB07@GMAIL.COM  
KEVINDELEONK07@GMAIL.COM



SECTOR 4, CALLE LA REFORMA  
ALDEA SAN RAFAEL SOCHE,  
SAN MARCOS

<b>ET-023/23</b>			
<b>ENSAYO TRIAXIAL AASHTO T-296</b>	<b>INTERESADO:</b>	MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO, SAN MARCOS	
	<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MUNICIPAL DE TRES NIVELES PARA EL MUNICIPIO DE SAN LORENZO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS	
	<b>UBICACIÓN:</b>	SAN LORENZO, SAN MARCOS ( 15° 02'46" N Y 91° 44'23.25" O )	
	<b>FECHA:</b>	28 DE JULIO DEL 2023	

DATOS OBTENIDOS POR LABORATORIO	
<b>TIPO DE ENSAYO:</b>	NO CONSOLIDADO, NO DRENADO
<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO:</b>	LIMO ARCILLOSO CON GRAVA COLOR CAFÉ CLARO
<b>DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA:</b>	2.5" X 5.0"
<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (θ):</b>	23.41°
<b>COHESIÓN (C<sub>u</sub>):</b>	6.89 TON/M <sup>2</sup>
<b>PESO ESPECÍFICO (γ<sub>s</sub>):</b>	1.59 TON/M <sup>3</sup>

VALOR DE ESFUERZO LIMITE FORMULA DEL DR. KARL TERZAGHI

$$q_0 = cNc + \gamma D Nq + 0.5 \gamma B N\gamma$$

<b>BASE (M) =</b>	1.00
<b>DESPLANTE (M) =</b>	1.50
<b>θ<sub>rad</sub> = <math>\frac{\theta^\circ}{180}</math> =</b>	0.20

FACTOR DE FLUJO DE CARGA ( N <sub>q</sub> )	
$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \pi - \phi_{rad}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$	<b>3.19</b>

FACTOR DEL FLUJO DEL SUELO ( N <sub>γ</sub> )	
$N\gamma = \frac{1}{2} \left[ \frac{Kpy}{\cos^2(\theta)} - 1 \right] \cdot \tan \theta$	Kpγ = 31.82 Nγ = <b>3.33</b>

ESFUERZO LIMITE	F. SEGURIDAD
41.59 TON/M <sup>2</sup>	F <sub>S</sub> = 3

FACTOR DE CARGA ÚLTIMA ( N <sub>c</sub> )	
$Nc = \cot \theta \cdot (Nq - 1)$	<b>10.58</b>

<b>VALOR SOPORTE</b>	<b>13.9 TON/M<sup>2</sup></b>
----------------------	-------------------------------

NOTA: LA MUESTRA FUE TOMADA, TRANSPORTADA Y ENTREGADA AL LABORATORIO POR EL INTERESADO.



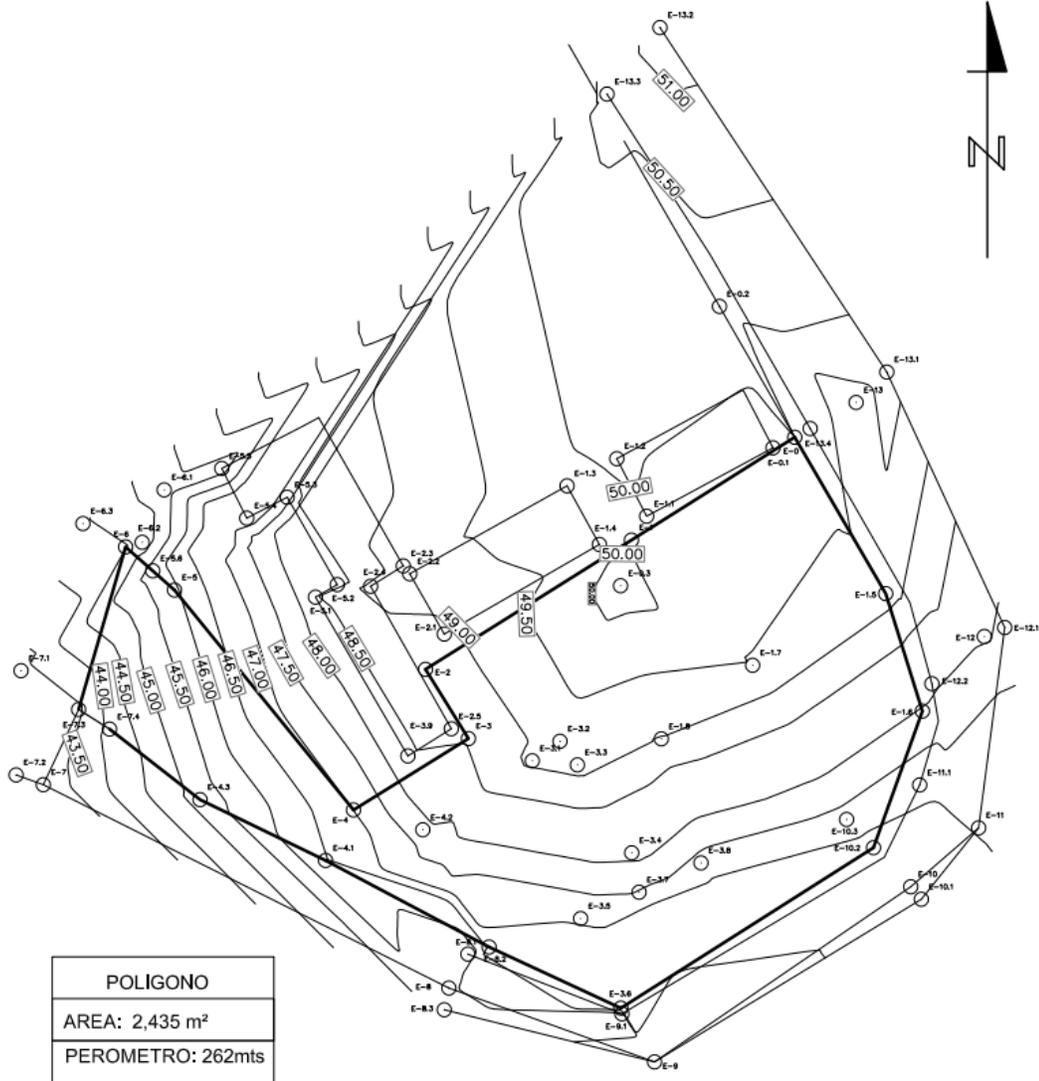
*Luis Carlos Rodríguez C.*  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No. 10212  
ING. LUIS C. RODRIGUEZ CAMEROS  
RESPONSABLE

☎ 5411-0946  
4725-7018

✉ SEPROLAB07@GMAIL.COM  
KEVINDELEONKO7@GMAIL.COM

📍 SECTOR 4, CALLE LA REFORMA  
ALDEA SAN RAFAEL SOCHE,  
SAN MARCOS

## Anexo 2. Polígono del predio municipal



### Anexo 3. Presupuesto

## PRESUPUESTO INTEGRADO DEL SÓTANO

PROYECTO  
UBICACIÓN  
MUNICIPIO  
DEPARTAMENTO  
FECHA

MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN MARCOS  
ENERO  
2024

SÓTANO					
No.	DESCRIPCIÓN RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	Q/UNITARIO	Q/TOTAL
1	TRAZO Y REPLANTEO	1,046.00	M <sup>2</sup>	Q 50.00	Q 52,300.00
2	CORTE Y CONFORMACIÓN DEL TERRENO	4,707.00	M3	Q 100.00	Q 470,700.00
2	CIMIENTO CORRIDO	116.00	ML	Q 500.00	Q 58,000.00
3	VIGA CONECTORA	249.00	ml	Q 450.00	Q 112,050.00
4	MURO SOBRE CIMIENTO	249.00	ML	Q 315.00	Q 78,435.00
5	SOLERA DE HUMEDAD	116.00	ML	Q 225.00	Q 26,100.00
6	ZAPATA Z-1	35.00	UNIDAD	Q 25,000.00	Q 875,000.00
7	ZAPATA Z-2	9.00	UNIDAD	Q 700.00	Q 6,300.00
8	MURO DE CONTENSIÓN EN VOLADIZO h=7.00 m	36.00	ML	Q 26,880.00	Q 967,680.00
9	MURO DE CONTENSIÓN POR GRAVEDAD	65.00	ML	Q 17,230.00	Q 1,119,950.00
10	COLUMNA C-1 SÓTANO	35.00	UNIDAD	Q 11,200.00	Q 392,000.00
11	COLUMNA C-2 SÓTANO	4.00	UNIDAD	Q 2,480.00	Q 9,920.00
12	COLUMNA C-3 SÓTANO	20.00	UNIDAD	Q 1,125.00	Q 22,500.00
13	COLUMNA C-4 SÓTANO	19.00	UNIDAD	Q 690.00	Q 13,110.00
14	COLUMNA C-5 SÓTANO	9.00	UNIDAD	Q 1,005.00	Q 9,045.00
15	SOLERA INTERMEDIA SÓTANO	249.00	ML	Q 210.00	Q 52,290.00
16	LEVANTADO DE MURO + CERNIDO 1ER N	572.00	M <sup>2</sup>	Q 400.00	Q 228,800.00
17	VIGA V-1 SÓTANO	383.00	ML	Q 1,300.00	Q 497,900.00
18	VIGA V-2 SÓTANO	146.00	ML	Q 700.00	Q 102,200.00
19	BASE + TORTA DE CONCRETO	1,046.76	M <sup>2</sup>	Q 120.00	Q 125,611.20
20	PUERTAS	1.00	GLOBAL	Q 23,400.00	Q 23,400.00
21	LOSA PRIMER NIVEL	1,047.00	M <sup>2</sup>	Q 945.00	Q 989,415.00
22	RAMPA	1.00	UNIDAD	Q 126,000.00	Q 126,000.00
23	MÓDULO DE GRADAS	1.00	UNIDAD	Q 40,500.00	Q 40,500.00
24	INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y DRENAJE	1.00	GLOBAL	Q 32,500.00	Q 32,500.00
25	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	1.00	GLOBAL	Q 49,100.00	Q 49,100.00
26	PINTURA MÁS LIMPIEZA FINAL	490.00	M <sup>2</sup>	Q 30.40	Q 4,893.80
<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 6,495,700.00</b>

**TOTAL EN LETRAS: SEIS MILLONES CUATROCIENTOS NOVENTA Y CINCO MIL SETECIENTOS QUETZALES CON 00/100**

## PRESUPUESTO INTEGRADO PRIMER NIVEL

PROYECTO  
UBICACIÓN  
MUNICIPIO  
DEPARTAMENTO  
FECHA

MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN MARCOS  
ENERO  
2024

<b>PRIMER NIVEL</b>						
No.	DESCRIPCIÓN RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA		Q/UNITARIO	Q/TOTAL
1	COLUMNA C-1 PRIMER NIVEL	35.00	UNIDAD	Q	9,030.00	<b>Q 316,050.00</b>
2	COLUMNA C-2 PRIMER NIVEL	8.00	UNIDAD	Q	2,475.00	<b>Q 19,800.00</b>
3	COLUMNA C-3 PRIMER NIVEL	80.00	UNIDAD	Q	1,080.00	<b>Q 86,400.00</b>
4	COLUMNA C-4 PRIMER NIVEL	61.00	UNIDAD	Q	380.00	<b>Q 23,180.00</b>
5	COLUMNA C-5 PRIMER NIVEL	17.00	UNIDAD	Q	920.00	<b>Q 15,640.00</b>
6	COLUMNA C-6 PRIMER NIVEL	3.00	UNIDAD	Q	1,150.00	<b>Q 3,450.00</b>
7	SOLERA INTERMEDIA	312.00	ML	Q	175.00	<b>Q 54,600.00</b>
8	SOLERA CORONA	311.00	ML	Q	225.00	<b>Q 69,975.00</b>
9	LEVANTADO DE MURO + CERNIDO	1068.00	M <sup>2</sup>	Q	400.00	<b>Q 427,200.00</b>
10	VIGA V-1 PRIMER NIVEL	383.00	ML	Q	1,300.00	<b>Q 497,900.00</b>
11	VIGA V-2 PRIMER NIVEL	146.00	ML	Q	700.00	<b>Q 102,200.00</b>
12	NIVELACIÓN + PISO CERÁMICO	1046.00	M <sup>2</sup>	Q	340.00	<b>Q 355,640.00</b>
13	PUERTAS	1.00	GLOBAL	Q	88,000.00	<b>Q 88,000.00</b>
14	VENTANAS	95.60	M <sup>2</sup>	Q	1,750.00	<b>Q 167,300.00</b>
15	LOSA PRIMER NIVEL	892.00	M <sup>2</sup>	Q	865.00	<b>Q 771,580.00</b>
16	INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y DRENAJE	1.00	GLOBAL	Q	26,600.00	<b>Q 26,600.00</b>
17	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	1.00	GLOBAL	Q	47,800.00	<b>Q 47,800.00</b>
18	ACABADOS, MÁS BARANDA	1.00	GLOBAL	Q	110,000.00	<b>Q 110,000.00</b>
19	PINTURA MÁS LIMPIEZA FINAL	2136.00	M <sup>2</sup>	Q	29.82	<b>Q 63,685.00</b>
<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>						<b>Q 3,247,000.00</b>

**TOTAL EN LETRAS: TRES MILLONES DOSCIENTOS CUARENTA Y SIETE MIL QUETZALES CON 00/100**

## PRESUPUESTO INTEGRADO SEGUNDO NIVEL

PROYECTO	MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO
UBICACIÓN	SAN LORENZO
MUNICIPIO	SAN LORENZO
DEPARTAMENTO	SAN MARCOS
FECHA	ENERO 2024

<b>SEGUNDO NIVEL</b>					
No.	DESCRIPCIÓN RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	Q/UNITARIO	Q/TOTAL
1	COLUMNA C-1 SEGUNDO NIVEL	35.00	UNIDAD	Q 9,030.00	<b>Q 316,050.00</b>
2	COLUMNA C-2 SEGUNDO NIVEL	8.00	UNIDAD	Q 2,475.00	<b>Q 19,800.00</b>
3	COLUMNA C-3 SEGUNDO NIVEL	106.00	UNIDAD	Q 1,080.00	<b>Q 114,480.00</b>
4	COLUMNA C-4 SEGUNDO NIVEL	60.00	UNIDAD	Q 380.00	<b>Q 22,800.00</b>
5	COLUMNA C-5 SEGUNDO NIVEL	8.00	UNIDAD	Q 920.00	<b>Q 7,360.00</b>
6	SOLERA INTERMEDIA	312.00	ML	Q 175.00	<b>Q 54,600.00</b>
7	SOLERA CORONA	311.00	ML	Q 225.00	<b>Q 69,975.00</b>
8	LEVANTADO DE MURO + CERNIDO	1068.00	M <sup>2</sup>	Q 400.00	<b>Q 427,200.00</b>
9	VIGA V-1 SEGUNDO NIVEL	383.00	ML	Q 1,300.00	<b>Q 497,900.00</b>
10	VIGA V-2 SEGUNDO NIVEL	146.00	ML	Q 700.00	<b>Q 102,200.00</b>
11	NIVELACIÓN + PISO CERÁMICO	1046.00	M <sup>2</sup>	Q 340.00	<b>Q 355,640.00</b>
12	PUERTAS	1.00	GLOBAL	Q 83,500.00	<b>Q 83,500.00</b>
13	VENTANAS	81.00	M <sup>2</sup>	Q 1,750.00	<b>Q 141,750.00</b>
14	LOSA PRIMER NIVEL	892.00	M <sup>2</sup>	Q 865.00	<b>Q 771,580.00</b>
15	INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y DRENAJE	1.00	GLOBAL	Q 26,600.00	<b>Q 26,600.00</b>
16	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	1.00	GLOBAL	Q 48,853.00	<b>Q 48,853.00</b>
17	ACABADOS, MÁS BARANDA	1.00	GLOBAL	Q 140,000.00	<b>Q 140,000.00</b>
18	PINTURA MÁS LIMPIEZA FINAL	2136.00	M <sup>2</sup>	Q 29.83	<b>Q 63,712.00</b>

	<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>	<b>Q</b>	<b>3,264,000.00</b>
--	---------------------------	----------	---------------------

<b>TOTAL EN LETRAS: TRES MILLONES DOSCIENTOS SESENTA Y CUATRO MIL QUETZALES CON 00/100</b>
--

## RESUMEN PRESUPUESTO INTEGRADO

PROYECTO  
UBICACIÓN  
MUNICIPIO  
DEPARTAMENTO  
FECHA

MUNICIPALIDAD DE SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN LORENZO  
SAN MARCOS  
ENERO  
2024

No.	DESCRIPCIÓN RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	Q/UNITARIO	Q/TOTAL
1	PRESUPUESTO INTEGRADO DEL SÓTANO	1.00	GLOBAL	Q 6,495,700.00	<b>Q 6,495,700.00</b>
2	PRESUPUESTO INTEGRADO PRIMER NIVEL	1.00	GLOBAL	Q 3,247,000.00	<b>Q 3,247,000.00</b>
3	PRESUPUESTO INTEGRADO SEGUNDO NIVEL	1.00	GLOBAL	Q 3,264,000.00	<b>Q 3,264,000.00</b>

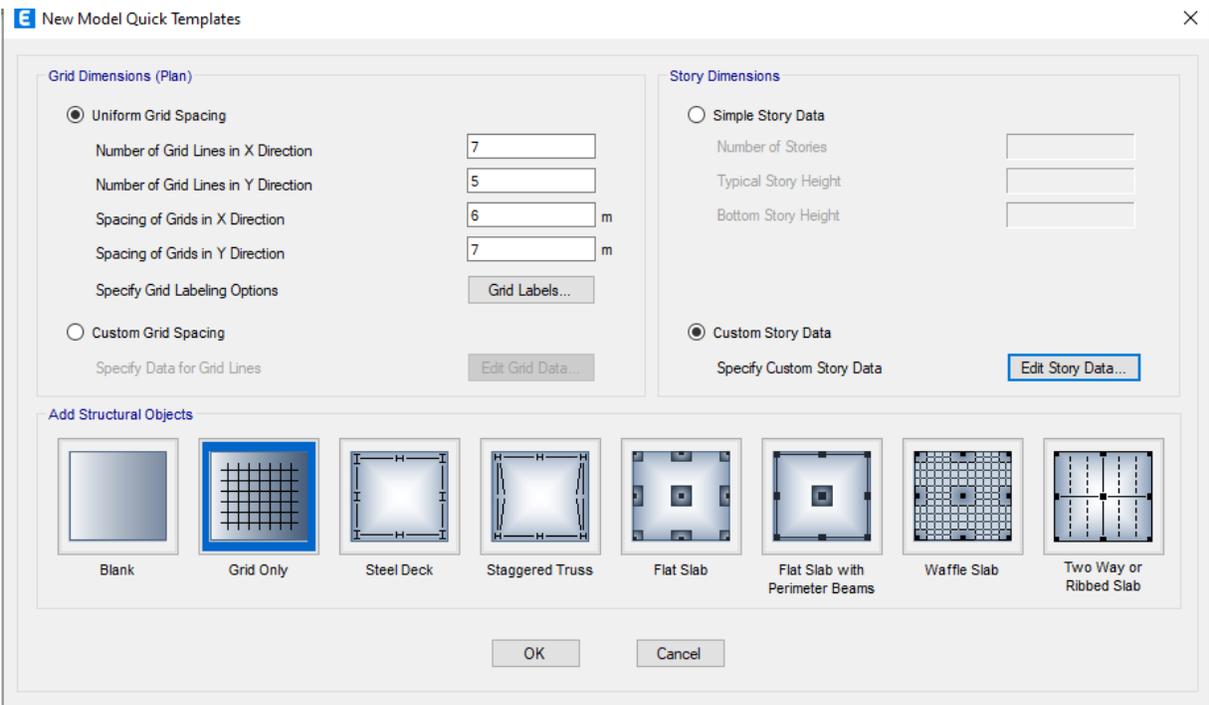
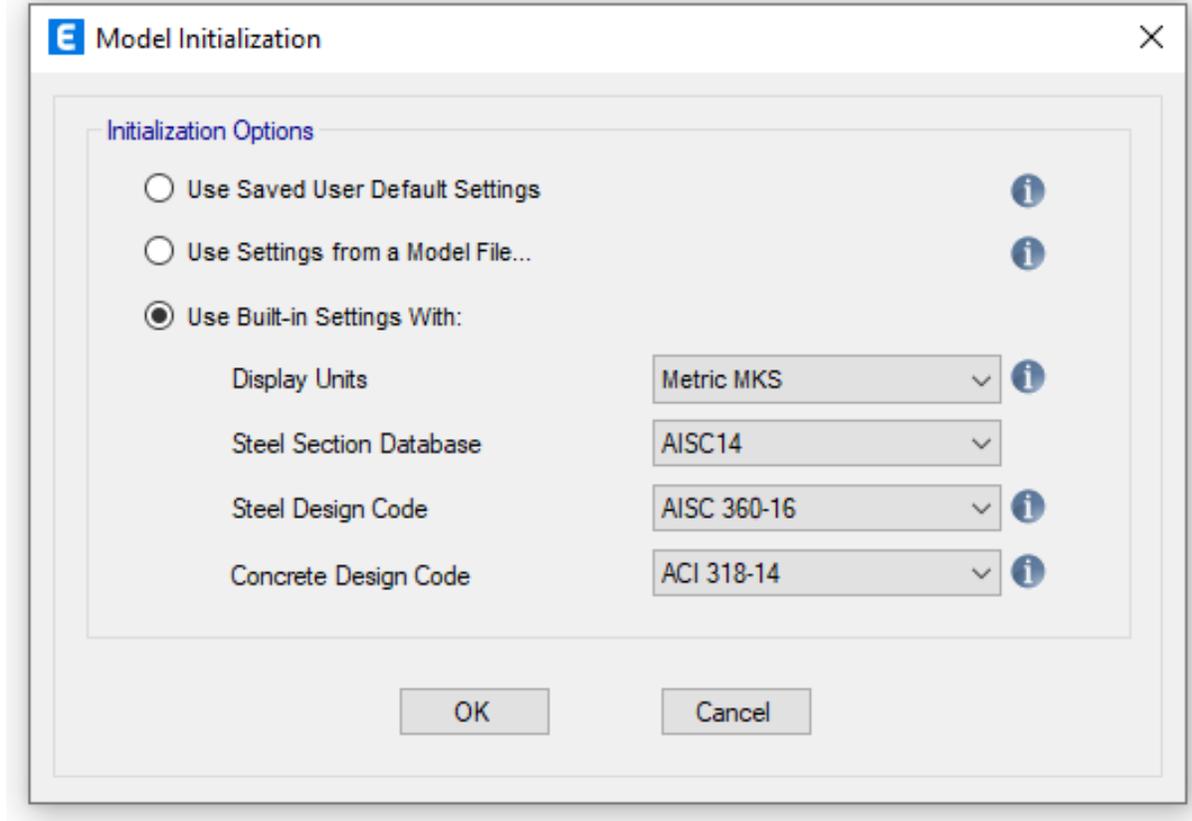
<b>TOTAL DEL PROYECTO</b>	<b>Q13,006,700.00</b>
---------------------------	-----------------------

**TOTAL EN LETRAS: TRECE MILLONES SEIS MIL SETECIENTOS QUETZALES CON 00/100**

<b>3er. Nivel Columnas</b>															
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV		1.2CM+1.0CV CS+1.0CV		0.9CM+1.0CS		0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	Maximo
				M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8				
Mcd =	6,431.69	676.42	-3,601.40	9,004.36	8,800.30	4,793.04	9,389.92	2,187.12						9,389.92	<b>17,757</b>
Mch =	-416.18	-40.56	-16,906.14	-582.65	-564.30	-17,446.11	16,531.58	-17,280.70						17,446.11	
Mcl =	20.15	1.85	-17,738.85	28.21	27.15	-17,712.82	17,756.98	-17,720.72						17,756.98	
Mcp =	448.55	43.56	-17,141.95	627.97	607.96	-16,560.12	17,545.64	-16,738.25						17,545.64	
Mct =	-6,329.14	-667.08	-3,442.28	-8,860.80	-8,662.30	-11,704.34	-2,253.94	-9,138.51						11,704.34	
Mdc =	8,076.58	769.96	-18,123.77	11,307.22	10,923.83	-7,661.92	25,392.70	-10,854.85						25,392.70	<b>31,962</b>
Mdg =	-827.86	-74.61	-30,894.06	-1,159.01	-1,112.80	-31,962.10	30,148.98	-31,639.13						31,962.10	
Mdk =	-37.11	-3.36	-30,368.60	-51.96	-49.92	-30,416.50	30,335.19	-30,402.00						30,416.50	
Mdp =	752.72	67.85	-31,097.02	1,053.81	1,011.83	-30,125.90	31,774.46	-30,419.57						31,774.46	
Mdt =	-8,119.39	-774.04	-17,028.90	-11,367.15	-10,981.74	-27,546.21	9,721.45	-24,336.35						27,546.21	
<b>2do. Nivel Columnas</b>															
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV		1.2CM+1.0CV CS+1.0CV		0.9CM+1.0CS		0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	Maximo
				M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8				
Mbc =	5,414.73	768.40	-9,672.27	7,580.62	7,727.12	-2,406.19	14,545.53	-4,799.01						14,545.53	<b>26,792</b>
Mbg =	-470.47	-63.63	-16,576.84	-658.66	-666.37	-17,205.03	16,153.41	-17,000.26						17,205.03	
Mbl =	-179.63	-17.00	-17,093.54	-251.48	-242.75	-17,326.10	16,931.88	-17,255.21						17,326.10	
Mbp =	115.20	31.20	-26,687.90	161.28	188.16	-26,518.46	26,791.58	-26,584.22						26,791.58	
Mbt =	-5,310.31	-759.64	-11,458.62	-7,434.44	-7,587.80	-18,590.63	6,679.34	-16,237.90						18,590.63	
Mcb =	5,420.86	663.18	-6,099.23	7,589.20	7,566.12	1,068.98	10,978.00	-1,220.46						10,978.00	<b>42,353</b>
Mcg =	-309.56	-39.49	-16,884.92	-433.39	-434.67	-17,295.89	16,606.31	-17,163.53						17,295.89	
Mcl =	-160.47	-15.35	-18,087.63	-224.66	-217.12	-18,295.54	17,943.21	-18,232.06						18,295.54	
Mcp =	53.00	8.62	-42,298.17	-74.20	-49.80	-42,353.14	42,250.47	-42,345.87						42,353.14	
Mct =	-4,467.33	-576.31	-33,029.15	-6,254.27	-6,282.89	-38,966.26	29,008.55	-37,049.75						38,966.26	
<b>1er. Nivel Columnas</b>															
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV		1.2CM+1.0CV CS+1.0CV		0.9CM+1.0CS		0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	Maximo
				M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8				
Mab =	1,878.03	298.46	-67,555.03	2,629.24	2,731.17	-65,002.94	69,245.26	-65,864.80						69,245.26	<b>69,245</b>
Mab =	-136.09	-22.18	-68,565.57	-190.52	-198.79	-68,751.05	68,443.09	-68,688.04						68,751.05	
Maj =	8.11	0.86	-68,508.78	11.35	11.11	-68,498.19	68,516.08	-68,501.48						68,516.08	
Mam =	168.84	25.00	-66,838.44	236.38	242.61	-66,610.83	66,990.40	-66,686.49						66,990.40	
Mar =	-1,976.72	-307.25	-59,777.51	-2,767.41	-2,863.67	-62,456.83	57,998.46	-61,556.56						62,456.83	
Mba =	3,790.76	298.46	-43,797.42	5,307.06	5,026.44	-38,950.06	47,209.11	-40,385.74						47,209.11	<b>47,209</b>
Mbb =	-237.47	-22.18	-45,818.50	-332.46	-320.46	-46,125.65	45,604.78	-46,032.23						46,125.65	
Mbj =	50.92	0.86	-45,704.93	71.28	62.47	-45,642.97	45,750.75	-45,659.10						45,750.75	
Mbm =	372.38	25.00	-42,364.25	521.33	486.85	-41,892.40	42,699.39	-42,029.11						42,699.39	
Mbr =	-3,918.75	-307.25	-28,242.38	-5,486.25	-5,194.10	-33,252.13	24,715.51	-31,769.26						33,252.13	

<b>3er. Nivel Vigas</b>																		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV			1.2 CM+1.0 CS+1.0CV			0.9CM+1.0CS	0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	M (-) kg-m	Maximo (+)	Maximo (-)
				M1	M2	M3	M2	M3	M3	M4	M5							
Mdh =	-8,082.22	-770.82	18,080.15	-11,315.11	-10,931.97	7,610.67	-25,354.14	10,806.15	25,354.14	-25,354.14	-25,354.14	-29,041.22	-29,041.22	-29,041.22	-29,041.22	-29,041.22	29,041	-29,041
Mhl =	-11,224.28	-1,049.71	18,939.37	-15,713.99	-15,148.67	4,420.53	-29,041.22	8,837.52	29,041.22	-29,041.22	-29,041.22	-22,916.96	-22,916.96	-22,916.96	-22,916.96	-22,916.96		
Mpl =	-10,703.87	-1,004.22	13,283.48	-14,985.42	-14,451.39	-565.38	-22,916.96	3,650.00	22,916.96	-22,916.96	-22,916.96	-24,018.72	-24,018.72	-24,018.72	-24,018.72	-24,018.72		
Mpt =	-12,014.28	-1,120.94	13,205.87	-16,819.99	-16,210.64	-2,332.20	-24,018.72	2,393.02	24,018.72	-24,018.72	-24,018.72							
Mhd =	12,048.83	1,123.84	16,229.67	16,868.36	16,256.73	31,812.10	-5,385.72	27,073.61	31,812.10	-5,385.72	-5,385.72	31,812.10	31,812.10	31,812.10	31,812.10	31,812.10	23,793	-7,423
Mlh =	10,737.57	1,007.09	17,086.58	15,032.59	14,496.42	30,978.75	-7,422.77	26,750.39	30,978.75	-7,422.77	-7,422.77	30,978.75	30,978.75	30,978.75	30,978.75	30,978.75		
Mpl =	11,258.85	1,052.67	11,333.16	15,762.39	15,194.90	25,896.46	-1,200.19	21,466.13	25,896.46	-1,200.19	-1,200.19	25,896.46	25,896.46	25,896.46	25,896.46	25,896.46		
Mlp =	8,115.87	773.55	17,028.90	11,362.22	10,976.73	27,541.50	-9,724.62	24,333.19	27,541.50	-9,724.62	-9,724.62	27,541.50	27,541.50	27,541.50	27,541.50	27,541.50		
<b>2do. Nivel Vigas</b>																		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV			1.2 CM+1.0 CS+1.0CV			0.9CM+1.0CS	0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	M (-) kg-m	Maximo (+)	Maximo (-)
				M1	M2	M3	M2	M3	M3	M4	M5							
Mcg =	-9,766.70	-1,101.49	11,287.92	-13,673.38	-13,482.42	-1,533.60	-20,077.95	2,497.90	20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	-20,077.95	28,582	-28,582
Mgk =	-10,841.26	-1,220.41	18,824.45	-15,177.76	-14,962.16	4,594.54	-28,581.59	9,067.32	28,581.59	-28,581.59	-28,581.59	-21,622.51	-21,622.51	-21,622.51	-21,622.51	-21,622.51		
Mko =	-10,841.44	-1,219.94	11,865.22	-15,178.01	-14,961.63	-2,364.45	-21,622.51	2,107.92	21,622.51	-21,622.51	-21,622.51	-22,784.68	-22,784.68	-22,784.68	-22,784.68	-22,784.68		
Mlo =	-11,341.55	-1,275.83	12,577.28	-15,878.17	-15,651.19	-2,308.41	-22,784.68	2,369.89	22,784.68	-22,784.68	-22,784.68							
Mgc =	11,484.13	1,288.92	10,715.69	16,077.79	15,843.24	25,785.57	-379.97	21,051.41	25,785.57	-379.97	-379.97	25,785.57	25,785.57	25,785.57	25,785.57	25,785.57	23,793	-5,438
Mkg =	10,948.52	1,229.84	15,291.92	15,327.93	15,105.97	29,659.99	-5,438.25	25,145.59	29,659.99	-5,438.25	-5,438.25	29,659.99	29,659.99	29,659.99	29,659.99	29,659.99		
Mok =	10,944.83	1,230.02	11,971.05	15,322.76	15,101.82	26,334.86	-2,120.70	21,821.40	26,334.86	-2,120.70	-2,120.70	26,334.86	26,334.86	26,334.86	26,334.86	26,334.86		
Mol =	9,922.76	1,115.86	13,077.68	13,891.86	13,682.69	26,100.85	-4,147.20	22,008.17	26,100.85	-4,147.20	-4,147.20	26,100.85	26,100.85	26,100.85	26,100.85	26,100.85		
<b>1er. Nivel Vigas</b>																		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sismo	1.4CM			1.2CM+1.6CV			1.2 CM+1.0 CS+1.0CV			0.9CM+1.0CS	0.9CM+1.0CS	M (signo +) kg-m	M (-) kg-m	Maximo (+)	Maximo (-)
				M1	M2	M3	M2	M3	M3	M4	M5							
Mbe =	-9,205.43	-1,368.56	31,878.25	-12,887.60	-13,236.21	19,463.18	-40,163.14	23,593.37	40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	-40,163.14	41,483	-40,163
Mbj =	-10,966.91	-1,648.89	30,986.85	-15,353.68	-15,798.53	16,177.66	-40,857.07	21,116.63	40,857.07	-40,857.07	-40,857.07	-40,857.07	-40,857.07	-40,857.07	-40,857.07	-40,857.07		
Mjn =	-10,763.15	-1,617.03	31,796.23	-15,068.40	-15,503.03	17,263.42	-41,483.06	22,109.40	41,483.06	-41,483.06	-41,483.06	-41,483.06	-41,483.06	-41,483.06	-41,483.06	-41,483.06		
Mnr =	-11,590.75	-1,745.87	36,515.67	-16,227.05	-16,702.29	20,860.90	-46,947.34	26,083.99	46,947.34	-46,947.34	-46,947.34	-46,947.34	-46,947.34	-46,947.34	-46,947.34	-46,947.34		
Mlb =	11,669.79	1,752.71	31,419.77	16,337.70	16,808.09	47,176.23	-20,916.96	41,922.58	47,176.23	-20,916.96	-20,916.96	47,176.23	47,176.23	47,176.23	47,176.23	47,176.23	52,159	-20,917
Mlf =	10,887.18	1,628.23	31,012.41	15,242.05	15,669.77	45,705.25	-21,213.96	40,810.87	45,705.25	-21,213.96	-21,213.96	45,705.25	45,705.25	45,705.25	45,705.25	45,705.25		
Mnj =	11,098.45	1,660.58	32,553.88	15,537.82	15,975.07	47,532.60	-22,565.28	42,542.48	47,532.60	-22,565.28	-22,565.28	47,532.60	47,532.60	47,532.60	47,532.60	47,532.60		
Mrn =	9,224.47	1,370.05	39,719.24	12,914.26	13,261.44	52,158.65	-31,417.22	48,021.26	52,158.65	-31,417.22	-31,417.22	52,158.65	52,158.65	52,158.65	52,158.65	52,158.65		

## Anexo 5. Procedimiento en ETABS



Filter Properties List

Type: All

Filter:  Clear

Properties

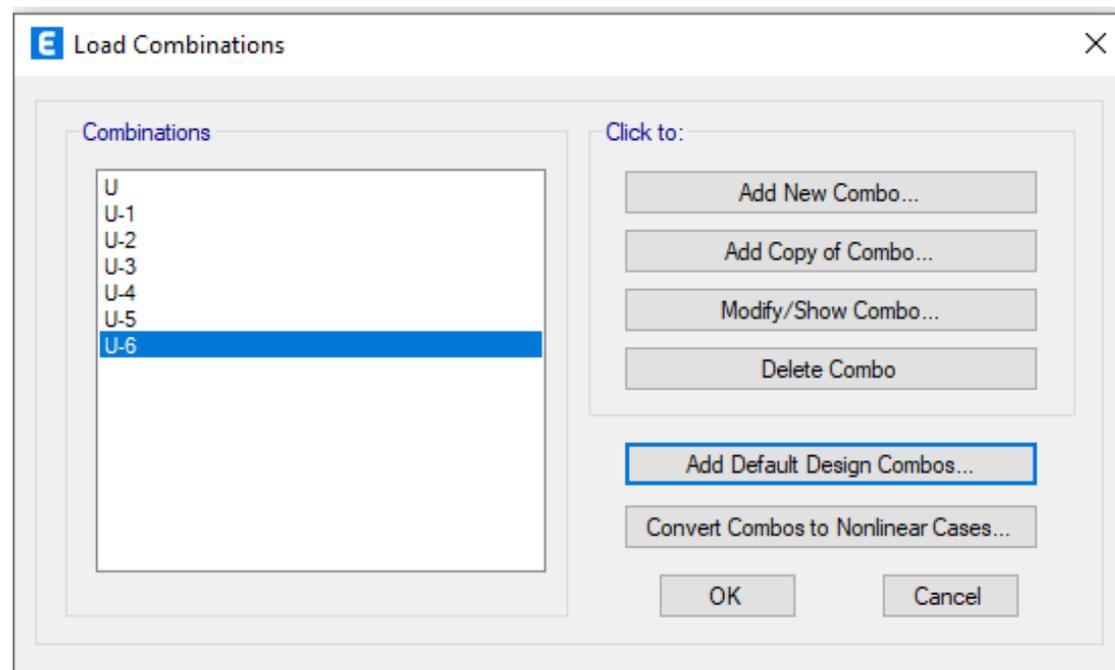
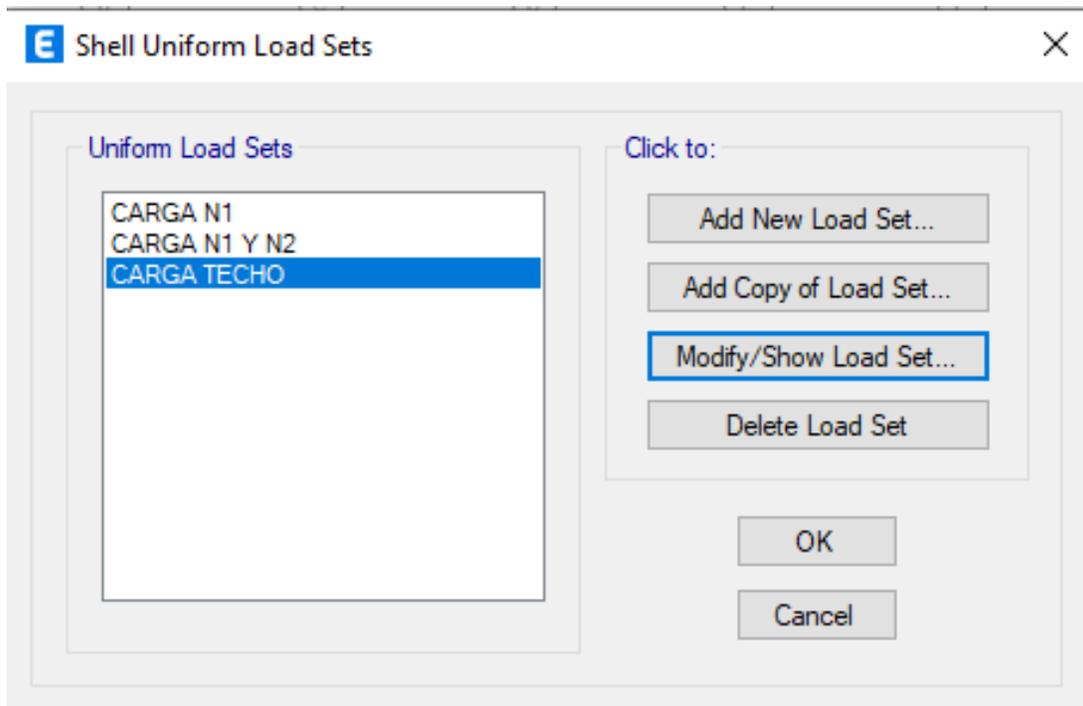
Find This Property

- C 60X60
- C 60X60**
- V-1 40X70
- V-2 30X50

Click to:

- Import New Properties...
- Add New Property...**
- Add Copy of Property...
- Modify/Show Property...
- Delete Property
- Delete Multiple Properties...
- Convert to SD Section
- Copy to SD Section
- Export to XML File...

OK Cancel



## Anexo 6. Diseño de Nodo Sismorresistente

### Diseño de Nodos Sismorresistentes Especiales a Momento (SMF) por corte según ACI 318-14 Nodo C-4

#### Datos:

#### Material de Vigas

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia de Concreto}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia de Acero}$$

#### Dimensiones de Vigas (Las cuatro vigas que llegan a columna tienen las mismas dimensiones)

Base de viga $b_{v1} := 0.40 \text{ m}$	Altura de Viga $h_{v1} := 0.70 \text{ m}$	Longitud de viga $l_{v1} := 7 \text{ m}$
--	--	---

Recubrimiento $r_{v1} := 25 \text{ mm}$	Peralte efectivo $d_{v1} := h_{v1} - r_{v1} = 0.675 \text{ m}$
--	---

#### Viga 2

Base de viga $b_{v2} := 0.40 \text{ m}$	Altura de Viga $h_{v2} := 0.70 \text{ m}$	Longitud de viga $l_{v2} := 7 \text{ m}$
--	--	---

Recubrimiento $r_{v2} := 25 \text{ mm}$	Peralte efectivo $d_{v2} := h_{v2} - r_{v2} = 0.675 \text{ m}$
--	---

#### Materiales de Columna

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia de Concreto}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia de Acero}$$

#### Dimensiones de Columnas

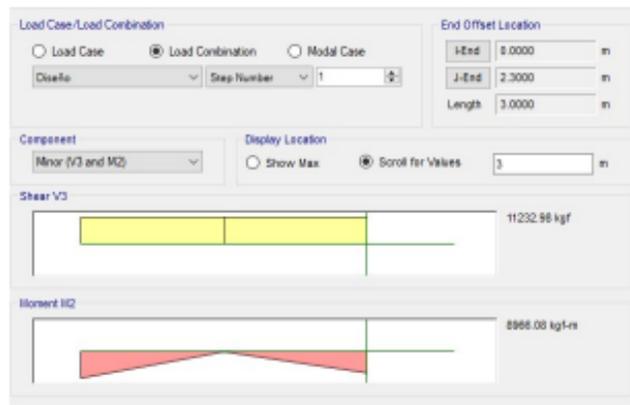
#### Columna superior

$B_{col\_S} := 0.60 \text{ m}$	Base de Columna
--------------------------------	-----------------

$H_{col\_S} := 0.60 \text{ m}$	Altura de columna
--------------------------------	-------------------

$h_{col\_S} := 3.00 \text{ m}$	Altura de columna superior
$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento
$d := B_{col\_S} - d' = 55 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$A_{g_{col\_S}} := B_{col\_S} \cdot H_{col\_S} = 3600 \text{ cm}^2$	Área gruesa de la sección transversal de la columna
Columna inferior	
$B_{col\_I} := 0.60 \text{ m}$	Diámetro de Columna
$H_{col\_I} := 0.60 \text{ m}$	Radio de columna
$h_{col\_I} := 4.5 \text{ m}$	Altura de columna
$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento
$d := B_{col\_I} - d' = 55 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$A_{g_{col\_I}} := B_{col\_S} \cdot H_{col\_S} = 3600 \text{ cm}^2$	Área gruesa de la sección transversal de la columna

Cortes en columnas  
derivados del análisis  
según ETABS



$V_{uA} := 11232.98 \text{ kgf}$  Cortante ultimo en la columna en dirección del eje A

Carga Axial sobre la columna

$P_u := 39485.79 \text{ kgf}$

**Calculo de los Cortantes Hiperestáticos Vp**  
**Calculo de los cortantes Hiperestáticos con respecto a la formación de rotulas plásticas**  
**en los extremos de la columna.**

Vp en dirección del eje local C de la columna

En esta dirección tenemos dos vigas

$$Lncs_A := h_{col\_I} - h_{v2} = 3.8 \text{ m} \quad \text{Longitud libre de la columna en eje local A}$$

Sentido Antihorario

Momento probable obtenido  
en el programa ETABS

Capacity Shear of Top Column Along the Column Axes Below

	AxialForce P <sub>u</sub> kgf	Capacity +veM Cap kgf-m	Capacity -veM Cap kgf-m	Cap.Shear Vutop kgf
Major	N/N	N/N	N/N	N/N
Minor	-5760.8392	38993.156	38993.156	25995.4374

Columna superior

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 2

$$Mpr_{AH}A2 := 60898.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 1

$$Mpr_{AH}A1 := 60898.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante Hiperestático antihorario

$$VpA_{AH\_CS} := \frac{Mpr_{AH}A2 + Mpr_{AH}A1}{h_{col\_S}} = 40599.007 \text{ kgf}$$

Columna inferior

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 2

$$Mpr_{AH}A2 := 60898.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 1

$$Mpr_{AH}A1 := 60898.51 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante Hiperestático antihorario

$$VpA_{AH\_CI} := \frac{Mpr_{AH}A2 + Mpr_{AH}A1}{h_{col\_I}} = 27066.004 \text{ kgf}$$

## Momentos probables generados por las vigas

Vp en dirección del eje local A de la columna

Sentido Horario

Momento probable horario de la viga 1 en dirección A de la columna en el nodo

$$As_{V1} := 25.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a tracción viga 1}$$

$$h_{v1trac} := \frac{As_{V1} \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{v1}} = 19.096 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de esfuerzo a compresión de la viga 1}$$

Momento probable de la viga 1

$$Mpr_{v1} := As_{V1} \cdot 1.25 \cdot fy \cdot \left( d_{v1} - \frac{h_{v1trac}}{2} \right) = 79013.486 \text{ kgf} \cdot m$$

Resultante a tracción en el As de la viga 1

$$T_{v1} := As_{V1} \cdot 1.25 \cdot fy = 136342.5 \text{ kgf}$$

Resultante a compresión de la viga 1

$$C_{v1} := T_{v1} = 136342.5 \text{ kgf}$$

Momento probable horario de la viga 2 en dirección A de la columna en el nodo

$$As_{V2} := 25.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a tracción viga 2}$$

$$h_{v2trac} := \frac{As_{V2} \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{v1}} = 19.096 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de esfuerzo a compresión de la viga 2}$$

Momento probable de la viga 2

$$Mpr_{v2} := As_{V2} \cdot 1.25 \cdot fy \cdot \left( d_{v2} - \frac{h_{v2trac}}{2} \right) = 79013.486 \text{ kgf} \cdot m$$

Resultante a tracción en el As de la viga 2

$$T_{v2} := As_{V2} \cdot 1.25 \cdot fy = 136342.5 \text{ kgf}$$

Resultante a compresión de la viga 2

$$C_{v2} := T_{v2} = 136342.5 \text{ kgf}$$

**Fuerza cortante en el Nodo en la dirección del eje A de la columna utilizando los momentos probables de la columna**

Sumatoria de T+C parte superior del Nodo

$$Sum_{Nodo\_s} := C_{v1} + T_{v2} = 272685 \text{ kgf}$$

Sumatoria de T+C parte inferior del Nodo

$$Sum_{Nodo\_I} := C_{v2} + T_{v1} = 272685 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes superiores del Nodo.

$$Vj_{Asup} := C_{v1} + T_{v2} - VP_{AH\_CS} = 232085.993 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferiores del Nodo.

$$Vj_{Asup} := C_{v2} + T_{v1} - VP_{AH\_CI} = 245618.996 \text{ kgf}$$

**Fuerza cortante en el Nodo en la dirección del eje Local A de la columna con corte proveniente de los momentos probables de las vigas**

Momento probable total horario de las vigas en dirección A de la columna, en el nodo 2

$$Mpr_{H2V} := Mpr_{v1} + Mpr_{v2} = 158026.973 \text{ kgf} \cdot m$$

Cortante Hiperestático horario en dirección del eje local A de la columna

$$VP_{2H\_Y} := \frac{Mpr_{H2V}}{h_{col\_I}} = 35117.105 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante en resultantes superiores del Nodo.

$$Vj_{2sup} := C_{v1} + T_{v2} - VP_{2H\_Y} = 237567.895 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferiores del Nodo.

$$Vj_{2inf} := C_{v2} + T_{v1} - VP_{2H\_Y} = 237567.895 \text{ kgf}$$

### Área Efectiva del Nodo

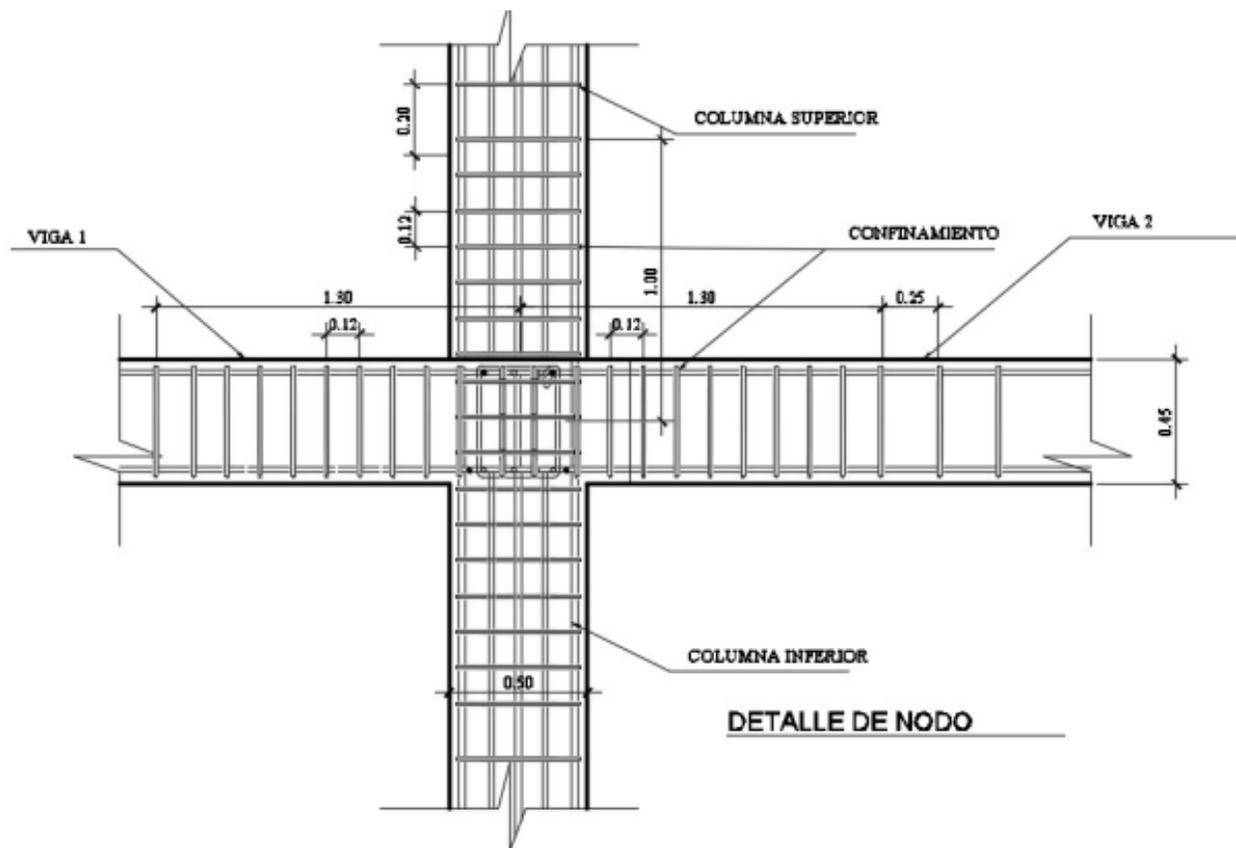
$$A_{jA} := \frac{\pi}{4} \cdot (B_{col\_1})^2 = 2827.433 \text{ cm}^2$$

### Fuerza Cortante Resistente del Nodo

$$V_{cA_1} := 0.85 \cdot 5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad A_{jA} = 184585.178 \text{ kgf}$$

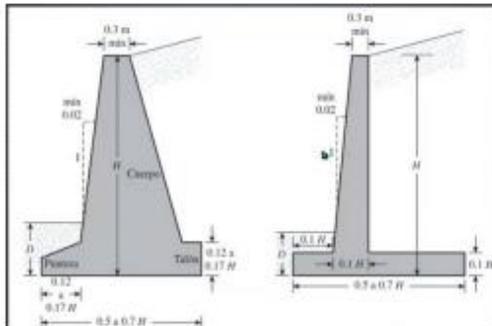
$$V_{cA_2} := 0.85 \cdot 4.0 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad A_{jA} = 139309.568 \text{ kgf}$$

$$V_{cA_3} := 0.85 \cdot 3.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad A_{jA} = 111447.655 \text{ kgf}$$



## Anexo 7. Muro de contención a gravedad

### MURO DE CONTENCIÓN A GRAVEDAD



En base a la imagen de la izquierda se realizó el pre-dimensionamiento de muro

### Datos de muro

$$H_T := 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Talon} := 0.12 H_T = 0.42 \text{ m}$$

$$\boxed{\text{Talon}} := 0.5 \text{ m}$$

$$H := H_T - \text{Talon} = 3 \text{ m}$$

$$b_T := 0.5 \cdot H_T = 1.75 \text{ m}$$

$$\boxed{b_T} := 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Puntera} := 0.12 \cdot H_T = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{corona} := 0.3 \text{ m}$$

$$x_1 := 0.5 \text{ m} \quad b1$$

$$B := 1.75 \text{ m} \quad b6$$

$$x_4 := 0.05 \text{ m}$$

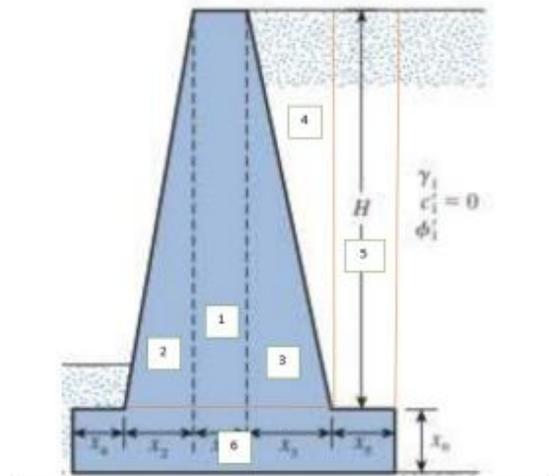
$$x_5 := 0.8 \text{ m}$$

$$x_2 := 0.1 \text{ m} \quad \text{Despejando triangulo}$$

$$x_3 := 0.3 \text{ m} \quad \text{Despejando triangulo}$$

$$H_1 := 3.5 \text{ m}$$

$$H_2 := 0.5 \text{ m}$$



### Datos:

$$\gamma_1 := 1.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \phi'_1 := 30 \text{ deg} \quad \alpha := 0 \text{ deg}$$

$$\gamma_2 := 1.59 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \phi'_2 := 23.41 \text{ deg} \quad c'_1 := 0$$

$$\gamma_c := 24000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad D := 0.9 \text{ m} \quad c'_2 := 6.89 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_a := 13.9 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\delta := 20 \text{ deg} \quad \beta := 89.06 \text{ deg} \quad \theta := 15 \text{ deg}$$

### Presión activa de Coulomb

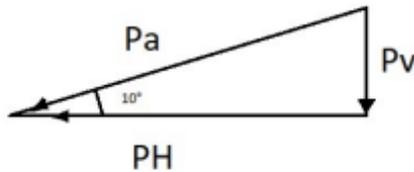
$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_T \cdot k_a \quad \text{Formula de empuje activo}$$

### Haciendo el despeje para Ka

$$K_a := \frac{(\sin(\beta + \phi'_1))^2}{(\sin(\beta))^2 \cdot \sin(\beta - \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_1 + \delta) \cdot \sin(\phi'_1 - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} = 0.304$$

Coefficiente de presión activa

$$P_a := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_T^2 \cdot K_a = 2980.095 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Presión activa}$$



### Encontrando Pv y PH

$$P_v := P_a \cdot \sin(\theta + \delta) = 1709.312 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Presión vertical}$$

$$P_H := P_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 2441.151 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Presión horizontal}$$

Tabla:

Sección	Área	Peso	Brazo	Momento
1	$A_1 := \frac{1}{2} \cdot B \cdot H_2 = 0.438 \text{ m}^2$	$P_1 := \gamma_c \cdot A_1 = 10500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_1 := \frac{B}{2} = 0.875 \text{ m}$	$M_1 := P_1 \cdot B_1 = 9187.5 \text{ kgf}$
2	$A_2 := \frac{x_2 \cdot H_1}{2} = 0.175 \text{ m}^2$	$P_2 := \gamma_c \cdot A_2 = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_2 := x_1 + \frac{2}{3} \cdot x_2 = 0.567 \text{ m}$	$M_2 := P_2 \cdot B_2 = 2380 \text{ kgf}$
3	$A_3 := x_3 \cdot H_1 = 1.05 \text{ m}^2$	$P_3 := \gamma_c \cdot A_3 = 25200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_3 := x_1 + x_2 + \frac{1}{2} \cdot x_3 = 0.75 \text{ m}$	$M_3 := P_3 \cdot B_3 = 18900 \text{ kgf}$
4	$A_4 := \frac{x_4 \cdot H_1}{2} = 0.088 \text{ m}^2$	$P_4 := \gamma_c \cdot A_4 = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_4 := x_1 + x_2 + x_3 + \frac{1}{3} \cdot x_4 = 0.917 \text{ m}$	$M_4 := P_4 \cdot B_4 = 1925 \text{ kgf}$
5	$A_5 := \frac{x_4 \cdot H_1}{2} = 0.088 \text{ m}^2$	$P_5 := \gamma_1 \cdot A_5 = 140 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_5 := x_1 + x_2 + x_3 + \frac{2}{3} \cdot x_4 = 0.933 \text{ m}$	$M_5 := P_5 \cdot B_5 = 130.667 \text{ kgf}$
6	$A_6 := x_5 \cdot H_2 = 0.4 \text{ m}^2$	$P_6 := \gamma_1 \cdot A_6 = 640 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$B_6 := x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + \frac{1}{2} \cdot x_5 = 1.35 \text{ m}$	$M_6 := P_6 \cdot B_6 = 864 \text{ kgf}$

### MOMENTO PRESIÓN VERTICAL

$$P_v = 1709.312 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad B_v := 1.4 \text{ m} \quad M_v := P_v \cdot B_v = 2393.037 \text{ kgf}$$

$$P_H = 2441.151 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad B_H := \frac{H_T}{3} = 1.167 \text{ m} \quad M_H := P_H \cdot B_H = 1994.198 \text{ kgf}$$

### MOMENTO RESISTENTE

$$M_R = \sum \text{Momentos}$$

$$M_R := M_1 + M_2 + M_3 + M_5 + M_6 + M_v = 33456.364 \text{ kgf}$$

### MOMENTO ACTUANTE O VOLCAMIENTO

$$M_V := P_H \cdot \frac{H_T}{3} = 2848.01 \text{ kgf}$$

### CHEQUEO POR VOLCAMIENTO

$$FS_V := \frac{M_R}{M_V} = 11.747$$

$$\text{if} \left( \frac{M_R}{M_V} > 2, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{Condición}$$

### CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FS_D = \frac{F_V \cdot \tan(k_1 \cdot \phi'_2) + B \cdot k_2 \cdot c'_2 + P_{pasiva}}{P_H}$$

$$B := 1.75 \text{ m Base}$$

### Fuerzas verticales

$$F_V := P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_v = 44489.312 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_p} \cdot D$$

$$k_p := \tan \left( 45 \text{ deg} + \frac{\phi'_2}{2} \right)^2 = 2.318$$

$$k_1 := \frac{1}{2} \quad k_2 := \frac{2}{3}$$

$$P_{pasiva} := \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_p} \cdot D = 20376.794 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

### CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FS_D := \frac{F_V \cdot \tan(k_1 \cdot \phi'_2) + B \cdot k_2 \cdot c'_2 + P_{pasiva}}{P_H} = 15.416$$

$$\text{if} (FS_D > 1.5, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"} \quad \text{Condición}$$

### Chequeo de capacidad de carga

$$M_R - M_V - x' \cdot F_V = 0$$

$$x := \frac{M_R - M_V}{F_V} = 0.707 \text{ m}$$

$$\text{if} \left( \frac{B}{3} < x < \frac{2 \cdot B}{3}, \text{"OK"}, \text{"REVISAR"} \right) = \text{"OK"}$$

$$e := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_V}{F_V} = 0.187 \text{ m} \quad \text{Excentricidad respecto a la base}$$

$$\text{if} \left( \frac{B}{6} > e, \text{"OK"}, \text{"Aumentar Base"} \right) = \text{"OK"}$$

$$q_{punta} := \frac{F_V}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 41722.468 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{talón} := \frac{F_V}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 9122.461 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} := \max(q_{punta}, q_{talón}) = 41722.468 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

### Capacidad de carga ultima del suelo

$$q_u = c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Para

**Tabla 3.3** Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
	0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
	1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
	2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
	3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
	4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
$\phi'_2 = 23.41 \text{ deg}$	5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
	6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
$N_c := 18.05$	7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
	8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
	9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
$N_q := 8.66$	10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
	11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
	12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
$N_\gamma := 8.20$	13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
	14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
	15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
	16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
	17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
	18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
	19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
	20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
	21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
	22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
	23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
	24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
	25	20.72	10.66	10.88				

$$q := \gamma_2 \cdot D = 1431 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$B' := B - 2e = 1.376 \text{ m}$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi'_2) \cdot (1 - \sin(\phi'_2))^2 \cdot \left(\frac{D}{B'}\right) = 1.206$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan(\phi'_2)} = 1.232$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

$$\psi := \text{atan}\left(\frac{P_H}{F_V}\right) = 3.141 \text{ deg}$$

$$F_{ci} = F_{qi}$$

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\psi}{90 \text{ deg}}\right)^2 = 0.931$$

$$F_{qi} := F_{ci} = 0.931$$

$$F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 = 0.749678$$

Entonces

$$q_u := c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = 163357.572 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

CHEQUEO CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

$$FS_C := \frac{q_u}{q_{max}} = 3.915$$

**if**( $FS_C > 2$ , "OK", "Aumentar Base") = "OK"