

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



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE
ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL
CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:
ANDERSSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ**

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

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 MERCADO DE TRES NIVELES DE
ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL
CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:

ANDERSSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

REVISOR: ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE:

INGENIERO 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

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ

REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN

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–

PhD. 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 ACADEMICO**

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

**ING. LUIS CARLOS ROGRÍGUEZ CAMEROS
AESOR**

**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

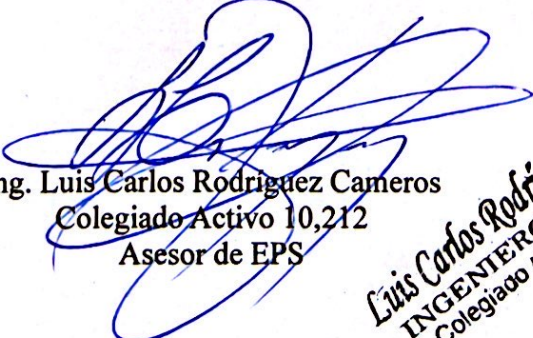
Carrera de Ingeniería Civil

Apreciables Integrantes de la Unidad de EPS

Por este medio atentamente le informo que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante Universitario **Andersson Erik Fuentes Velásquez**, Registro Académico **201844708** y CUI **3301 17335 1201** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brinde asesoría en la realización del informe final, cuyo título es; **DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, 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, 11 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, del estudiante Universitario **Anderson Erik Fuentes Velásquez** Registro Académico **201844708** y CUI **3301 17335 1201** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brinde revisión en la realización del informe final, cuyo título es; **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUHO, 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

Oscar Ernesto Chávez Ángel
INGENIERO CIVIL
COL. 5,771

Quetzaltenango, 2 de agosto 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 del estudiante ANDERSSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ, con Registro Académico 201844708, cuyo trabajo se titula: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS".

Después de revisarlo detenidamente y señaladas las recomendaciones que le competen al 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

12 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 MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBÁL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Andersson Erik Fuentes Velásquez**, CUI **3301 17335 1201** y registro académico **201844708**, quien fue debidamente asesorado por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel.

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 10-2024.

12 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 4.3 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 4 de septiembre del año 2,024, por el estudiante: **Andersson Erik Fuentes Velásquez**, carné **201844708** la cual dice:

Yo, **Andersson Erik Fuentes Velásquez**, con número de carné **201844708**, 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 MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBÁL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, así mismo el revisor Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel, Lingüista, Lic. 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 MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBÁL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, presentado por el estudiante: **Andersson Erik Fuentes Velásquez** carné **201844708**, 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.

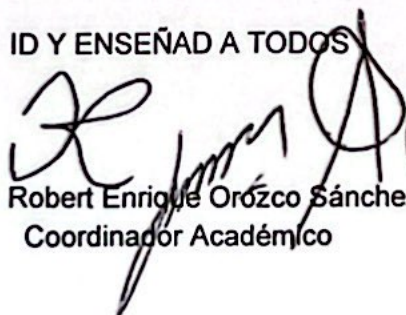
ESTUDIANTE: ANDERSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL.
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.15) 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.15) La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-37-2024, de fecha 17 septiembre de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel, Coordinador Carrera Ingenieria Civil, a la que adjunta solicitud del estudiante: ANDERSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ, Carné No. 201844708, en el sentido se le **AUTORICE IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, 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 MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, al estudiante: ANDERSON ERIK FUENTES VELÁSQUEZ, Carné No. 201844708, 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/ejt

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.
- Mis padres** Glendy Velásquez y Erik Fuentes; por enseñarme con su esfuerzo, amor y apoyo incondicional los valores para ser una buena persona.
- Mis hermanos** Derik, Heiward, Fuentes Velásquez, gracias por apoyarme y comprenderme en los buenos y malos momentos.
- Mis abuelos** Oscar Velásquez, Celeste Orozco, Hermelindo Fuentes y Estefana Clemente, gracias por todo el apoyo. Siempre los recordaré por sus sabios consejos para mi vida.
- Mis tíos** Muchas gracias por todo el cariño y aprecio.
- Mi novia** Lynda de los Angeles Orozco Vichi por todo el apoyo incondicional, por su comprensión, cariño y amor gracias por formar parte importante en mi vida.
- Mis Amigos** Raúl Orozco, Klissman Mendoza, Jimena Orozco, Leandro Corrado, Leonias Godínez, Elvin Godínez, Félix Míncez, Edward Escobar, Paola López, Misael Fuentes, Francisco Monzón, Yimy Orozco, Manuel de León, Mercedes Maldonado, con cariño y aprecio.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme la vida, fortalecerme en los momentos difíciles y permitirme alcanzar esta meta.
Mis padres	Por enseñarme que con perseverancia y dedicación se pueden lograr las metas trazadas. Infinitas gracias por dejarme el mejor regalo de mi vida; su amor y el esfuerzo que día con día hicieron para hacer de mi vida un profesional.
Mis hermanos	Por todo el apoyo que me han brindado en mi vida, gracias por su cariño y comprensión.
Ing. Luis Carlos Cameros	Por darme todo el apoyo necesario y la asesoría brindada incondicionalmente.
Municipalidad de San Cristóbal Cucho	Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).
Mis amigos	Gracias por compartir y brindarme su amistad, sin duda alguna los mejores momentos en nuestra etapa estudiantil. Todo mi respeto, aprecio y admiración para ustedes.
Facultad de Ingeniería	Por permitirme formar y adquirir conocimiento en sus aulas.
Universidad de San Carlos De Guatemala	Gracias por transformar mi sueño en realidad.

ÍNDICE

ÍNDICE	I
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE ANEXOS	XV
LISTADO DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XXI
RESUMEN	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
OBJETIVOS	XXIX
JUSTIFICACIÓN	XXXI
1. MONOGRAFÍA DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO.....	1
1.1. Reseña histórica	1
1.2. Localización y ubicación geográfica.....	2
1.3. Extensión territorial	2
1.4. Límites y colindancias	2
1.5. Vías de acceso	2
1.6. Suelo y topografía.....	2
1.7. Clima.....	2
1.8. Lluvias y granizo	3
1.9. Heladas.....	3
1.10. Tormentas y/o huracanes	3
1.11. Vientos.....	3

1.12.	Deslaves e inundaciones.....	3
1.13.	Población e idioma	3
1.14.	Principales actividades económicas	4
1.15.	Técnicas de cultivo	4
2.	MARCO TEÓRICO.....	5
2.1.	Mercado municipal.....	5
2.2.	Topografía	5
2.3.	Estudio de suelos.....	5
2.3.1.	Valor soporte triaxial.....	5
2.4.	Conceptos generales para diseño de edificios.	5
2.4.1.	Tipos de edificios.....	5
2.4.1.1.	Edificio residencial	6
2.4.1.2.	Edificio industrial	6
2.4.1.3.	Edificios comerciales.....	6
2.4.1.4.	Edificios deportivos	6
2.4.2.	Elementos estructurales	6
2.4.2.1.	Cimentación	6
2.4.2.2.	Columnas.....	6
2.4.2.3.	Vigas	7
2.4.2.4.	Losa	7
2.4.3.	Materiales utilizados en la fabricación de concreto armado	7
2.4.4.	Tipos de cargas.....	7
2.4.4.1.	Cargas puntuales	7
2.4.4.2.	Cargas lineales	7

2.4.4.3. Cargas superficiales.....	7
2.4.4.4. Carga Muerta	8
2.4.4.5. Carga Viva	8
2.4.4.6. Otras solicitudes	8
2.4.5. Normas de diseño	8
2.4.5.1. AGIES	8
2.4.5.2. AASHTO	8
2.4.5.3. COGUANOR.....	9
2.4.5.4. ASTM.....	9
2.4.5.5. ACI.....	9
2.4.5.6. NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES NÚMERO DOS NRD2	9
2.4.6. Criterios de diseño estructural.....	10
2.4.7. Métodos aproximados de análisis	10
2.4.7.1. Método de Kani	10
2.4.8. Situación Sísmica de Guatemala	11
2.4.9. Métodos de análisis sísmicos.....	13
2.4.9.1. Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente.....	13
3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA MERCADO	
.....	15
3.1. Descripción del proyecto.....	15
3.2. Delimitación del proyecto	15
3.2.1. Macrolocalización del proyecto	15
3.2.2. Microlocalización del proyecto.....	15
3.3. Análisis de mercado.....	17
3.3.1. Recopilación de información	17

3.3.2. Número de vendedores	17
3.3.3. Número de consumidores	17
3.3.4. Beneficiarios indirectos	18
3.4. Levantamiento topográfico.....	18
3.5. Estudio de suelos.....	19
3.6. Diseño arquitectónico	20
3.7. Análisis estructural.....	21
3.7.1. Análisis de cargas	21
3.7.1.1. Carga viva.....	21
3.7.1.2. Carga muerta	21
3.7.1.3. Sobrecarga en losa primer nivel.....	21
3.7.1.4. Sobrecarga en losa segundo nivel	22
3.7.1.5. Sobrecarga en losa tercer nivel.....	22
3.7.2. Predimensionamiento de losa	22
3.7.3. Predimensionamiento de vigas	23
3.7.3.1. Viga principal.....	24
3.7.3.2. Viga secundaria	25
3.7.4. Predimensionamiento de columnas	25
3.7.5. Predimensionamiento de zapatas	28
3.8. Áreas tributarias.....	29
3.9. Integración de cargas	33
3.9.1. Integración de carga muerta Eje 3	33
3.9.2. Integración de cargas vivas eje 3.....	38
3.10. Análisis sísmico	43

3.10.1.	Carga por sismo (corte basal).....	43
3.10.2.	Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente	43
3.10.2.1.	Peso de la edificación	43
3.10.2.2.	Coeficiente sísmico de diseño.....	47
3.10.2.3.	Corte basal.....	55
3.11.	Análisis de marcos dúctiles	57
3.11.1.	Software (ETABS).....	57
3.11.2.	Análisis por paquete de software (ETABS)	57
3.11.2.1.	Momentos obtenidos por software ETABS	62
3.11.3.	Comprobación por método numérico (KANI)	65
3.11.3.1.	Momentos finales método Kani	69
3.11.4.	Comparación de momentos	72
3.11.5.	Envolvente de momentos.....	75
3.11.5.1.	Comparación y porcentaje (%) de error.	78
3.12.	Diseño de elementos estructurales	79
3.12.1.	Diseño de losas	79
3.12.1.1.	Momentos en losas.	86
3.12.1.2.	Acero de refuerzo.....	102
3.12.2.	Diseño de vigas	107
3.12.2.1.	Diseño viga principal	107
3.12.2.2.	Refuerzo longitudinal	108
3.12.2.3.	Refuerzo transversal	111
3.12.2.4.	Diseño viga secundaria.....	115
3.12.2.5.	Refuerzo longitudinal	116

3.12.2.6. Refuerzo transversal	120
3.12.3. Diseño de columnas.....	122
3.12.3.1. Esbeltez de columna.....	123
3.12.3.2. Magnificación de momentos	126
3.12.3.3. Refuerzo longitudinal	128
3.12.3.4. Refuerzo transversal	132
3.12.4. Diseño de zapatas	134
3.12.4.1. Cargas y momentos de diseño.....	135
3.12.4.2. Dimensionamiento de la zapata	136
3.12.4.3. Chequeo de presión sobre el suelo.....	137
3.12.4.4. Chequeo de excentricidades.....	139
3.12.4.5. Chequeo por cortante	141
3.12.4.6. Chequeo por punzonamiento	143
3.12.4.7. Diseño de refuerzo por flexión	145
3.12.4.8. Cálculo de acero	147
3.12.4.9. Longitud de desarrollo.....	148
3.12.5. Medidas de mitigación	149
3.12.6. Presupuesto integrado.....	150
3.12.7. Cronograma de ejecución e inversión.....	151
CONCLUSIONES	153
RECOMENDACIONES	155
BIBLIOGRAFÍA	157
ANEXOS.....	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Macrolocalización del proyecto	16
Figura 2. Microlocalización del proyecto	16
Figura 3. Polígono predio municipal.....	19
Figura 4. Área tributaria para predimensionamiento columna crítica	26
Figura 5. Área tributaria eje 3, primer nivel entrepiso.....	30
Figura 6. Área tributaria eje 3, segundo nivel entrepiso.....	31
Figura 7. Área tributaria eje 3, tercer nivel azotea.....	32
Figura 8. Área tributaria viga E-F eje 3 primer nivel entre piso	33
Figura 9. Modelo matemático, metrado de cargas eje 3	42
Figura 10. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	49
Figura 11. Espectro AGIES, AGIES 2018 modificado	53
Figura 12. Espectro AGIES aplicado el factor de resistencia, AGIES 2018 modificado	54
Figura 13. Modelo matemático de fuerzas sísmicas por marco eje 3	58
Figura 14. Integración de cargas vivas primero y segundo nivel en ETABS	59
Figura 15. Integración de cargas vivas tercer nivel en ETABS	60
Figura 16. Sobrecarga permanente primer y segundo nivel en ETABS.....	60
Figura 17. Sobrecarga permanente tercer nivel en ETABS	61
Figura 18. Coeficiente sísmico en software ETABS.....	61
Figura 19. Masa sísmica en software ETABS.....	62
Figura 20. Diagrama de momento combinación 1.4CM en ETABS eje 3.....	62

Figura 21. Diagrama de momento combinación 1.2CM+1.6CV en ETABS eje 3.....	63
Figura 22. Diagrama de momento combinación 1.2CM+1.0CV+1.0CS en ETABS eje 3	63
Figura 23. Diagrama de momento combinación 0.9CM-1.0CS en ETABS eje 3.....	64
Figura 24. Diagrama de momento combinación 0.9CM+1.0CS en ETABS eje 3.....	64
Figura 25. Ruta de interacciones método de Kani, eje 3.....	65
Figura 26. Interacciones método de Kani, carga muerta eje 3.....	66
Figura 27. Interacciones método de Kani, carga viva, eje 3.....	67
Figura 28. Interacciones método de Kani, carga por sismo, eje 3.....	68
Figura 29. Losas primer nivel.....	80
Figura 30. Losas segundo nivel.....	81
Figura 31. Losas tercer nivel, azotea.....	82
Figura 32. Momentos balanceados en losas, primer nivel entrepiso.....	99
Figura 33. Momentos balanceados en losas, segundo nivel entrepiso.....	100
Figura 34. Momentos balanceados en losas, tercer nivel azotea.....	101
Figura 35. Losa a diseñar.....	102
Figura 36. Diagrama diseño de losas.....	105
Figura 37. Diagrama de diseño de losa dirección b.....	106
Figura 38. Diagrama de diseño de losa dirección a.....	106
Figura 39. Área de acero viga principal Software ETABS.....	111
Figura 40. Área de acero viga secundaria Software ETABS.....	119

Figura 41. Factor de longitud efectiva para miembros en compresión (k) para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral	126
Figura 42. Diagrama de interacción de columnas, Software ETABS	130
Figura 43. Acero longitudinal en eje 3, por software ETABS.....	131
Figura 44. Cortante en una dirección en zapatas.....	142
Figura 45. Cortante en dos direcciones (punzonamiento).....	143
Figura 46 Cronograma de ejecución e inversión	151

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Libreta topográfica.....	18
Tabla 2. Ensayo de compresión triaxial.....	20
Tabla 3. Sobrecarga de losa primer nivel.....	21
Tabla 4. Sobrecarga de losa segundo nivel.	22
Tabla 5. Sobrecarga de losa tercer nivel.....	22
Tabla 6. Integración de cargas debido al área tributaria en columna crítica.	27
Tabla 7. Metrado de cargas muertas eje 3 del primer nivel entrepisos.	35
Tabla 8. Metrado de cargas muertas eje 3 segundo nivel entrepisos.	36
Tabla 9. Metrado de cargas muertas eje 3 tercer nivel azotea.....	37
Tabla 10. Metrado de carga viva eje 3, primer nivel entrepiso.	39
Tabla 11. Metrado de carga viva eje 3, segundo nivel entrepiso.	40
Tabla 12. Metrado carga viva eje 3, tercer nivel azotea.	41
Tabla 13. Cálculo peso propio, primer nivel.	45
Tabla 14. Cálculo peso propio, segundo nivel.....	45
Tabla 15. Cálculo peso propio, tercer nivel.	46
Tabla 16. Cálculo de carga viva total del edificio.	46
Tabla 17. Total de carga muerta más 25% de carga viva.	47
Tabla 18. Clasificación del tipo de suelo.	48
Tabla 19. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.	50
Tabla 20. Factores Kd de acuerdo al nivel sísmico.....	52

Tabla 21. Distribución de fuerzas por sismo por nivel.....	56
Tabla 22. Distribución horizontal de fuerzas sísmicas.....	57
Tabla 23. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga muerta en columnas.	69
Tabla 24. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga muerta en vigas.	70
Tabla 25. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga viva en columnas....	70
Tabla 26. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga viva en vigas.....	71
Tabla 27. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga de sismo en columnas.	71
Tabla 28. Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga de sismo en vigas...	72
Tabla 29. Comparación de momentos en columnas eje 3, método numérico Kani y software ETABS	73
Tabla 30. Comparación de momentos negativos en vigas eje 3, método numérico Kani y software ETABS.....	74
Tabla 31. Comparación de envolvente en columnas eje 3 del primer nivel, método numérico Kani y software ETABS.	75
Tabla 32. Comparación de envolvente en columnas eje 3 del segundo nivel, método numérico Kani y software ETABS.	76
Tabla 33. Comparación de envolvente en columnas eje 3 del tercer nivel, método numérico Kani y software ETABS.	76
Tabla 34. Comparación de envolvente en vigas eje 3 del primer nivel, método numérico Kani y software ETABS.....	77
Tabla 35. Comparación de envolvente en vigas eje 3 del segundo nivel, método numérico Kani y software ETABS.....	77

Tabla 36. Comparación de envolvente en vigas eje 3 del tercer nivel, método numérico Kani y software ETABS.	78
Tabla 37. Comparación de porcentaje de error en envolvente de momentos.	78
Tabla 38. Cargas y coeficientes en losas del primer nivel.....	83
Tabla 39. Cargas y coeficientes en losas del segundo nivel.	84
Tabla 40. Cargas y coeficientes en losa del tercer nivel, azotea.....	85
Tabla 41. Momentos positivos y negativos en losas primer nivel.....	88
Tabla 42. Momentos positivos y negativos en losas segundo nivel.	89
Tabla 43. Momentos positivos y negativos en losas tercer nivel, azotea.	90
Tabla 44. Momentos balanceados en losa eje X primer nivel.	93
Tabla 45. Momentos balanceados en losas eje Y primer nivel.	94
Tabla 46. Momentos balanceados en losa eje X segundo nivel.....	95
Tabla 47. Momentos balanceados en losas eje Y segundo nivel.....	96
Tabla 48. Momentos balanceados en losas eje X tercer nivel, azotea.....	97
Tabla 49. Momentos balanceados en losas eje Y tercer nivel, azotea.....	98
Tabla 50. Esfuerzos máximos en zapata.	139
Tabla 51. Presupuesto integrado.	150

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo I. Estudio mecánica de suelos.....	159
Anexo II. Diseño de zapata combinada eje 1	164
Anexo III. Zapata combinada eje F.....	176
Anexo IV. Diseño de unión viga columna, nodos sismorresistentes especiales a momentos	188
Anexo V. Diseño muro de contención	193

LISTADO DE SÍMBOLOS

A	Área
As	Área de acero
AS _{mín}	Área de acero mínimo
AS _{max}	Área de acero máximo
Ag	Área gruesa
At	Área tributaria
h	Altura
A _{varilla}	Área de varilla
b	Base
Q _{adm}	Capacidad admisible del suelo
P _u	Carga axial
P _{servicio}	Carga de servicio por gravedad
P _{servicio_SX}	Carga de servicio por gravedad más sismo en X
P _{servicio_SY}	Carga de servicio por gravedad más sismo en Y
P _{sismo_x}	Carga por sismo en X
P _{sismo_y}	Carga por sismo en Y
P _{CM}	Carga puntual por carga muerta
P _{CV}	Carga puntual por carga viva
CU	Carga última
CS	Carga de sismo
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
P	Carga puntual

cm	Centímetro
V_{U1}	Cortante último en una dirección
V_{U2}	Cortante último en dos direcciones
V_{C1}	Cortante nominal del concreto
ρ	Cuantía balanceada de acero
Df	Desplante
D_{varilla}	Diámetro de varilla
E	Esbeltez de columna
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
e_x	Excentricidad en sentido X
e_y	Excentricidad en sentido Y
FS	Factor de seguridad
I_x	Inercia en sentido X
I_y	Inercia en sentido Y
L	Longitud del elemento
Kg	Kilogramo
m	Metro
M	Momento
Mb	Momento balanceado
M_{CM_x}	Momento de carga muerta en eje X
M_{CM_y}	Momento de carga muerta en eje Y
M_{CV_x}	Momento de carga viva en eje X
M_{CV_y}	Momento de carga viva en eje Y
M_N	Momento negativo
$M_{\text{sismo_xx}}$	Momento por sismo XX

$M_{\text{sismo_xy}}$	Momento por sismo XY
$M_{\text{sismo_yx}}$	Momento por sismo YX
$M_{\text{sismo_yy}}$	Momento por sismo YY
M_p	Momento positivo
d	Peralte efectivo
r_{libre}	Recubrimiento libre
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
f_c	Resistencia a la compresión del concreto
r	Radio de giro
SC	Sobrecarga
$V_{\text{varilla\#}}$	Varilla propuesta

GLOSARIO

Análisis estructural:	Estudio que abarca un cálculo para determinar el comportamiento de estructuras a través de métodos iterativos y diagramas.
Área de refuerzo:	Área de acero longitudinal requerida para resistir un momento en específico.
Área tributaria:	Área de carga que afecta a un elemento estructural.
Capacidad soporte:	Capacidad de carga del suelo en unidades de fuerza sobre unidad de área.
Carga axial:	Carga que se aplica a un elemento estructural perpendicular a su sección transversal.
Confinamiento:	Zona en la que se colocan elementos transversales de refuerzo esto con el fin de evitar fallar por cortantes y limitar el movimiento del concreto.
Corte basal:	Esfuerzo cortante que un sismo produce en la base de la estructura.
Columna:	Son aquellos elementos verticales que soportan fuerzas de compresión y flexión, encargados de transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación.
Desplante:	Profundidad de la cimentación respecto al nivel del terreno.
Ductilidad:	Característica de un material el cual puede deformarse plásticamente sin romperse.
Envolvente de momentos:	Representa el efecto de la superposición de las cargas muerta, viva, sismo y más si existieran.
Esbeltez:	Relación que existe entre la sección transversal de un elemento y su longitud.
Estribo:	Elemento transversal de acero que confina el núcleo de concreto de un elemento estructural.

Estudio de suelos:	Análisis profesional en el que, a través de un conjunto de actividades in situ y laboratorio, se llegan a conocer las características particulares del suelo en el cual se pretende realizar el proyecto.
Fuerza cortante:	Fuerza que actúa perpendicular al eje del elemento estructural.
Inercia:	Capacidad de los elementos para permanecer en su estado de reposo.
Infraestructura:	Es un conjunto estable de elementos resistentes de una construcción con la finalidad de soportar cargas y transmitir las, para llevar finalmente estos pesos o cargas al suelo. Estos son importantes para el desarrollo de una comunidad.
Losa:	Elemento estructural plano, éste soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos, los cuales pueden ser vigas.
Momento resistente:	Es el resultado de multiplicar la fuerza de tensión o compresión por el brazo del par interno.
Peralte efectivo:	Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal.
Predimensionamiento:	Es el proceso que estima las dimensiones iniciales de los elementos estructurales
Refuerzo:	Material de acero estructural que se utiliza 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.
Vigas:	Es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión.

Zapatas:

Son elementos estructurales que permiten transmitir la carga que soportan las columnas, más el peso propio de toda la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.

RESUMEN

El proyecto realizado consiste en el diseño estructural de edificio para mercado de tres niveles ubicado en aldea Barranca Grande El Centro del municipio de San Cristóbal Cucho, San Marcos, surge como una propuesta para resolver una problemática existente generada, debido a que las ventas que se realizan los días sábados en el polideportivo no cuentan con las condiciones adecuadas para su funcionamiento. En consecuencia, se hace necesario plantear una alternativa de diseño integral que contribuya al desarrollo del municipio.

Por lo cual, se plantea la construcción de un edificio de tres niveles diseñado con un sistema de marcos estructurales, el cual contará con ambientes ergonómicamente diseñados, como lo son espacio para parqueos, garita de seguridad, servicios sanitarios, locales para diferentes comercios. El edificio contará con losas macizas, vigas, columnas y zapatas de concreto armado, las divisiones serán con paredes de block no estructurales ya que estas no soportarán las cargas del edificio, cada espacio mencionado anteriormente contará con iluminación y ventilación amplia para el uso que corresponde. La altura del edificio será uniforme en sus tres niveles siendo éste de 3 metros.

Para el diseño de la infraestructura, se tomarán en cuenta normas y criterios generales, en lo arquitectónico y estructural del edificio, en las que se pueden mencionar, está el AGIES, CONRED, NRD2 y ACI 318s-14

Al momento del diseño del edificio también se consideraron todas las cargas verticales y horizontales que actúan sobre la estructura siendo esta carga muerta, carga viva y carga sísmica. Después de obtener todas las cargas de diseño, se definen las características de los elementos estructurales, como columnas, vigas, losas y zapatas, en las cuales las dimensiones de la sección y el refuerzo de acero se proporcionó en base al diseño estructural realizado por medio del software ETABS y comparado con el método numérico Kani. Teniendo todo el diseño se elaboró planos constructivos, presupuesto y cronogramas de ejecución.

INTRODUCCIÓN

Actualmente, en varias comunidades en el interior del país existe la falta de proyectos para satisfacer las necesidades básicas y la infraestructura necesaria para poder garantizar a la población una mejor calidad de vida y adecuada.

El municipio de San Cristóbal Cucho, actualmente, está experimentando un proceso de crecimiento poblacional por el cual ellos no cuentan con el espacio adecuado para albergar a la cantidad de vendedores y usuarios que acuden a adquirir productos de la canasta básica.

Como parte del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-, se propone el desarrollo del proyecto de Diseño Estructural de Edificio para Mercado de Tres Niveles de aldea Barranca Grande El Centro, municipio de San Cristóbal Cucho, departamento de San Marcos.

El proyecto busca beneficiar a un alto número de habitantes de las aldeas cercanas y municipios circunvecinos.

Se plantea presentar una solución diseñando estructuralmente un mercado de tres niveles de aproximadamente 700 m² de construcción por nivel, contará con parqueo para las personas que lleguen a adquirir productos básicos, los respectivos espacios para que los comerciantes ofrezcan los productos a la población, los cuales serán de un sistema constructivo de marcos dúctiles de concreto armado, actualmente, la aldea Barranca Grande El Centro, no cuenta con un mercado apropiado y la población tiene que buscar aldeas o municipios aledaños para poder adquirir los productos.

OBJETIVOS

General

Realizar el diseño estructural de edificio para mercado de tres niveles de Aldea Barranca Grande El Centro, municipio de San Cristóbal Cucho, departamento de San Marcos.

Específicos

- Crear una propuesta de distribución y zonificación de locales comerciales, adaptada a los requerimientos del comercio local.
- Realizar el estudio de suelos por medio del método valor soporte triaxial, para determinar la resistencia del suelo para un diseño estructural óptimo.
- Analizar el comportamiento que tendrá el edificio ante eventos sísmicos por medio del método de la Carga Sísmica Estática Equivalente.
- Aplicar las especificaciones técnicas adecuadas para el diseño de marcos estructurales basadas en normas de construcción AGIES y código ACI.
- Realizar la planificación del proyecto, la cual consta de presupuesto, planos constructivos y cronogramas de ejecución del diseño del mercado.

JUSTIFICACIÓN

Actualmente, los mercados en diferentes zonas del municipio son escasos en base a la población, existiendo también mercados informales que se colocan en calles sin ninguna norma de salubridad. En aldea Barranca Grande El Centro, el mercado se realiza un día a la semana, en el local que ocupa el polideportivo de la comunidad, ubicado en el centro de la aldea. Se inició a utilizar este espacio en la pandemia del COVID-19, pero los días que no se realiza el mercado, las personas para vender y adquirir sus productos agrícolas viajan al mercado de la terminal del Mosquito del municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos.

Los habitantes de esta comunidad, en un 70% se dedica al cultivo de hortalizas y existe un porcentaje que se dedica al cultivo de café, así mismo, existen venta de carnes rojas. Por lo tanto, se pretende realizar el diseño estructural de un mercado para albergar las ventas que se realizan los días sábados en el polideportivo, con las condiciones adecuadas para su funcionamiento. En consecuencia, se hace necesario plantear una alternativa de diseño integral que contribuya al desarrollo del municipio, formalizar y centralizar las ventas de los productos locales y con ello mejorar la economía de los 1,845 habitantes de la aldea, cabe mencionar también que se benefician las aldeas aledañas como lo es Barranca Grande El Calvario con 1,610 habitantes, San Rafael Guativil con 1,907 habitantes y como beneficiarios indirectos a los 17,987 habitantes del municipio.

Cumpliendo con los estándares establecidos de seguridad para resistir cargas de los respectivos espacios a ser utilizados y que tenga la capacidad para someterse a fenómenos naturales, como son sismos o terremotos manteniendo la integridad física de las personas que hagan el uso del mercado.

En términos académicos, es una excelente oportunidad para aplicar los conocimientos, habilidades y destrezas adquiridas durante la formación académica, aplicando las ciencias de la ingeniería civil, basándose en problemáticas reales que se viven en el país. Es importante considerar con esto, que se cumple la extensión social que promueve la Universidad de San Carlos de Guatemala.

1. MONOGRAFÍA DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO

1.1. Reseña histórica

El municipio de San Cristóbal Cucho fue descubierto por los conquistadores españoles al mando del Capitán español don Juan de Dios y Cardona quien ostentaba en ese entonces el cargo de capitán al servicio del Real Ejército Español. En el historial del municipio se puede comprobar que fue anexado al municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos en el año 1935, recobrando nuevamente su categoría de municipio el 12 de Julio de 1945.

Barranca Grande El Centro es una aldea de San Cristóbal Cucho municipio del departamento de San Marcos, Guatemala.

La aldea Barranca Grande El Centro cuenta con una historia muy extensa, entre las fechas más importantes destacan las que se mencionan a continuación.

En el año de 1830 aproximadamente, fue fundada la aldea Barranca Grande El Centro. Entre sus primeros habitantes están las siguientes personas; José Santos, Locariana Miranda, Delfina Fuentes y Jesús Orozco.

En el año de 1861 fue construida la primera escuela, la construcción se llevó a cabo con los siguientes materiales: adobe y paja, pero no solo hubo alegría al formar este lugar, sino que también hubo desastres naturales como el que sufrió en el año de 1966 donde se hundió parte de la aldea.

En el año de 1968 se finaliza la carretera nacional que pasa de la cabecera departamental de San Marcos hacia la aldea en donde ésta deja grandes beneficios, tales como una mejor comunicación vía terrestre entre aldeas y municipios, entre otros proyectos importantes que se llevaron a cabo durante este año, se puede mencionar: la introducción de agua potable, construcción del campo de fútbol, cementerio y apertura de calles aledañas a la aldea.

En el año 2005 fue fuertemente golpeado por el huracán Stan dejando pérdidas de cultivos, casas, puentes y terrenos.

Estos desastres naturales que ocurrieron en Aldea Barranca Grande El Centro, se deben a la topografía del terreno, pero a pesar de todo el sufrimiento, dicho lugar ha logrado salir adelante con algunos proyectos importantes. (PDM_OT, 2020)

1.2. Localización y ubicación geográfica

La aldea Barranca Grande El Centro se encuentra ubicada aproximadamente a 7 kilómetros de la cabecera municipal de San Cristóbal Cucho, cuenta con las coordenadas siguientes: latitud norte 14° 53' 39" y longitud oeste 91° 46' 04". (PDM_OT, 2020)

1.3. Extensión territorial

La extensión territorial del Municipio de San Cristóbal Cucho es de 56 kilómetros cuadrados. (PDM_OT, 2020)

1.4. Límites y colindancias

Las colindancias de la aldea Barranca Grande El Centro, son:

Al norte: Caserío Las Flores.

Al sur: Aldea Barranca Grande El Calvario.

Al este: Río El Naranjo y Corral Grande.

Al oeste: San Cristóbal Cucho. (PDM_OT, 2020)

1.5. Vías de acceso

Su principal vía de comunicación terrestre es la Ruta Nacional 12 Sura -RN12 Sur- teniendo varias rutas de acceso aledaños como San Rafael Guativil, Chim, Corral Grande; entroncando por la misma carretera en donde se extiende a la cabecera departamental de San Marcos. Las vías de acceso en el municipio están conectadas por rutas transitables en todo el tiempo que facilitan el acceso al casco urbano. (PDM_OT, 2020)

1.6. Suelo y topografía

Esta aldea está rodeada de montañas, sus terrenos son quebrados y sus suelos se destacan por ser franco arenoso y franco arcilloso, en los cuales se cultivan productos que permiten la subsistencia de sus pobladores.

En esta comunidad se encuentran riachuelos y nacimientos de agua fría y caliente. (PDM_OT, 2020)

1.7. Clima

En Aldea Barranca Grande El Centro el clima es muy agradable ya que es bocacosta aproximadamente con temperaturas de 12° centígrados mínimo y 25° centígrados máximo. (PDM_OT, 2020)

1.8. Lluvias y granizo

En la aldea Barranca Grande El Centro las lluvias se inician en el mes de mayo, haciendo notar que son más fuertes en septiembre. Las lluvias dejan de caer en octubre, y es importante mencionar que en mayo ocurren precipitaciones que traen granizo. (PDM_OT, 2020)

1.9. Heladas

Las heladas empiezan a caer en el mes de diciembre, teniendo una presencia más fuerte en enero. Por lo general, las heladas en esta comunidad dejan de caer en febrero. (PDM_OT, 2020)

1.10. Tormentas y/o huracanes

Las tormentas inician en septiembre y octubre, tomando más auge en los meses ya mencionados, en octubre las personas ya se sienten tranquilas debido a que ya no ocurren tormentas. (PDM_OT, 2020)

1.11. Vientos

Los vientos fuertes empiezan a ocurrir a partir del mes de noviembre, el viento se torna más fuerte en diciembre y deja de soplar en enero. (PDM_OT, 2020)

1.12. Deslaves e inundaciones

En esta comunidad existen deslaves en las zonas inclinadas y deforestadas, lo cual provoca pérdidas de cualquier tipo de infraestructura y cultivos. Esto es más que todo por la topografía del terreno, la cual es muy inclinada, motivo por el cual se han producido una gran cantidad de deslaves. Este problema de deslaves es muy importante tomarlo en cuenta, dado que las consecuencias serían muy desastrosas, porque los deslaves que se puedan originar en esta zona pueden llegar a cobrar vidas humanas. (PDM_OT, 2020)

1.13. Población e idioma

En la comunidad existe un total de 119 viviendas con una cantidad semejante de familias, el promedio de personas por familia varía de 5-6 personas.

En esta comunidad el cien por ciento de los habitantes hablan el idioma español. (PDM_OT, 2020)

1.14. Principales actividades económicas

La agricultura es la base de la economía de este lugar, las personas se dedican a la siembra de cultivos perennes que se adaptan con facilidad a las condiciones climáticas y a las características de los suelos de la localidad. (PDM_OT, 2020)

1.15. Técnicas de cultivo

En esta comunidad la técnica de cultivo es manual, ya que los habitantes no cuentan con recurso económico para utilizar maquinaria a través de la cual puedan realizar los trabajos de preparación del terreno para la siembra. Además, en la comunidad, la pendiente del terreno no se presta para que las personas puedan utilizar maquinaria agrícola. Las herramientas que utilizan los habitantes de esta comunidad para preparar el terreno para la siembra, son las siguientes: machete y azadón. (PDM_OT, 2020)

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Mercado municipal

Un mercado es un área donde se venden artículos de primera necesidad, generalmente alimentos. Los mercados están formados por puestos individuales que ofrecen todo tipo de productos, predominando los productos frescos: carnes, frutas, verduras, pescados, etc. Estos en beneficio de las comunidades y/o municipios en los cuales no cuentan con la facilidad de adquirir estos productos.

2.2. Topografía

La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inamovible que la rodea. Se trata de plasmar en el plano topográfico la realidad que se aprecia sobre el terreno, en un escenario rural o natural, sobre la superficie de la tierra; en un medio urbano, es una descripción de hechos que existen en un lugar específico: muros, edificios, calles y otros.

2.3. Estudio de suelos

2.3.1. Valor soporte triaxial

“La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante” (Salas, 2011, p. 15)

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua. (Salas, 2011, p. 15)

Los ensayos triaxiales efectuados en muestras de suelo, arrojan resultados de cohesión y ángulo de fricción de acuerdo al tipo de ensayo efectuado

2.4. Conceptos generales para diseño de edificios

2.4.1. Tipos de edificios

Los edificios se pueden clasificar según su uso, propiedad y accesibilidad. Dependiendo del propósito del edificio, puede ser residencial, industrial, comercial y deportivo. La palabra

edificio proviene del latín aedificium, que significa cualquier estructura permanente en la que una persona realiza diversas actividades.

2.4.1.1. Edificio residencial

Este edificio es el más común, sirve como vivienda. En el cual se pueden mencionar algunos, como lo serían edificios para apartamentos, hoteles, un conjunto de edificios, los cuales servirían como residenciales

2.4.1.2. Edificio industrial

Destinados a actividades productivas, por ejemplo, talleres, fábricas y naves industriales, chimeneas, torres de plomo, acerías, refinerías, centrales energéticas, estaciones ferroviarias, almacenes e instalaciones portuarias, hangares, etc.

2.4.1.3. Edificios comerciales

Destinados directamente a la parte comercial, por ejemplo, tiendas de conveniencia, mercados, centros comerciales, entre otros.

2.4.1.4. Edificios deportivos

Un ejemplo son los polideportivos. Estos edificios consisten en grandes salas utilizadas para diversos deportes como tenis de mesa, fútbol, voleibol, entre otros.

2.4.2. Elementos estructurales

Son un conjunto de elementos destinados a soportar el propio peso de la estructura que conforma un edificio destinado a diversas actividades, como lo son para industria, vivienda, comercio, entre otras, también destinadas a soportar sismos, terremotos, viento, lluvia y nieve. Las principales son:

2.4.2.1. Cimentación

Son las zapatas y cimiento corrido, estas están en contacto con el suelo y reciben las cargas de columnas.

2.4.2.2. Columnas

Son elementos verticales que soportan las cargas de vigas y las distribuyen a la cimentación. Primordialmente, es solicitado por cargas de compresión en su propio eje.

2.4.2.3. Vigas

Son elementos horizontales los cuales soporta la carga de losa y las distribuye a las columnas. Sus esfuerzos correspondientes son de flexión.

2.4.2.4. Losa

Es el sistema de techo o de piso de los niveles superiores que soportan la carga viva (personas) y/o muerta (muebles o accesorios fijos) para posteriormente distribuirlas sobre las vigas.

2.4.3. Materiales utilizados en la fabricación de concreto armado

“El hormigón armado forma una estructura sólida que resiste la compresión y la tracción” (Structuralia, 2022, parr. 1)

Los materiales son arena o grava, cemento y agua. Los componentes activos del material son el cemento y el agua, que se encargan de formar una piedra de cemento y de unir los granos agregados. Las barras de acero se encargarán de aportar la jaula de refuerzo. (Structuralia, 2022, parr. 6)

2.4.4. Tipos de cargas

2.4.4.1. Cargas puntuales

Llamadas también cargas concentradas, son aquellas que actúan sobre un área muy pequeña en comparación con la del elemento que las recibe, se las representa como si actuaran sobre un punto. Se expresan en kilogramos, toneladas, libras, etc. con omisión de su área de actuación. (Rodas, 2014, p. 25)

2.4.4.2. Cargas lineales

“Llamadas también distribuidas, son aquellas que actúan sobre una superficie en la que una de sus dimensiones es despreciable. Se las expresa en kilogramos/ml; toneladas/ml; libras/pie, etc.” (Rodas, 2014, p. 25)

2.4.4.3. Cargas superficiales

“Actúan sobre una superficie cuyas dimensiones son comparables entre sí, se las expresa en kilogramos/m²; toneladas/m²; libras/pie², etc.” (Rodas, 2014, p. 25)

“Para efectos de diseño, la carga superficial puede idealizarse, aislando una franja de un metro de ancho, en cuyo caso la franja recibe una carga que también puede expresarse en kg/m.l. (para un elemento de un metro de ancho).” (Rodas, 2014, p. 25)

2.4.4.4. Carga muerta

“Es aquella que permanece indefinidamente en el elemento estructural de que se trate, por ejemplo, los pesos propios, los pisos, las decoraciones, los revestimientos, etc.” (Rodas, 2014, p. 29)

2.4.4.5. Carga Viva

“Es aquella que con certeza, se presentará periódicamente durante la vida útil de la estructura; son ejemplos de ésta: las personas y mobiliario en un edificio, los vehículos en un puente carretero o el empuje de aguas en una piscina”. (Rodas, 2014, p. 29)

2.4.4.6. Otras sollicitaciones

Se refiere aquí a los esfuerzos que responden a cambios de temperatura o retracción de fraguado. Es frecuente que a estas se las contrarreste mediante juntas de dilatación o de rotura para minimizarlas a través del fraccionamiento de la estructura. Existen otras como choques, vibraciones o explosiones que deberán considerarse coyunturalmente. (Rodas, 2014, p. 29)

2.4.5. Normas de diseño

2.4.5.1. AGIES

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, 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, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala. (AGIES, 2020, p. 4)

2.4.5.2. AASHTO

La Asociación Americana de TRENES o por sus siglas en inglés -AASHTO-, de American Association of State Highway and Transportation Officials, es un órgano que establece normas, publica especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías usadas en el

diseño y construcción de autopistas. A pesar de su nombre, la asociación representa no solo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público. (AASHTO, 2023, parr. 1)

2.4.5.3. COGUANOR

La Comisión Guatemalteca de Normas -COGUANOR- es el Organismo Nacional de Normalización, creada por el Decreto No. 1523 del Congreso de la República del 05 de mayo de 1962. Sus funciones están definidas en el marco de la Ley del Sistema Nacional de la Calidad, Decreto 78-2005 del Congreso de la República. (COGUANOR, 2005, p. 3)

“COGUANOR es una entidad adscrita al Ministerio de Economía, su principal misión es la de proporcionar soporte técnico a los sectores público y privado por medio de la actividad de normalización.” (COGUANOR, 2005, p. 3)

2.4.5.4. ASTM

ASTM Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales, por sus siglas en inglés - American Society for Testing and Materials o ASTM International-, es una organización de normalización internacional que desarrolla y publica protocolos de normas técnicas voluntarias para una variedad de materiales, productos, sistemas y servicios. Existen aproximadamente 12,575 acuerdos estándar voluntarios en todo el mundo. ASTM International tiene su sede en West Conshohocken, al noroeste de Filadelfia, Pensilvania, EE. UU.

2.4.5.5. ACI

Este Reglamento proporciona los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, construcción y evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural de cualquier estructura diseñada y construida de acuerdo con los requisitos del reglamento general de construcción. (ACI, 2018, p. 9)

“El propósito de este Reglamento es proteger la salubridad y seguridad pública estableciendo requisitos mínimos para la resistencia, estabilidad, funcionamiento, durabilidad, e integridad de las estructuras de concreto.” (ACI, 2018, p. 10)

2.4.5.6. NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES NÚMERO DOS -NRD2-

Guatemala es un país constantemente afectado por tormentas, sismos, erupciones volcánicas y otros eventos de origen natural que, en conjunto con materiales y técnicas

de construcción inapropiadas, han provocado la pérdida de vidas, daños a la integridad de las personas. (CONRED, 2019, p. 5)

Por tal razón, se han creado Las Normas de Reducción de Desastres, las cuales son un conjunto de especificaciones técnicas que tienen como principal objetivo ser un mecanismo de preservación de la vida, seguridad e integridad de las personas, estableciendo los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones e instalaciones a las cuales tienen acceso los distintos usuarios. Actualmente, existen cuatro Normas de Reducción de Desastres vigentes. (CONRED, 2019, p. 5)

2.4.6. Criterios de diseño estructural

El diseño de una estructura parte de una tipología base para a continuación realizar el cálculo adecuado de resistencias en cada una de sus partes conocidas, los materiales y las cargas actuantes. Los parámetros son los que determinan la situación, las características de la zona de estudio, el clima, etc. (Valbuena, 2017, p. 2)

Definir los requisitos que se deben cumplir en el diseño, construcción y mantenimiento de un edificio para lograr un nivel adecuado de protección contra fallas estructurales. El diseño estructural siempre debe proporcionar un rendimiento equilibrado entre las partes rígidas y plásticas de los elementos, ya que el exceso de cualquiera de los dos aspectos puede conducir en muchos casos a la falla estructural. (Valbuena, 2017, p. 2)

Toda estructura, y cada una de sus partes, deben tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que pueden presentarse durante su vida útil esperada. Los estados límite quedan expresados por los objetivos establecidos en estas normas, que es diseñar estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño en elementos no estructurales. (Valbuena, 2017, p. 5)

2.4.7. Métodos aproximados de análisis

2.4.7.1. Método de Kani

El método de Kani fue lanzado en el año 1930 y su versión en español en 1959, el método se basa en las aproximaciones sucesivas y en la distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamientos nodales. El método iterativo de análisis de estructuras desarrollado por Gaspar Kani, viene a ser extremadamente satisfactorio para el análisis de cualquier estructura convencional para edificios de varios pisos bajo

cualquier condición de cargas dada. Kani propuso extender este método a las estructuras con columnas continuas a través de varios pisos con sólo ligeras modificaciones. (Salinas, 2020, p. 12)

“El método de Kani es fácil y rápido y también tiene incorporada la capacidad de eliminación de errores. Esto significa que los errores computacionales desaparecerán automáticamente en operaciones subsecuentes.” (Salinas, 2020, p. 12)

Para iniciar las iteraciones, se recomienda iniciar los cálculos en el nudo más descompensado y elegir una ruta que facilite los cálculos siguientes. Sin embargo, debido a la naturaleza de este método, esto no es estrictamente necesario. La desventaja de no utilizar una ruta que cumpla con el criterio anterior es que puede ser posible que la convergencia de las iteraciones requiera más ciclos. (Salinas, 2020, p. 13)

2.4.8. Situación Sísmica de Guatemala

Los terremotos son comunes en Guatemala porque su territorio se encuentra en el Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico, donde se concentran algunas de las zonas de hundimiento de placas tectónicas más importantes del mundo, lo que resulta en una alta actividad sísmica.

“Las autoridades del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología -INSIVUMEH- y de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres -CONRED- constantemente mantienen monitoreo con respecto a los sismos y de la magnitud de estos.” (PrensaLibre, 2023, parr. 2)

En lo que va de 2023, se han registrado 2 mil 237 sismos, de los que han sido sensibles 47. Los lugares en los que más se han sentido los sismos han sido el Océano Pacífico, Quiché, San Marcos, Jutiapa y Suchitepéquez. (PrensaLibre, 2023, parr. 5)

Por mencionar algunos eventos sísmicos en Guatemala en el Siglo XX:

- El terremoto de 1902: El 18 de abril a las 20:23:50 horas. Daños principales en Quetzaltenango y Sololá. Aproximadamente 200 víctimas mortales.
- El terremoto de 1913: El 8 de marzo a las 08:55 horas. Daños en Santa Rosa. Reportando varias víctimas mortales.
- Los terremotos de 1917 y 1918: Dos de los eventos famosos en este siglo, fueron una serie de sismos.

- El terremoto de 1942: El 6 de agosto a las 23:36 horas se registró el terremoto de mayor magnitud hasta la fecha Magnitud de ondas superficiales (Ms) = 8.3. Afectó a los departamentos de Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, San Marcos, Totonicapán, El Quiché, Sololá, Escuintla, Huehuetenango, Santa Rosa, Chiquimula, Alta y Baja Verapaz.
- El terremoto de 1959: El 20 de febrero a las 19:26 horas. Es considerado como uno de los eventos más destructivos al norte del territorio nacional.
- El terremoto de 1976: El 4 de febrero a las 03:03 horas. De magnitud Ms =7.5.
- El terremoto de Uspantán en 1985: El 11 de octubre a las 03:39 horas. Se considera un evento importante por haber destruido una ciudad casi por completo.
- El terremoto de Pochuta en 1991: El 18 de septiembre a las 03:48 horas. En la región de Chimaltenango de magnitud 5.3 causó por lo menos el 80% de destrozos de la población de San Miguel Pochuta.
- El Terremoto de Tukurú de 1995: El 19 de diciembre a las 14:56 horas se registró un sismo de Magnitud Local (MI) = 5.3 en la escala de Richter, se reportaron algunas casas dañadas en San Miguel Tukurú y Tamahú.
- El sismo del 10 de enero de 1998: a las 02:20 horas se produjo un sismo de magnitud 5.8 en la escala de Richter. Este evento inició una serie de réplicas que se extendió hasta el 20 de enero.
- El sismo del 11 de julio de 1999: A las 08:00 horas (local) se registró un sismo de magnitud de momento (Mw) = 6.1 con epicentro en el Golfo de Honduras, fue reportado como sensible en el territorio nacional.

Sismos en el siglo XXI:

- Terremoto en el Salvador, año 2001: El 13 de enero a las 11:33 horas. Se produjo un sismo de magnitud 7.6 Mw frente a las costas de El Salvador, originado en la Zona de subducción a 60 km de profundidad. Fue sensible en toda la república.
- El sismo del 7 de noviembre de 2012: A las 10:35 (hora local) se generó un sismo de magnitud Mw = 7.4 frente a las costas de Retalhuleu, sensible en el territorio nacional, afectando principalmente la región sur-occidental y occidental del país.

- Sismo del 6 de septiembre de 2013: A las 18:13 (hora local) se produjo un sismo de magnitud con epicentro en el departamento de San Marcos, el sismo produjo daños considerables de viviendas y a algunas carreteras.
- El sismo del 7 de julio de 2014: A las 5:21 (hora local) ocurrió un sismo de magnitud 6.9 con epicentro en el territorio mexicano cercano a la frontera con el departamento de San Marcos, a la que le siguieron una cantidad considerable de réplicas. (INSIVUMEH, 2016, p. 8-14)

2.4.9. Métodos de análisis sísmicos

2.4.9.1. Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente

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 semiempírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el Capítulo 4 de la NSE 2, en la masa "efectiva" de la edificación (Sección 1.11.3), en las propiedades elásticas de la estructura y en el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este capítulo. (AGIES, NSE 3, 2018, p. 2-1)

El Método Estático Equivalente también será un instrumento de calibración. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las solicitaciones sísmicas. (AGIES, NSE 3, 2018, p. 2-1)

3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA MERCADO

3.1. Descripción del proyecto

Se realizará el diseño estructural de un edificio de tres niveles, el cual será destinado para mercado municipal de aldea Barranca Grande El Centro, San Cristóbal Cucho, San Marcos.

El edificio constará con tres niveles para zona de expendio y servicios con la siguiente distribución.

- Primer nivel: se ubicarán áreas de aparcamiento, considerando también, para vehículos de personas con discapacidades diferente, guardianía, rampa de acceso, centro de acopio de basura, área para carga y descarga de productos.
- Segundo y tercer nivel: se instalarán servicios sanitarios y los respectivos espacios para los diferentes vendedores que se ubicarán en el mercado municipal.

Para conectar los tres niveles éste contará con las rampas necesarias, su iluminación estará a disposición natural y con instalaciones de energía eléctrica, incluido también red de agua potable y drenaje. La estructura estará compuesta por marcos dúctiles de concreto reforzado, cubiertos con losa planas de concreto armado.

3.2. Delimitación del proyecto

El proyecto al igual que cualquier otro proyecto de este tipo cuenta con delimitaciones, como: espacios de construcción.

3.2.1. Macrolocalización del proyecto

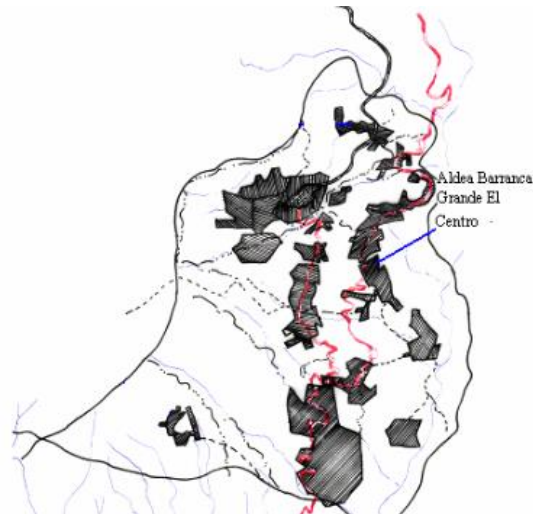
El proyecto se desarrollará al este de la cabecera municipal de San Cristóbal Cucho, San Marcos. Véase figura 1.

3.2.2. Microlocalización del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado al este de la cabecera municipal de San Cristóbal Cucho. En la **figura 2**, se puede apreciar una vista aérea del predio municipal en donde se tiene previsto construir dicho proyecto.

Figura 1.

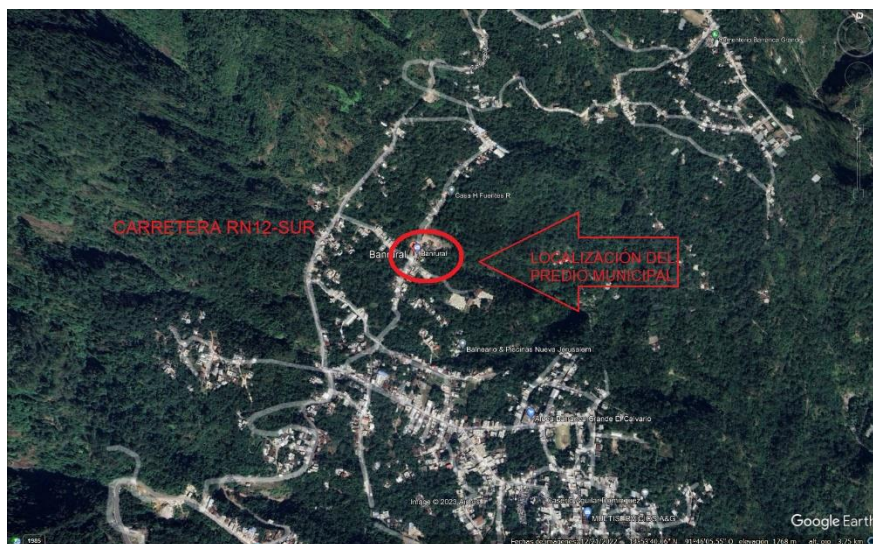
Macrolocalización del proyecto



Fuente: Plan de Desarrollo Municipal (PDM)

Figura 2.

Microlocalización del proyecto



Fuente: Google Earth Pro, programa satelital.

3.3. Análisis de mercado

3.3.1. Recopilación de información

La siguiente información recopilada se llevó a cabo con visitas a la comunidad, específicamente a la auxiliatura en donde el alcalde auxiliar y su corporación brindaron la siguiente información sobre el mercado que no se realiza con mucha frecuencia, en el local que ocupa el polideportivo de la comunidad, este está ubicado en el centro de la aldea. Se inició a utilizar este espacio en la pandemia del COVID-19, pero para vender y adquirir sus productos agrícolas, los pobladores viajan al mercado del mosquito del municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos. Esto debido a que el lugar es muy pequeño y no puede albergar a todas las personas que deseen vender sus productos.

3.3.2. Número de vendedores

El número de vendedores que se encuentran en el mercado actualmente son 32, pero a esto se debe sumarle un poco más, ya que varias familias viajan a mercados aledaños para vender sus productos.

3.3.3. Número de consumidores

El número de familias dentro de la comunidad es de 93 que serán beneficiadas con el nuevo mercado, en el cual podrán adquirir sus respectivos productos para subsistir. A esto se debe tomar en cuenta que la aldea está sobre una carretera importante, la cual es la Ruta Nacional 12 Sur que comunica a San Marcos con La Reforma, el Quetzal y Coatepeque. Es una vía muy transitada, de igual forma ayudará a los viajeros para poder realizar compras para el viaje. También mencionar a las comunidades aledañas como lo es San Rafael Guativil, Chim, Corral Grande, entre otras, que serán beneficiadas con el mercado.

En conclusión, se puede mencionar que el mercado será viable su realización, ya que ayudará a muchas personas. Tanto como para adquirir productos como para poder venderlos.

3.3.4. Beneficiarios indirectos

Algunas aldeas aledañas también podrán ser beneficiadas, las cuales son: Barranca Grande El Calvario con 1,610 habitantes, San Rafael Guativil con 1,907 habitantes y así como a los 17,987 habitantes del municipio de San Cristóbal Cucho.

3.4. Levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico con ayuda de una estación total, con la cual se determinó las dimensiones del predio municipal lo más exacto posible, en la planimetría se obtuvieron datos de las distancias horizontales, el polígono, orientación y ángulos horizontales. El terreno cuenta con un área de 850.08 m² el cual se encuentra en las coordenadas 14°53'41.35" N, 91°46'05.39" O a una elevación de 1,771 metros sobre el nivel del mar, a continuación, se presenta la libreta topográfica del polígono medido.

Tabla 1.

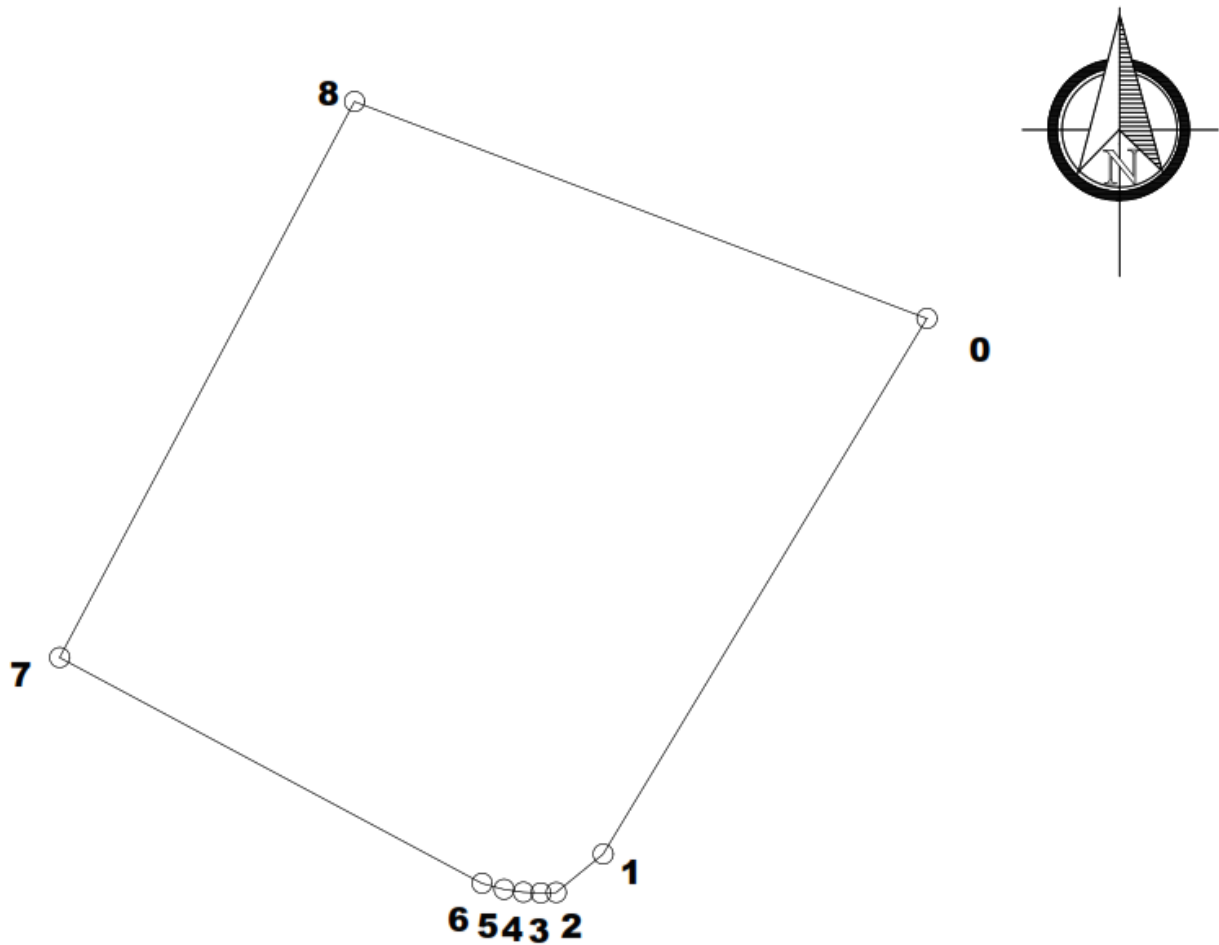
Libreta topográfica

Estación – Punto observado	Azimuts	Distancia (metros)
0 – 1	211°9'36.22"	29.21
1 – 2	230°53'59.17"	2.83
2 – 3	267°33'36.59"	0.72
3 – 4	272°46'34.53"	0.82
4 – 5	278°38'42.42"	0.91
5 – 6	285°17'27.88"	1.05
6 – 7	298°6'38.05"	22.36
7 – 8	27°57'21.35"	29.37
8 – 0	110°44'48.05"	28.58
Área = 850.08 m ²		

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

Figura 3.

Polígono predio municipal.



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

3.5. Estudio de suelos

El estudio de suelos del predio municipal en donde se pretende construir el mercado municipal, se realizó de la siguiente manera: se extrajo la muestra de suelo por medio de la realización de una calicata de aproximadamente 2 metros de profundidad que es la profundidad a la que se realizarán las zapatas respectivas del edificio, luego se trasladó la muestra al laboratorio de suelos, concreto y asfalto SAPON ubicado en el municipio de San Marcos, arrojando los siguientes resultados.

Tabla 2.*Ensayo de compresión triaxial*

Parámetros de corte			
Angulo de fricción interna: $\phi = \text{grados } ^\circ 28.92$	Cohesión: $C_u = 2.01 \text{ Ton/m}^2$		
Dimensión y tipo de la probeta	2.5" X 5.0"		
Probeta No.	1	2	3
Presión lateral (Ton/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura q(Ton/m ²)	12.65	25.68	35.63
Presión intersticial u(Ton/m ²)	X	X	X
Deformación en rotura Er(%)	2.0	3.5	5.0
Densidad seca (Ton/m ³)	1.30	1.30	1.30
Densidad húmeda (Ton/m ³)	1.62	1.62	1.62
Humedad	24.36	24.36	24.36
Coeficiente de seguridad		1	2
Presión de sobrecarga o esfuerzo total (Ton/m ²)		27.76	13.88

Fuente: Laboratorios de suelos, concreto y asfalto SAPON.

El dato utilizado para el análisis del diseño estructural será de 13.88 Ton/m² usando un factor de seguridad 2.

3.6. Diseño arquitectónico

El diseño propuesto se basa en el entorno urbano que rodea al municipio, en el reglamento de construcción del municipio de San Cristóbal Cucho no existe un limitante o algún diseño en específico para mercados municipales, por lo que el presente diseño se realizó de acuerdo a reglamentos de normativos de CONRED, específicamente en la Norma de Reducción de Desastres Número 2 (NRD2), se determinó un diseño óptimo para las personas beneficiadas con dicho proyecto, cumpliendo con todos los parámetros requeridos por dicha institución.

3.7. Análisis estructural

3.7.1. Análisis de cargas

3.7.1.1. Carga viva

La carga viva utilizada para el diseño del mercado municipal de aldea Barranca Grande El Centro, del municipio de San Cristóbal Cucho, San Marcos, será según la Norma de Seguridad Estructural para Guatemala (NSE 2) en la tabla 3.7.1-1, la cual habla de almacenes minoristas con una carga viva de 500 kgf/m².

Y para una carga viva de techo indica tabla 3.7.1-1 según NSE 2 de azoteas de concreto con acceso 200 kgf/m².

3.7.1.2. Carga muerta

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

3.7.1.3. Sobrecarga en losa primer nivel

Tabla 3.

Sobrecarga de losa primer nivel.

Sobrecarga de losa de primer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m²)
Repello sobre baldosa o concreto	24
Concreto con pómez, 1.7 kg/m ² por mm (contrapiso). Espesor de 40 mm	68
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobre lecho de mortero de 13mm (piso cerámico)	77
Tabiquería con block hueco de concreto espesor de 152 mm	150
Total	319

Fuente. Elaboración propia usando Word 2016, datos obtenidos AGIES NSE 2.

3.7.1.4. Sobrecarga en losa segundo nivel

Tabla 4.

Sobrecarga de losa segundo nivel

Sobrecarga de losa de segundo nivel	
Descripción	Carga (kgf/m²)
Repello sobre baldosa o concreto	24
Concreto con pómez, 1.7 kg/m ² por mm (contrapiso) Espesor de 40 mm	68
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobre lecho de mortero de 13mm (piso cerámico)	77
Tabiquería con block hueco de concreto espesor de 152 mm	150
Total	319

Fuente. Elaboración propia usando Word 2016, datos obtenidos AGIES NSE 2.

3.7.1.5. Sobrecarga en losa tercer nivel

Tabla 5.

Sobrecarga de losa tercer nivel.

Sobrecarga de losa de tercer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m²)
Repello sobre baldosa o concreto	24
Acabado de relleno de concreto (2.3 kgf/m ²)*(1mm) . Espesor de 30mm	69
Total	93

Fuente. Elaboración propia usando Word 2016, datos obtenidos AGIES NSE 2.

3.7.2. Predimensionamiento de losa

En el mercado a diseñar se utilizarán losas macizas de concreto armado, las cuales son elementos estructurales que proporcionan superficies planas sirviendo de apoyo a las cargas gravitacionales y como cubierta del edificio actuando como un medio para transmitir las cargas de peso propio, sobrecargas permanentes y cargas vivas por ocupación a las vigas.

Para hallar el espesor de la losa, se determina en base al perímetro del área a cubrir, se toman las dimensiones de la losa de mayor tamaño.

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

$$t = \frac{(5.57 * 2 + 3.035 * 2)}{180}$$

$$t = 0.096 \text{ m}$$

El resultado se aproximará a 10 cm de espesor de losa.

Para determinar si la losa trabaja en uno o dos sentidos, se utiliza la siguiente expresión:

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

Donde:

a = dimensión lado corto de la losa.

b = dimensión lado largo de la losa.

Si m es menor a 0.50 la losa trabaja en una dirección y si es mayor o igual a 0.50 la losa trabaja en dos direcciones.

a = 3.035 metros el lado corto

b = 5.57 metros el lado largo.

$$m = \frac{3.035}{5.57}$$

$$m = 0.54$$

$$m > 0.50 = \text{Losa trabaja en dos sentidos}$$

La losa tomando la más crítica trabaja en dos direcciones con un espesor de 10 cm.

3.7.3. Predimensionamiento de vigas

Las vigas son elementos estructurales que se ubican en posición horizontal, éstas reciben cargas de la losa que posteriormente se transmiten a las columnas. Trabajan principalmente a flexión, produciendo su falla de la misma manera o bien por esfuerzos cortantes.

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.

Entonces:

3.7.3.1. Viga principal.

$$h_{viga} = 0.08 * l_{viga}$$

$$h_{viga} = 0.08 * 6.07 = 0.48 \approx 0.50 \text{ m}$$

Además, la viga debe cumplir con los requerimientos mínimos descritos en el código ACI 318s-14, en los cuales estipula los límites dimensionales para vigas no preesforzadas.

Según el ACI 318s-14 en su sección 18.6.2.1 habla sobre límites dimensionales de vigas para pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante:

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

$$L_n > 4d$$

$$6.07\text{m} > 4 * (0.50 - 0.04)$$

$$6.07\text{m} > 1.84 \text{ m}$$

La luz libre L_n no es menor a $4d$, por lo tanto sí cumple.

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

$$0.30 * 0.50 = 0.15 \text{ m}$$

Usar min de 250mm .

- 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 $0.75c_1$.

$$c_2 = 0.50$$

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

La base de la viga 0.25 es menor a c_1 y c_2 con respecto a las dimensiones de la columna. Se usará una sección para viga principal en base a los datos obtenidos por el predimensionamiento arrojando los resultados de 0.50m de altura y una base de 0.25m, la luz máxima a cubrir será de 6.07m.

3.7.3.2. Viga secundaria

$$h_{viga2} = 0.06 * l_{viga2}$$

$$h_{viga2} = 0.06 * 5.57 = 0.33 \approx 0.35 \text{ m}$$

Además, la viga debe cumplir con los requerimientos mínimos descritos en el código ACI 318s-14, en los cuales estipula los límites dimensionales para vigas no preesforzadas. Según el ACI 318s-14 en su sección 18.6.2.1 habla sobre límites dimensionales de vigas para pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante:

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

$$L_n > 4d$$

$$5.57\text{m} > 4 * (0.35 - 0.04)$$

$$5.57\text{m} > 1.24 \text{ m}$$

La luz libre L_n no es menor a $4d$, por lo tanto sí cumple.

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

$$0.30 * 0.35 = 0.105\text{m}$$

Usar min de 250mm .

Se usará una sección para viga principal en base a los datos obtenidos por el predimensionamiento arrojando los resultados de 0.35m de altura y una base de 0.25m, la luz máxima a cubrir será de 5.57m.

3.7.4. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas se utilizan las cargas axiales aplicadas a la columna más crítica, en base al área tributaria de cada nivel del edificio. Para determinar la sección transversal de la columna, se fija la siguiente expresión:

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

Donde:

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

n = Coeficiente de acuerdo a la ubicación de la columna.

$f'c$ = Resistencia del concreto.

El factor n se utiliza de acuerdo a la ubicación de la columna en el edificio.

Donde:

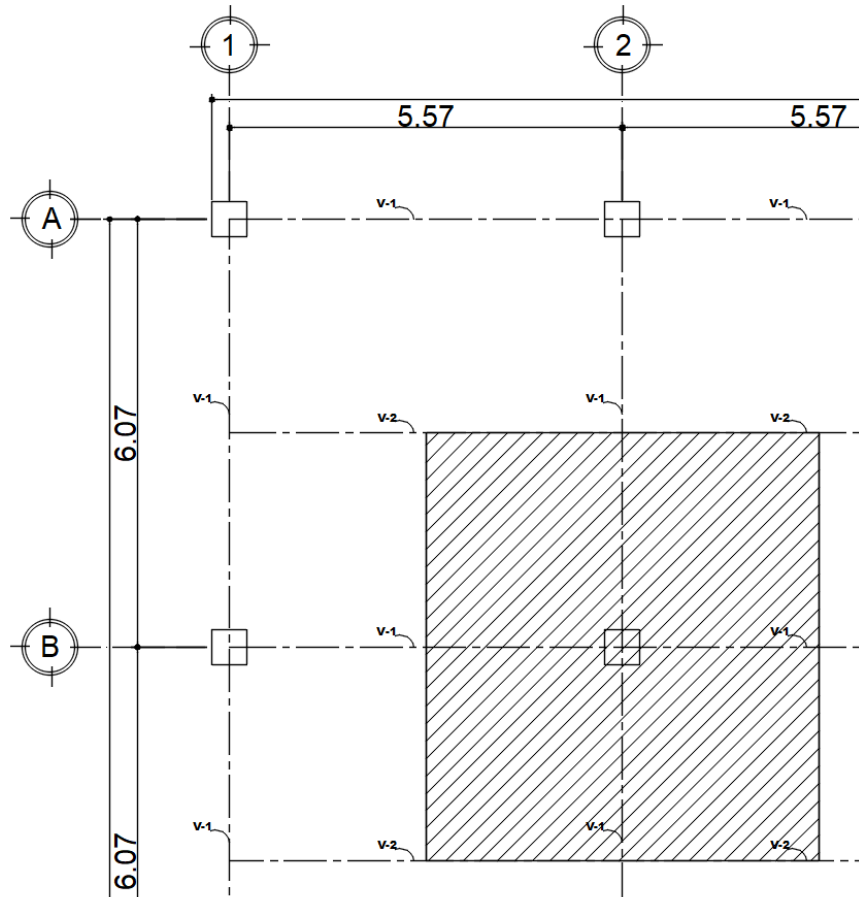
$n = 0.40$ laterales

$n = 0.35$ esquinas

$n = 0.45 - 0.50$ centrales

Figura 4.

Área tributaria para predimensionamiento columna crítica



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Tabla 6.*Integración de cargas debido al área tributaria en columna crítica*

No	Datos		Pu (kgf)	1.2CM+1.6CV
Nivel 1	CV (kgf/m ²)	500		
	Área tributaria (m ²)	33.81	16,905	27,048
	CM SC kgf/m ²	319	10,785.39	
	CM viga V-1 kg		3,492	
	CM viga V-2 kg		1,169.7	23,561.49
	CM losa kgf/m ²		8,114.4	28,273.79
	Pserv Nivel 1 (kgf)			
Nivel 2	CV kgf/m ²	500		
	Área tributaria m ²	33.81	16,905	27,048
	CM SC kgf/m ²	319	10,785.39	
	CM viga V-1 kg		3,492	
	CM viga V-2 kg		1,169.7	23,561.49
	CM losa kgf/m ²		8,114.4	28,273.79
	Pserv Nivel 2 (kgf)			
Nivel 3	CV kgf/m ²	200		
	Área tributaria m ²	33.81	6,762	10,819.2
	CM SC kgf/m ²	93	3,144.33	
	CM viga V-1 kgf		3,492	
	CM viga V-2 kgf		1,169.7	18,413.43
	CM losa kgf/m ²		8,114.4	22,096.12
	CM tinaco kgf		2,495	
Pserv Nivel 3 (kgf)				32,915.32
Pserv total (kgf)				143,558.9

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

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

$$A_g = \frac{143,558.9 \text{ kgf}}{0.50 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 1,367.23$$

$$\sqrt{A_g} = \sqrt{1,367.23} = 36.98$$

Se utilizará una sección inicial aproximadamente, la cual es en relación al predimensionamiento de 0.40 m.

La sección propuesta debe cumplir con los requisitos dimensionales mínimos propuestos por el código ACI 318s-14.

En donde la sección 18.7.2.1, dice que las columnas de pórticos especiales resistentes a momentos deben cumplir con a) y b).

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

$$l = 40\text{cm} > 300 \text{ mm}$$

La dimensión menor de la sección transversal es mayor a 300 mm, por lo tanto sí cumple.

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

Al ser una columna cuadrada los datos quedan de la siguiente manera:

$$l_a = l_b = 0.40\text{m}$$

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{0.40}{0.40} = 1 > 0.40$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular es mayor a 0.4, por lo tanto sí cumple.

3.7.5. Predimensionamiento de zapatas

En el proyecto se utilizarán zapatas aisladas, estas son de tipo superficial que sirve de base de elementos estructurales, tales como son las columnas, de este modo la zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas las cargas que le transmite.

Para el predimensionamiento del área requerida de la zapata se determina la carga de servicio que aporta la columna en la base y con la relación del valor soporte del suelo que se proporcionó a base del laboratorio de mecánica de suelos.

En donde:

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

Donde:

B = Lado de la zapata.

Pu = Carga axial en la base

φ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo

$$B = \sqrt{\frac{143,558.9 \text{ kgf} * \frac{1 \text{ ton}}{1,000 \text{ kgf}}}{13.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}}$$

$$B = 3.22\text{m}$$

Según el código ACI 318s-14 en la sección 14.3.2.1, indica el espesor mínimo de 200mm para zapatas aisladas.

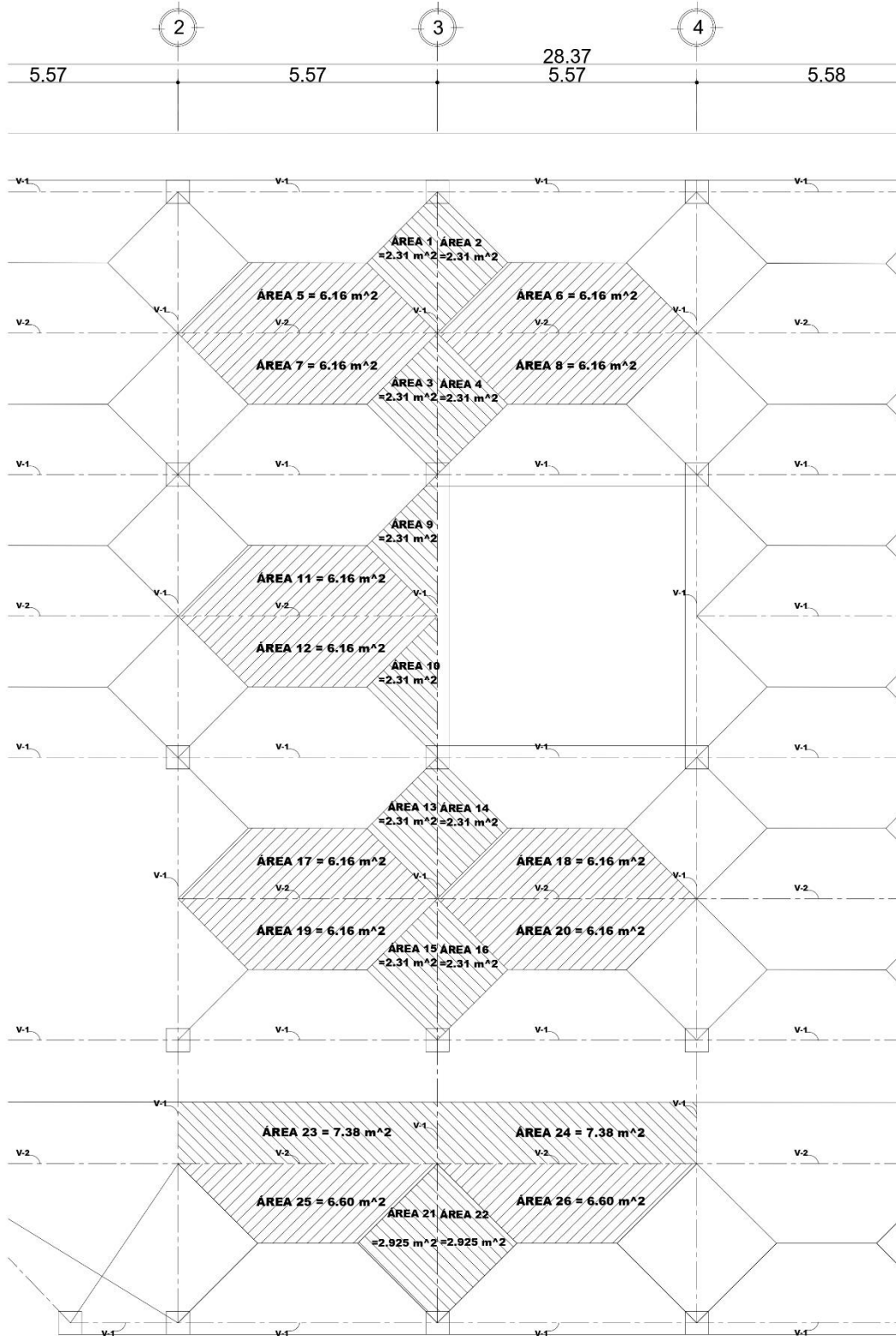
En base al predimensionamiento se utilizará una zapata Z-1 cuadrada con medidas 3.30m*3.30m armado en ambas direcciones y peralte de 0.30m.

3.8. Áreas tributarias

Para integrar las cargas se determina el peso muerto del edificio y el peso vivo que va a soportar la estructura por metro lineal. Se va a calcular la integración de cargas para el eje 3 en números, este eje se considera el más crítico que puedan tener un mayor resultado en base a la sobrecarga permanente y cargas vivas que actúan respectivamente a cada área tributaria hacia las vigas.

Figura 5.

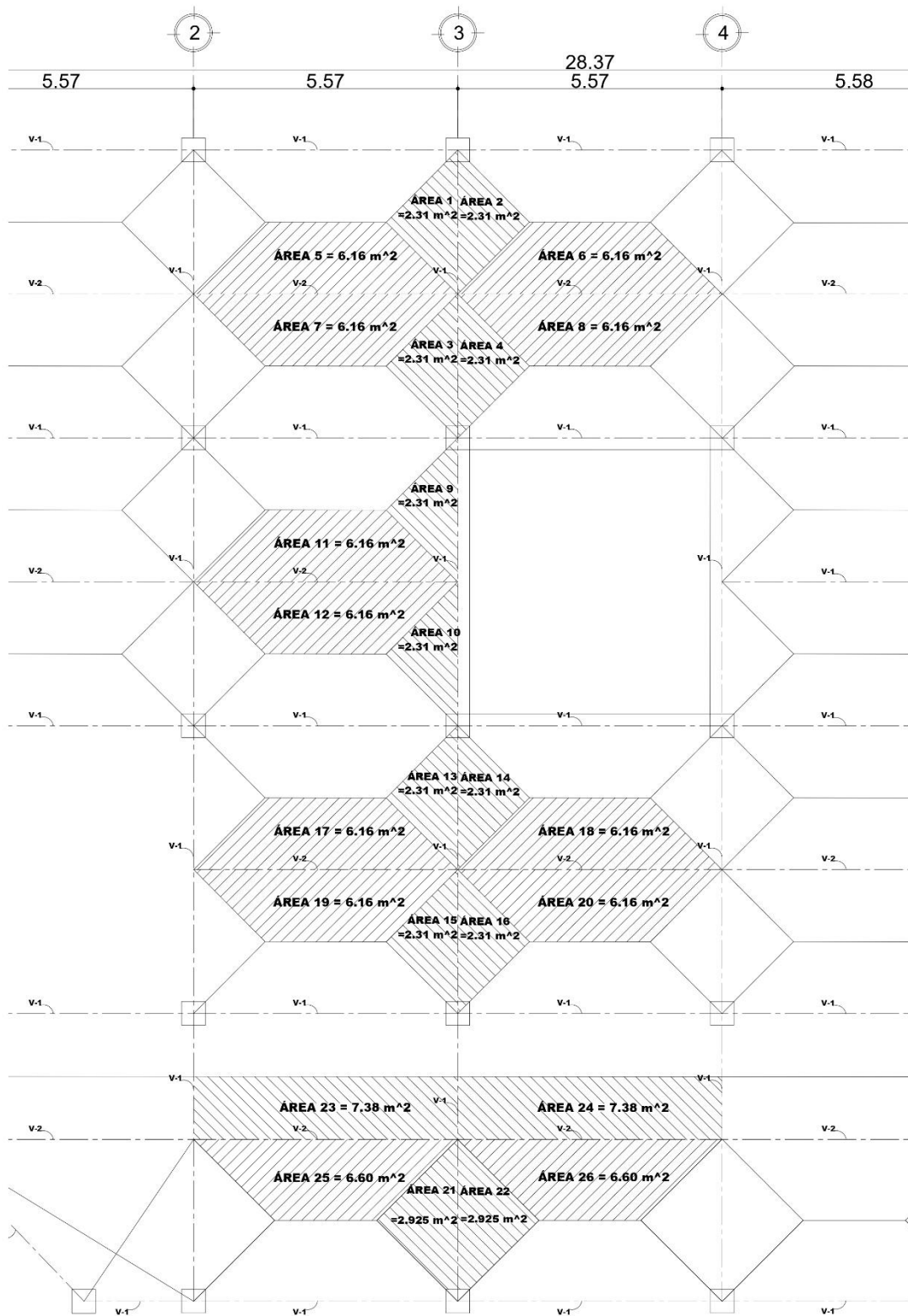
Área tributaria eje 3, primer nivel entresuelo.



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 6.

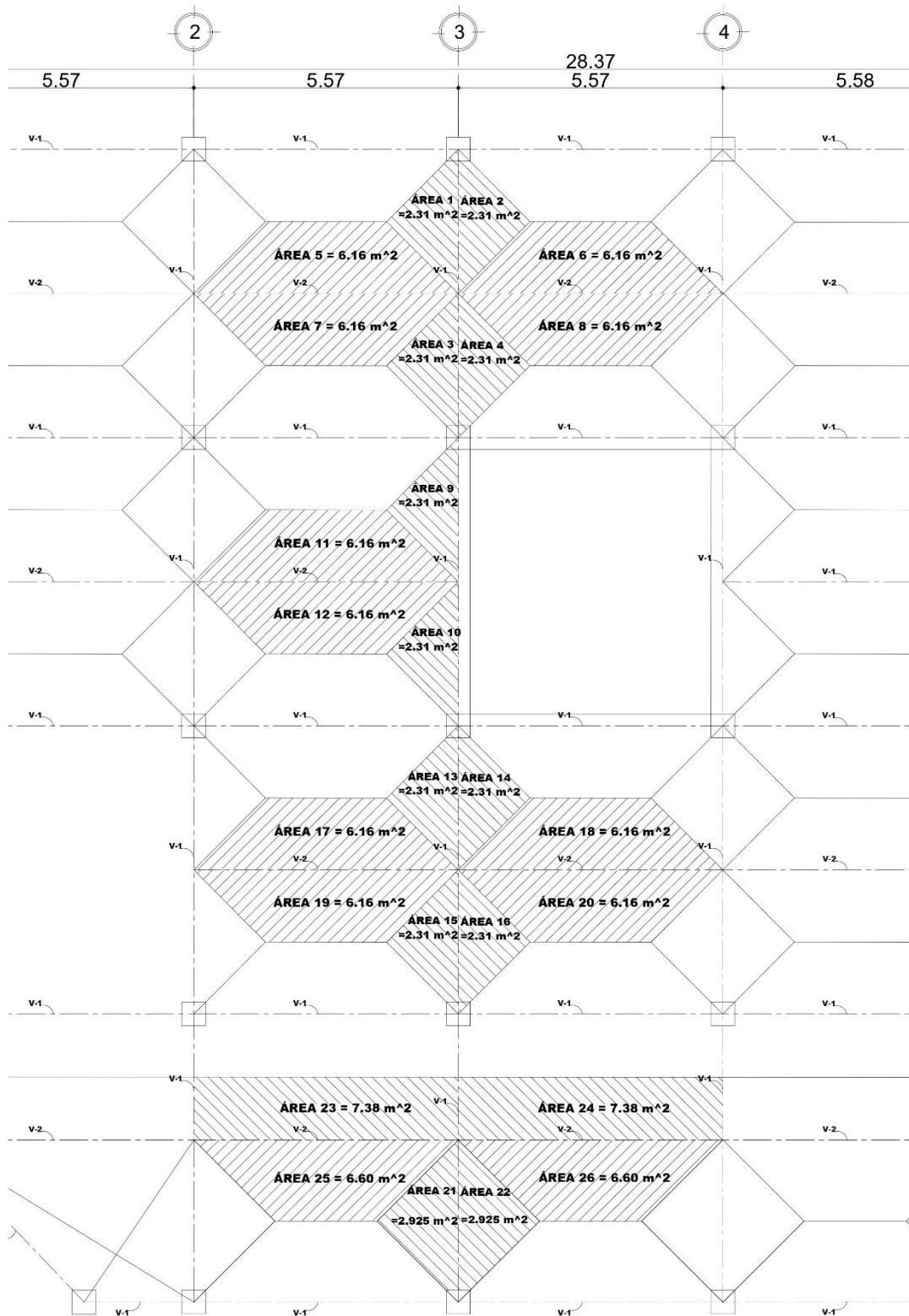
Área tributaria eje B, segundo nivel entre piso.



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 7.

Área tributaria eje 3, tercer nivel azotea



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

3.9. Integración de cargas

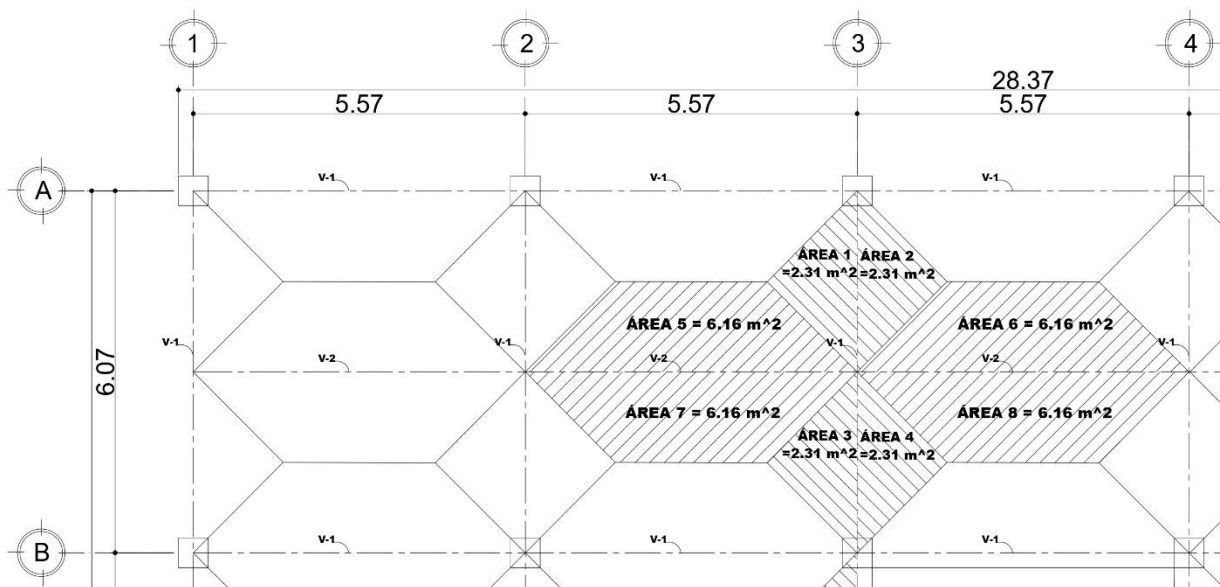
3.9.1. Integración de carga muerta Eje 3

Se deben analizar las cargas muertas en el eje 3 en base a las áreas tributarias mostradas en **Figura 7**. Se debe tomar en cuenta como peso específico del concreto de $2,400\text{kg/m}^3$ y longitud de viga de 6.07m , la altura de columna en el primer nivel de 4.5m , en segundo y tercer nivel es de 3m , las secciones de viga y columna para el análisis estructural se utilizaron de primero las del predimensionamiento, posteriormente se analizan y se corrigen según el diseño estructural.

A continuación, se muestra un ejemplo para el análisis de carga muerta en viga A-B eje 3.

Figura 8.

Área tributaria viga A-B eje 3 primer nivel entrespiso



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Datos:

$$\text{Área tributaria losa} = 2.31\text{m}^2$$

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

Cargas distribuidas:

$$W_{distr-área1} = \frac{Area * CM}{L_{viga}} = \frac{2.31 \text{ m}^2 * 559 \frac{kg}{m^2}}{6.07 \text{ m}} = 212.73 \frac{kg}{m}$$

$$W_{distr-área1} = W_{distr-área2} = W_{distr-área3} = W_{distr-área4}$$

$$P_{pviga} = b_{viga} * h_{viga} * \gamma_{concreto}$$

$$w_{pviga} = 0.35 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2,400 \frac{kg}{m^3} = 504 \frac{kg}{m}$$

$$W_{CMtotal} = W_{distr-área1} + W_{distr-área2} + W_{distr-área3} + W_{distr-área4} + w_{pviga1}$$

$$W_{CMtotal} = 212.73 \frac{kg}{m} + 212.73 \frac{kg}{m} + 212.73 \frac{kg}{m} + 212.73 \frac{kg}{m} + 504 \frac{kg}{m}$$

$$W_{CMtotal} = 1,354.93 \frac{kg}{m}$$

Carga Puntual:

$$P_{punt-área5} = \frac{Área * CM}{L_{viga}} * \frac{L_{viga}}{2} = \frac{6.16 \text{ m}^2 * 559 \frac{kg}{m^2}}{5.57 \text{ m}} * \frac{5.57 \text{ m}}{2} = 1,721.72 \text{ kg}$$

$$P_{punt-área5} = P_{punt-área6} = P_{punt-área7} = P_{punt-área8}$$

$$P_{pviga} = b_{viga} * h_{viga} * \gamma_{concreto} * L_v$$

$$P_{pviga} = 0.25 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2,400 \frac{kg}{m^3} * 5.57 \text{ m} = 1,336.8 \text{ kg}$$

$$P_{total} = P_{punt-área5} + P_{punt-área5} + P_{punt-área5} + P_{punt-área5} + P_{pviga}$$

$$P_{total} = 1,721.72 \text{ kg} + 1,721.72 \text{ kg} + 1,721.72 \text{ kg} + 1,721.72 \text{ kg} + 1,336.8 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 8,223.68 \text{ kg}$$

Tabla 7.*Metrado de cargas muertas eje 3 del primer nivel entrepisos*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 1	2.31	559	212.73	Área 5	6.16	1,721.72
Área 2	2.31	559	212.73	Área 6	6.16	1,721.72
Área 3	2.31	559	212.73	Área 7	6.16	1,721.72
Área 4	2.31	559	212.73	Área 8	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,354.93	Total P (kg)		8,223.68
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 9	2.31	559	212.73	Área 11	6.16	1,721.72
Área 10	2.31	559	212.73	Área 12	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	668.4
Total W (kg/m)			929.47	Total P (kg)		4,111.84
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 13	2.31	559	212.73	Área 17	6.16	1,721.72
Área 14	2.31	559	212.73	Área 18	6.16	1,721.72
Área 15	2.31	559	212.73	Área 19	6.16	1,721.72
Área 16	2.31	559	212.73	Área 20	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,354.93	Total P (kg)		8,223.68
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 21	2.925	559	477.28	Área 23	7.38	2,062.71
Área 22	2.925	559	477.28	Área 24	7.38	2,062.71
Pp V-1	-	-	504	Área 25	6.60	1,844.7
Total W (kg/m)			1,458.55	Área 26	6.60	1,844.7
Viga C-B W distribuida kg/m				Pp V-2	-	1,336.8
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Total P (kg)		9,151.62
Pp V-1	-	-	504			
Total W (kg/m)			504			

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

Tabla 8.*Metrado de cargas muertas eje 3 segundo nivel entresijos*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 1	2.31	559	212.73	Área 5	6.16	1,721.72
Área 2	2.31	559	212.73	Área 6	6.16	1,721.72
Área 3	2.31	559	212.73	Área 7	6.16	1,721.72
Área 4	2.31	559	212.73	Área 8	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,354.93	Total P (kg)		8,223.68
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 9	2.31	559	212.73	Área 11	6.16	1,721.72
Área 10	2.31	559	212.73	Área 12	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	668.4
Total W (kg/m)			929.47	Total P (kg)		4,111.84
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 13	2.31	559	212.73	Área 17	6.16	1,721.72
Área 14	2.31	559	212.73	Área 18	6.16	1,721.72
Área 15	2.31	559	212.73	Área 19	6.16	1,721.72
Área 16	2.31	559	212.73	Área 20	6.16	1,721.72
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,354.93	Total P (kg)		8,223.68
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 21	2.925	559	478.09	Área 23	7.38	2,062.71
Área 22	2.925	559	478.09	Área 24	7.38	2,062.71
Pp V-1	-	-	504	Área 25	6.60	1,844.7
Total W (kg/m)			1,458.55	Área 26	6.60	1,844.7
Viga C-B W distribuida kg/m				Pp V-2	-	1,336.8
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Total P (kg)		9,151.62
Pp V-1	-	-	504			
Total W (kg/m)			504			

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

Tabla 9.*Metrado de cargas muertas eje 3 tercer nivel azotea*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 1	2.31	333	126.73	Área 5	6.16	1,025.64
Área 2	2.31	333	126.73	Área 6	6.16	1,025.64
Área 3	2.31	333	126.73	Área 7	6.16	1,025.64
Área 4	2.31	333	126.73	Área 8	6.16	1,025.64
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,010.91	Total P (kg)		5,439.36
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 9	2.31	333	126.73	Área 11	6.16	1,025.64
Área 10	2.31	333	126.73	Área 12	6.16	1,025.64
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	668.4
Total W (kg/m)			757.45	Total P (kg)		2,719.68
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 13	2.31	333	126.73	Área 17	6.16	1,025.64
Área 14	2.31	333	126.73	Área 18	6.16	1,025.64
Área 15	2.31	333	126.73	Área 19	6.16	1,025.64
Área 16	2.31	333	126.73	Área 20	6.16	1,025.64
Pp V-1	-	-	504	Pp V-2	-	1,336.8
Total W (kg/m)			1,010.91	Total P (kg)		5,439.36
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Elemento	Área m ²	CM kg
Área 21	2.925	333	289.03	Área 23	7.38	1,228.77
Área 22	2.925	333	289.03	Área 24	7.38	1,228.77
Pp V-1	-	-	504	Área 25	6.60	1,098.9
Total W (kg/m)			1,082.06	Área 26	6.60	1,098.9
Viga C-B W distribuida kg/m				Pp V-2	-	1,336.8
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CM kg/m	Total P (kg)		5,992.14
Pp V-1	-	-	504			
Total W (kg/m)			504			

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

3.9.2. Integración de cargas vivas eje 3

A continuación, se muestra un ejemplo para el análisis de carga muerta en viga E-F eje 3.

Datos:

Área tributaria losa = 2.31m²

Carga viva = 500 kg/m²

Cargas distribuidas:

$$W_{distr-área1} = \frac{\text{Área} * CM}{L_{viga}} = \frac{2.31 \text{ m}^2 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{6.07 \text{ m}} = 190.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{distr-área1} = W_{distr-área2} = W_{distr-área3} = W_{distr-área4}$$

$$W_{CVtotal} = W_{distr-área1} + W_{distr-área2} + W_{distr-área3} + W_{distr-área4}$$

$$W_{CVtotal} = 190.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 190.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 190.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 190.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CVtotal} = 761.12 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Puntual:

$$P_{punt-área5} = \frac{\text{Area} * CM}{L_{viga}} * \frac{L_{viga}}{2} = \frac{6.16 \text{ m}^2 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{5.57 \text{ m}} * \frac{5.57 \text{ m}}{2} = 1,540 \text{ kg}$$

$$P_{punt-área5} = P_{punt-área6} = P_{punt-área7} = P_{punt-área8}$$

$$P_{CVtotal} = P_{punt-área5} + P_{punt-área5} + P_{punt-área5} + P_{punt-área5}$$

$$P_{total} = 1,540 \text{ kg} + 1,540 \text{ kg} + 1,540 \text{ kg} + 1,540 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 6,160 \text{ kg}$$

Tabla 10.*Metrado de caga viva eje 3, primer nivel entre piso.*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 1	2.31	500	190.28	Área 5	6.16	1540
Área 2	2.31	500	190.28	Área 6	6.16	1540
Área 3	2.31	500	190.28	Área 7	6.16	1540
Área 4	2.31	500	190.28	Área 8	6.16	1540
Total W (kg/m)			761.12	Total P (kg)		6,160
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 9	2.31	500	190.28	Área 11	6.16	1540
Área 10	2.31	500	190.28	Área 12	6.16	1540
Total W (kg/m)			380.56	Total P (kg)		3,080
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 13	2.31	500	190.28	Área 17	6.16	1540
Área 14	2.31	500	190.28	Área 18	6.16	1540
Área 15	2.31	500	190.28	Área 19	6.16	1540
Área 16	2.31	500	190.28	Área 20	6.16	1540
Total W (kg/m)			761.12	Total P (kg)		6,160
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Area m ²	CV kg
Área 21	2.925	500	427.63	Área 23	7.38	1,845
Área 22	2.925	500	427.63	Área 24	7.38	1,845
Total W (kg/m)			855.26	Área 25	6.60	1,650
				Área 26	6.60	1,650
				Total P (kg)		6,990

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

Tabla 11.*Metrado de carga viva eje 3, segundo nivel entrepiso*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 1	2.31	500	190.28	Área 5	6.16	1540
Área 2	2.31	500	190.28	Área 6	6.16	1540
Área 3	2.31	500	190.28	Área 7	6.16	1540
Área 4	2.31	500	190.28	Área 8	6.16	1540
Total W (kg/m)			761.12	Total P (kg)		6,160
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 9	2.31	500	190.28	Área 11	6.16	1540
Área 10	2.31	500	190.28	Área 12	6.16	1540
Total W (kg/m)			380.56	Total P (kg)		3,080
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 13	2.31	500	190.28	Área 17	6.16	1540
Área 14	2.31	500	190.28	Área 18	6.16	1540
Área 15	2.31	500	190.28	Área 19	6.16	1540
Área 16	2.31	500	190.28	Área 20	6.16	1540
Total W (kg/m)			761.12	Total P (kg)		6,160
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CM kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 21	2.925	500	427.63	Área 23	7.38	1,845
Área 22	2.925	500	427.63	Área 24	7.38	1,845
Total W (kg/m)			855.26	Área 25	6.60	1,650
				Área 26	6.60	1,650
				Total P (kg)		6,990

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

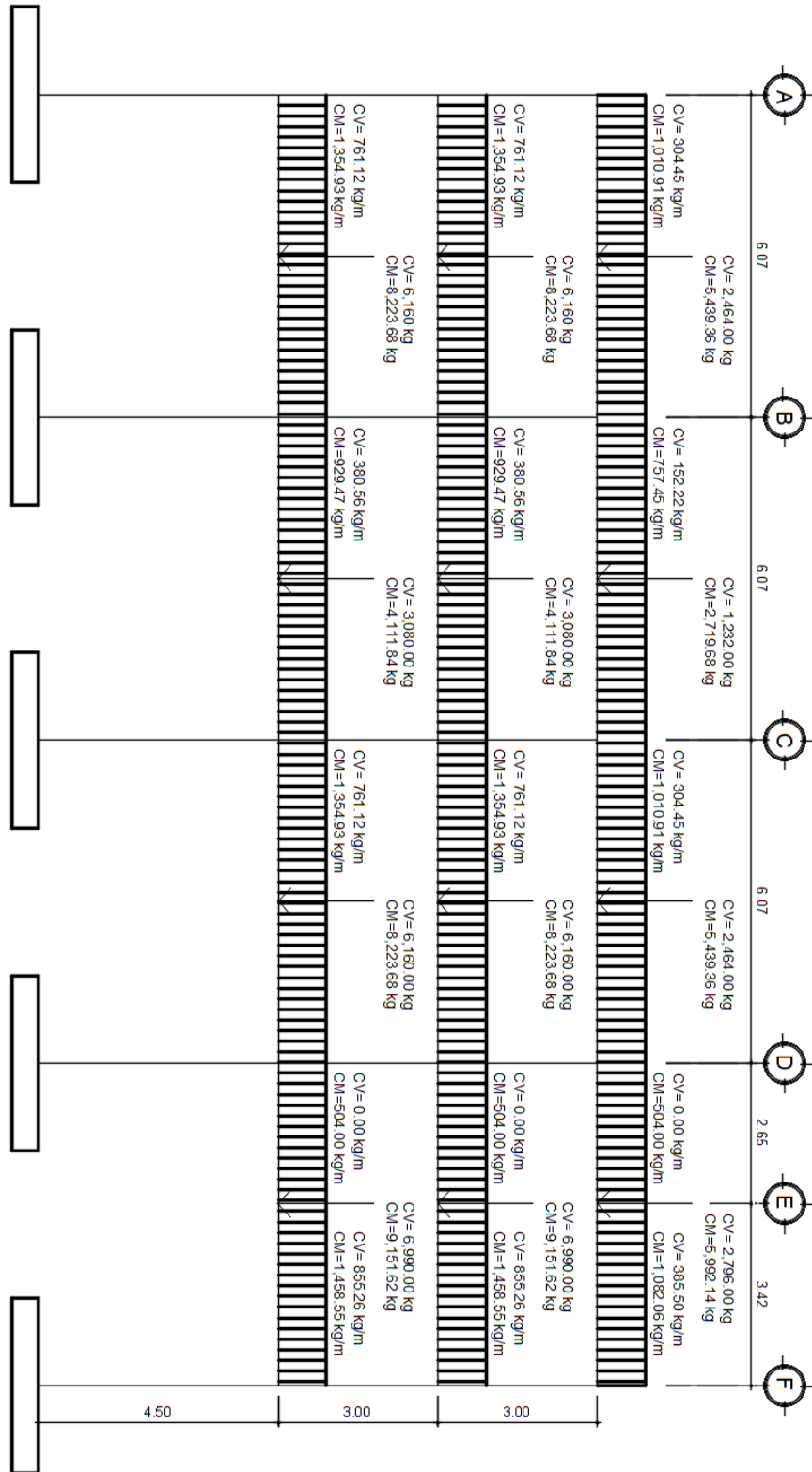
Tabla 12.*Metrado carga viva eje 3, tercer nivel azotea*

Viga F-E W distribuida kg/m				Viga F-E P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 1	2.31	200	76.11	Área 5	6.16	616
Área 2	2.31	200	76.11	Área 6	6.16	616
Área 3	2.31	200	76.11	Área 7	6.16	616
Área 4	2.31	200	76.11	Área 8	6.16	616
Total W (kg/m)			304.45	Total P (kg)		2,464
Viga E-D W distribuida kg/m				Viga E-D P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 9	2.31	200	76.11	Área 11	6.16	616
Área 10	2.31	200	76.11	Área 12	6.16	616
Total W (kg/m)			152.22	Total P (kg)		1,232
Viga D-C W distribuida kg/m				Viga D-C P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 13	2.31	200	76.11	Área 17	6.16	616
Área 14	2.31	200	76.11	Área 18	6.16	616
Área 15	2.31	200	76.11	Área 19	6.16	616
Área 16	2.31	200	76.11	Área 20	6.16	616
Total W (kg/m)			304.45	Total P (kg)		2,464
Viga B-A W distribuida kg/m				Viga C-A P puntual kg		
Elemento	Área m ²	CV kg/m ²	CV kg/m	Elemento	Área m ²	CV kg
Área 21	2.925	200	192.75	Área 23	7.38	738
Área 22	2.925	200	192.75	Área 24	7.38	738
Total W (kg/m)			385.5	Área 25	6.60	660
				Área 26	6.60	660
				Total P (kg)		2,796

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2016.

Figura 9.

Modelo matemático, metrado de cargas eje 3.



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

3.10. Análisis sísmico

3.10.1. 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.

$$Vb = C_s * W_s$$

Donde:

W_s = peso de la edificación.

C_s = coeficiente sísmico de diseño.

3.10.2. Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente

El método estático equivalente implica la acción sísmica 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. Se considera que estas fuerzas horizontales actúan al nivel de cada piso, pasando su línea de acción por el centro de gravedad de las cargas verticales sobre ese piso. Se supone que estas fuerzas horizontales varían linealmente, con un valor máximo en el nivel de techo y un valor cero en la base del edificio.

3.10.2.1. Peso de la edificación

Para analizar las fuerzas sísmicas se calcula el peso propio de la estructura que incluye el peso propio de columnas, vigas, losa 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 la carga viva según la norma AGIES.

A continuación, se presenta las ecuaciones utilizadas para el cálculo del peso propio de los elementos estructurales de concreto de peso normal.

Para vigas (kgf):

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

Para losa (kgf):

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

Para columnas (kgf):

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

Para sobrecargas permanentes (kgf):

$$P_{SC} = At * SC$$

Para la unificación de cargas (kgf):

$$P_p = P_{vigas} + P_{losa} + P_{columnas} + P_{SC}$$

Donde:

P_{vigas} = Peso propio de vigas principales y secundarias.

P_{losa} = Peso propio de losa.

$P_{columnas}$ = Peso propio de columnas.

P_{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 viga.

t = espesor de losa.

At = Área tributaria total de losa.

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

$h_{columna}$ = Altura de columna.

Tabla 13.*Cálculo peso propio, primer nivel.*

Peso de edificación, primer nivel					
Elemento	Área (m2)	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	468.56	0.1	—	—	112,454.40
Columna	0.25	3	—	31	55,800.00
Viga V-1	0.21	—	6.07	23.44	71,709.52
Viga V-1	0.21	—	5.57	21.41	60,103.86
Viga V-2	0.1	—	5.57	14	18,715.20
SC	468.56	—	—	319	149,470.64
γconcreto		2,400	P total nivel 1 (kgf)		468,253.63

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 14.***Cálculo peso propio, segundo nivel.*

Peso de edificación, segundo nivel					
Elemento	Área (m2)	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	468.56	0.1	—	—	112,454.40
Columna	0.25	3	—	31	55,800.00
Viga V-1	0.21	—	6.07	23.44	71,709.52
Viga V-1	0.21	—	5.57	21.41	60,103.86
Viga V-2	0.1	—	5.57	14	18,715.20
SC	468.56	—	—	319	149,470.64
γconcreto		2,400	P total nivel 2 (kgf)		468,253.63

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 15.*Cálculo peso propio, tercer nivel*

Peso de edificación, tercer nivel					
Elemento	Área (m2)	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	603.8	0.1	—	—	144,912.00
Columna	0.25	3	—	31	55,800.00
Viga V-1	0.21	—	6.07	23.44	71,709.52
Viga V-1	0.21	—	5.57	24.41	68,525.70
Viga V-2	0.1	—	5.57	18	24,062.40
SC	603.8	—	—	93	56,153.40
γconcreto		2,400		P total nivel 3 (kgf)	421,163.03

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 16.***Cálculo de carga viva total del edificio*

Carga Viva total del edificio		
Carga viva, primer nivel		
Carga viga (kgf/m2)	Área (m2)	Carga viva (kgf)
500.00	468.56	234,280.00
Carga viva, segundo nivel		
Carga viga (kgf/m2)	Área (m2)	Carga viva (kgf)
500.00	468.56	234,280.00
Carga viva, tercer nivel		
Carga viga (kgf/m2)	Área (m2)	Carga viva (kgf)
200.00	603.80	120,760.00
Carga viva total (kgf)		589,320.00

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

A continuación, se presenta un resumen del peso estructural por nivel y se toma en cuenta el 25% del peso que aporta la carga viva al edificio según la norma AGIES NSE-3 sección 1.11.3.

Tabla 17.

Total de carga muerta más 25% de carga viva

Carga muerta más 25% carga viva			
Nivel	CM	CV	CM+25%CV=Wi
Nivel 1 entrepiso	468,253.63	234,280.00	526,823.63
Nivel 2 entrepiso	468,253.63	234,280.00	526,823.63
Nivel 3 azotea	421,163.03	120,760.00	451,353.03
Total	1,357,670.28	589,320.00	1,505,000.28

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

3.10.2.2. Coeficiente sísmico de diseño

- Clasificación de obra:

Para la clasificación de obra del proyecto se basa en los datos proporcionados por la Norma NSE 1 de AGIES en la tabla 3.1.7-1, la cual estipula una obra Ordinaria en base a las características de un centro comercial.

- 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:

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

Donde:

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

c = Cohesión.

σ = Esfuerzo normal.

φ = Ángulo de fricción.

$$\tilde{v}_s = 2.01 + 13.88 * \tan (28.92)$$

$$\tilde{v}_s = 9.68 \frac{ton}{m^2} = 94.93kPa$$

Según los datos obtenidos, se puede clasificar la clase de suelo como tipo D perfil de suelo rígido.

Tabla 18.

Clasificación del tipo de suelo.

Clasificación del tipo de suelo				
Clase de suelo	Nombre Perfil de suelo	Propiedades promedio en los primeros 30 metros		
		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"> 1. Índice de plasticidad PI >20. 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$. 3. Resistencia al corte de suelo no drenado < 25 kPa. 		
Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características:				
F	-	<ol style="list-style-type: none"> 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas, así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H >3 metros de turba o arcilla altamente orgánica. 3. Arcillas altamente plásticas (H > 8 metros con coeficiente de plasticidad P > 75) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (H > 36 metros) 		

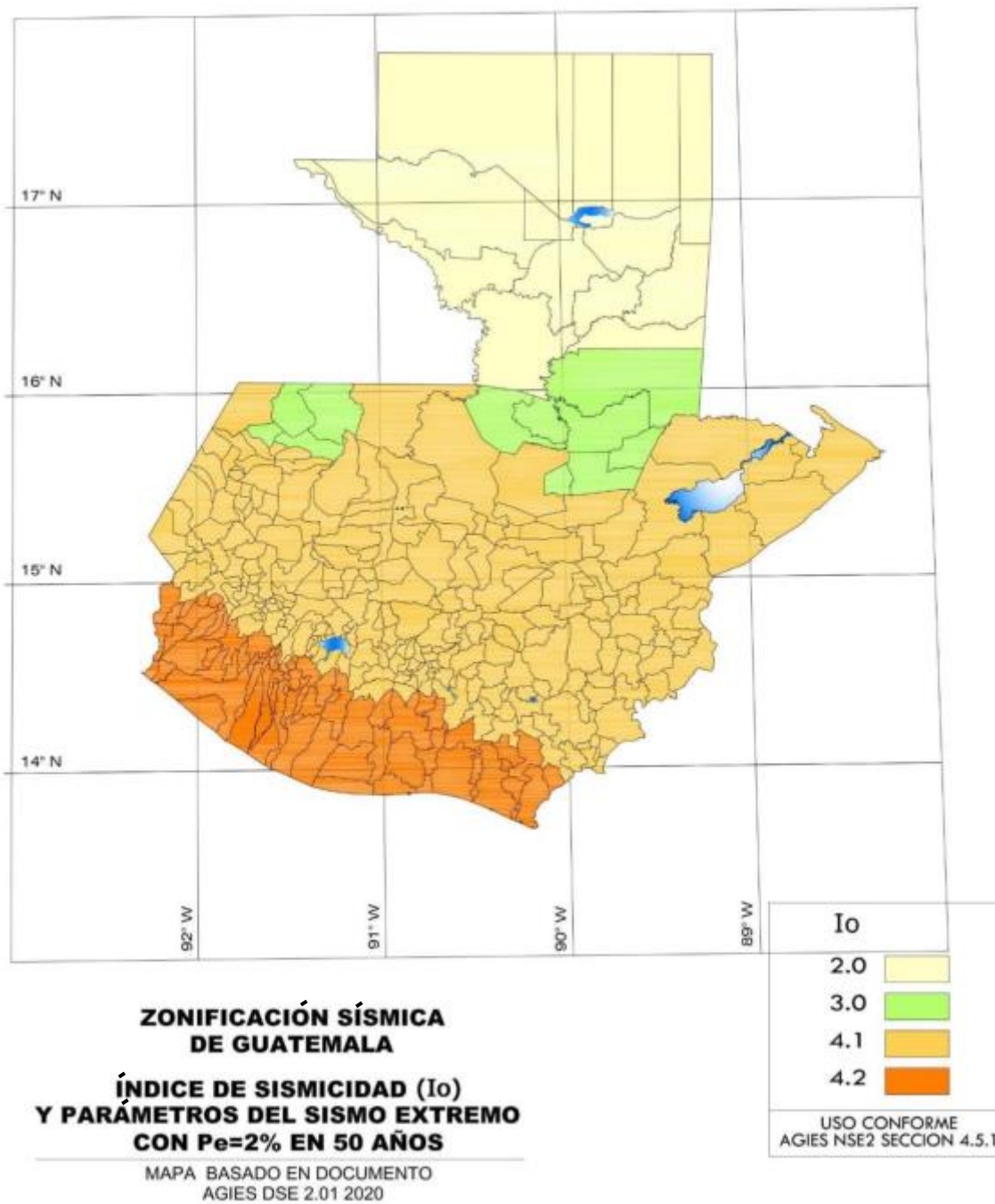
Fuente: Norma NSE 2.1 AGIES, Anexo A tabla A-1.

- Índice sísmico

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

Figura 10.

Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: Norma NSE 2 AGIES.

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

$I_0 = 4.1$ Índice de sismicidad.

$S_{cr} = 1.67$ Ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

$S_{1r} = 0.85$ Ordenada espectral de período 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

$T_L = 3.63$ Períodos largos.

- Clasificación de obra

Según AGIES en la norma NSE 1 en su sección 3.1.3, la obra se clasificará como Ordinario porque la carga de ocupación es de aproximadamente 284.

- 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. Para este caso se tendrá una probabilidad de exceder el sismo de diseño en 10% en 50 años.

Tabla 19.

Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	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: Norma 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:

$F_a = 1$	Coeficiente de sitio.
$F_v = 1$	Coeficiente de sitio.
$N_a = 1$	Factor para períodos cortos de vibración.
$N_v = 1$	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.

$$S_{cs} = 1.67 * 1 * 1 = 1.67$$

$$S_{1s} = 0.85 * 1 * 1 = 0.85$$

- Períodos de vibración de transición

Período T_s que separa los períodos cortos de los largos:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0.85}{1.67} = 0.509$$

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

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.102$$

- Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño:

El factor de determinación de los niveles de diseño en base a la probabilidad con el nivel sísmico, se tomará como un sismo ordinario del 10% probabilidad de ser excedido en 50 años.

$$K_d = 0.66$$

Esto según la tabla 4.5.5-1 de la norma NSE-2.

Tabla 20.

Factores K_d de acuerdo al nivel sísmico

Nivel de sismo	Factor K_d
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: Norma NSE-2 AGIES, capítulo 4.5, tabla 4.5.5-1.

Ordenada espectral calibrada con nivel de protección sísmica.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0.66 * 1.67 = 1.102$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0.66 * 0.85 = 0.561$$

- 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.

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

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

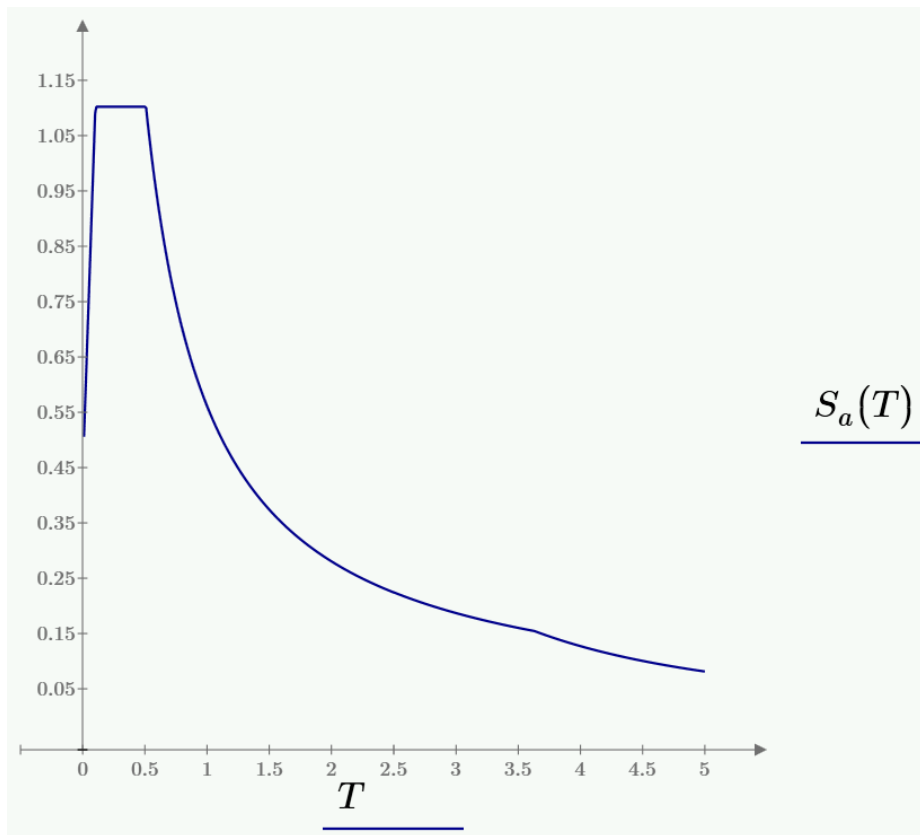
$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T_s < T < T_L$$

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

Ingresando datos a las fórmulas, se obtiene la siguiente gráfica:

Figura 11.

Espectro AGIES, AGIES 2018 modificado



Fuente: Elaboración propia utilizando PTC Mathcad Prime 8.0.0.0

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:

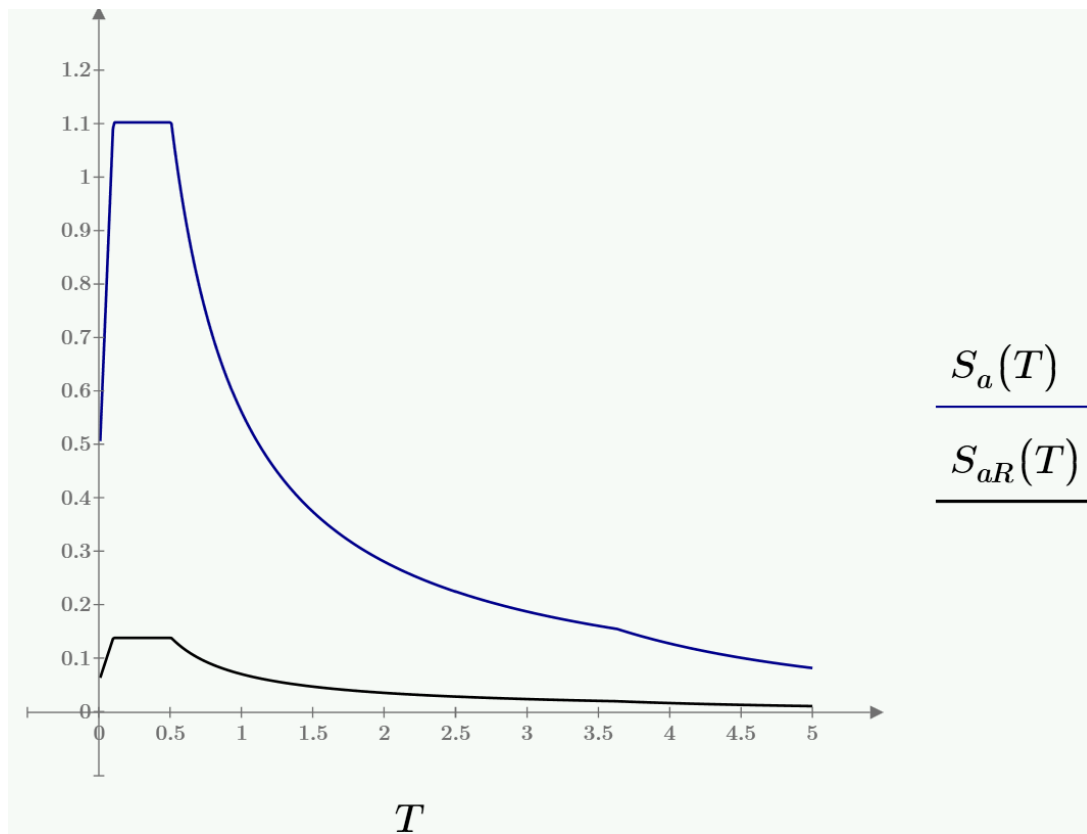
$$S_{1d} = \frac{S_{1d}}{R} = \frac{0.561}{8} = 0.07$$

$$S_{cd} = \frac{S_{cd}}{R} = \frac{1.102}{8} = 0.138$$

Entonces, el espectro AGIES quedaría de la siguiente manera aplicando el factor de resistencia:

Figura 12.

Espectro AGIES aplicado el factor de resistencia, AGIES 2018 modificado



Fuente: Elaboración propia utilizando PTC Mathcad Prime 8.0.0.0

- 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:

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

$$AMS_d = 0.40 * 0.138 = 0.055$$

- 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.

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

$$S_{vd} = 0.20 * 1.102 = 0.22$$

- 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. Este es un total de 9 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

$$C_s = \frac{S_a(T_a)}{R * \beta_d} = 0.1378$$

3.10.2.3.Corte basal

La acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso en una edificación, que se refleja en la base de la edificación, se conoce como cortante basal. Estos cortantes en cada piso son simplemente la fuerza sísmica en un nivel específico que se acumula a medida que se acerca a la base.

Para el cálculo del cortante basal se basa en los datos calculados anteriormente.

$$Vb = C_s * W_i$$

Donde:

Vb = Cortante basal

C_s = Coeficiente sísmico

W_i = Peso del edificio.

$$Vb = 0.13775 * 1,505,000.29 \text{ kg}$$

$$Vb = 207,351.41 \text{ kg}$$

- Distribución vertical de las fuerzas sísmicas:

La distribución vertical de las fuerzas sísmicas depende principalmente, de la altura del nivel y del peso del edificio, junto con el 25% de las cargas vivas analizadas en la sección para el corte basal. Y se define con la siguiente ecuación.

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

$$C_{vx} = \frac{W_i * h_i^k}{\sum(W_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_i = Cortante de cedencia en el nivel i de la edificación

h_i = Altura del nivel i desde el nivel del suelo

$k = 1$ para $T \leq 0.54$ segundos

$k = 0.75$ para $0.5 \leq T \leq 2.5$ segundos

$k = 2$ para $T > 2.5$ segundos.

Tabla 21.

Distribución de fuerzas por sismo por nivel

Piso	Vb (kg)	hi (m)	Peso Wi (kg)	(Wi*hi)^k	Cvx	Fx (kg)
N1 entrepiso	207,351.41	3	526,823.63	1,580,470.89	0.18	37,224.91
N2 entrepiso	207,351.41	6	526,823.63	3,160,941.78	0.36	74,449.83
N3 azotea	207,351.41	9	451,353.03	4,062,177.27	0.46	95,676.67
Suma				8,803,589.94	1.00	207,351.41

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

- Determinación de fuerzas sísmicas por marco:

Las fuerzas sísmicas por nivel se distribuyen en los marcos que conforman el edificio de acuerdo con su simetría. Si hay marcos con una distancia simétrica entre ellos, la fuerza por nivel se distribuye entre la cantidad de marcos paralelos a la fuerza. Si los marcos no tienen una distancia simétrica, se utiliza el método de rigidez, en este caso el eje que se analiza tiene marcos simétricos.

Tabla 22.

Distribución horizontal de fuerzas sísmicas.

Distribución horizontal de fuerzas sísmicas por marco			
Nivel	Fx Nivel (kg)	# marcos	Fx Marco (kg)
N1 entre piso	37,224.91	6	6,204.15
N2 entre piso	74,449.83	6	12,408.30
N3 azotea	95,676.67	6	15,946.11

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

En la **figura 13**, se presenta cómo quedan las fuerzas distribuidas en el marco.

3.11. Análisis de marcos dúctiles

3.11.1. Software (ETABS)

ETABS es un programa con el cual se utiliza para analizar estructuras y el dimensionamiento de edificios. El programa también cuenta con visualización 3D, modelamiento no lineal y el análisis sísmico terrestre de las estructuras.

Para lo cual se utilizó la versión 20 de ETABS.

3.11.2. Análisis por paquete de software (ETABS)

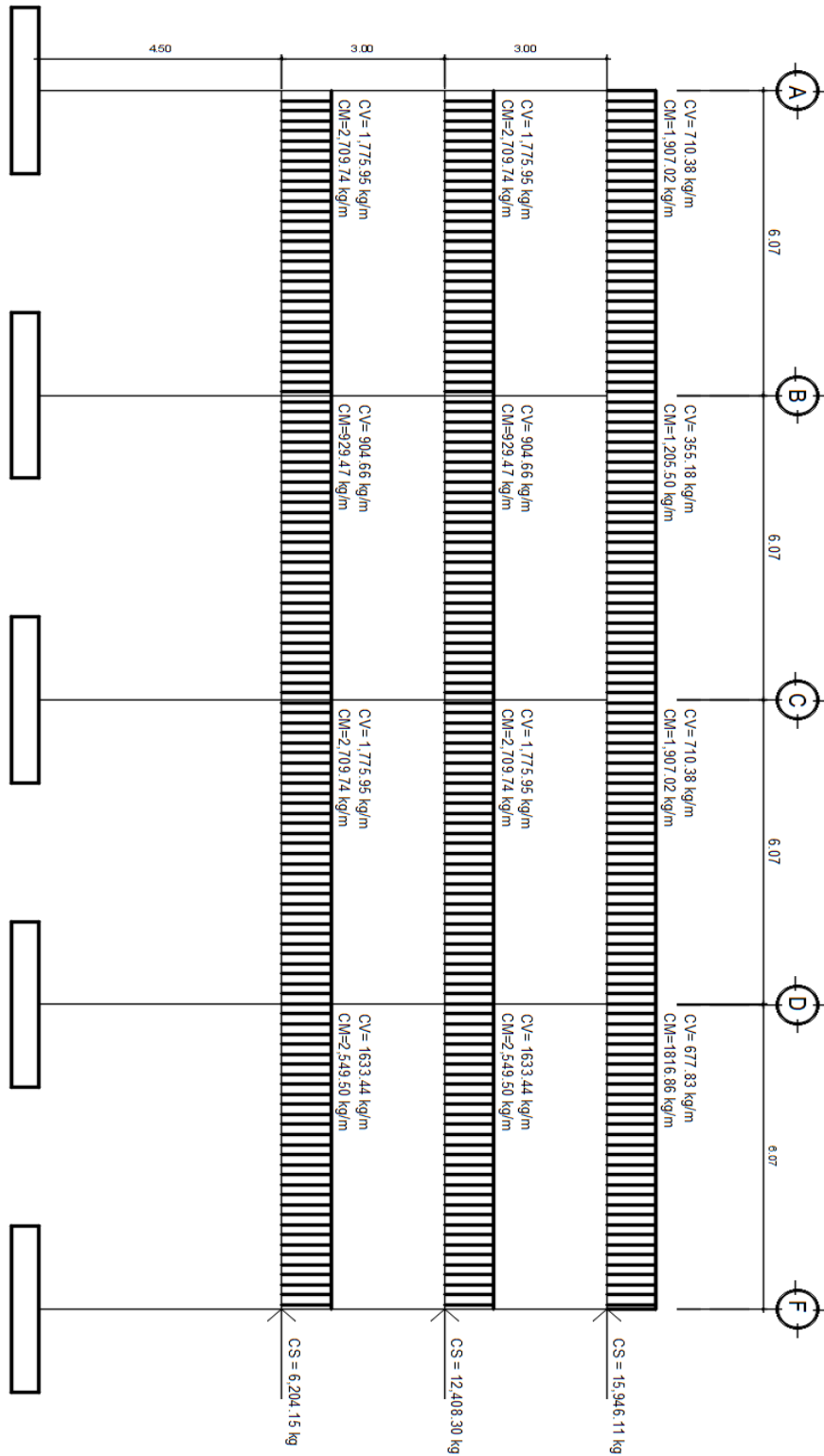
El análisis se realizó en el software ETABS V20, el cual de manera global busca calcular las fuerzas que actúan en el proyecto en 3D, utiliza el método de elementos finitos con cálculo matricial.

Para esto se tomaron en cuenta los siguientes datos:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del acero
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del concreto
$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del concreto.
$C_s = 0.137775$	Coefficiente Sísmico

Figura 13.

Modelo matemático de fuerzas sísmicas por marco eje 3



Fuente: elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

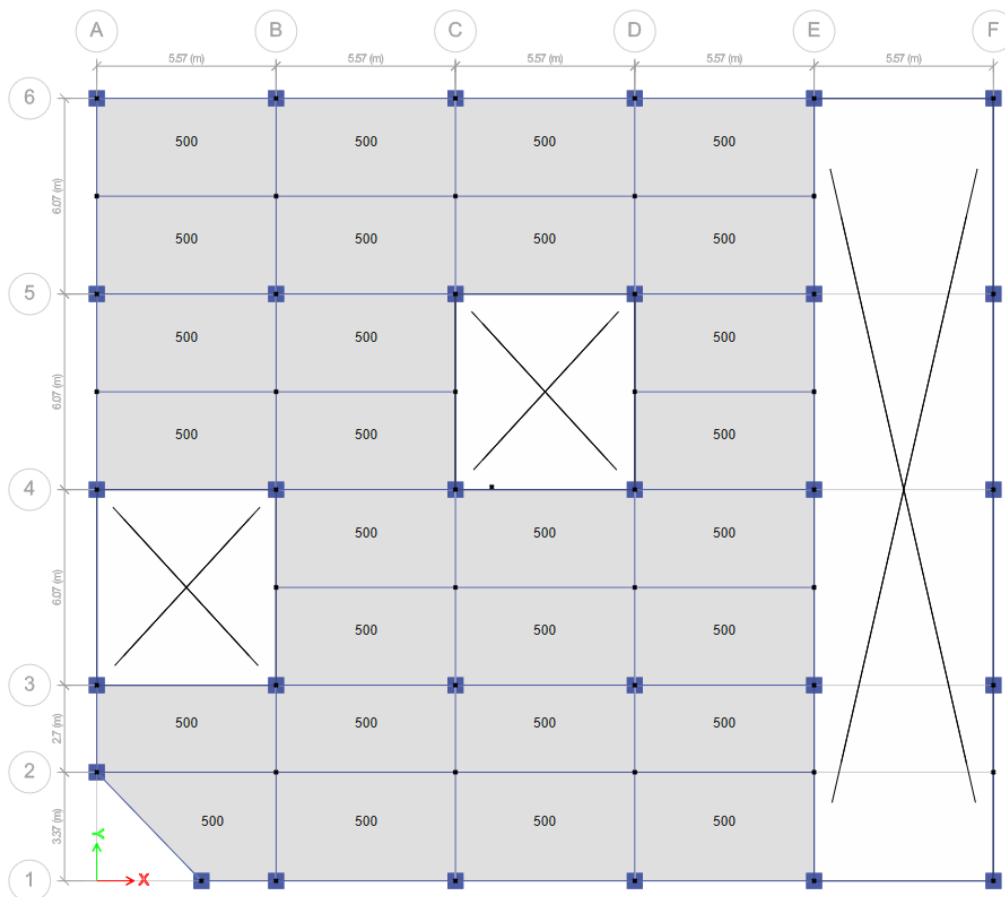
El peso propio del edificio lo calcula automáticamente el programa, la sobrecarga se ingresarán manualmente en base a los datos calculados de acabados.

A continuación, se mostrarán algunos datos ingresados en el software para el análisis, los cuales constan de integración de cargas vivas, sobrecarga permanente, como fue ingresado el coeficiente sísmico, como se ingresó la masa sísmica y los momentos obtenidos debido a las diferentes combinaciones de cargas.

Estos datos le sirven al programa para poder integrarlos en diferentes combinaciones de carga y en base a ello realizar el cálculo del acero estructural que cada elemento de la estructura necesita.

Figura 14.

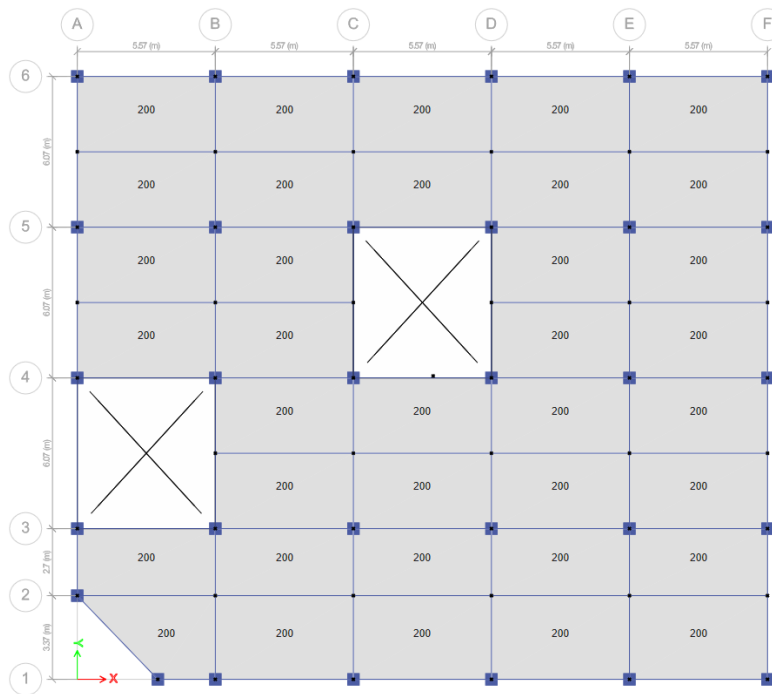
Integración de cargas vivas primero y segundo nivel en ETABS



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 15.

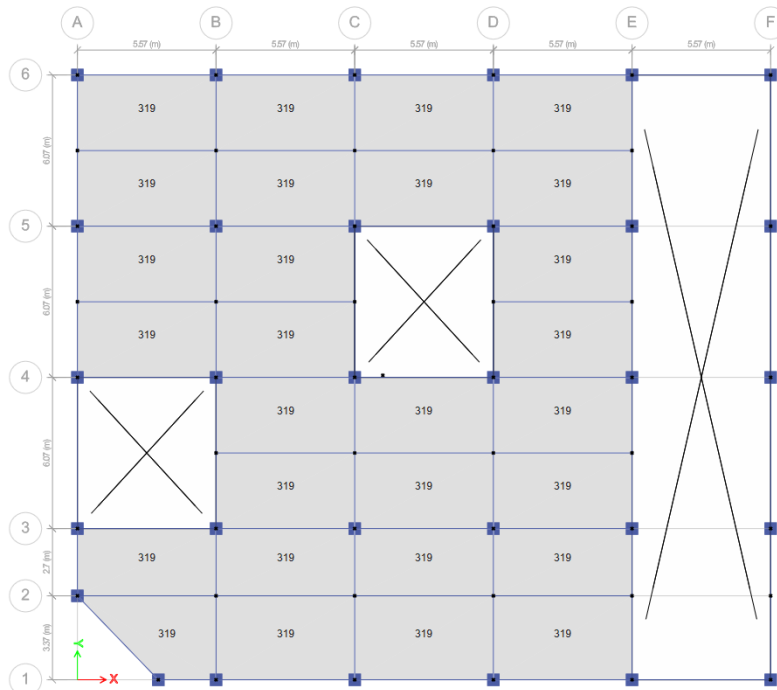
Integración de cargas vivas tercer nivel en ETABS



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 16.

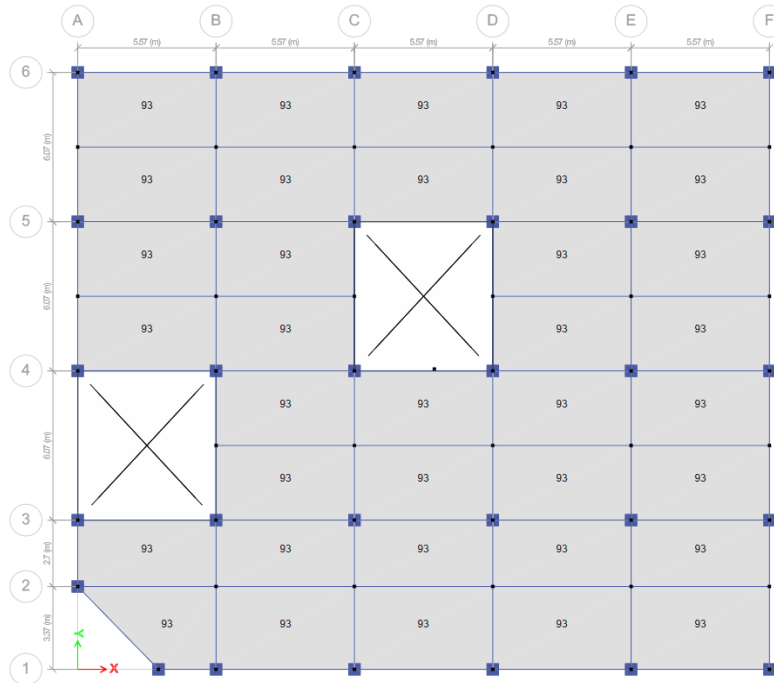
Sobrecarga permanente primero y segundo nivel en ETABS



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 17.

Sobrecarga permanente tercer nivel en ETABS

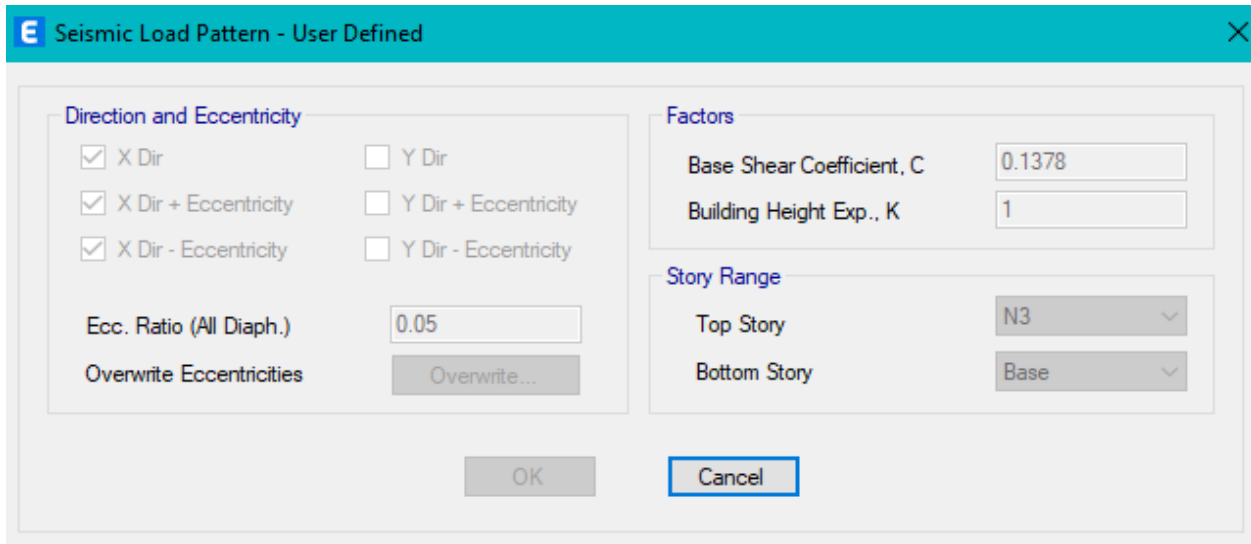


Fuente: Software ETABS V20.

A continuación, se presenta el coeficiente sísmico en el software ETABS.

Figura 18.

Coeficiente sísmico en software ETABS

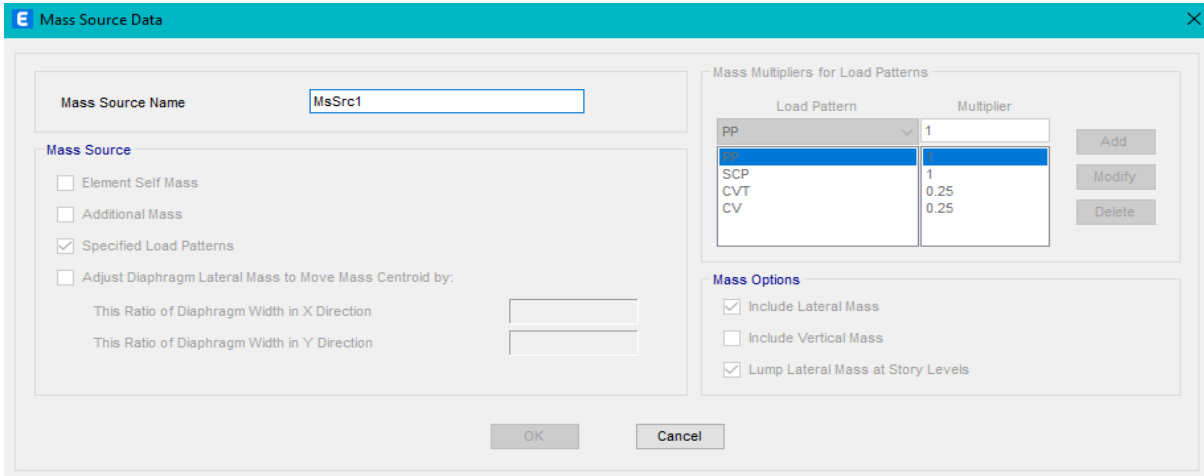


Fuente: Software ETABS V20.

Para las cargas de sismo se coloca el coeficiente sísmico en X y Y, en base al espectro de respuesta calculado. Al software se le indica que debe tomar el 100% del peso propio, sobrecarga permanente y el 25% de la carga viva.

Figura 19.

Masa sísmica en software ETABS



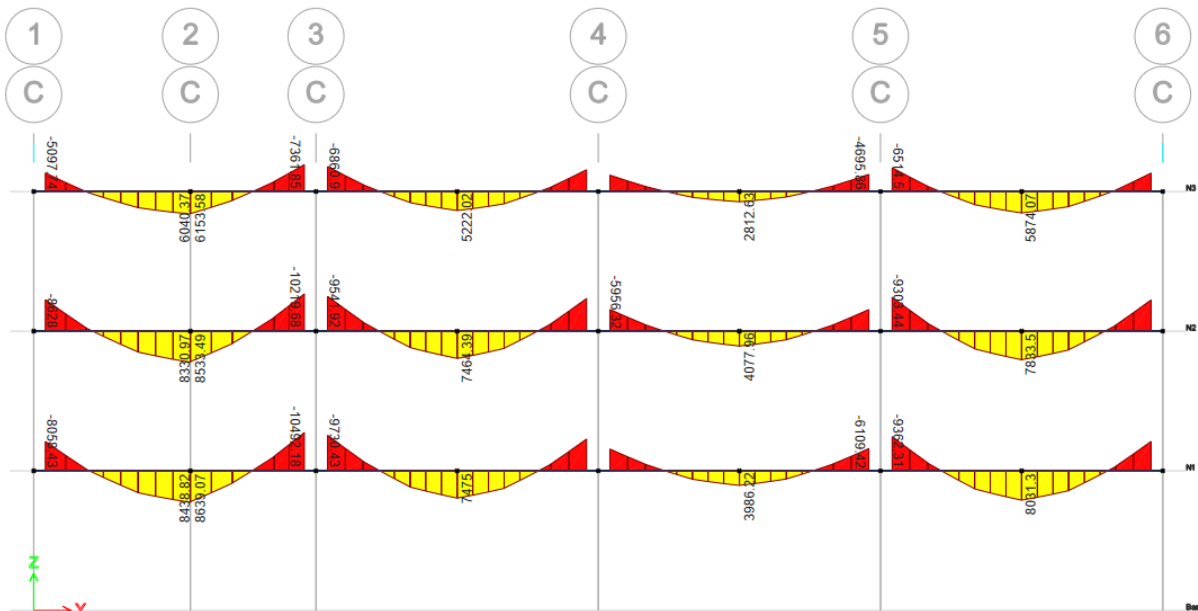
Fuente: Software ETABS V20.

3.11.2.1. Momentos obtenidos por software ETABS

Algunos de los momentos finales obtenidos por el software ETABS, son los siguientes:

Figura 20.

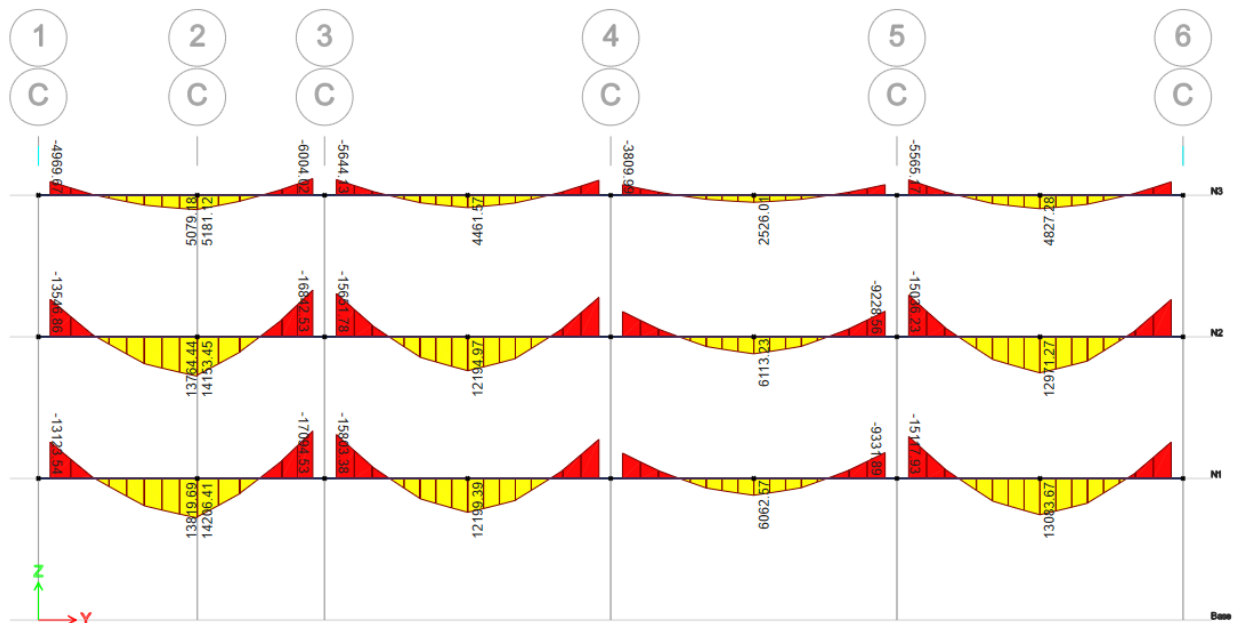
Diagrama de momento combinación 1.4CM en ETABS eje 3



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 21.

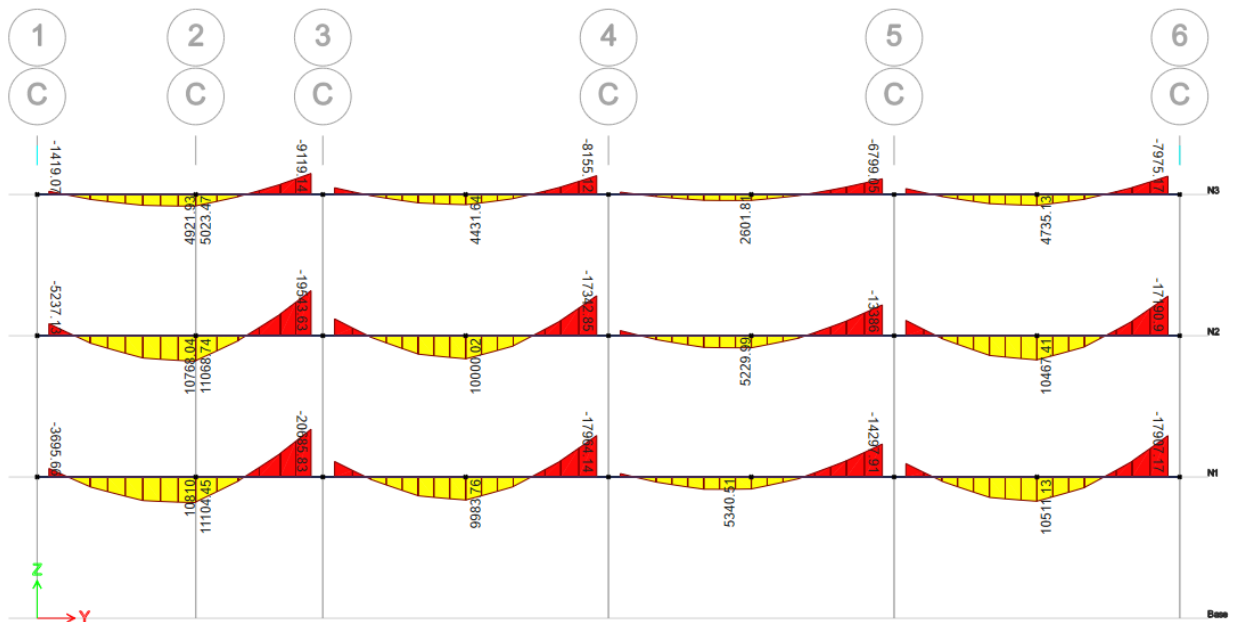
Diagrama de momento combinación 1.2CM+1.6CV en ETABS eje 3



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 22.

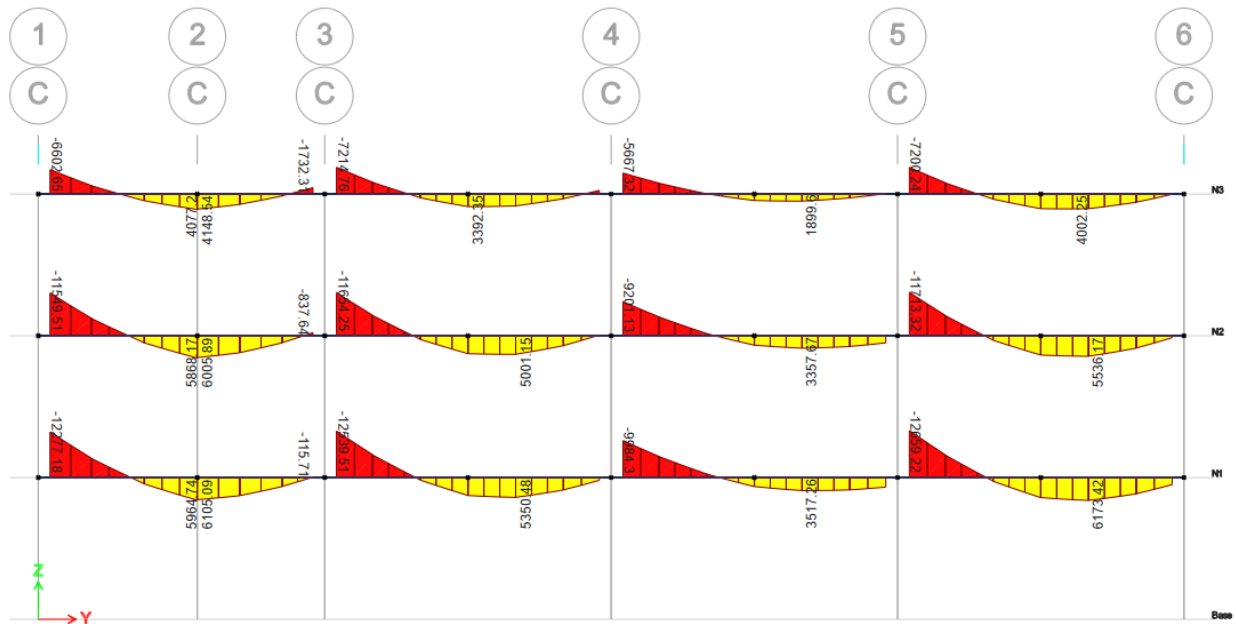
Diagrama de momento combinación 1.2CM+1.0CV+1.0CS en ETABS eje 3



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 23.

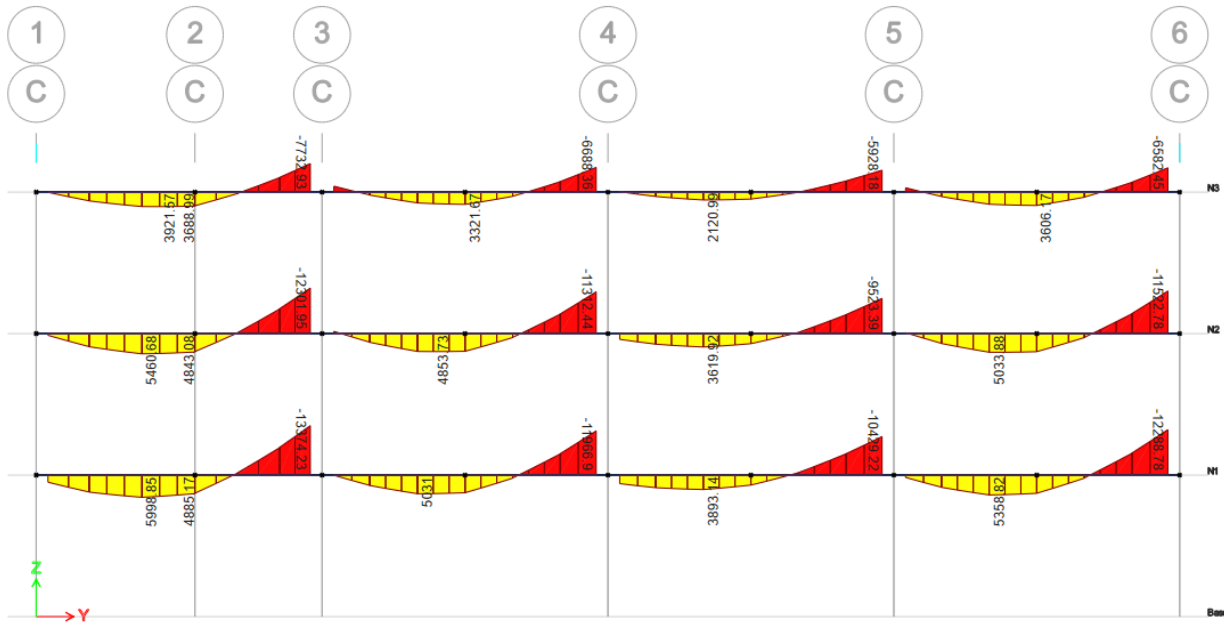
Diagrama de momento combinación 0.9CM-1.0CS en ETABS eje 3



Fuente: Software ETABS V20.

Figura 24.

Diagrama de momento combinación 0.9CM+1.0CS en ETABS eje 3



Fuente: Software ETABS V20.

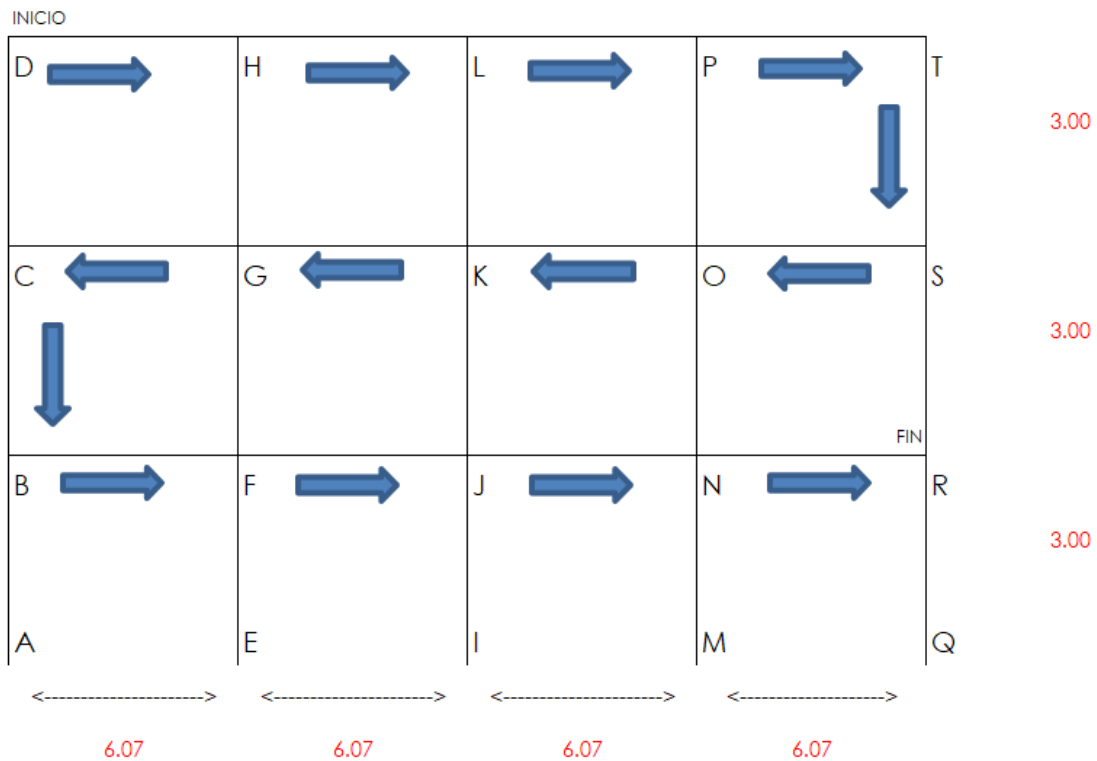
3.11.3. Comprobación por método numérico de KANI

Es un método de análisis estructural de aproximaciones sucesivas, es utilizado para encontrar los momentos internos que actúan en una estructura y la respuesta se puede lograr con la exactitud que se desee conforme a las interacciones que se realizan, las cuales minimizan el porcentaje de error.

Por ser un método amplio, solo se mostrarán algunos pasos importantes, el análisis empieza identificando los marcos estructurales a trabajar y estableciendo la ruta a seguir durante las interacciones.

Figura 25.

Ruta de interacciones método de Kani, eje 3

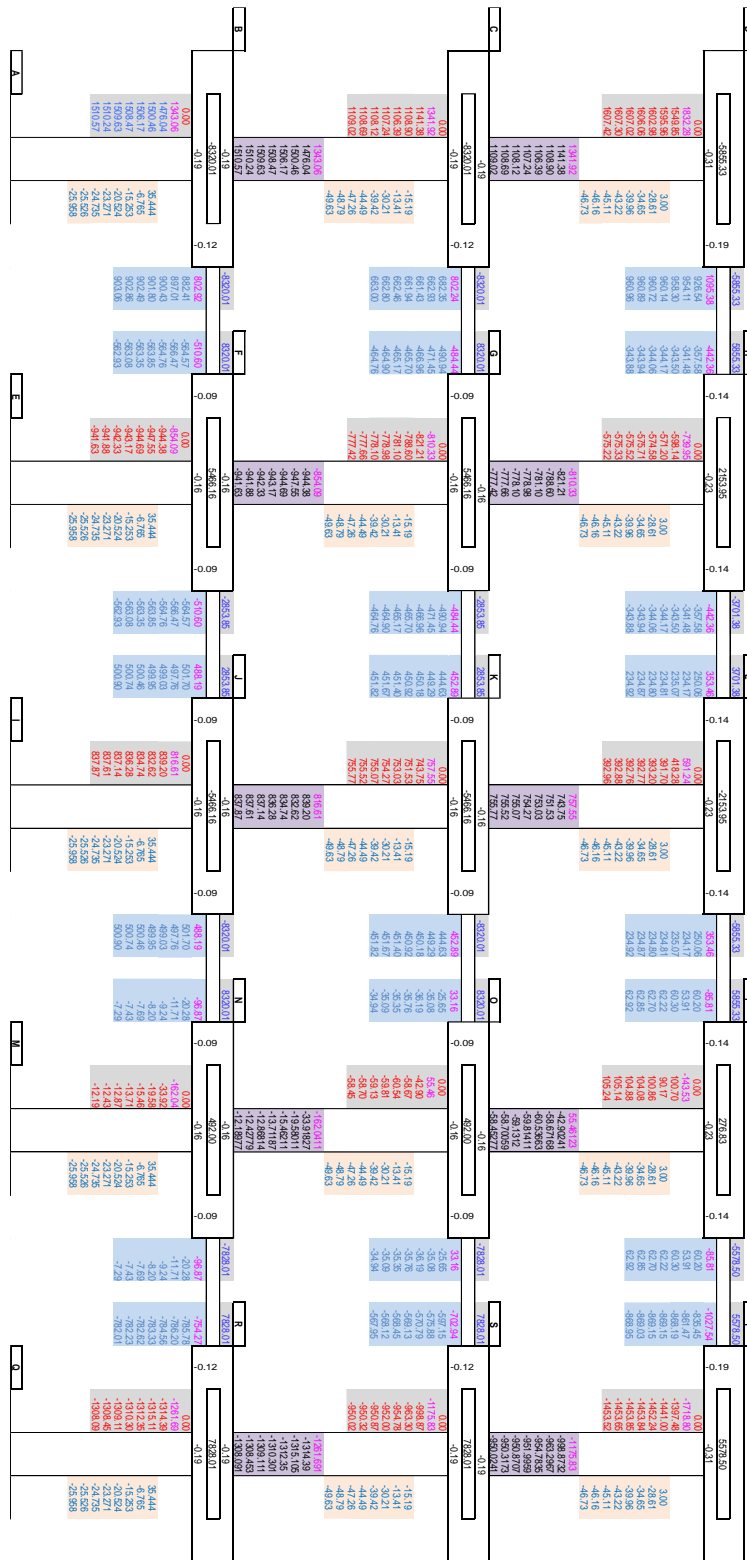


Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

A continuación, se muestra el análisis con respecto al método de Kani en carga muerta, carga viva y carga por sismo en el eje 3.

Figura 26.

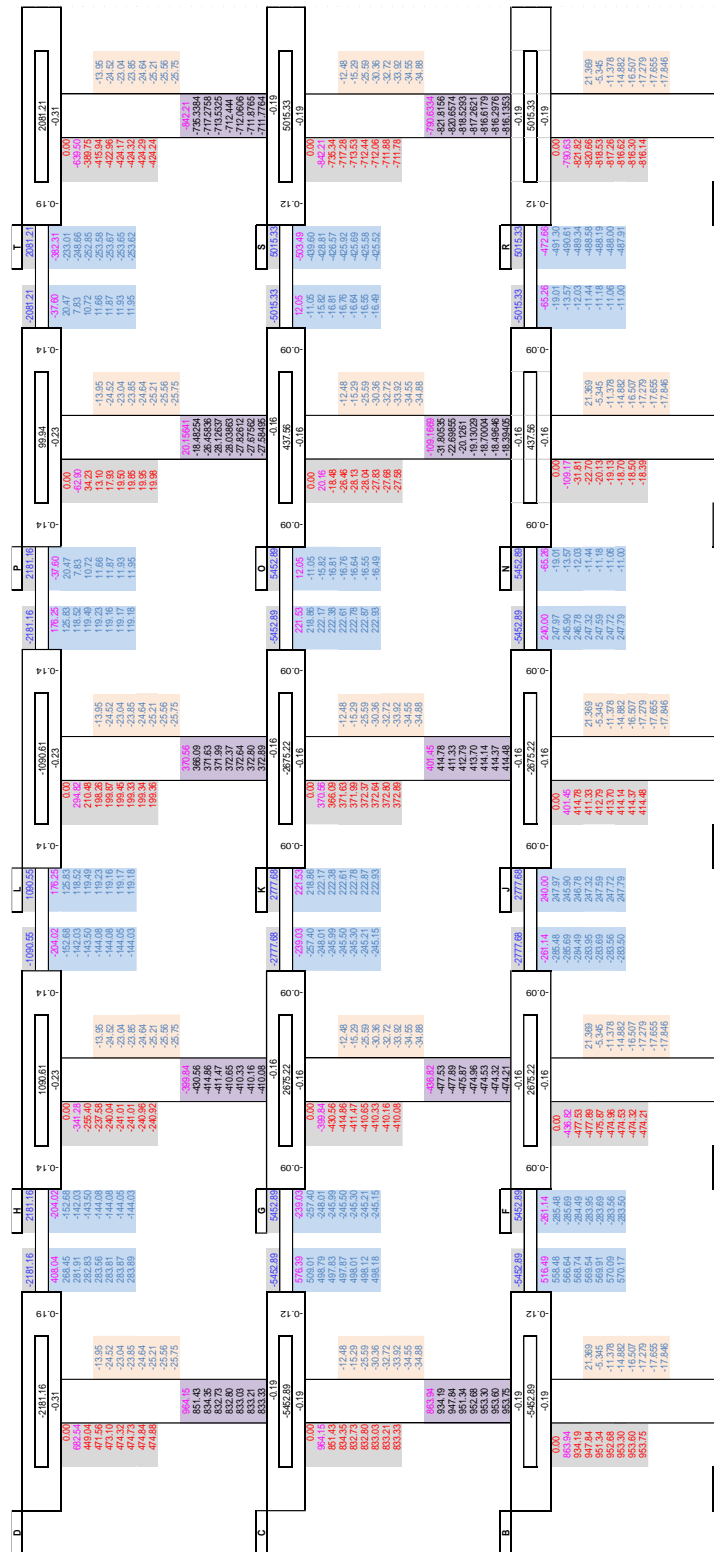
Interacciones método de Kani, carga muerta eje 3



Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Figura 27.

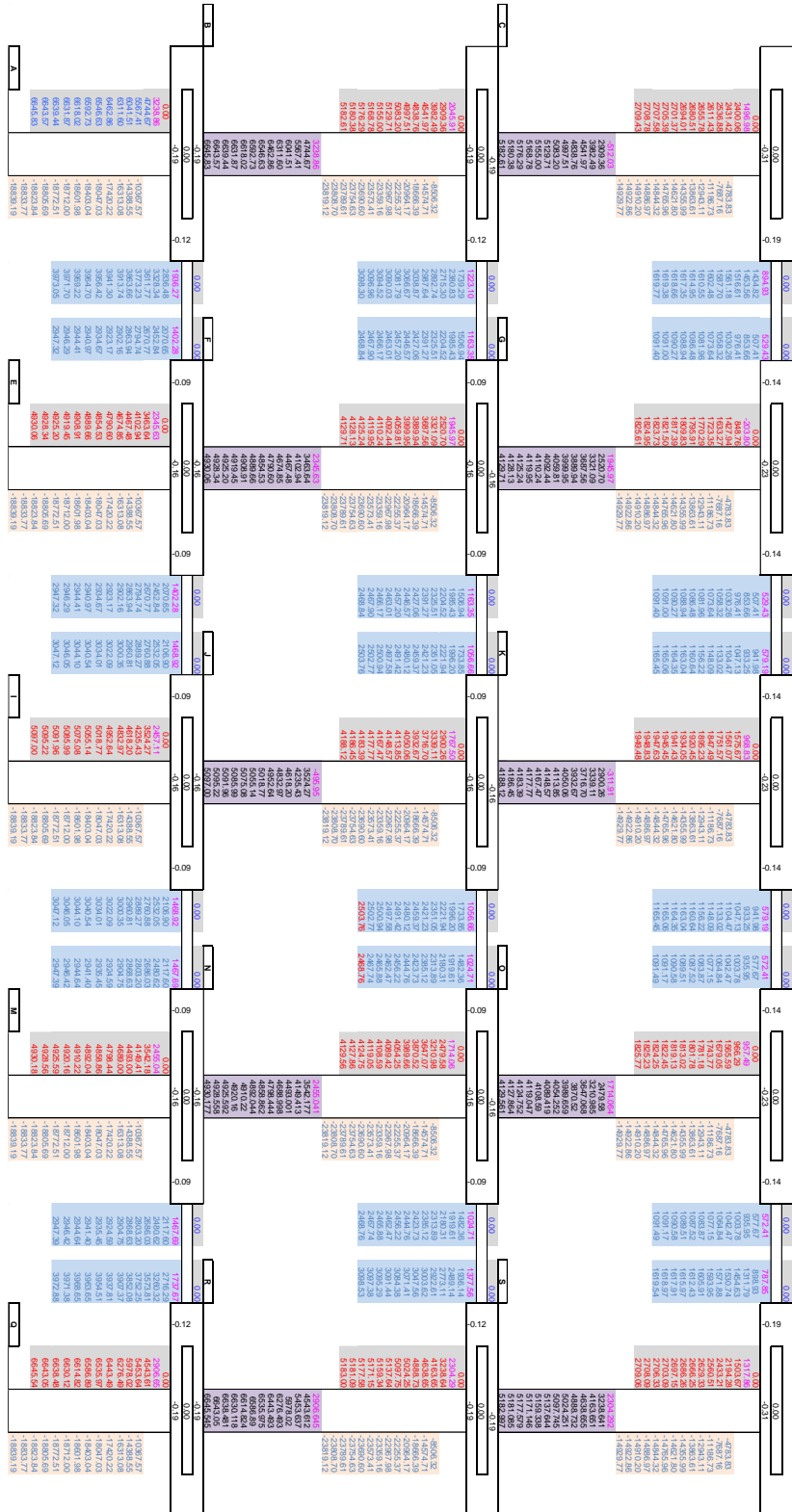
Interacciones método de Kani, carga viva, eje 3



Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Figura 28.

Interacciones método de Kani, carga por sismo, eje 3



Fuente: Elaboración propia, utilizando Excel 2016.

3.11.3.1.Momentos finales método de Kani

Después de realizar todas las interacciones necesarias para que los momentos de sujeción converjan, se debe realizar el cálculo de los momentos finales en el elemento, para lo cual quedan de la siguiente manera.

Tabla 23.

Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga muerta en columnas

Momentos finales columnas método Kani			
Columnas primer nivel			
Mab =	1484.61	Mba =	2995.18
Mef =	-967.58	Mfe =	-1909.21
Mij =	811.91	Mji =	1649.77
Mmn =	-38.15	Mnm =	-50.34
Mqr =	-1334.05	Mrq =	-2642.14
Columnas segundo nivel			
Mbc =	4080.53	Mcb =	3678.98
Mfg =	-2710.30	Mgf =	-2546.10
Mjk =	2381.88	Mkj =	2299.79
Mno =	-132.46	Mon =	-178.72
Mrs =	-3615.83	Msr =	-3257.76
Columnas tercer nivel			
Mcd =	3778.72	Mdc =	4277.12
Mgh =	-2176.79	Mhg =	-1974.59
Mkl =	1857.78	Mlk =	1494.97
Mop =	-58.40	Mpo =	105.30
Mst =	-3400.30	Mts =	-3903.79

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 24.*Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga muerta en vigas*

Momentos finales columnas método Kani			
Vigas primer nivel			
Mbf =	-7076.83	Mfb =	8097.21
Mfj =	-3478.81	Mjf =	3292.72
Mjn =	-7325.50	Mnj =	8806.33
Mnr =	-8624.59	Mrn =	6256.70
Vigas segundo nivel			
Mcg =	-7458.77	Mgc =	8053.48
Mgk =	-3331.56	Mkg =	3292.73
Mko =	-7451.31	Mok =	8701.94
Mos =	-8465.84	Mso =	6657.16
Vigas tercer nivel			
Mdh =	-4277.30	Mhd =	6128.53
Mhl =	-4154.21	Mlh =	3827.34
Mlp =	-5322.57	Mpl =	6216.08
Mpt =	-6321.62	Mtp =	3903.52

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 25.***Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga viva en columnas*

Momentos finales columnas método Kani			
Columnas primer nivel			
Mab =	935.90	Mba =	1889.65
Mef =	-492.06	Mfe =	-966.27
Mij =	396.64	Mji =	811.12
Mmn =	-36.24	Mnm =	-54.63
Mqr =	-833.98	Mrq =	-1650.12
Columnas segundo nivel			
Mbc =	2705.94	Mcb =	2585.52
Mfg =	-1393.38	Mgf =	-1329.24
Mjk =	1166.98	Mkj =	1125.39
Mno =	-99.25	Mon =	-108.44
Mrs =	-2378.93	Msr =	-2274.57
Columnas tercer nivel			
Mcd =	2115.78	Mdc =	1757.33
Mgh =	-1086.83	Mhg =	-917.67
Mkl =	919.40	Mlk =	745.87
Mop =	-60.94	Mpo =	-13.37
Mst =	-1873.55	Mts =	-1586.01

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 26.*Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga viva en vigas*

Momentos finales columnas método Kani			
Vigas primer nivel			
Mbf =	-4596.04	Mfb =	5456.07
Mfj =	-3096.88	Mjf =	2989.75
Mjn =	-4968.31	Mnj =	5678.69
Mnr =	-5525.23	Mrn =	4028.52
Vigas segundo nivel			
Mcg =	-4701.68	Mgc =	5460.77
Mgk =	-3045.06	Mkg =	2978.37
Mko =	-5023.53	Mok =	5642.84
Mos =	-5473.83	Mso =	4147.80
Vigas tercer nivel			
Mdh =	-1757.40	Mhd =	2176.99
Mhl =	-1259.42	Mlh =	1184.89
Mlp =	-1930.84	Mpl =	2324.23
Mpt =	-2310.94	Mtp =	1585.92

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***Tabla 27.***Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga de sismo en columnas*

Momentos finales columnas método Kani			
Columnas primer nivel			
Mab =	-12193.36	Mba =	-5547.53
Mef =	-13909.13	Mfe =	-8979.07
Mij =	-13742.19	Mji =	-8645.19
Mmn =	-13909.01	Mnm =	-8978.84
Mqr =	-12193.65	Mrq =	-5548.10
Columnas segundo nivel			
Mbc =	-5344.85	Mcb =	-6808.06
Mfg =	-9829.29	Mgf =	-10629.64
Mjk =	-9437.00	Mkj =	-10345.88
Mno =	-9829.20	Mon =	-10629.82
Mrs =	-5345.03	Msr =	-6807.58
Columnas tercer nivel			
Mcd =	-1855.12	Mdc =	-4328.30
Mgh =	-4844.74	Mhg =	-7148.84
Mkl =	-4604.05	Mlk =	-6842.69
Mop =	-4844.88	Mpo =	-7148.67
Mst =	-1854.72	Mts =	-4328.66

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 28.*Momentos finales por método de Kani, eje 3 por carga de sismo en vigas*

Momentos finales columnas método Kani			
Vigas primer nivel			
Mbf =	10893.41	Mfb =	9867.68
Mfj =	8941.75	Mjf =	9041.55
Mjn =	9041.62	Mnj =	8941.89
Mnr =	9867.65	Mrn =	10893.14
Vigas segundo nivel			
Mcg =	8665.44	Mgc =	8035.98
Mgk =	7441.45	Mkg =	7476.37
Mko =	7476.28	Mok =	7441.28
Mos =	8036.04	Mso =	8665.81
Vigas tercer nivel			
Mdh =	4330.93	Mhd =	3802.56
Mhl =	3348.24	Mlh =	3422.29
Mlp =	3422.39	Mpl =	3348.43
Mpt =	3802.52	Mtp =	4330.57

*Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.***3.11.4. Comparación de momentos**

Se debe realizar la comparación de momentos obtenidos por el software de análisis estructural ETABS y los datos obtenidos por el método numérico de Kani.

Esto se realizará para poder tener una mayor certeza de los resultados obtenidos, tanto ingresados en el software de análisis estructural ETABS y los datos obtenidos por el método numérico de Kani, teniendo en cuenta que para saber si los datos obtenidos son correctos, no deben tener una gran diferencia uno del otro con respecto al mismo elemento comparado con los dos diferentes métodos utilizados.

Tabla 29.

Comparación de momentos en columnas eje 3, método numérico Kani y software ETABS

Comparación de momentos						
Primer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mab =	1,484.61	935.90	-12,193.36	2132.6	1460.06	12999.53
Mef =	-967.58	-492.06	-13,909.13	-952.62	-730.26	14415.5
Mij =	811.91	396.64	-13,742.19	789.03	633.38	14309.31
Mmn =	-38.15	-36.24	-13,909.01	121.86	76.95	14508.26
Mqr =	-1,334.05	-833.98	-12,193.65	-2070.08	-1415.66	12988.44
Mba =	2995.18	1889.65	-5547.53	-3150.27	-2149.12	-561.21
Mfe =	-1909.21	-966.27	-8979.07	1382.34	1068.76	-2641.46
Mji =	1649.77	811.12	-8645.19	-1176.39	-934.62	-2485.45
Mnm =	-50.34	-54.63	-8978.84	-196.22	-117.16	-2777.74
Mrq =	-2642.14	-1650.12	-5548.10	3024.03	2075.7	-544.92
Segundo nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mbc =	4080.53	2585.52	-5344.85	5976.88	4311.8	5114.07
Mfg =	-2710.30	-1329.24	-9829.29	-2641.03	-2147.38	8953.22
Mjk =	2381.88	1125.39	-9437.00	2300.43	1894.72	8706.24
Mno =	-132.46	-108.44	-9829.20	303.43	214.81	9212.1
Mrs =	-3615.83	-2274.57	-5345.03	-5793.37	-4183.46	5087.81
Mcb =	3678.98	2585.52	-6808.06	-3044.1	-2414.9	-4271.34
Mgf =	-2546.10	-1329.24	-10629.64	1340.63	1198.96	-6113.21
Mkj =	2299.79	1125.39	-10345.88	-1247.03	-1081.44	-6035.22
Mon =	-178.72	-108.44	-10629.82	-102.87	-106.06	-6244.71
Msr =	-3257.76	-2274.57	-6807.58	2974.25	2351.63	-4262.51
Tercer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columnas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mcd =	3778.72	2115.78	-1855.12	5601.73	3418.85	1026.1
Mgh =	-2176.79	-1086.83	-4844.74	-2375.76	-1669.73	3834.22
Mkl =	1857.78	919.40	-4604.05	2096.46	1517.66	3683.27
Mop =	-58.40	-60.94	-4844.88	266.29	145.97	4025.25
Mst =	-3400.30	-1873.55	-1854.72	-5454.48	-3344.28	1009.07
Mdc =	4277.12	1757.33	-4328.30	-4170.29	-1633.92	-3163.28
Mhg =	-1974.59	-917.67	-7148.84	1699.56	773.91	-4915.2
Mlk =	1494.97	745.87	-6842.69	-1362.95	-697.89	-4761.6
Mpo =	105.30	-13.37	-7148.67	-297.11	-74.85	-5020.55
Mts =	-3903.79	-1586.01	-4328.66	4020.66	1608.32	-3146.65

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 30.

Comparación de momentos negativos en vigas eje 3, método numérico Kani y software ETABS

Comparación de momentos						
Primer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mbf =	-7076.83	-4596.04	10893.41	-5767.8	-3865.22	-6977.07
Mfj =	-3478.81	-3096.88	8941.75	-4363.87	-2572.23	-6191.05
Mjn =	-7325.50	-4968.31	9041.62	-6237.26	-4120.72	-6195.5
Mnr =	-8624.59	-5525.23	9867.65	-7494.41	-5058.77	-6515.31
Mfb =	8097.21	5456.07	9867.68	-6687.37	-4425.59	6543.93
Mjf =	3292.72	2989.75	9041.55	-4271.22	-2506.81	6218.71
Mnj =	8806.33	5678.69	8941.89	-6950.31	-4665.83	6163.94
Mrn =	6256.70	4028.52	10893.14	-5756.02	-3868.23	6951.37
Segundo nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mcg =	-7458.77	-4701.68	8665.44	-6119.87	-3983.13	-5878.35
Mgk =	-3331.56	-3045.06	7441.45	-4233.86	-2526.61	-5411.4
Mko =	-7451.31	-5023.53	7476.28	-6399.68	-4194.87	-5394.71
Mos =	-8465.84	-5473.83	8036.04	-7451.95	-4970.7	-5600.51
Mgc =	8053.48	5460.77	8035.98	-6645.32	-4411.71	5615.19
Mkg =	3292.73	2978.37	7476.37	-4254.52	-2495.79	5416.33
Mok =	8701.94	5642.84	7441.28	-6815.66	-4605.92	5393.05
Mso =	6657.16	4147.80	8665.81	-5820.13	-4020.31	5857.1
Tercer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mdh =	-4277.30	-1757.40	4330.93	-3615.18	-1501.98	-3244.94
Mhl =	-4154.21	-1259.42	3348.24	-3354.18	-1052.85	-2755.31
Mlp =	-5322.57	-1930.84	3422.39	-4263.38	-1663.51	-2761.92
Mpt =	-6321.62	-2310.94	3802.52	-5258.46	-1964.79	-2925.92
Mhd =	6128.53	2176.99	3802.56	-4653.22	-1730.87	2942.74
Mlh =	3827.34	1184.89	3422.29	-3205.58	-1033.62	2785.72
Mpl =	6216.08	2324.23	3348.43	-4900.64	-1831.62	2727.85
Mtp =	3903.52	1585.92	4330.57	-3641.25	-1543.73	3235.55

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

3.11.5. Envoltente de momentos

Para realizar la comparación se utilizan los valores de las envoltentes calculadas por las combinaciones de cargas propuestas por el código ACI 318-14, las cuales son las siguientes:

U1	1.4 CM
U2	1.2 CM + 1.6 CV
U3	1.2 CM + 1.6
U4	0.9 CM - CS
U5	0.9 CM + CS

Al realizar todas las interacciones de combinaciones de momentos se obtienen los momentos finales mayorados, en los cuales se genera una envoltente de momentos y esta es la representación de los esfuerzos máximos resultantes de la combinación de carga muerta, carga viva y carga por sismo.

La envoltente genera la combinación más crítica para poder diseñar cada elemento estructural.

A continuación, se muestra la envoltente sobre el marco del eje 3.

Tabla 31.

Comparación de envoltente en columnas eje 3 del primer nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envoltente de momentos en columnas primer nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Máximo	M(+) kg-m	Máximo
Mab =	13,529.51		17,018.71	
Mef =	15,562.29	15,562.29	15,272.86	17,018.71
Mij =	14,472.91		15,889.53	
Mmn =	13,991.03		14,731.44	
Mqr =	14,628.49		14,851.51	
Mba =	8,243.19		7,218.92	
Mfe =	12,236.39	12,236.39	3,885.57	7,218.92
Mji =	10,129.99		4,831.74	
Mnm =	9,093.87		3,130.36	
Mrq =	10,368.79		6,949.96	

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 32.

Comparación de envolvente en columnas eje 3 del segundo nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envolvente de momentos en columnas segundo nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Máximo	M(+) kg-m	Máximo
Mbc =	9,033.46		16,598.13	
Mfg =	14,410.89	14,410.89	11,330.15	16,598.13
Mjk =	11,580.69		13,361.48	
Mno =	10,096.60		9,791.03	
Mrs =	11,958.60		13,645.58	
Mcb =	10,119.14		10,339.16	
Mgf =	15,014.20	15,014.20	7,319.78	10,339.16
Mkj =	12,415.69		8,613.10	
Mon =	10,952.73		6,474.21	
Msr =	12,991.47		7,331.71	

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 33.

Comparación de envolvente en columnas eje 3 del tercer nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envolvente de momentos en columnas tercer nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Máximo	M(+) kg-m	Máximo
Mcd =	7,919.70		12,192.24	
Mgh =	8,543.72	8,543.72	5,972.40	12,192.24
Mkl =	6,276.05		7,716.68	
Mop =	4,975.90		4,490.77	
Mst =	7,808.63		11,896.22	
Mdc =	8,177.71		9,801.55	
Mhg =	10,436.02	10,599.23	6,444.80	9,801.55
Mlk =	8,188.16		7,095.03	
Mpo =	7,243.44		5,451.93	
Mts =	10,599.23		7,398.10	

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 34.

Comparación de envolvente en vigas eje 3 del primer nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envolvente de momentos en vigas primer nivel								
Elemento	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mbf =	17,262.55	-17,262.55	19,189.87	-19,189.87	17,763.65	-17,763.65	20,567.37	-20,567.37
Mfj =	12,072.68	-12,072.68			13,999.92	-13,999.92		
Mjn =	16,739.90	-16,739.90			17,800.93	-17,800.93		
Mnr =	19,189.87	-19,189.87			20,567.37	-20,567.37		
Mfb =	25,040.40	-2,580.19	25,188.17	-6,078.10	15,105.79	-15,105.79	15,805.70	-15,805.70
Mjf =	15,982.56	-6,078.10			10,062.81	-10,062.81		
Mnj =	25,188.17	-1,016.19			15,805.70	-15,805.70		
Mrn =	22,429.69	-5,262.11			13,096.39	-13,096.39		

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 35.

Comparación de envolvente en vigas eje 3 del segundo nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envolvente de momentos en vigas segundo nivel								
Elemento	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mcg =	16,473.21	-16,473.21	18,917.14	-18,917.14	17,205.32	-17,205.32	19,513.55	-19,513.55
Mgk =	10,439.85	-10,439.85			13,018.64	-13,018.64		
Mko =	16,979.22	-16,979.22			17,269.20	-17,269.20		
Mos =	18,917.14	-18,917.14			19,513.55	-19,513.55		
Mgc =	23,160.93	-787.85	23,526.44	-4,512.91	15,033.12	-15,033.12	15,548.26	-15,548.26
Mkg =	14,406.03	-4,512.91			9,245.40	-9,245.40		
Mok =	23,526.44	390.47			15,548.26	-15,548.26		
Mso =	20,802.21	-2,674.36			13,416.65	-13,416.65		

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Tabla 36.

Comparación de envolvente en vigas eje 3 del tercer nivel, método numérico Kani y software ETABS.

Envolvente de momentos en vigas tercer nivel								
Elemento	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
Vigas	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mdh =	8,180.50	-8,180.50	11,283.46	-11,283.46	9,085.14	-9,085.14	11,200.86	-11,200.86
Mhl =	7,087.04	-7,087.04			7,833.18	-7,833.18		
Mlp =	9,476.43	-9,476.43			9,541.49	-9,541.49		
Mpt =	11,283.46	-11,283.46	13,333.78	-817.41	11,200.86	-11,200.86	8,811.36	-8,811.36
Mhd =	13,333.78	1,713.11			8,353.26	-8,353.26		
Mlh =	9,199.99	22.31			5,670.74	-5,670.74		
Mpl =	13,131.96	2,246.05			8,811.36	-8,811.36		
Mtp =	10,600.71	-817.41			6,839.47	-6,839.47		

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

3.11.5.1. Comparación y porcentaje (%) de error.

La comparación final se realiza utilizando los resultados de la envolvente de momentos, que muestra el valor más crítico de las combinaciones de diseño realizadas.

Tabla 37.

Comparación de porcentaje de error en envolvente de momentos

Comparación porcentaje de error				
Nivel	Elemento	M Envolvente Software	M Envolvente Kani	% error
1	Vigas	20,567.37	19,189.87	7.18%
2	Vigas	19,513.55	18,917.14	3.15%
3	Vigas	11,200.86	11,283.46	0.74%
1	Columnas	17,018.71	15,562.29	9.36%
2	Columnas	16,598.13	15,014.20	10.55%
3	Columnas	12,192.24	10,599.23	15.03%

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

Según la comparación de resultados de envolventes del método número de Kani y el análisis en el software ETABS, la variación que se obtiene en los momentos finales es no más

del 15.03%, esto quiere decir que el método numérico en general tomando el metrado de cargas y la distribución de momentos y la distribución de momentos por el método de Kani está bien aplicado, y para el diseño estructural de los elementos se tomará los valores del software por ser más conservador en sus resultados y el análisis que realiza es en 3D utilizando el método de elementos finitos o el método matricial por computadoras.

3.12. Diseño de elementos estructurales

3.12.1. Diseño de losas

El diseño consiste en una losa maciza de concreto reforzado, se utilizará un peralte de 10 centímetros, el cual fue calculado en el predimensionamiento de losas.

De la **Figura 29** a la **Figura 31**, se presentan la distribución de losas y sus respectivos nombres para poder ser identificadas cada una de ellas.

Los datos para tomar en cuenta en el diseño estructural, son:

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

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia del acero.

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del concreto.

Para el diseño estructural se tomará en cuenta la losa número 6, la cual corresponde al primer nivel, que también cuenta con una mayor carga aplicada, por lo que se analiza que genera un momento mayor.

La losa número 6 cuenta con una continuidad en sus cuatro lados y en base a la sección de diseño de losas armadas en 2 direcciones del libro de Nilson, 2001, pág. 378) se define que es un caso 2 y se utilizan los coeficientes descritos en esta sección para obtener los momentos.

La relación lado largo y lado corto se obtiene de la siguiente manera:

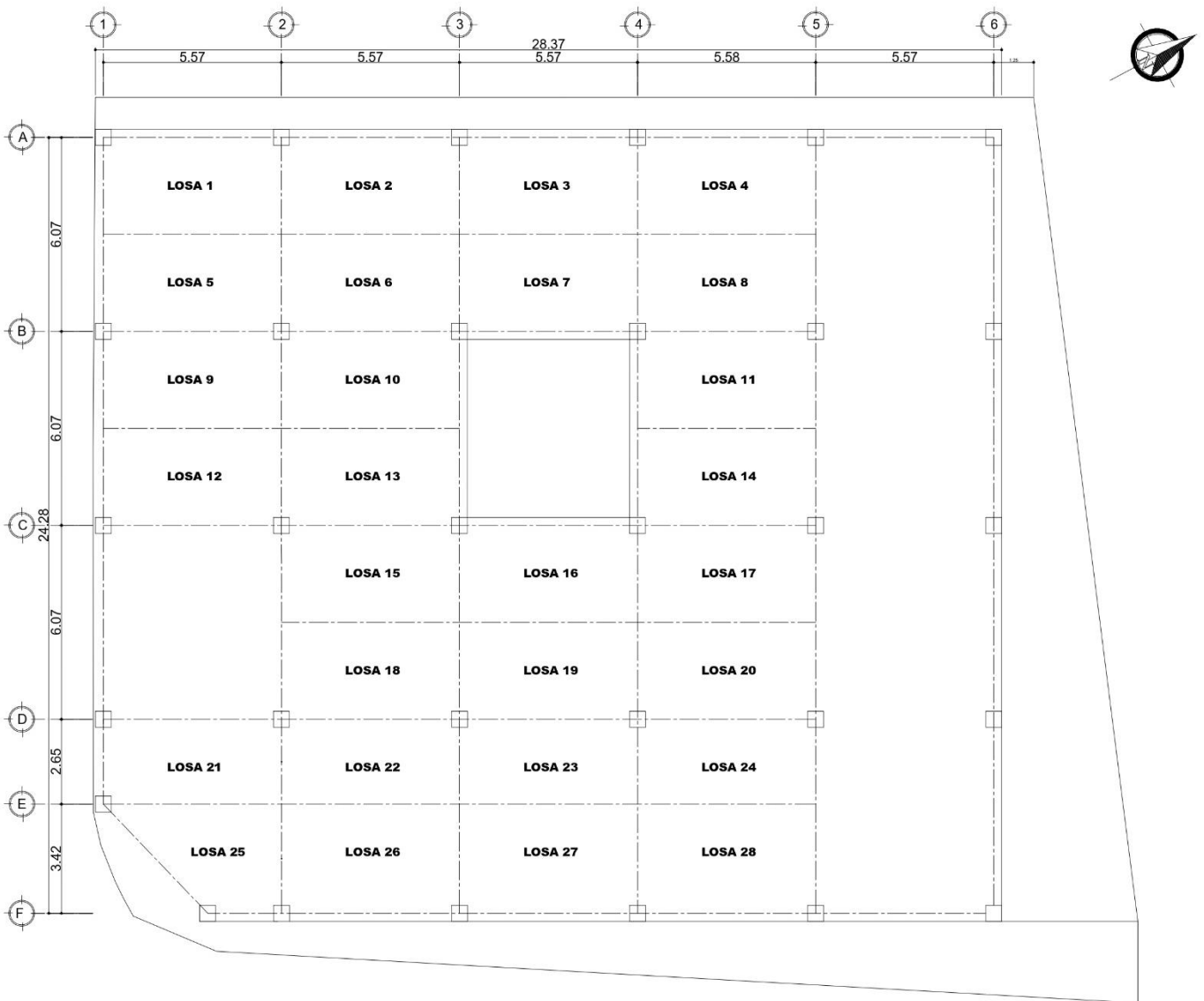
$$L_a = 3.035 \text{ m} \quad \text{Lado corto}$$

$$L_b = 5.57 \text{ m} \quad \text{Lado largo}$$

$$m = \frac{L_a}{L_b} = \frac{3.035}{5.57} \approx 0.55$$

Figura 29.

Losas primer nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Los coeficientes según las tablas para la relación $m = 0.55$, son de:

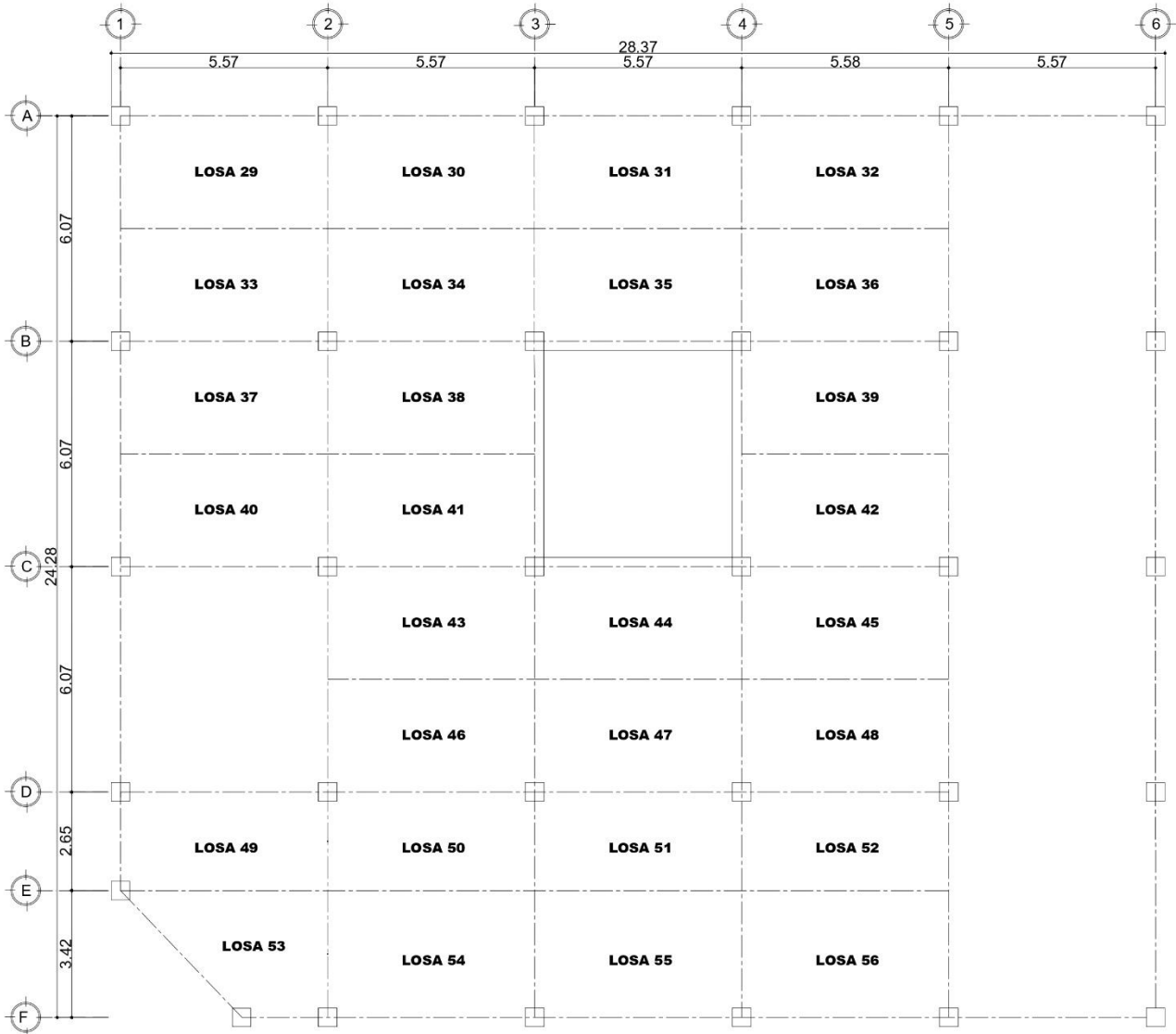
Coeficientes para momentos negativos en losa:

$$C_{a,neg} = 0.084$$

$$C_{b,neg} = 0.007$$

Figura 30.

Losas segundo nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

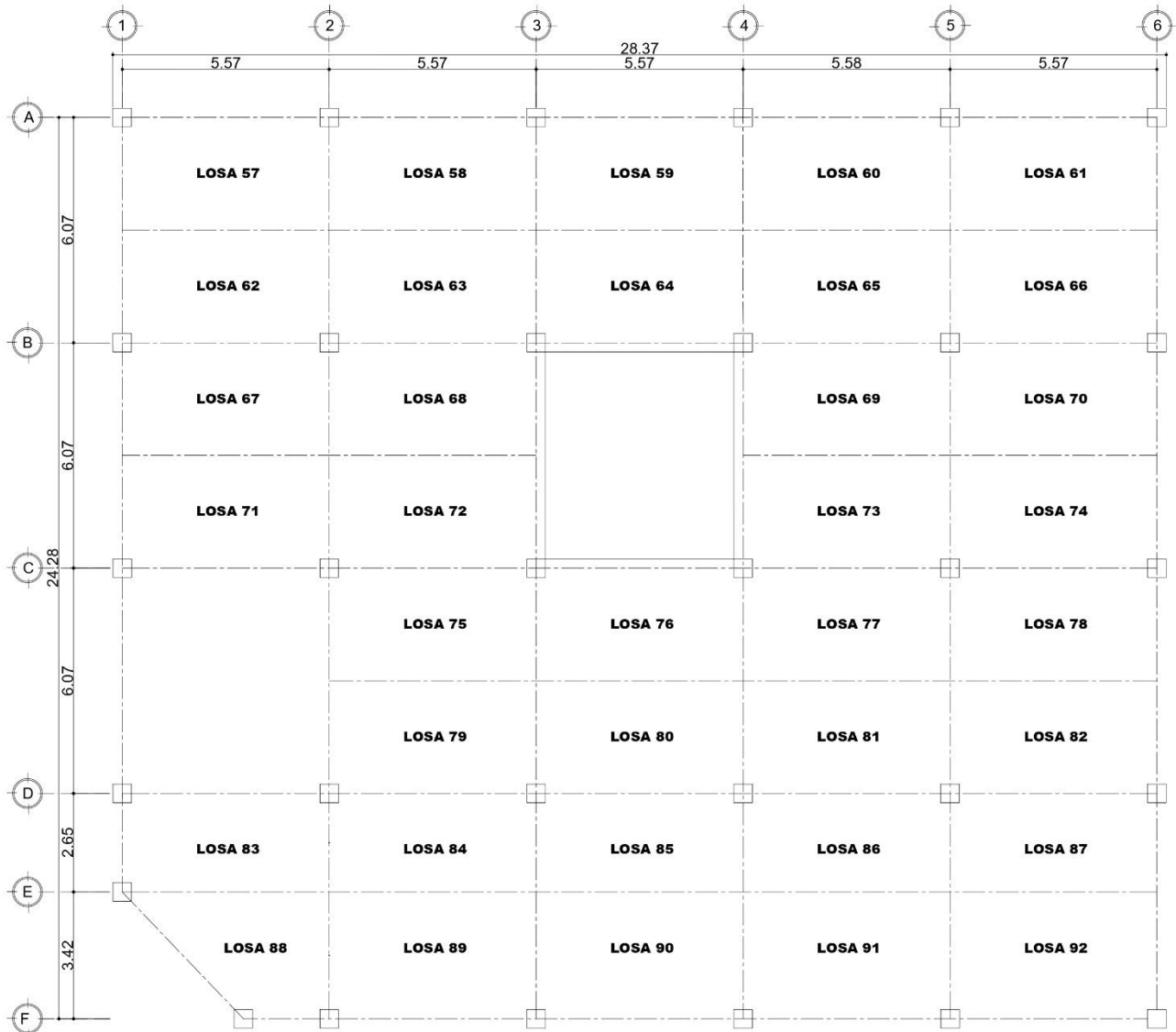
Coeficientes para momentos positivos debido a cargas muertas en losa.

$$C_{a,dl} = 0.035$$

$$C_{b,dl} = 0.003$$

Figura 31.

Losas tercer nivel, azotea



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Coefficientes para momentos positivos debido a cargas vivas en losa.

$$C_{a,ll} = 0.062$$

$$C_{b,ll} = 0.006$$

De la **Tabla 38** a la **Tabla 40** se muestran los coeficientes del resto de las losas:

Tabla 38.

Cargas y coeficientes en losas del primer nivel

Losas Primer nivel																
No.	Lado		Espesor	Relación	Losas	No.	Coeficientes por Arthur Nilson						Cargas (kg/m ²)			
	Corto	Largo					Coeficiente Momento (-) CM	Coeficiente Momento (+) CM	Coeficiente Momento (+) CV	Sobre carga (kg/m ²)	CV Total	CM Total				
Losas	a	b	t	m=a/b	Dirección	Caso	Ca (-)	Cb (-)	Ca (+)	Cb (+)	Ca (+)	Cb (+)				
1	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
2	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
3	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
4	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
5	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
6	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	319	500	559	
7	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
8	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
9	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
10	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
11	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	5	0.089	0	0.038	0.002	0.063	0.005	319	500	559	
12	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
13	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
14	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	5	0.089	0	0.038	0.002	0.063	0.005	319	500	559	
15	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
16	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
17	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
18	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
19	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	319	500	559	
20	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
21	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
22	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
23	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
24	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
25	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	319	500	559	
26	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	319	500	559	
27	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	319	500	559	
28	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	319	500	559	

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 39.

Cargas y coeficientes en losas del segundo nivel

Losas Segundo nivel																
No.	Lado		Espesor	Relación	Losas	No.	Coeficientes por Arthur Nilson						Cargas (kg/m ²)			
	Corto	Largo					Coeficiente Momento (-) CM	Coeficiente Momento (+) CM	Coeficiente Momento (+) CV	Sobre carga (kg/m ²)	CV Total	CM Total				
Losas	a	b	t	m=a/b	Dirección	Caso	Ca (-)	Cb (-)	Ca (+)	Cb (+)	Ca (+)	Cb (+)				
29	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
30	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
31	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
32	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
33	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
34	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	319	500	559	
35	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
36	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
37	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
38	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
39	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	5	0.089	0	0.038	0.002	0.063	0.005	319	500	559	
40	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	319	500	559	
41	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
42	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	5	0.089	0	0.038	0.002	0.063	0.005	319	500	559	
43	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
44	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	319	500	559	
45	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
46	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
47	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	319	500	559	
48	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	319	500	559	
49	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
50	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
51	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
52	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	319	500	559	
53	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	319	500	559	
54	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	319	500	559	
55	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	319	500	559	
56	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	319	500	559	

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 40.

Cargas y coeficientes en losa del tercer nivel, azotea

Losas Tercer nivel, azotea															
No.	Lado		Espesor	Relación	Losa	No.	Coeficientes por Arthur Nilson						Sobre carga (kg/m ²)	Cargas (kg/m ²)	
	Corto	Largo					Coeficiente Momento (-) CM	Coeficiente Momento (+) CM	Coeficiente Momento (+) CV	CV Total	CM Total				
Losa	a	b	t	m=a/b	Dirección	Caso	Ca (-)	Cb (-)	Ca (+)	Cb (+)	Ca (+)	Cb (+)			
57	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	93	200	333
58	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	93	200	333
59	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	93	200	333
60	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	93	200	333
61	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	93	200	333
62	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
63	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	93	200	333
64	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	93	200	333
65	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	93	200	333
66	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
67	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
68	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
69	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
70	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
71	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	4	0.092	0.008	0.056	0.005	0.072	0.007	93	200	333
72	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
73	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
74	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
75	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
76	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	8	0.085	0.014	0.052	0.005	0.07	0.007	93	200	333
77	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	93	200	333
78	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
79	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
80	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	93	200	333
81	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	2	0.084	0.007	0.035	0.003	0.062	0.006	93	200	333
82	3.035	5.57	0.1	0.55	dos dir.	9	0.086	0.005	0.037	0.003	0.063	0.006	93	200	333
83	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	93	200	333
84	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	93	200	333
85	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	93	200	333
86	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	93	200	333
87	2.65	5.57	0.1	0.48	una dir	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	93	200	333
88	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	93	200	333
89	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	93	200	333
80	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	93	200	333
91	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	8	0.08	0.018	0.048	0.007	0.065	0.009	93	200	333
92	3.42	5.57	0.1	0.61	dos dir.	4	0.089	0.011	0.053	0.007	0.067	0.009	93	200	333

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

3.12.1.1.Momentos en losas

Los momentos se pueden obtener con la siguiente ecuación:

- Para momentos negativos.

$$Ma_{negativo} = Ca_{neg} * W * La^2$$

$$Mb_{negativo} = Cb_{neg} * W * Lb^2$$

- Para momentos positivos por carga muerta:

$$Ma_{positivo_CM} = Ca_{+CM} * W_{CM} * La^2$$

$$Mb_{positivo_CM} = Cb_{+CM} * W_{CM} * Lb^2$$

- Para momentos positivos por carga viva:

$$Ma_{positivo_CV} = Ca_{+CV} * W_{CV} * La^2$$

$$Mb_{positivo_CV} = Cb_{+CV} * W_{CV} * Lb^2$$

Donde:

W = carga viva o muerta

$Ma_{negativo}$ = momento lado a negativo

$Mb_{negativo}$ = momento lado b negativo

$Ma_{positivo_CM}$ = momento lado a positivo por carga muerta

$Mb_{positivo_CM}$ = momento lado b positivo por carga muerta

$Ma_{positivo_CV}$ = momento lado a positivo por carga viva

$Mb_{positivo_CV}$ = momento lado b positivo por carga viva

La = lado corto

Lb = lado largo

Los datos son los siguientes:

Carga Viva = 500 kg/m²

Carga muerta total = 559 kg/m²

Para hallar la carga última total, se utiliza la mayoración de cargas, según ACI 318S-14 en su sección 5.3.1.

$$CUT = 1.2CM + 1.6CV$$

$$CUT = 1.2 * 559 + 1.6 * 500 = 1,470.8 \frac{kg}{m^2}$$

- Momento a y b negativo (-):

$$Ma_{negativo} = Ca_{neg} * W * La^2$$

$$Ma_{negativo} = 0.084 * 1,470.8 * 3.035^2 = 1,138.02 kg * m$$

$$Mb_{negativo} = Cb_{neg} * W * Lb^2$$

$$Mb_{negativo} = 0.007 * 1,470.8 * 5.57^2 = 319.42 kg * m$$

- Momento a y b positivo (+):

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

$$Ma_{positivo} = 0.035 * 1.2 * 559 * 3.035^2 + 0.062 * 1.6 * 500 * 3.035^2 = 673.14 kg * m$$

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

$$Mb_{positivo} = 0.003 * 1.2 * 559 * 5.57^2 + 0.006 * 1.6 * 500 * 5.57^2 = 211.35 kg * m$$

Para hallar los momentos de las losas que están trabajando en una dirección, se utiliza las siguientes ecuaciones dependiendo el caso que sea, según AC 318S-14 en la tabla 6.5.2 para losas en una dirección. En este caso se diseñará una losa que esta como vano interior.

- Momento positivo, losa en una dirección:

$$M_{positivo} = \frac{W * L^2}{16} = \frac{1,470.80 * 2.65^2}{16} = 645.54 kg * m$$

- Momento negativo, losa en una dirección.

$$M_{negativo} = \frac{W * L^2}{10} = \frac{1,470.80 * 2.65^2}{10} = 1,032.87 kg * m$$

De la **Tabla 41** a la **Tabla 43** se muestran los momentos positivos y negativos del resto de las losas.

Tabla 41.*Momentos positivos y negativos en losas primer nivel*

Momentos positivos y negativos en losas primer nivel							
No.	Lado		Carga última	Momentos (-) (+) generados por losas			
	Corto	Largo	CUT	Ma (-)	Ma (+)	Mb (-)	Mb (+)
Losa	a	b		kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
1	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
2	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
3	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
4	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
5	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
6	3.035	5.57	1,470.80	1,138.02	673.14	319.42	211.35
7	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
8	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
9	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
10	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
11	3.035	5.57	1,470.80	1,205.76	699.04	0.00	165.72
12	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
13	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
14	3.035	5.57	1,470.80	1,205.76	699.04	0.00	165.72
15	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
16	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
17	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
18	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
19	3.035	5.57	1,470.80	1,138.02	673.14	319.42	211.35
20	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
21	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
22	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
23	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
24	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
25	3.42	5.57	1,470.80	1,531.07	1,042.76	501.95	369.06
26	3.42	5.57	1,470.80	1,376.25	984.82	821.37	369.06
27	3.42	5.57	1,470.80	1,376.25	984.82	821.37	369.06
28	3.42	5.57	1,470.80	1,531.07	1,042.76	501.95	369.06

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 42.

Momentos positivos y negativos en losas segundo nivel

Momentos positivos y negativos en losas segundo nivel							
No. Losa	Lado		Carga Ultima	Momentos (-) (+) generados por losas			
	Corto a	Largo b	CUT	Ma (-) kg*m	Ma (+) kg*m	Mb (-) kg*m	Mb (+) kg*m
1	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
2	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
3	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
4	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
5	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
6	3.035	5.57	1,470.80	1,138.02	673.14	319.42	211.35
7	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
8	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
9	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
10	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
11	3.035	5.57	1,470.80	1,205.76	699.04	0.00	165.72
12	3.035	5.57	1,470.80	1,246.40	876.58	365.05	277.80
13	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
14	3.035	5.57	1,470.80	1,205.76	699.04	0.00	165.72
15	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
16	3.035	5.57	1,470.80	1,151.57	837.13	638.84	277.80
17	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
18	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
19	3.035	5.57	1,470.80	1,138.02	673.14	319.42	211.35
20	3.035	5.57	1,470.80	1,165.12	692.86	228.16	211.35
21	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
22	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
23	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
24	2.65	5.57	1,470.80	1,032.87	645.54	n/a	n/a
25	3.42	5.57	1,470.80	1,531.07	1,042.76	501.95	369.06
26	3.42	5.57	1,470.80	1,376.25	984.82	821.37	369.06
27	3.42	5.57	1,470.80	1,376.25	984.82	821.37	369.06
28	3.42	5.57	1,470.80	1,531.07	1,042.76	501.95	369.06

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 43.*Momentos positivos y negativos en losas tercer nivel, azotea*

Momentos positivos y negativos en losas tercer nivel, azotea.							
No.	Lado		Carga Ultima	Momentos (-) (+) generados por losas			
	Corto	Largo		CUT	Ma (-) kg*m	Ma (+) kg*m	Mb (-) kg*m
Losa	a	b					
57	3.035	5.57	719.60	609.81	418.35	178.60	131.48
58	3.035	5.57	719.60	563.41	397.73	312.56	131.48
59	3.035	5.57	719.60	563.41	397.73	312.56	131.48
60	3.035	5.57	719.60	563.41	397.73	312.56	131.48
61	3.035	5.57	719.60	609.81	418.35	178.60	131.48
62	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
63	3.035	5.57	719.60	556.79	311.58	156.28	96.76
64	3.035	5.57	719.60	563.41	397.73	312.56	131.48
65	3.035	5.57	719.60	556.79	311.58	156.28	96.76
66	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
67	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
68	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
69	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
70	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
71	3.035	5.57	719.60	609.81	418.35	178.60	131.48
72	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
73	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
74	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
75	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
76	3.035	5.57	719.60	563.41	397.73	312.56	131.48
77	3.035	5.57	719.60	556.79	311.58	156.28	96.76
78	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
79	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
80	3.035	5.57	719.60	556.79	311.58	156.28	96.76
81	3.035	5.57	719.60	556.79	311.58	156.28	96.76
82	3.035	5.57	719.60	570.04	321.89	111.63	96.76
83	2.65	5.57	719.60	505.34	315.84	n/a	n/a
84	2.65	5.57	719.60	505.34	315.84	n/a	n/a
85	2.65	5.57	719.60	505.34	315.84	n/a	n/a
86	2.65	5.57	719.60	505.34	315.84	n/a	n/a
87	2.65	5.57	719.60	505.34	315.84	n/a	n/a
88	3.42	5.57	719.60	749.09	498.49	245.58	176.13
89	3.42	5.57	719.60	673.34	467.63	401.86	176.13
90	3.42	5.57	719.60	673.34	467.63	401.86	176.13
91	3.42	5.57	719.60	673.34	467.63	401.86	176.13
92	3.42	5.57	719.60	749.09	498.49	245.58	176.13

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

- Balanceo de momentos:

Esto se realiza cuando se encuentra losas que tienen un lado en común y tienen momentos diferentes, se deben balancear estos momentos antes de proceder a calcular los refuerzos, se balancea de acuerdo a la siguiente condición.

Si el M_b (Losa 1 o 2, mayor) * 0.80 \leq M_b (Losa 1 o 2, menor)

$$M_b = \frac{M_b (\text{Losa 1}) + M_b(\text{Losa2})}{2}$$

Si el M_b (Losa 1 o 2, mayor) * 0.80 \geq M_b (Losa 1 o 2, menor)

$$M_b = \text{método de rigideces}$$

Se describe el ejemplo de las losas 1 y 2 para el balanceo de momentos, las cuales cuentan con los siguientes valores:

Losa 1:

$$M_a (-) = 1,246.40 \text{ kg*m}$$

$$M_b (-) = 365.05 \text{ kg*m}$$

Losa 2:

$$M_a (-) = 1,151.57 \text{ kg*m}$$

$$M_b (-) = 638.84 \text{ kg*m}$$

$$M_b = M_{mayor} * 0.80 > M_{menor}$$

$$M_b = 638.84 \text{ kg} * m * 0.80 > 365.05 \text{ kg} * m$$

$$M_b = 511.07 \text{ kg} * m > 365.05 \text{ kg} * m$$

$$M_b = \text{Balanceo por el método de rigideces}$$

Rigidez losa 1: se utiliza la fórmula a continuación, que consta de dividir entre 1 el lado de la losa 1.

$$K_1 = \frac{1}{L_b}$$

$$K_1 = \frac{1}{5.57} = 0.18$$

Rigidez losa 2: se utiliza la fórmula a continuación, la cual consta de dividir entre 1 el lado de la losa 2.

$$K_2 = \frac{1}{L_b}$$

$$K_2 = \frac{1}{5.57} = 0.18$$

Factores de distribución de momentos losa 1: se utiliza la fórmula a continuación, la cual es dividir la rigidez de la primera losa sobre la sumatoria de las rigideces de las losas analizadas.

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$D_1 = \frac{0.18}{0.18 + 0.18} = 0.50$$

Factores de distribución de momentos losa 2: se utiliza la fórmula a continuación, la cual es dividir la rigidez de la segunda losa sobre la sumatoria de las rigideces de las losas analizadas.

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$$D_2 = \frac{0.18}{0.18 + 0.18} = 0.50$$

Diferencia a agregar entre momentos

$$Diferencia_1 = (M_{bMenor} - M_{bMayor}) * D_1$$

$$Diferencia_1 = (365.05 - 638.84) * 0.50 = -136.90$$

Diferencia a agregar entre momentos

$$Diferencia_2 = (M_{bMayor} - M_{bMenor}) * D_2$$

$$Diferencia_2 = (638.84 - 365.05) * 0.50 = 136.90$$

Momentos balanceados entre losas 1 y 2:

$$M_{balanceado} = M_{bMayor} + Diferencia_1$$

$$M_{balanceado} = 638.84 - 136.9 = 501.95 \text{ kg} * m$$

Momentos balanceados entre losas 1 y 2:

$$M_{balanceado} = M_{bMenor} + Diferencia_2$$

$$M_{balanceado} = 365.05 + 136.9 = 501.95 \text{ kg} * \text{m}$$

- Para losas en 1 dirección aplica el mismo criterio de balanceo de momentos.

Tabla 44.

Momentos balanceados en losa eje X primer nivel

Momentos Balanceados primer nivel									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje X	
								Mb (-) kg*m	Mb (-) kg*m
Losa 1 y 2	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-136.89	136.89	501.95	501.95
Losa 2 y 3	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	638.84	638.84
Losa 3 y 4	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-136.89	136.89	501.95	501.95
Losa 5 y 6	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-45.63	45.63	273.79	273.79
Losa 6 y 7	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	479.13	479.13
Losa 7 y 8	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	205.34	-205.34	433.50	433.50
Losa 9 y 10	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	228.16	228.16
Losa 12 y 13	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-68.45	68.45	296.60	296.60
Losa 15 y 16	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-205.34	205.34	433.50	433.50
Losa 16 y 17	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	205.34	-205.34	433.50	433.50
Losa 18 y 19	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-45.63	45.63	273.79	273.79
Losa 19 y 20	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	45.63	-45.63	273.79	273.79
Losa 21 y 22	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 22 y 23	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 23 y 24	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 25 y 26	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	661.66	661.66
Losa 26 y 27	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	821.37	821.37
Losa 27 y 28	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	661.66	661.66

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 45.*Momentos balanceados en losas eje Y primer nivel.*

Momentos Balanceados primer nivel									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje Y	
								Ma (-) kg*m	Ma (-) kg*m
Losa 1 y 5	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 5 y 9	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 9 y 12	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 21 y 25	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-280.70	217.50	1,250.37	1,250.37
Losa 2 y 6	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,144.79	1,144.79
Losa 6 y 10	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,151.57	1,151.57
Losa 10 y 13	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 13 y 15	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 15 y 18	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 18 y 22	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,098.99	1,098.99
Losa 22 y 26	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-193.47	149.91	1,182.78	1,182.78
Losa 3 y 7	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,151.57	1,151.57
Losa 16 y 19	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,144.79	1,144.79
Losa 19 y 23	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,085.45	1,085.45
Losa 23 y 27	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-193.47	149.91	1,182.78	1,182.78
Losa 4 y 8	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 8 y 11	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,185.44	1,185.44
Losa 11 y 14	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,205.76	1,205.76
Losa 14 y 17	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,185.44	1,185.44
Losa 17 y 20	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 20 y 24	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,098.99	1,098.99
Losa 24 y 28	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-280.70	217.50	1,250.37	1,250.37

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 46.*Momentos balanceados en losa eje X segundo nivel*

Momentos Balanceados segundo nivel									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje X	
								Mb (-) kg*m	Mb (-) kg*m
Losa 29 y 30	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-136.89	136.89	501.95	501.95
Losa 30 y 31	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	638.84	638.84
Losa 31 y 32	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-136.89	136.89	501.95	501.95
Losa 33 y 34	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-45.63	45.63	273.79	273.79
Losa 34 y 35	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	479.13	479.13
Losa 35 y 36	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	205.34	-205.34	433.50	433.50
Losa 37 y 38	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	228.16	228.16
Losa 40 y 41	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-68.45	68.45	296.60	296.60
Losa 43 y 44	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-205.34	205.34	433.50	433.50
Losa 44 y 45	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	205.34	-205.34	433.50	433.50
Losa 46 y 47	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-45.63	45.63	273.79	273.79
Losa 47 y 48	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	45.63	-45.63	273.79	273.79
Losa 49 y 50	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 50 y 51	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 51 y 52	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 53 y 54	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	661.66	661.66
Losa 54 y 55	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	821.37	821.37
Losa 55 y 56	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-159.71	159.71	661.66	661.66

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 47.*Momentos balanceados en losas eje Y segundo nivel*

Momentos Balanceados segundo nivel									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje Y	
								Ma (-) kg*m	Ma (-) kg*m
Losa 29 y 33	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 33 y 37	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 37 y 40	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 49 y 53	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-280.70	217.50	1,250.37	1,250.37
Losa 30 y 34	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,144.79	1,144.79
Losa 34 y 38	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,151.57	1,151.57
Losa 38 y 41	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 41 y 43	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 43 y 46	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 46 y 50	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,098.99	1,098.99
Losa 50 y 54	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-193.47	149.91	1,182.78	1,182.78
Losa 31 y 35	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,151.57	1,151.57
Losa 44 y 47	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,144.79	1,144.79
Losa 47 y 51	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,085.45	1,085.45
Losa 51 y 55	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-193.47	149.91	1,182.78	1,182.78
Losa 32 y 36	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,205.76	1,205.76
Losa 36 y 39	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,185.44	1,185.44
Losa 39 y 42	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,205.76	1,205.76
Losa 42 y 45	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,185.44	1,185.44
Losa 45 y 48	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	1,165.12	1,165.12
Losa 48 y 52	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,098.99	1,098.99
Losa 52 y 56	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-280.70	217.50	1,250.37	1,250.37

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 48.*Momentos balanceados en losas eje X tercer nivel, azotea*

Momentos balanceados tercer nivel, azotea									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje X	
								Mb (-) kg*m	Mb (-) kg*m
Losa 57 y 58	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-66.98	66.98	245.58	245.58
Losa 58 y 59	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	312.56	312.56
Losa 59 y 60	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	312.56	312.56
Losa 60 y 61	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	66.98	-66.98	245.58	245.58
Losa 62 y 63	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	22.33	-22.33	133.95	133.95
Losa 63 y 64	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-78.14	78.14	234.42	234.42
Losa 64 y 65	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-78.14	78.14	234.42	234.42
Losa 65 y 66	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-22.33	22.33	133.95	133.95
Losa 67 y 68	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	111.63	111.63
Losa 69 y 70	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	111.63	111.63
Losa 71 y 72	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-33.49	33.49	145.12	145.12
Losa 73 y 74	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	111.63	111.63
Losa 75 y 76	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-100.46	100.46	212.09	212.09
Losa 76 y 77	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-78.14	78.14	234.42	234.42
Losa 77 y 78	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-22.33	22.33	133.95	133.95
Losa 79 y 80	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-22.33	22.33	133.95	133.95
Losa 80 y 81	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	156.28	156.28
Losa 81 y 82	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-22.33	22.33	133.95	133.95
Losa 83 y 84	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 84 y 85	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 85 y 86	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 86 y 87	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Losa 88 y 89	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-78.14	78.14	323.72	323.72
Losa 89 y 90	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	401.86	401.86
Losa 90 y 91	No Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	0.00	0.00	401.86	401.86
Losa 91 y 92	Sí Balancear	0.18	0.18	0.50	0.50	-78.14	78.14	323.72	323.72

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

Tabla 49.*Momentos balanceados en losas eje Y tercer nivel, azotea*

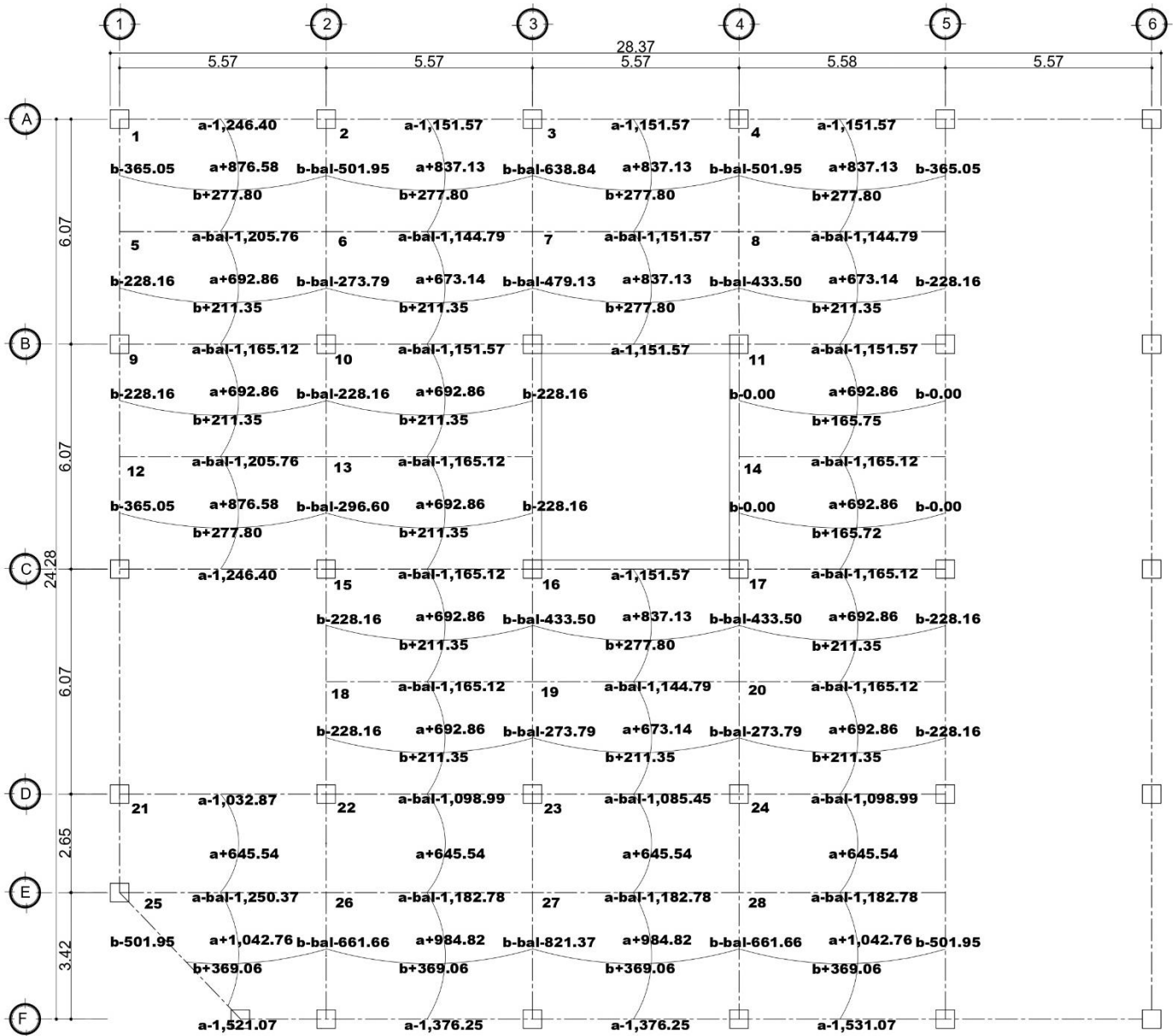
Momentos balanceados tercer nivel, azotea									
Losas balanceadas	Condición de balanceo	K1	K2	D1	D2	Diferencia 1	Diferencia 2	Momentos eje Y	
								Ma (-) kg*m	Ma (-) kg*m
Losa 57 y 62	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	589.93	589.93
Losa 62 y 67	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 67 y 71	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	589.93	589.93
Losa 83 y 88	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	137.34	-106.41	642.67	642.67
Losa 58 y 63	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	560.10	560.10
Losa 63 y 68	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	563.41	563.41
Losa 68 y 72	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 72 y 75	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 75 y 79	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 79 y 84	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	537.69	537.69
Losa 84 y 89	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-94.66	73.34	578.68	578.68
Losa 59 y 64	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	563.41	563.41
Losa 76 y 80	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	560.10	560.10
Losa 80 y 85	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	531.06	531.06
Losa 85 y 90	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-94.66	73.34	578.68	578.68
Losa 60 y 65	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	560.10	560.10
Losa 65 y 69	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	563.41	563.41
Losa 69 y 73	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 73 y 77	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	563.41	563.41
Losa 77 y 81	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	556.79	556.79
Losa 81 y 86	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	531.06	531.06
Losa 86 y 91	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-94.66	73.34	578.68	578.68
Losa 61 y 66	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	589.93	589.93
Losa 66 y 70	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 70 y 74	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 74 y 78	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 78 y 82	No Balancear	0.33	0.33	0.50	0.50	0.00	0.00	570.04	570.04
Losa 82 y 87	No Balancear	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	537.69	537.69
Losa 87 y 92	Sí Balancear	0.38	0.29	0.56	0.44	-137.34	106.41	611.75	611.75

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

De la **Figura 32** a la **Figura 34**, se muestran todos los balanceos de momentos de las losas de edificio.

Figura 32.

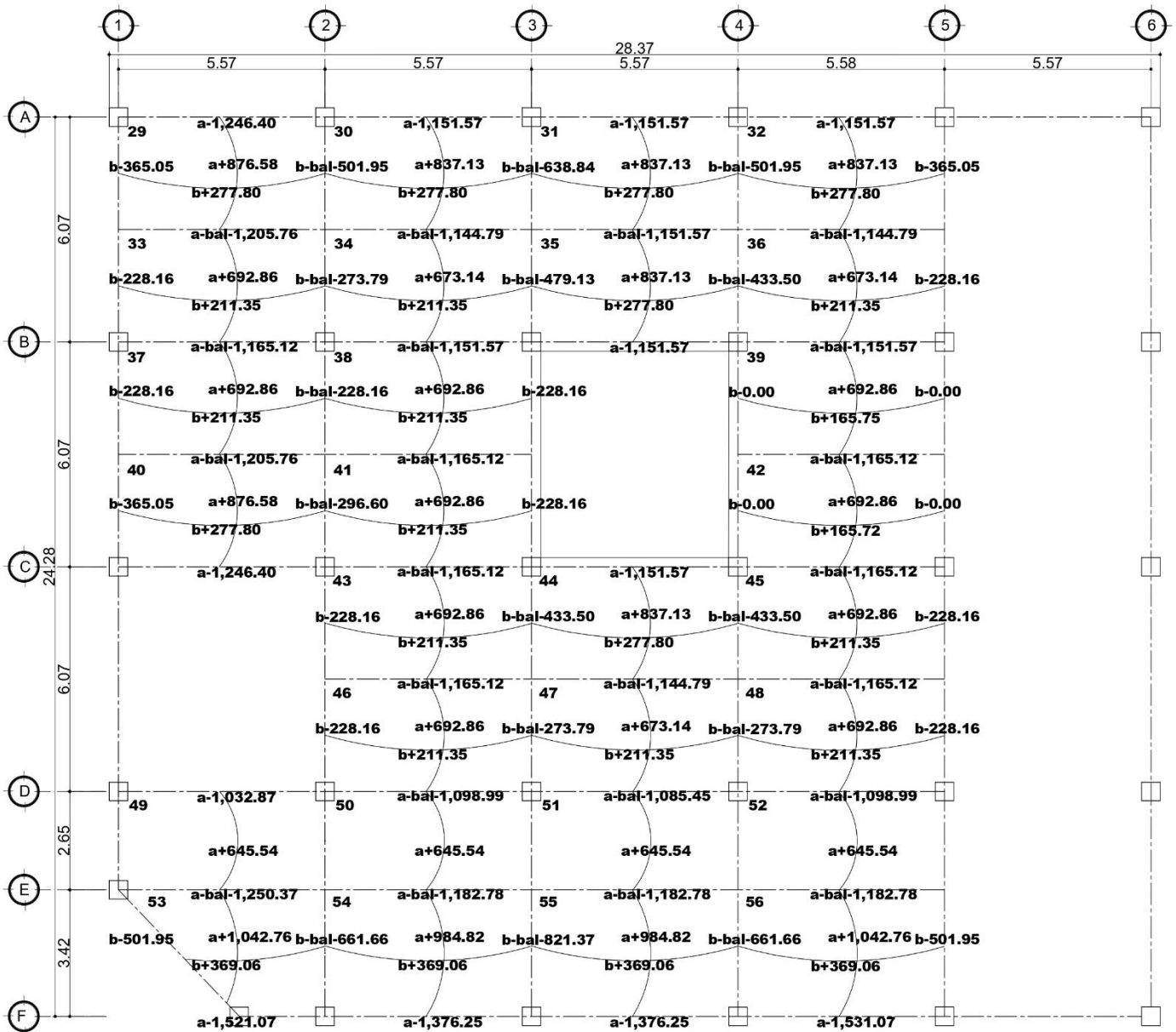
Momentos balanceados en losas, primer nivel entrepiso



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 33.

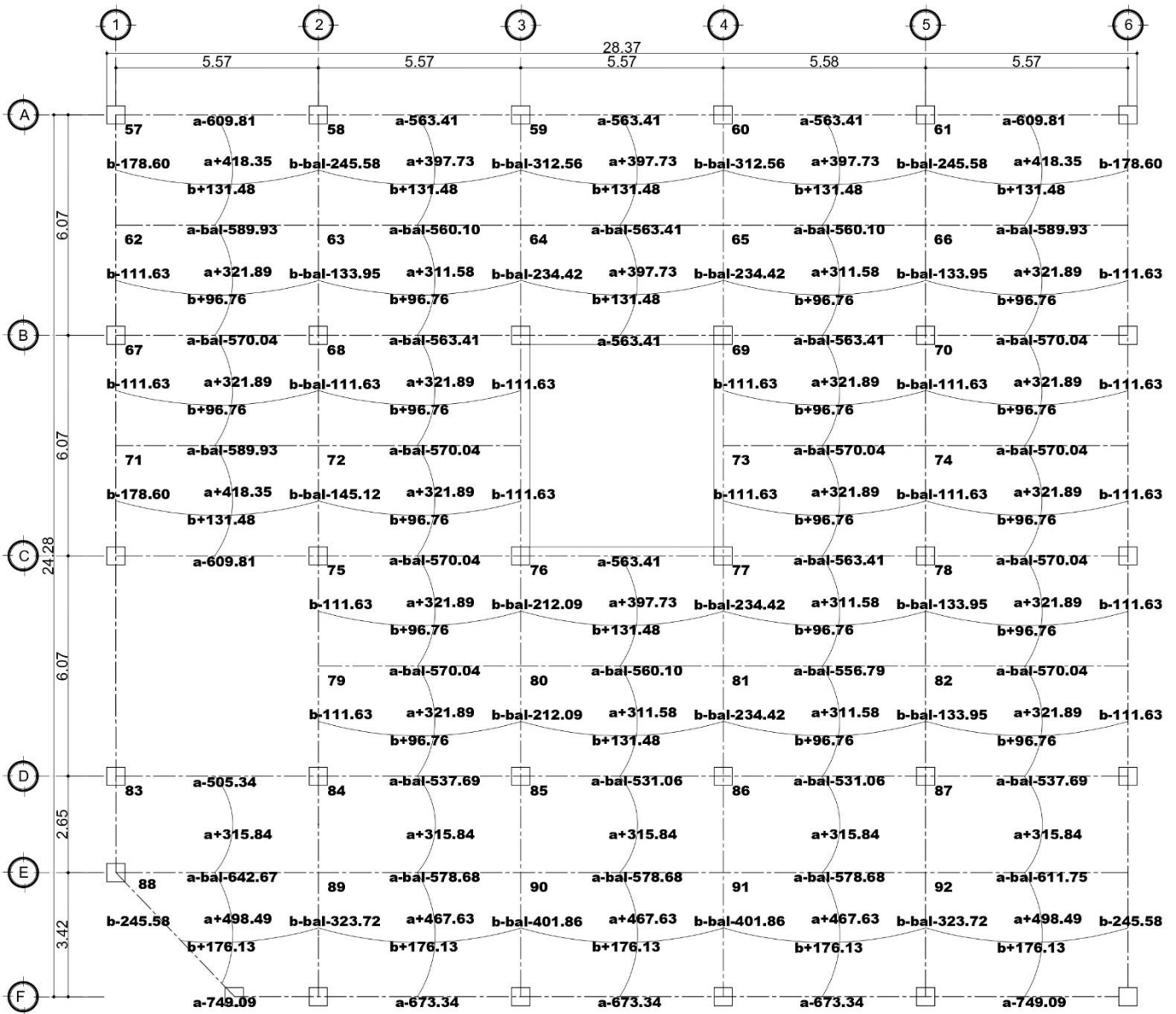
Momentos balanceados en losas, segundo nivel entrepiso



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 34.

Momentos balanceados en losas, tercer nivel azotea



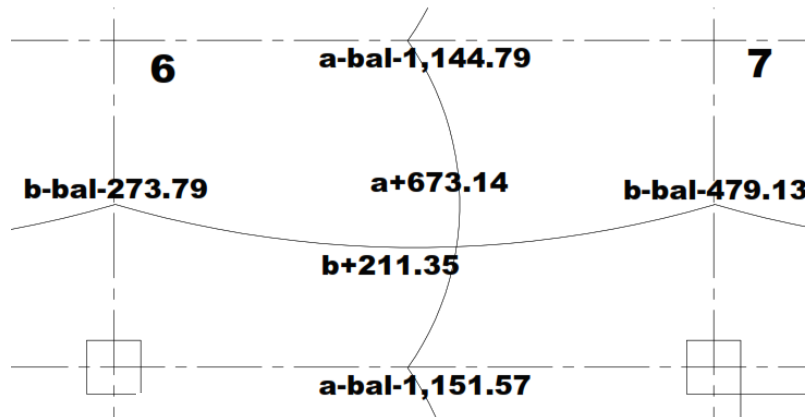
Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

3.12.1.2.Acero de refuerzo

La losa que se utilizará para el diseño será la número 6, la cual tiene los siguientes datos:

Figura 35.

Losa a diseñar



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Momentos de diseño:

M (-) mayor en b = 479.13 kg*m

M (-) mayor en a = 1,151.57 kg*m

M (+) mayor en b = 211.35 kg*m

M (+) mayor en a = 673.14 kg*m

Para losas se puede diseñarlas como franjas unitarias de 1 metro como si fuera una viga, y el peralte se toma como si fuera el espesor de la losa de 10 cm. El procedimiento es el siguiente:

#varilla = 3

varilla a utilizar

r = 2.5 cm

recubrimiento

Dvarilla = 9.5 mm

diámetro de varilla N.3 a utilizar

$r_{\text{libre}} = 2.5\text{cm} + (0.95\text{cm}/2) = 2.975\text{cm}$

recubrimiento libre

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

peralte efectivo.

- Acero de refuerzo en b:

$M_b = 47,913 \text{ kg*cm}$

Momento de diseño en b

El área de acero mínimo de refuerzo para losas en dos direcciones no preesforzadas, se establece en el código ACI en su tabla 8.6.1.1, en la cual se indica para concreto menor a 420kg/cm² y acero de refuerzo corrugado que se debe utilizar una cuantía mínima de 0.0020*Ag.

$$A_{s_{mín}} = 0.0020 * 100cm^2 = 2cm^2$$

Para los momentos menores al MAsmín, se usa un Asmín y con un espaciamiento de Smáx = 0.30 m según ACI en su sección 7.7.2.3, para los momentos mayores al MAsmín se calcula el área de acero con la fórmula siguiente:

Cuantía de diseño:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

En donde:

$\Phi = \text{phi} = 0.90$

$M_u =$ momento último de diseño

$d =$ peralte efectivo

$$R_n = \frac{47,913 \text{ kg} * \text{cm}}{0.90 * 100\text{cm} * (7.025\text{cm})^2} = 10.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$\rho = \frac{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 10.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}\right)$$

$$\rho = 0.00265$$

Área de acero requerido:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.00265 * 100\text{cm} * 7.025\text{cm} = 1.86\text{cm}^2$$

$$A_s < A_{s_{mín}} = \text{No cumple}$$

Entonces se utilizará el Asmín, el cual es de 2 cm²

Para las losas se utilizarán la varilla No. 3, diseñando franjas unitarias de 1 metro.

Espaciamiento en dirección b:

Área de varilla No. 3 = 0.71 cm²

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71 \text{cm}^2 * 100 \text{cm}}{2 \text{cm}^2} = 35.5 \text{cm}$$

Como el espaciamento superó el máximo, se utilizará un espaciamento entre varillas de 25 cm.

- Acero de refuerzo en a:

Ma = 115,157 kg*cm

Momento de diseño en a

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0020 * 100 \text{cm}^2 = 2 \text{cm}^2$$

cuantía de diseño:

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi * b * d^2}$$

En donde:

Φ = phi = 0.90

Mu = Momento último de diseño

d = peralte efectivo

$$R_n = \frac{115,157 \text{ kg} * \text{cm}}{0.90 * 100 \text{cm} * (7.025 \text{cm})^2} = 25.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$\rho = \frac{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 25.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}\right)$$

$$\rho = 0.0067$$

Área de acero requerido:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0067 * 100\text{cm} * 7.025\text{cm} = 4.71\text{cm}^2$$

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

Para las losas se utilizarán la varilla No. 3, diseñando franjas unitarias de 1 metro.

Espaciamiento en dirección a:

Área de varilla No. 3 = 0.71 cm²

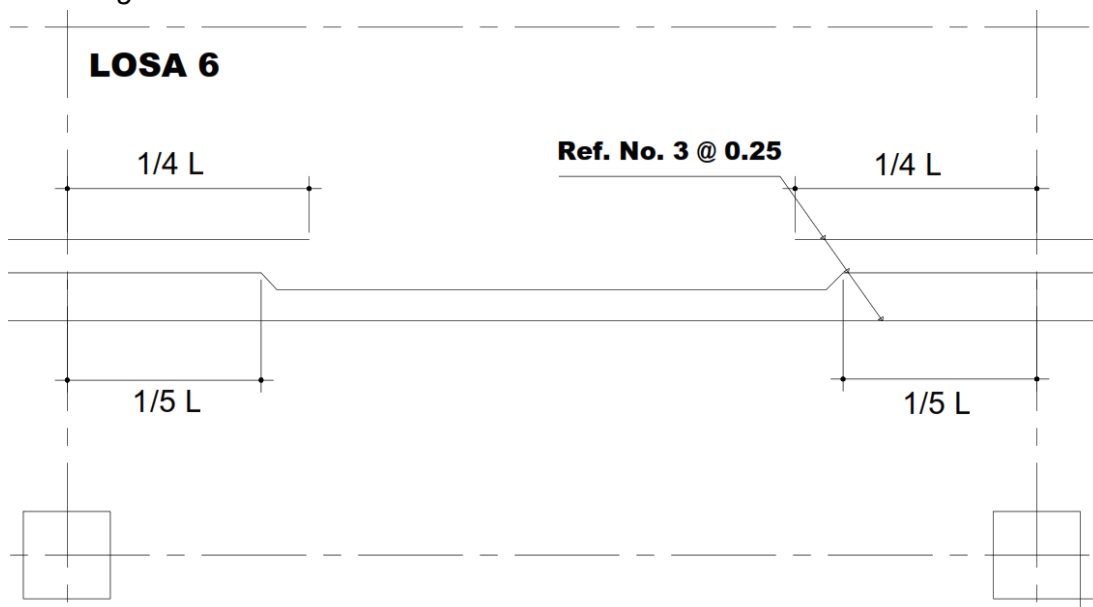
$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4.71\text{cm}^2} = 15.07\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

El espaciamiento en la dirección a, será de 15 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.

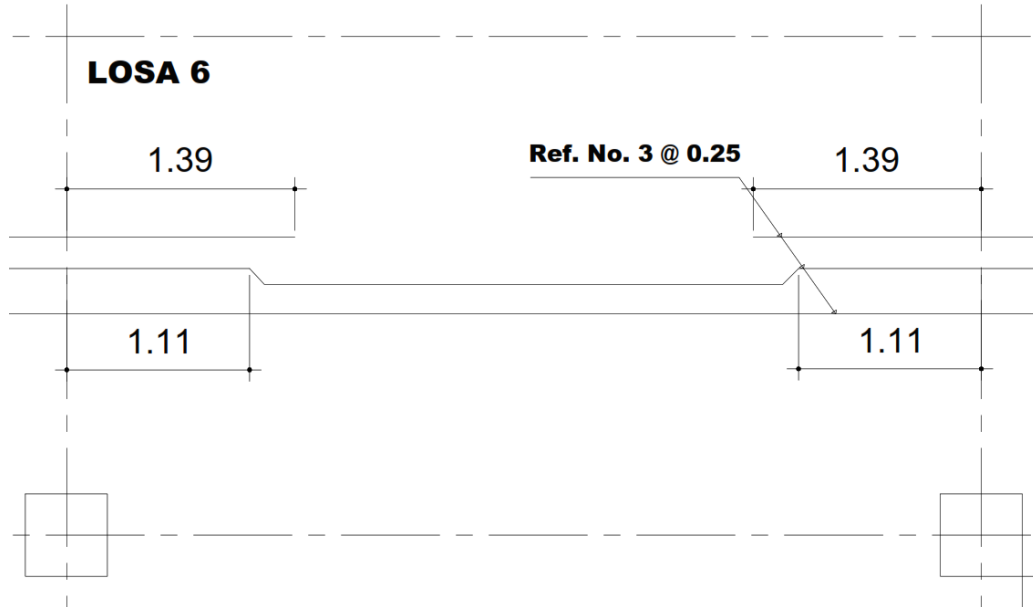
Figura 36. Diagrama diseño de losas



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 37.

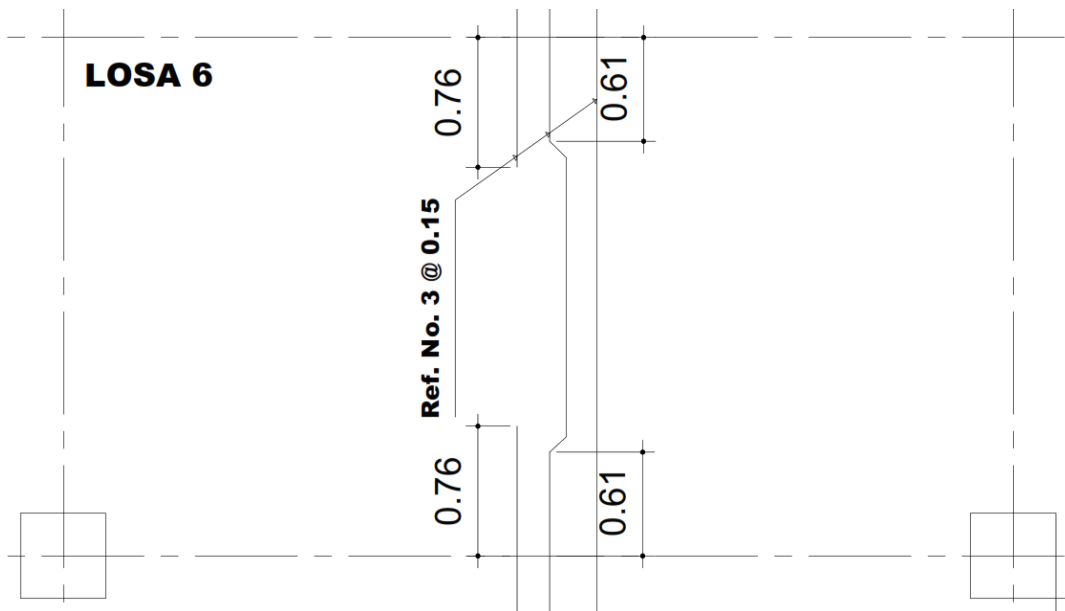
Diagrama de diseño de losa dirección b.



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Figura 38.

Diagrama de diseño de losa dirección a.



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

3.12.2. Diseño de vigas

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

3.12.2.1. Diseño viga principal

Se diseñará una viga en base a la envolvente de momentos en el marco del eje 3, para ello se tomará en cuenta los siguientes datos.

Datos:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a compresión del concreto.

$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a la fluencia del acero.

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del concreto.

$h = 60 \text{ cm}$ Altura de viga.

$b = 35 \text{ cm}$ Base de viga.

$L = 6.07 \text{ m}$ Longitud de viga.

$r = 4 \text{ cm}$ Recubrimiento

$M_P = 14,206.41$ Momento positivo obtenido de ETABS

$M_N = 20,686.82$ Momento negativo obtenido de ETABS

Para el diseño de vigas se tiene que calcular el peralte efectivo y para ello se propone utilizar varillas No. 5 para el armado longitudinal.

Para calcular el diámetro de la varilla se realiza de la siguiente forma:

$$D_{\text{varilla}} = \frac{\#_{\text{varilla}}}{8} \text{ in} = \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

Para el recubrimiento libre:

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

Para peralte efectivo:

$$d = h - r_{\text{libre}} = 60 \text{ cm} - 4.794 \text{ cm} = 55.2 \text{ cm}$$

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

La viga se diseñará por flexión, la cual establece miembros con deformaciones iguales o mayores a $\epsilon = 0.005$, lo que esto permite que el acero cede antes que el concreto, en el cual se tendrá deflexiones grandes en el miembro dándose a conocer que existirá una falla y esto permitirá a tener tiempo para poder evacuar el edificio.

3.12.2.2. Refuerzo longitudinal

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

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

Acero mínimo 1:

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{14}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{\min 1} = \frac{14}{4200 * \frac{cm^2}{kg}} * 35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min 1}} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo 2:

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c * \frac{cm^2}{kg}}}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}}}{4200 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}} * 35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min 2}} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

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

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

$$\rho = 0.021$$

Área de acero máximo:

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

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * \rho$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.021 = 0.0105$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = \rho_{m\acute{a}x} * b * d$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 0.0105 * 35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm}$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 20.29 \text{ cm}^2$$

o Área de acero cama superior

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

$$A_{S_{requerido}} = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \left[0.35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm} - \sqrt{(35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm})^2 - \frac{20,686.82 \text{ kg} * m * 35 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right]$$

$$A_{S_{requerido}} = 10.6 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo y es mínimo al área de acero máximo, por lo que se plantea la distribución de varillas de la cama superior de la siguiente manera.

6 varillas No. 5:

$$A_{varilla\#5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{propuesto}} = 1.98 \text{ cm}^2 * 6 = 11.88 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{S_{propuesto}} > A_{S_{requerido}}$$

Momento resistente:

$$M_{resistente} = \Phi * A_{S_{propuesto}} * f_y * \left[d - \frac{A_{S_{propuesto}} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right]$$

$$M_{resistente} = 0.90 * 11.88 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left[55.2 \text{ cm} - \frac{11.88 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm}} \right]$$

$$M_{resistente} = 2,299,509.57 \text{ kg} * \text{cm} = 22,995.1 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{resistente} > M_{actuante}$$

$$22,995.10 \text{ kg} * \text{m} > 20,686.82 \text{ kg} * \text{m}$$

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

$$A_{S_{requerido}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'_c}} \right]$$

$$A_{S_{requerido}} = 0.85 * \frac{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left[0.35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm} - \sqrt{(35 \text{ cm} * 55.2 \text{ cm})^2 - \frac{14206.41 \text{ kg} * \text{m} * 35 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right]$$

$$A_{S_{requerido}} = 7.12 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo y es mínimo al área de acero máximo, por lo que se plantea la distribución de varillas de la cama inferior de la siguiente manera.

4 varillas No. 5:

$$A_{varilla\#5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{propuesto}} = 1.98 \text{ cm}^2 * 4 = 7.92 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{S_{propuesto}} > A_{S_{requerido}}$$

Momento resistente:

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

$$M_{resistente} = 0.90 * 7.92 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left[55.2 \text{ cm} - \frac{7.92 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm}} \right]$$

$$M_{resistente} = 1,572,856.09 \text{ kg} * \text{cm} = 14,728.56 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{resistente} > M_{actuante}$$

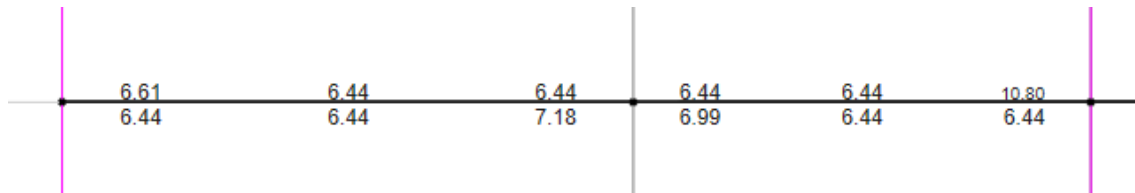
$$14,728.56 \text{ g} * \text{m} > 14,206.41 \text{ kg} * \text{m}$$

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

- Comparación en software ETABS

Figura 39.

Área de acero viga principal Software ETABS



Fuente: Software ETABS 2020, refuerzo longitudinal.

La comparación con el software ETABS es importante ya que el programa toma consideraciones estructurales y definidas en su análisis 3D.

El área de acero requerido en el cálculo manual en la cama superior es de 10.6 cm² y en el software es de 10.80 cm², en la cama inferior el cálculo manual arrojó 7.92 cm² y en el software es de 7.18 cm². Esto quiere decir que la diferencia es muy baja tanto en la cama superior como en la cama inferior, por lo tanto, el análisis manual está bien aplicado.

3.12.2.3. Refuerzo transversal

A este también se le considera refuerzo en el alma, se coloca en forma de estribos, espaciados en intervalos variables a lo largo del eje de la viga.

Para verificar si es necesario o no refuerzo transversal, se debe realizar un chequeo por cortante. Si el cortante de concreto afectado por un factor de reducción resiste, el cortante

actuante de la viga debido a los esfuerzos provocados por las diferentes 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 espaciamiento para refuerzo cortante.

Cortante actuante cálculo de software ETABS:

$$V_u = 15,485.63 \text{ kg}$$

Cortante resistente del concreto según la sección del código ACI 318s-14 en su sección 22.5.5.1:

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

Donde:

$\lambda = 1$ para concretos de peso normal según la sección del código ACI 318s-14 en su sección 19.2.4.2

b = Base de la viga

d = Peralte efectivo

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 35\text{cm} * 55.2\text{cm} = 14,838.59 \text{ kg}$$

La condición de diseño a cortante se define como:

$$\frac{\Phi V_c}{2} \geq V_u$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\frac{0.75 * 14,838.59 \text{ kg}}{2} \geq 15,485.63 \text{ kg}$$

$$5,564.47 \text{ kg} < 15,485.63 \text{ kg} = \text{Diseñar acero por corte}$$

Para diseñar acero por cortante, se debe cumplir con las condiciones del cortante nominal según la sección del código ACI 318s-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 al cortante del acero de refuerzo que se necesita para resistir el cortante actuante, se calcula con:

$$V_s = \frac{V}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{15,485.63 \text{ kg}}{0.75} - 14,838.59 \text{ kg}$$

$$V_s = 5,808.92 \text{ kg}$$

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

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se propone utilizar una varilla No. 3 para el estribo de refuerzo, este cuenta con un área de 0.71 cm^2 y se multiplica por 2, ya que la varilla del estribo traslapa dos veces el alma de la viga.

$$S = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 55.2 \text{ cm}}{5,808.92 \text{ kg}} = 56.67 \text{ cm}$$

El espaciamiento será propuesto y se verificará si cumple con la condición, ya que el espaciamiento calculado supera el máximo de $d/2$.

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

Se propone un espaciamiento de 20 cm:

$$V_s = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 55.2 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 16,460.64 \text{ kg}$$

La condición a cumplir es:

$$V_{\text{calculado}} > \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$16,460.64 \text{ g} > \frac{15,485.63 \text{ kg}}{0.75} - 14,838.59 \text{ kg}$$

$$16,460.64 \text{ kg} > 5,808.92 \text{ kg} = \text{Sí cumple}$$

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

Longitud de confinamiento:

Capítulo 1 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. ACI 318s-14 sección 18.6.4.1

$$L_{\text{confinamiento}} = 2 * h = 2 * 0.60 \text{ m} = 1.20 \text{ m}$$

Capítulo 2 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna. El espaciamiento del estribo no debe exceder el menor de a) hasta c). ACI 318s-14 sección 18.6.4.4

$$d/4 = 55.2/4 = 13.80 \text{ cm}$$

6 veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña

$$Dv_{\text{longitudinal}} = D_{\text{varilla\#5}} = 1.588 \text{ cm}$$

$$6 * Dv_{\text{longitudinal}} = 6 * 1.588 \text{ cm} = 9.53 \text{ cm}$$

150mm

$$\min = a), b), c) = 9.53 \text{ cm}$$

El espaciamiento que no se debe exceder en la zona de confinamiento es de 9.53 cm, por lo tanto, se propone un espaciamiento de 9 cm.

Espaciado máximo:

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 55.2/2 = 27.6 \text{ cm.}$$

Gancho:

El gancho será de una longitud que el mayor valor entre:

$$Gancho_1 = 6 * Dv_{\text{refuerzo}} = 6 * 0.71 \text{ cm} = 5.71 \text{ cm}$$

$$Ganch_2 = 75mm$$

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

El armado final cumpliendo con los requerimientos de diseño, se propone un espaciamiento de estribos en zona de confinamiento de 9 cm a una distancia de $2h=1.20m$, el primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara de la columna, el espaciamiento en el centro será de 20 cm.

Para la cama superior será de 6 varillas No. 5, 2 de ellas serán corridas y 4 serán para bastones, en la cama inferior será de 4 varillas No. 5, 2 de ellas serán corridas y 2 serán para tensiones.

3.12.2.4. Diseño viga secundaria

Se diseñará una viga en base a la envolvente de momentos, para ello se tomará en cuenta los siguientes datos.

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

$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$ peso específico del concreto

$h = 40 \text{ cm}$ altura de viga

$b = 25 \text{ cm}$ base de viga

$L = 5.57 \text{ m}$ longitud de viga

$r = 4 \text{ cm}$ recubrimiento

$M_p = 3,888.82$ momento positivo obtenido de ETABS

$M_N = 5,354.58$ momento negativo obtenido de ETABS

Para el diseño de vigas se tiene que calcular el peralte efectivo y para ello se propone utilizar varillas No. 4 para el armado longitudinal.

Para calcular el diámetro de la varilla se realiza de la siguiente forma:

$$D_{varilla} = \frac{\#varilla}{8} in = \frac{4}{8} in = 1.27 \text{ cm}$$

Para el recubrimiento libre:

$$r_{libre} = r + \frac{D_{varilla}}{2} = 4 \text{ cm} + \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 4.64 \text{ cm}$$

Para peralte efectivo:

$$d = h - r_{libre} = 40 \text{ cm} - 4.64 \text{ cm} = 35.36 \text{ cm}$$

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

La viga se diseñará por flexión, el cual establece miembros con deformaciones iguales o mayores a $\epsilon = 0.005$, lo que permite que el acero cede antes que el concreto, en el cual se tendrá deflexiones grandes en el miembro dándose a conocer que existirá una falla y esto permitirá tener tiempo para poder evacuar el edificio.

3.12.2.5. Refuerzo longitudinal

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

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

Acero mínimo 1:

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{14}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{14}{4200 * \frac{cm^2}{kg}} * 25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min 1}} = 2.95 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo 2:

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c * \frac{cm^2}{kg}}}{f_y * \frac{cm^2}{kg}} * b * d$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}}}{4200 \frac{kg}{cm^2} * \frac{cm^2}{kg}} * 25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min 2}} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

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

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

$$\rho = 0.021$$

Área de acero máximo:

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

$$\rho_{\max} = 0.50 * \rho$$

$$\rho_{\max} = 0.50 * 0.021 = 0.0105$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.0105 * 25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\max}} = 9.28 \text{ cm}^2$$

o Área de acero cama superior

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

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{kg}{\text{cm}^2}} * \left[25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm})^2 - \frac{5,354.58 \text{ kg} * \text{m} * 25 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{kg}{\text{cm}^2}}} \right]$$

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 4.25 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo y es mínimo al área de acero máximo, por lo que se plantea la distribución de varillas de la cama superior de la siguiente manera.

4 varillas No. 4:

$$A_{varilla\#5} = 1.27\text{cm}^2$$

$$A_{Spropuesto} = 1.27\text{cm}^2 * 4 = 5.08\text{cm}^2$$

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

$$A_{Spropuesto} > A_{Srequerido}$$

Momento resistente:

$$M_{resistente} = \Phi * A_{Spropuesto} * f_y * \left[d - \frac{A_{Spropuesto} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right]$$

$$M_{resistente} = 0.90 * 5.08 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left[35.36 \text{ cm} - \frac{5.08 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} \right]$$

$$M_{resistente} = 633,091.84 \text{ kg} * \text{cm} = 6,630.92 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{resistente} > M_{actuante}$$

$$6,630.92 \text{ kg} * \text{m} > 5,354.58 \text{ kg} * \text{m}$$

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

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

$$A_{Srequerido} = 0.85 * \frac{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left[25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm} - \sqrt{(25 \text{ cm} * 35.36 \text{ cm})^2 - \frac{3,888.82 \text{ kg} * \text{m} * 25 \text{ cm}}{0.003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right]$$

$$A_{Sreuerido} = 3.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor al área de acero mínimo y es mínimo al área de acero máximo, por lo que se plantea la distribución de varillas de la cama inferior de la siguiente manera.

3 varillas No. 4:

$$A_{varilla\#4} = 1.27\text{cm}^2$$

$$A_{Spropuesto} = 1.27 \text{ cm}^2 * 3 = 3.81 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Spropuesto} > A_{Srequerido}$$

Momento resistente:

$$M_{resistente} = \Phi * A_{Spropuesto} * f_y * \left[d - \frac{A_{Spropuesto} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right]$$

$$M_{resistente} = 0.90 * 3.81 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left[35.36 \text{ cm} - \frac{3.81 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} \right]$$

$$M_{resistente} = 483,426.07 \text{ kg} * \text{cm} = 4,834.26 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{resistente} > M_{actuante}$$

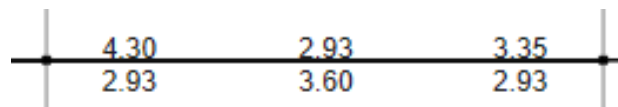
$$4,834.26 \text{ kg} * \text{m} > 3,888.82 \text{ kg} * \text{m}$$

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

- Comparación en software ETABS

Figura 40.

Área de acero viga secundaria Software ETABS



Fuente: Software ETABS 2020, refuerzo longitudinal.

La comparación con el software ETABS es importante ya que el programa toma consideraciones estructurales y definidas en su análisis 3D.

El área de acero requerido en el cálculo manual en la cama superior es de 4.25 cm² y en el software es de 4.30 cm², en la cama inferior el cálculo manual arrojó 3.07 cm² y en el software es de 3.07. cm². Esto quiere decir que la diferencia es muy baja tanto en la cama superior como en la cama inferior, por lo tanto el análisis manual está bien aplicado.

3.12.2.6. Refuerzo transversal

A este también se le considera refuerzo en el alma, se coloca en forma de estribos, espaciados en intervalos variables a lo largo del eje de la viga.

Para verificar si es necesario o no refuerzo transversal se debe realizar un chequeo por cortante. Si el cortante de concreto afectado por un factor de reducción resiste el cortante actuante de la viga debido a los esfuerzos provocados por las diferentes 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 espaciamiento para refuerzo cortante.

Cortante actuante cálculo de software ETABS:

$$V_u = 4,858.69 \text{ kg}$$

Cortante resistente del concreto según la sección del código ACI 318s-14 en su sección 22.5.5.1:

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

Donde:

$\lambda = 1$ para concretos de peso normal según la sección del código ACI 318s-14 en su sección 19.2.4.2

b = Base de la viga

d = Peralte efectivo

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 25\text{cm} * 35.36\text{cm} = 6,789.5 \text{ kg}$$

La condición de diseño a cortante se define como:

$$\frac{\Phi V_c}{2} \geq V_u$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\frac{0.75 * 6,789.5 \text{ kg}}{2} \geq 4,858.69 \text{ kg}$$

$$2,546.06 \text{ kg} < 4,858.69 \text{ kg}$$

Según la anterior expresión se puede decir que se tiene que diseñar acero por corte.

Para diseñar acero por cortante, se debe cumplir con las condiciones del cortante nominal según la sección del código ACI 318s-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 al cortante del acero de refuerzo que se necesita para resistir el cortante actuante, se calcula con:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{4,858.69 \text{ kg}}{0.75} - 6,779.5 \text{ kg}$$

$$V_s = -301.24 \text{ kg}$$

Como V_s es negativo, quiere decir que el concreto puede resistir el cortante que actúa sobre la viga secundaria, para los estribos se propondrá varilla No. 3. El diseño de viga debe cumplir con las siguientes condiciones indicadas en el código ACI 318s-14.

Longitud de confinamiento:

Capítulo 3 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. ACI 318s-14 sección 18.6.4.1

$$L_{\text{confinamiento}} = 2 * h = 2 * 0.40\text{m} = 0.80 \text{ m}$$

Capítulo 4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna. El espaciamiento del estribo no debe exceder el menor de a) hasta c). ACI 318s-14 sección 18.6.4.4

$$d/4 = 35.36/4 = 8.84 \text{ cm}$$

6 veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña

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

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

150mm

$$\text{mín} = a), b), c) = 7.62 \text{ cm}$$

El espaciamiento que no se debe exceder en la zona de confinamiento es de 7.62 cm, por lo tanto, se propone un espaciamiento de 7.5 cm.

Espaciado máximo:

$$Smáx = d/2 = 35.36/2 = 17.68 \text{ cm.}$$

Gancho:

El gancho será de una longitud del mayor valor entre:

$$Gancho_1 = 6 * Dv_{refuerzo} = 6 * 0.71 \text{ cm} = 5.71 \text{ cm}$$

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

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

El armado final cumpliendo con los requerimientos de diseño, se propone un espaciamiento de estribos en zona de confinamiento de 7.5 cm a una distancia de $2h=0.80\text{m}$, el primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara de la columna, el espaciamiento en el centro será de 15 cm.

Para la cama superior será de 4 varillas No. 4, 2 de ellas serán corridas y 2 serán para bastones, en la cama inferior será de 3 varillas No. 4, 2 de ellas serán corridas y 1 será para tensión.

3.12.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales en forma vertical cuya función, es recibir las cargas de las vigas y transmitir las cargas de la edificación por peso propio y cargas vivas hacia la cimentación, por lo que éstas están sometidas a soportar cargas axiales y momentos flexionantes. Por lo cual para las cargas axiales es el valor de todas las cargas verticales que soporta la columna, esta carga se puede determinar por el área tributaria. Los momentos

flexionantes son tomados del análisis estructural en los cuales se analizaron las cargas sísmicas y excentricidades en la columna.

Para el diseño se toman en cuenta los siguientes datos:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	resistencia del concreto
$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	resistencia del acero
$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$	peso específico del concreto.
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	módulo de elasticidad
$b = 0.50 \text{ m}$	base de la columna
$h = 0.50 \text{ m}$	altura de la columna
$Ag = 0.25 \text{ m}^2$	área gruesa de la columna
$B = 0.35 \text{ m}$	base viga V-1
$H = 0.60 \text{ m}$	altura de viga V-1
$Mu = 17,301 \text{ kg}\cdot\text{m}$	momento último mayor obtenido de ETABS

3.12.3.1. Esbeltez de columna

La esbeltez de la columna se analiza en base a su relación entre su longitud y las dimensiones de la sección transversal.

Esto se puede clasificar en base a su relación de esbeltez en columnas cortas si $E < 22$, columnas intermedias $22 > E < 100$ y columnas esbeltas o largas con $E > 100$, con este tipo de columnas no se recomiendan construir.

Para el cálculo de la esbeltez se considera el radio de giro y la inercia de los elementos estructurales.

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_g}}$$

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

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

Donde:

I_c = inercia de columna

I_v = inercia de viga

b = base de columna

h = altura de columna

B = base de viga

H = altura de viga

r = radio de giro

Ag = área gruesa de columna

Inercia de columna:

$$I_c = \frac{1}{12} * 0.50 * 0.50^3 = 0.0052 \text{ m}^4$$

Inercia de viga:

$$I_v = \frac{1}{12} * 0.35 * 0.60^3 = 0.0063 \text{ m}^4$$

Radio de giro según ACI 318s-14 sección 6.2.5.1:

$$r = \sqrt{\frac{0.0052 \text{ m}^4}{0.25 \text{ m}^2}} = 0.144 \text{ m}$$

Factor de modificación para la longitud de desarrollo basada en el empotramiento:

$$\psi A = \frac{\frac{I_c}{l_c} * 2 (\text{columnas})}{\frac{I_v}{l_{v1}} * 2(\text{vigas}) + \frac{I_v}{l_{v2}} * 2(\text{vigas})}$$

$$\psi B = 0$$

Donde:

ψA = factor de modificación en el nudo

ψB = factor de modificación en la base

I_c = inercia de la columna

l_c = 3m altura de columnas

$l_{v1} = 6.07\text{m}$ luz de la viga V-1 medida desde centro a centro de los apoyos

$l_{v2} = 5.57\text{m}$ luz de la viga V-1 medida desde centro a centro de los apoyos

$$\psi A = \frac{\frac{0.0052}{3} * 2}{\frac{0.0063}{6.07} * 2 + \frac{0.0063}{5.57} * 2}$$

$$\psi A = 0.80$$

$$\psi B = 0$$

Para el factor de longitud efectiva para miembros en compresión (k), se puede realizar de manera gráfica usando los ábacos de alineamiento de Jackson o utilizar la siguiente ecuación.

$$k = \frac{20 - \frac{\psi - \psi B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi A - \psi B}{2}}$$

$$k = \frac{20 - \frac{0.80 - 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{0.80 - 0}{2}}$$

$$k = 1.16$$

En la **Figura 41**, se muestra de manera gráfica para hallar el factor de longitud efectiva para miembros en compresión (k).

Esbeltez:

$$= \frac{k * l_c}{r}$$

$$E = \frac{1.16 * 3}{0.144} = 24.17$$

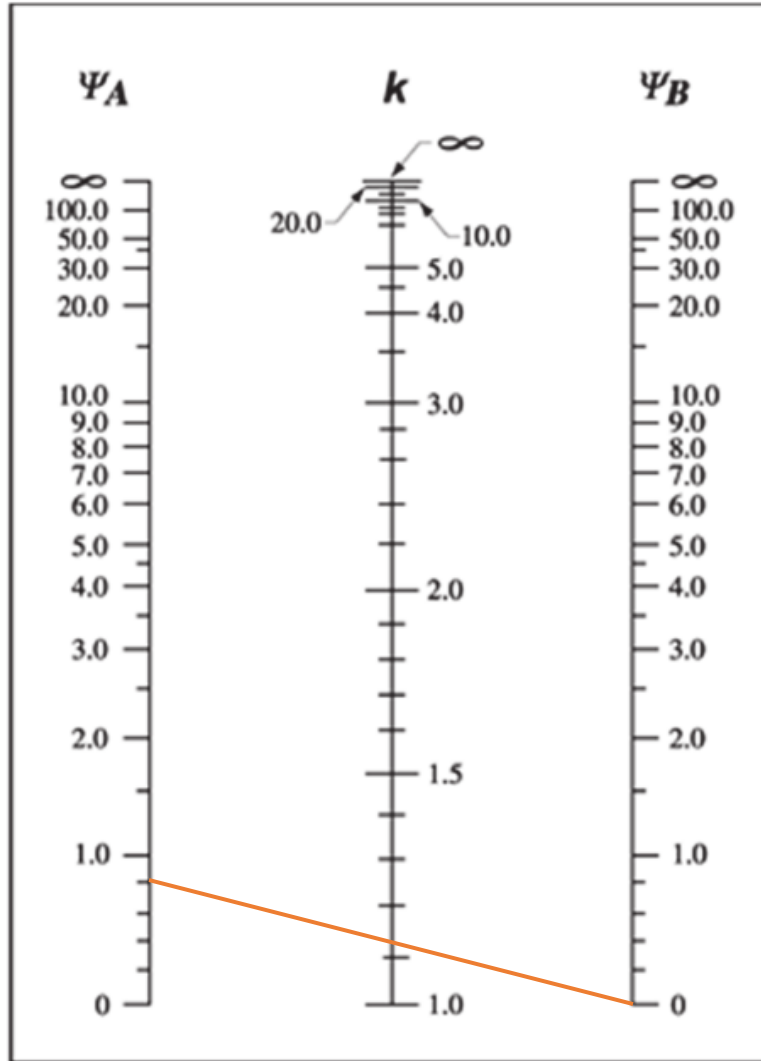
$22 > E < 100$ Columna intermedia

$22 > 24.17 < 100$

Según el dato obtenido, se puede catalogar como una columna intermedia.

Figura 41.

Factor de longitud efectiva para miembros en compresión (k) para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral



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

3.12.3.2. Magnificación de momentos

Éste consiste en hallar el valor de la carga axial y el momento flexionante para posterior dimensionar la columna con un momento amplificado, el cual es calculado. Se debe tener en cuenta el módulo de elasticidad del concreto utilizado en el elemento.

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15,100 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 2,188,197.89 \frac{ton}{m^2}$$

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

$$\beta_{dns} = \frac{1.2CM}{1.2CM + 1.6CV}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * 65,536.41 \text{ kg}}{1.2 * 65,536.41 \text{ kg} + 1.6 * 40,572 \text{ kg}}$$

$$\beta_{dns} = 0.55$$

Rigidez efectiva a flexión del miembro según ACI 318s-14 ecuación 6.6.4.4.4c

$$EI_{eff} = \frac{E_c * I}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

EI_{eff} = Rigidez efectiva a flexión del miembro

I = Inercia de sección de la columna

β_{dns} = Factor de flujo plástico

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

$$EI_{eff} = \frac{2,188,197.89 \frac{ton}{m^2} * 0.0052 \text{ m}^4}{1 + 0.55}$$

$$EI_{eff} = 7,341.05 \text{ ton} * \text{m}^2$$

Carga crítica de Euler, carga crítica de pandeo según ACI 318s-14 ecuación 6.6.4.4.2

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI_{eff}}{(k * l)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 7,341.05 \text{ ton} * \text{m}^2}{(1.16 * 3 \text{ m})^2}$$

$$P_c = 5,982.73 \text{ ton}$$

La fuerza P_u se obtuvo de la columna más crítica del software ETABS:

$$P_u = 130,647.41 \text{ kg}$$

Factor de magnificación, el valor de C_m para columnas con cargas transversales aplicadas entre apoyos, es de 1 según ACI 318s-14 sección 6.6.4.5.3b

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

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{130,647.41 \text{ kg}}{0.75 * 5,982.73 \text{ ton} * \frac{1,000 \text{ kg}}{\text{ton}}}} \geq 1$$

$$\delta = 1.03 \geq 1$$

El factor de magnificación es de 1.03 mayor a uno, por lo tanto, sí cumple.

El momento mayorado de la magnificación de momento M_c se obtiene multiplicando el momento último por el factor de magnificación.

$$M_c = \delta * M_u$$

$$M_c = 1.03 * 17,301 \text{ kg} * m$$

$$M_c = 17,820.03 \text{ kg} * m$$

3.12.3.3. Refuerzo longitudinal

Para determinar la cantidad de varillas longitudinales, el código ACI 318s-14 en la sección 18.7.4.1 columnas de pórticos especiales resistentes a momentos, establece el mínimo y el máximo de área de acero longitudinal que debe tener una columna respecto al área gruesa de la misma.

Acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.01 * A_g$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.01 * 2500 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.06 * A_g$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.06 * 2500 \text{ cm}^2 = 150 \text{ cm}^2$$

El método de diseño de columnas se puede decir que es a prueba y error, en la 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.

Para el diseño de las columnas del mercado se propondrá utilizar un porcentaje del 1.8% de área de acero respecto al área gruesa de la columna.

$$A_{S_{propuesto}} = 0.018 * A_g$$

$$A_{S_{propuesto}} = 0.018 * 2,500 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{propuesto}} = 45 \text{ cm}^2$$

El armado de las varillas se propone para cubrir la demanda de acero propuesto:

Área de varilla No.6:

$$A_{varilla\#6} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Se proponen 16 varillas No. 6

Esto hace un total de 45.604 cm².

El acero de diseño debe ser mayor al acero requerido:

$$A_{S_{diseño}} > A_{S_{requerido}}$$

$$45.604 \text{ cm}^2 > 45 \text{ cm}^2$$

El acero propuesto es mayor al acero calculado, por lo tanto, sí cumple.

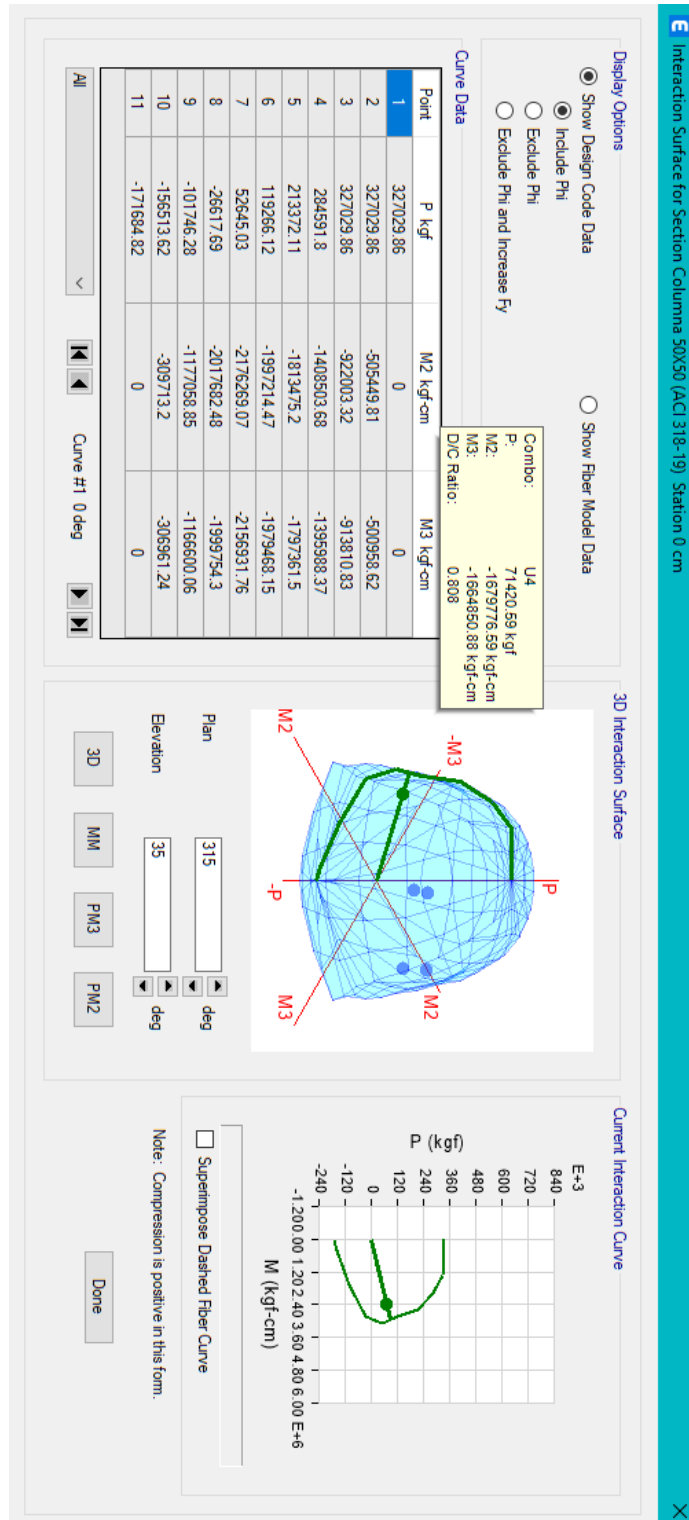
- Verificación:

La verificación del armado de varillas propuestas en la columna, se realizará en el software estructural ETABS ya que éste presenta un diagrama de interacción detallado, el cual presenta la carga aplicada por los diferentes momentos que se generan sobre ella. Esto se puede apreciar en la **figura 42**.

Todas las combinaciones de diseño se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo tanto se puede decir que se encuentra bien aplicada la cantidad de acero longitudinal propuesto para la columna.

Figura 42.

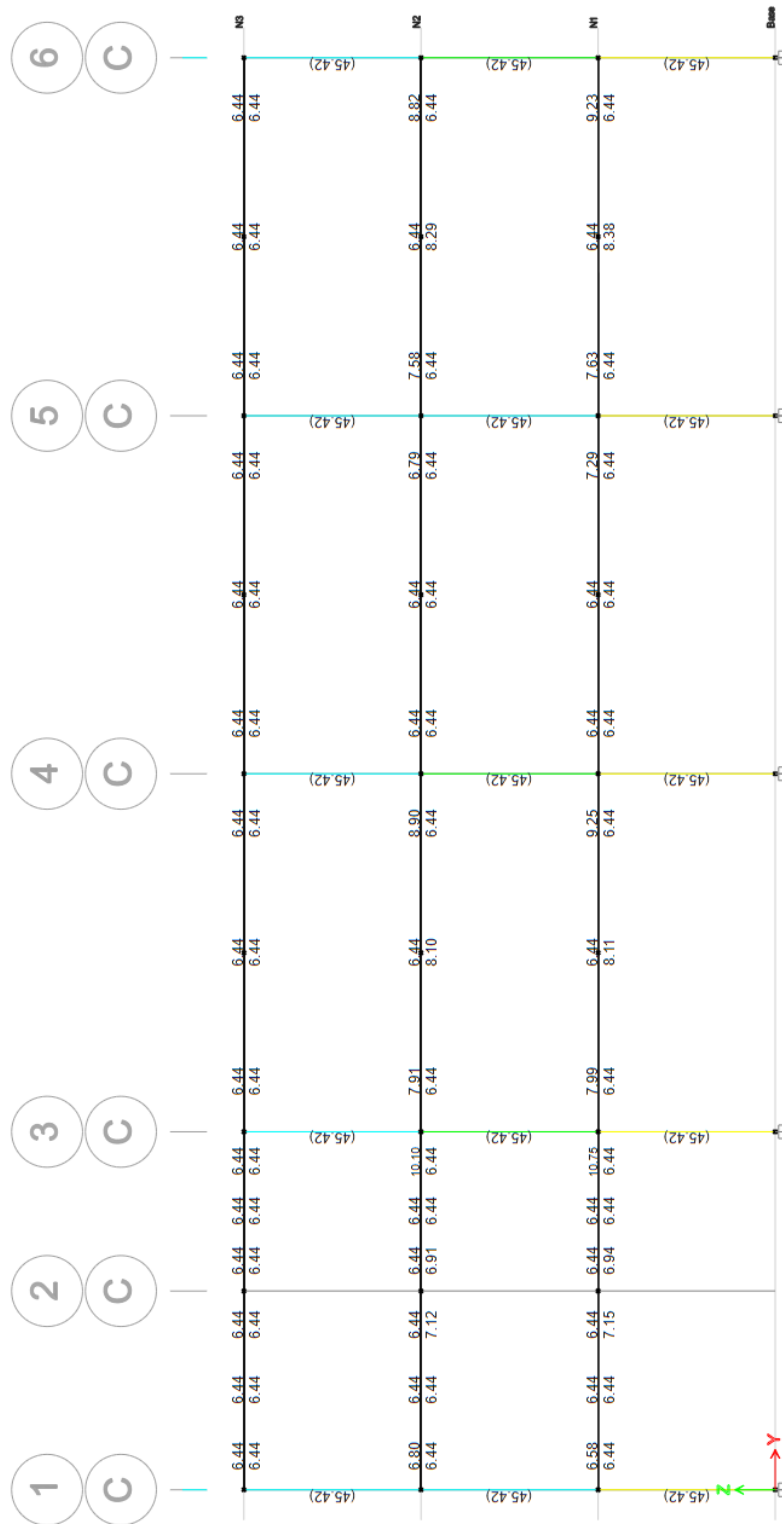
Diagrama de interacción de columnas, Software ETABS



Fuente: Software de diseño estructural ETABS V20

Figura 43.

Acero longitudinal en eje 3, por software ETABS



Fuente: Software de diseño estructural ETABS V20.

3.12.3.4. Refuerzo transversal

Toda columna es afectada por esfuerzos cortantes, por lo que se debe diseñar refuerzo transversal, estos son los estribos que van colocados de forma perpendicular en la dirección de la carga axial. Para esto también se tiene una condicionante, la cual es que el cortante del concreto debe ser mayor al cortante actuante de la columna, si es así se colocan estribos a $d/2$, de lo contrario se debe diseñar por confinamiento.

$$\phi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$\phi = 0.75$ para esfuerzos cortantes

V_c = Cortante del concreto

V_u = Cortante último

Cortante último actuante en la columna obtenido del software ETABS.

$$V_u = 15,241.81 \text{ kgf}$$

Para el cortante que resiste el concreto lo indica la sección 22.5.6.1 del código ACI 318s-14, para miembros no preesforzados sometidos a compresión axial, V_c debe de calcularse por medio de:

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

Donde Nu es igual a la carga axial que recibe el elemento y λ es igual a 1 para concretos de peso normal.

Entonces:

$Nu = Pu = 130,647.41 \text{ kgf}$. dato obtenido del software ETABS.

$$V_c = 0.53 * 1 * \left(1 + \frac{130,647.41 \text{ kgf}}{140 * 50 \text{ cm} * 50 \text{ cm}} \right) * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 50 \text{ cm} * 46 \text{ cm}$$

$$V_c = 24,258.94 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, la condición $\phi * V_c \geq V_u$ queda de la siguiente manera:

$$0.75 * 24,258.94 \text{ kgf} \geq 15,241.81 \text{ kgf}$$

$$18,194.20 \text{ kgf} \geq 15,241.81 \text{ kgf}$$

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

$$\frac{d}{2} = \frac{0.46m}{2} = 0.23m \approx 0.20m$$

Los estribos deben cumplir con la separación en base al cortante calculado, además debe cumplirse con los aspectos mínimos que propone el código ACI 318s-14.

- Espaciamiento:

Según la sección 25.7.2.1 del ACI los estribos de columna deben en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con (a) y (b).

- a) Espaciamiento libre de al menos $4/3 d_{agg}$

Donde d_{agg} es el tamaño nominal del agregado grueso, siendo este de $3/4$ de pulgada.

$$d_{agg} = \frac{3}{4} in = 1.905 cm$$

$$S_1 = \frac{4}{3} * d_{agg} = 2.54 cm$$

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

Diámetro de varilla No.6 longitudinal:

$$D_{\#6} = 1.905 cm$$

Diámetro de varilla N.3 transversal

$$D_{\#3} = 0.95 cm$$

Entonces:

$$S_2 = 16 * D_{\#6} = 30.48 cm$$

$$S_3 = 48 * D_{\#3} = 45.72 cm$$

$$S_4 = b = 50 cm$$

Espaciamiento en zona confinada: Según ACI 318s-14 sección 18.7.5.3

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c)

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

$$S_5 = \frac{h}{4} = \frac{50 \text{ cm}}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

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

$$S_6 = 6 * D_{\#6} = 11.43 \text{ cm}$$

c) S_7 según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3) donde h_x es el menor valor entre barras longitudinales apoyadas por los estribos.

$$S_7 = 100 + \frac{350 + h_x}{3}$$

$$S_7 = 100 + \frac{350 - 210}{3} = 14.67 \text{ cm}$$

El espaciamiento en zona confinada será de 10 cm y el espaciamiento de la zona centro será de 20 cm, las cuales cumplen con los requerimientos mínimos descritos por el código ACI.

- Longitud de confinamiento:

La longitud de confinamiento no debe ser menor o igual al mayor de (a) hasta (c) descritas en la sección 18.7.5.1 del ACI 318s-14.

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

b) Un sexto de la luz libre de la columna

$$\frac{l_c}{6} = \frac{3 \text{ m}}{6} = 50 \text{ cm}$$

c) 450 mm

La longitud a la cual estará confinada la columna será de 50 cm en ambos lados de la columna. Se usará un gancho de estribos de 75 mm libre.

3.12.4. Diseño de zapatas

Las zapatas son los elementos encargados de transmitir y disipar las cargas del edificio provenientes de vigas y columnas al suelo. Es muy importante saber que la cimentación se encuentre en un suelo que tenga la suficiente capacidad de carga para soportar las presiones impuestas por la estructura.

A continuación, se presenta la memoria de cálculo de zapatas aisladas, en los cuales se usarán los siguientes datos:

$D_f = 1.5 \text{ m}$	desplante de cimentación
$\gamma_s = 1620 \text{ kgf/m}^3$	peso específico del suelo
$\gamma_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$	peso específico del concreto
$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$	resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	resistencia del acero
$a_{col} = 50 \text{ cm}$	dimensión columna
$b_{col} = 50 \text{ cm}$	dimensión columna
$Q_{adm} = 13.88 \text{ ton/m}^2$	capacidad admisible del suelo
$H = 50 \text{ cm}$	peralte de zapata
$r_{libre} = 75 \text{ mm}$	recubrimiento
$V_{varilla\#} = 6$	varilla propuesta
$D_{varilla} = 1.905 \text{ cm}$	diámetro de la varilla propuesta
$r = r_{libre} + 1.5(D_{varilla}) = 10.358 \text{ cm}$	recubrimiento libre
$d = H - r = 39.64 \text{ cm}$	peralte efectivo del cimiento.

3.12.4.1. Cargas y momentos de diseño

- Cargas por gravedad, datos obtenidos del software ETABS:

$P_{CM} = 79,569.15 \text{ kg}$	Carga muerta
$P_{CV} = 42,159.97 \text{ kg}$	Carga viva
$M_{CM_x} = 2,068.97 \text{ kg*m}$	Momento de carga muerta en eje X
$M_{CM_y} = 677.89 \text{ kg*m}$	Momento de carga muerta en eje Y
$M_{CV_x} = 1,412.10 \text{ kg*m}$	Momento de carga viva en eje X
$M_{CV_y} = 562.44 \text{ kg*m}$	Momento de carga viva en eje Y

- Cargas por sismo en X, datos obtenidos del software ETABS

$$P_{sismo_x} = 19,212.54 \text{ kg} \quad \text{Carga por sismo en X}$$

$$M_{sismo_xy} = -15,178.31 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento por sismo XY}$$

$$M_{sismo_xx} = 640.68 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento por sismo XX}$$

- Cargas por sismo en Y, datos obtenidos del software ETABS

$$P_{sismo_y} = -7,010.53 \text{ kg} \quad \text{Carga por sismo en Y}$$

$$M_{sismo_yx} = 14,509 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento por sismo YX}$$

$$M_{sismo_yy} = -221.74 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento por sismo YY}$$

3.12.4.2. Dimensionamiento de la zapata

Para realizar el dimensionamiento de la zapata, se realiza el cálculo de la carga axial total que actúa sobre la zapata y se procede a hallar el área que se necesita con respecto al valor soporte del suelo obtenido por el estudio de mecánica de suelos. Posteriormente, se realiza una serie de chequeos para verificar si las dimensiones cumplen con estos.

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

$$P_{Total} = 79,569.15 \text{ kg} + 42,159.97 \text{ kg} + 19,212.54 \text{ kg} - 7,010.53 \text{ kg}$$

$$P_{Total} = 133,931.13 \text{ kg}$$

$$B = \sqrt{\frac{P_{Total}}{Q_{adm}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{133,931.13 \text{ kg}}{13,880 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}} = 3.106 \text{ m}$$

Base de zapata:

$$B = 3.30 \text{ m}$$

Área de la zapata:

$$A_{zapata} = 10.89 \text{ m}^2$$

3.12.4.3. Chequeo de presión sobre el suelo

Se analiza el área propuesta de zapata y la carga axial lo puede soportar el suelo y no existan hundimientos en algún punto de la zapata. Para esto se obtiene el valor de inercia de la zapata y radio de giro.

Inercia de zapata:

$$I_x = \frac{1}{12} * A * B^3$$

$$I_x = \frac{1}{12} * 3.30 * 3.30^3 = 9.883 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} * B * A^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * 3.30 * 3.30^3 = 9.883 \text{ m}^4$$

Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A_{zapata}}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{9.883 \text{ m}^4}{10.89 \text{ m}^2}} = 0.953 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{zapata}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{9.883 \text{ m}^4}{10.89 \text{ m}^2}} = 0.953 \text{ m}$$

Para realizar el chequeo se debe cumplir que el $\sigma_{\text{mín}}$ no debe ser negativo y el $\sigma_{\text{máx}}$ no debe ser mayor al valor soporte del suelo (Q_{adm}).

- Cargas de servicio por gravedad:

$$P_{servicio} = P_{CM} + P_{CV}$$

$$P_{servicio} = 79,569.15 \text{ kg} + 42159.97 \text{ kg} = 121,729.12 \text{ kg}$$

Excentricidad en X por cargas de servicio:

$$e_x = \frac{M_{CM-x} + M_{CV-x}}{P_{servicio}}$$

$$e_x = \frac{2,068.97 \text{ kg} * m + 1,412.1 \text{ kg} * m}{121,729.12 \text{ kg}} = 2.86 \text{ cm}$$

Excentricidad en Y por cargas de servicio:

$$e_y = \frac{M_{CM-y} + M_{CV-y}}{P_{servicio}}$$

$$e_y = \frac{677.89 \text{ kg} * m + 562.44 \text{ kg} * m}{121,729.12 \text{ kg}} = 1.019 \text{ cm}$$

Se deben analizar los puntos más críticos de la zapata, los cuales son las esquinas, siendo éstas donde se generan más momentos.

Se realizará un ejemplo a continuación con las coordenadas 165X,165Y de las cargas de servicio por gravedad:

Para obtener el esfuerzo máximo en el punto analizado, se realiza con la siguiente fórmula:

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

$$\sigma_1 = \frac{121,729.12 \text{ kg}}{10.89 \text{ m}^2} * \left(1 + \frac{165 \text{ cm} * 2.86 \text{ cm}}{95.263 \text{ cm}} + \frac{165 \text{ cm} * 1.019 \text{ cm}}{95.263 \text{ cm}} \right) = 1.197 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A continuación, se detalla por medio de una tabla los esfuerzos máximos en zapata.

Tabla 50.

Esfuerzos máximos en zapata

Cargas de servicio por gravedad								
Coordenadas		Radio de giro		P (kg)	ex (cm)	ey (cm)	σ kg/cm2	1.33*Qadm
x	y	rx	ry					
165	165	95.263	95.263	121,729.12	2.86	1.019	<u>1.197</u>	1.846
165	-165	95.263	95.263	121,729.12	2.86	1.019	<u>1.115</u>	1.846
-165	165	95.263	95.263	121,729.12	2.86	1.019	<u>1.08</u>	1.846
-165	-165	95.263	95.263	121,729.12	2.86	1.019	<u>1.039</u>	1.846
Cargas de servicio por gravedad + Sismo en x								
165	165	95.263	95.263	140,941.66	-8.299	1.335	<u>1.13</u>	1.846
165	-165	95.263	95.263	140,941.66	-8.299	1.335	<u>1.068</u>	1.846
-165	165	95.263	95.263	140,941.66	-8.299	1.335	<u>1.521</u>	1.846
-165	-165	95.263	95.263	140,941.66	-8.299	1.335	<u>1.458</u>	1.846
Cargas de servicio por gravedad + Sismo en y								
165	165	95.263	95.263	114,718.59	2.841	13.729	<u>1.371</u>	1.846
165	-165	95.263	95.263	114,718.59	2.841	13.729	<u>0.845</u>	1.846
-165	165	95.263	95.263	114,718.59	2.841	13.729	<u>1.262</u>	1.846
-165	-165	95.263	95.263	114,718.59	2.841	13.729	<u>0.736</u>	1.846

Fuente: Elaboración propia utilizando Microsoft Excel 2016.

El valor mayor obtenido es de 1.521 kg / m², este es menor que el valor soporte del suelo de 1.33Q_{adm} = 1.846 kg / m², por lo tanto, la dimensión propuesta de la zapata cumple.

3.12.4.4. Chequeo de excentricidades

Para el chequeo de excentricidades se utilizan los datos de la carga crítica.

Entonces:

$$P_{crítica} = \max(P_{servicio}, P_{servicio_{sx}}, P_{servicio_{sy}}) = 140,941.66 \text{ kg}$$

Excentricidad en X por carga crítica:

$$e_x = \frac{M_{CM_x} + M_{CV_x} + M_{sismo_{xy}}}{P_{crítica}} = -8.299 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{CM_y} + M_{CV_y} + M_{sismo_{xx}}}{P_{crítica}} = 1.335 \text{ cm}$$

Las presiones en la zapata deben cumplir con:

$$e_x \leq \frac{A}{6} = -0.083 \text{ m} \leq \frac{3.30 \text{ m}}{6}$$

La excentricidad en el lado X es menor al lado de la zapata dividido entre seis, por lo tanto, sí cumple.

$$e_y \leq \frac{B}{6} = 0.013 \text{ m} \leq \frac{3.30 \text{ m}}{6} = \text{Sí Cumple}$$

La excentricidad en el lado Y es menor al lado de la zapata dividido entre seis, por lo tanto, sí cumple.

Los esfuerzos qmín no debe ser negativo y el qmáx n debe ser mayor al valor soporte del suelo.

Esfuerzo máximo y mínimo en sentido X:

$$\sigma_{\text{mín}_x} = \frac{P_{crítica}}{A_{zapata}} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{A}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín}_x} = \frac{140,941.66 \text{ kg}}{10.89 \text{ m}^2} * \left(1 - \frac{6 * (-8.299 \text{ cm})}{330 \text{ cm}}\right) = 1.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}_x} = \frac{P_{crítica}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{A}\right)$$

$$\sigma_{\text{máx}_x} = \frac{140,941.66 \text{ kg}}{10.89 \text{ m}^2} * \left(1 + \frac{6 * (-8.299 \text{ cm})}{330 \text{ cm}}\right) = 1.099 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo y mínimo en sentido Y:

$$\sigma_{\text{mín}_y} = \frac{P_{crítica}}{A_{zapata}} * \left(1 - \frac{6 * e_y}{B}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín}_y} = \frac{140,941.66 \text{ kg}}{10.89 \text{ m}^2} * \left(1 - \frac{6 * 1.335 \text{ cm}}{330 \text{ cm}}\right) = 1.263 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}_y} = \frac{P_{\text{critica}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_y}{B}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín}_y} = \frac{140,941.66 \text{ kg}}{10.89 \text{ m}^2} * \left(1 + \frac{6 * 1.335 \text{ cm}}{330 \text{ cm}}\right) = 1.326 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se utiliza el esfuerzo máximo y mínimo para el punzonamiento:

Entonces:

$$\sigma_{\text{mín}} = \text{mín} (\sigma_{\text{mín}_y}, \sigma_{\text{mín}_x}) = 1.263 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \text{máx} (\sigma_{\text{máx}_y}, \sigma_{\text{máx}_x}) = 1.326 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el esfuerzo último se utiliza el mayor y se aplica un factor de seguridad debido a que no se han mayorado cargas.

$$FS = 1.5$$

$$\sigma_{\text{último}} = \text{máx} (\sigma_{\text{mín}_y}, \sigma_{\text{mín}_x}, \sigma_{\text{máx}_y}, \sigma_{\text{máx}_x}) = 1.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{último}} = \sigma_{\text{último}} * FS = 2.234 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con los respectivos chequeos anteriores, la dimensión propuesta de la zapata cumple con los parámetros de diseño, no existen presiones de tensión y la zapata no sufre volteo, por lo tanto, se procede a realizar el diseño de la zapata.

3.12.4.5. Chequeo por cortante

Las zapatas cuando sufren una falla por cortante simple, ésta ocurre en forma diagonal de 45 grados medidos a partir del borde de la columna, por esto la fluencia del esfuerzo cortante ocurre a una distancia horizontal igual al peralte efectivo de la zapata, para esto es necesario verificar si el peralte de la zapata es capaz de soportar el corte actuante sobre la zapata.

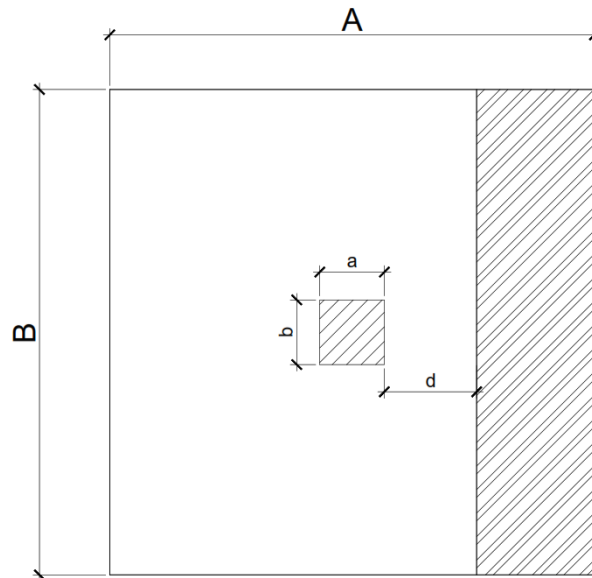
Cortante último en una dirección:

$$V_{u1_B} = \left(\frac{A - a_{\text{col}}}{2} - d\right) * B * \sigma_{\text{último}}$$

$$V_{u1_B} = \left(\frac{330\text{cm} - 50\text{cm}}{2} - 39.643\text{cm}\right) * 330\text{cm} * 2.234 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 73,995.122 \text{ kg}$$

Figura 44.

Cortante en una dirección en zapatas



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Cortante nominal del concreto según ACI 318-14 Sección 22.5.5.1

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

Entonces:

$$V_{c1_B} = 0.53 * 1 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 330cm * 39.643cm = 100,475.573kg$$

El factor de reducción de la resistencia del concreto en cortante según ACI 318-14 tabla 21.2.1

$$\phi_{corte} = 0.75$$

Entonces:

$$\phi_{corte} * V_{c1_B} = 0.75 * 100,475.573kg = 75,356.68kg$$

Condición de cortante a cumplir:

$$\phi_{corte} * V_{c1_B} \geq V_{u1_B}$$

$$75,356.68 kg > 73,995.122 kg$$

El cortante que resiste el concreto modificado por el factor de resistencia, es mayor al cortante actuante del suelo, por lo tanto, para el análisis de cortante en una dirección cumple el peralte de la zapata propuesto.

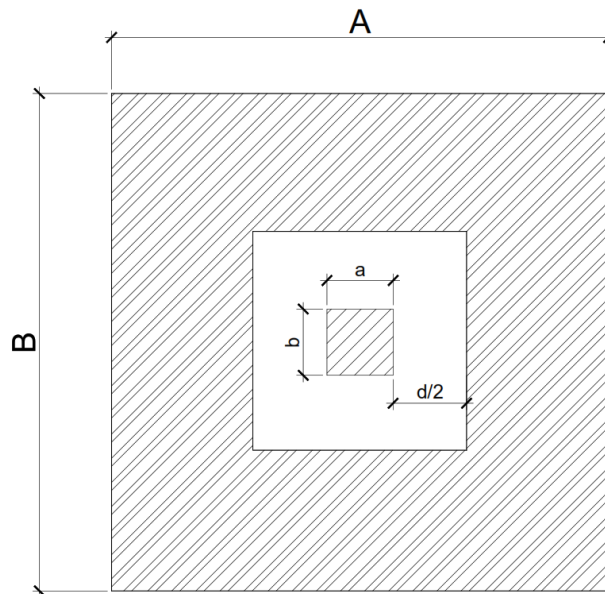
Esta por ser una zapata cuadrada se analiza de la misma manera el eje opuesto.

3.12.4.6. Chequeo por punzonamiento

La columna como le transmite las cargas a la zapata, por ende, ésta tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte producidos en el perímetro de la columna, el límite donde ocurre la falla estará a una distancia de $d/2$ del perímetro de la columna.

Figura 45.

Cortante en dos direcciones (punzonamiento)



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2023.

Área de columna + área d (área gris):

$$A_{col} = (a_{col} + d) * (b_{col} + d)$$

$$A_{col} = (50 \text{ cm} + 39.643 \text{ cm}) * (50 \text{ cm} + 39.643 \text{ cm}) = 8,035.78 \text{ cm}^2$$

Área de punzonamiento (área roja):

$$A_{punzonamiento} = A_{zapata} - A_{col}$$

$$A_{punzonamiento} = 10.89 \text{ m}^2 - 0.804 \text{ m}^2 = 10.086 \text{ m}^2$$

Cortante último en dos direcciones:

$$V_{u,2} = A_{punzonamiento} * \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} \right)$$

$$V_{u,2} = 10.086 \text{ m}^2 * \left(\frac{12,628.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 13,256.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{2} \right) = 130,541.514 \text{ kg}$$

Perímetro de corte:

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

$$b_{\text{perímetro}} = 2 * (50 \text{ cm} + 39.643 \text{ cm}) + 2 * (50 \text{ cm} + 39.643 \text{ cm}) = 358.57 \text{ cm}$$

Cortante nominal del concreto según código ACI 318-14 sección 22.6.2.2 (a, b, c):

Para el cortante nominal se toma el mínimo de las siguientes ecuaciones:

Ecuación a)

$$V_{c2,1} = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{\text{perímetro}} * d$$

$$V_{c2,1} = 1.1 * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 358.57 \text{ cm} * 39.643 \text{ cm} = 226,588.245 \text{ kg}$$

Ecuación b)

$$V_{c2,2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{\text{perímetro}} * d$$

$$\beta = \frac{a_{\text{col}}}{b_{\text{col}}} = \frac{0.50 \text{ m}}{0.50 \text{ m}} = 1 \text{ Relación lado largo sobre lado corto}$$

$$V_{c2,2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 358.57 \text{ cm} * 39.643 \text{ cm} = 327,522.966 \text{ kg}$$

Ecuación c)

$$V_{c2,3} = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_{\text{perímetro}}} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{\text{perímetro}} * d$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$$V_{c2,3} = 0.27 * \left(2 + \frac{40 * 39.643 \text{ cm}}{358.57 \text{ cm}} \right) * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 358.57 \text{ cm} * 39.643 \text{ cm}$$

$$V_{c2,3} = 357,189.111 \text{ kg}$$

Valor mínimo de las tres ecuaciones:

$$V_{c,2} = \min(V_{c2,1}, V_{c2,2}, V_{c2,3}) = 226,588.215 \text{ kg}$$

El factor de reducción de la resistencia del concreto en cortante según ACI 318-14 tabla 21.2.1

$$\phi_{corte} = 0.75$$

Entonces:

$$\phi_{corte} * V_{c,2} = 0.75 * 226,588.215 \text{ kg} = 169,941.161 \text{ kg}$$

Condición de cortante a cumplir:

$$\phi_{corte} * V_{c,2} \geq V_{u,2}$$

$$169,941.161 \text{ kg} > 130,541.514 \text{ kg}$$

El cortante actuante por punzonamiento de la columna, es menor que el cortante nominal del concreto afectado por el factor de reducción, por lo tanto, el peralte propuesto de la zapata sí cumple.

3.12.4.7. Diseño de refuerzo por flexión

Longitud flexionante:

$$L_{flex_B} = \frac{B - b_{col}}{2}$$

$$L_{flex_B} = \frac{3.30 \text{ m} - 0.50 \text{ m}}{2} = 1.4 \text{ m}$$

Momento último:

$$M_u = \frac{\sigma_{\text{último}} * A * L_{flex_B}^2}{2}$$

$$M_u = \frac{22,342.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 3.30 \text{ m} * (1.4 \text{ m})^2}{2} = 72,256.901 \text{ kg} * \text{m}$$

El factor de reducción de resistencia para el acero a tracción es de $\phi = 0.90$.

Cuantía de acero:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{Mu}{\phi * A * d^2}}{0.85 * f'c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4100 \frac{kg}{cm^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{72256.901 kg * m}{0.90 * 330cm * (39.643 cm)^2}}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) = 0.00386$$

Área de acero requerido:

$$A_{s_B} = \rho * A * d$$

$$A_{s_B} = 0.00386 * 330 cm * 39.643 cm = 50.515 cm^2$$

Área de acero mínimo a flexión según ACI 318-14 sección 9.6.1.2

Ecuación a)

$$A_{smín1} = \frac{14}{fy} * A * d$$

$$A_{smín1} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 330 cm * 39.643 cm = 43.607 cm^2$$

Ecuación b)

$$A_{smín2} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * A * d$$

$$A_{smín2} = \frac{0.80 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 330 cm * 39.643 cm = 36.11 cm^2$$

Área de acero:

$$A_s = \max(A_{s_B}, A_{smín1}, A_{smín2}) = 50.515 cm^2$$

Área de acero máximo:

Cuantía balanceada:

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

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

$$\rho = 0.021$$

Cuantía zona sísmica:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * \rho$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.021 = 0.0105$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho_{m\acute{a}x} * A * d$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.0105 * 330 \text{ cm} * 39.643 \text{ cm}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 137.36 \text{ cm}^2$$

3.12.4.8.Cálculo de acero

Área de acero a cubrir = 50.515 cm²

Varilla propuesta = No. 6

A_{var} = Área de varilla No. 6 = 2.85 cm²

Número de varillas:

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{var}} = \frac{50.515 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 17.723$$

$$N_{varillas} \approx 18 \text{ varillas}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{A - 2 * r_{libre}}{N_{varillas} - 1}$$

$$S = \frac{330 \text{ cm} - 2 * 7.5 \text{ cm}}{18 - 1} \approx 18.5 \text{ cm}$$

Chequeo de separación máxima de varillas según ACI 318-14 Sección 8.7.2.2

Primer chequeo:

$$S \leq 18 \text{ in}$$

$$18.5 \text{ cm} \leq 45.72 \text{ cm}$$

La separación de las varillas es menor a 18 in, por lo tanto, sí cumple.

Segundo chequeo:

$$S \leq 2 * H$$

$$18.5cm \leq 1.00m$$

La separación de las varillas es menor a $2H$, por lo tanto, sí cumple.

3.12.4.9. Longitud de desarrollo

Según ACI 318-14 Sección 25.4.2.2

Para barras No.6 o menores se utiliza la siguiente fórmula:

$$l_d = \frac{fy * \psi_t * \psi_e}{6.6 * \lambda * \sqrt{f'c}} * d_b$$

Donde los factores de modificación se encuentran en la tabla 25.4.2.4 del ACI 318-14

$\lambda = 1$ Factor de modificación del concreto

$\psi_t = 1$ Factor de modificación de ubicación

$\psi_e = 1$ Factor de modificación por recubrimiento y epóxido

$d_b = 1.905cm$ Diámetro de varilla No.6

$$l_d = \frac{4200 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 1}{6.6 * 1 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}} * 1.905cm = 0.837m$$

Entonces:

$$l_d \leq L_{flex_B}$$

$$0.837m \leq 1.4m$$

La longitud de desarrollo es menor al lado flexionante, por lo tanto, sí cumple.

3.12.5. Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación garantizan la protección ambiental durante la planificación, ejecución y finalización del proyecto. Hay algunos aspectos que se puede considerar en el entorno que pueden afectar el proyecto, incluyendo:

- Aguas: superficiales y subterráneas.
- Aire: efectos en vegetación, emisión de gases y partículas.
- Cultural: alteración en flujo vehicular y peatonal.
- Suelo: contaminación por residuos.
- Ruido
- Olores fuertes y molestos
- Productos tóxicos.

A continuación, se presentan algunos aspectos a considerar en relación con las medidas de mitigación:

- Racionalizar el agua en toda actividad que se realice dentro de la obra y reutilizándola si fuese posible.
- Todo material sobrante de la obra será reciclado y debidamente transportado a un lugar adecuado para su respectiva clasificación.
- Solamente trabajar en horarios diurnos para así evitar el ruido molesto para los vecinos.
- Siembra de árboles en áreas aledañas al proyecto.
- Evitar dejar material químico o solventes en contacto directo con el suelo.
- Al momento de realizar la cimentación, mantener húmeda el área para evitar contaminación del aire con polvo.
- Clasificar todo tipo de desecho en recipientes rotulados, y si es posible reciclarlos.
- Como seguridad industrial todo el personal será dotado de equipo adecuado, como casco, botas, guantes, chalecos reflectivos, entre otras cosas para que se pueda evitar accidentes dentro de la obra.

3.12.6. Presupuesto integrado

Tabla 51.

Presupuesto integrado

PRESUPUESTO INTEGRADO						
PROYECTO:		DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.				
UBICACIÓN:		ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO				
MUNICIPIO:		SAN CRISTÓBAL CUCHO				
DEPARTAMENTO:		SAN MARCOS				
No.	DESCRIPCIÓN RENGLON	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	Q/UNITARIO	Q	Q/TOTAL
1	TRAZO Y REPLANTEO	504.27	MI	Q 70.25	Q	35,425.52
2	MURO DE RETENCIÓN	45.85	ML	Q 4,382.74	Q	200,948.80
3	ZAPATA Z-1	27	UNIDADES	Q 17,111.23	Q	462,003.10
4	ZAPATA Z-2	1	UNIDAD	Q 15,479.10	Q	15,479.10
5	ZAPATA Z-3	1	UNIDAD	Q 13,093.60	Q	13,093.60
6	COMIENTO CORRIDO CC-1	123	ML	Q 636.24	Q	78,257.40
7	LEVANTAMIENTO SOBRE CIMENTO	73.8	M2	Q 388.13	Q	28,644.20
8	SOLERA HIDRÓFUGA	123	ML	Q 519.60	Q	63,910.60
9	MUROS DE BLOCK	846	M2	Q 379.09	Q	320,713.90
10	SOLERA INTERMEDIA	352.5	ML	Q 456.53	Q	160,925.70
11	COLUMNA TIPO 1	31	UNIDADES	Q 22,820.49	Q	707,435.30
12	COLUMNA TIPO 2	58	UNIDADES	Q 1,750.56	Q	101,532.60
13	SOLERAS CORONA	352.5	ML	Q 432.33	Q	152,397.70
14	VIGA TIPO 1	141	UNIDADES	Q 6,680.61	Q	941,965.70
15	VIGA TIPO 2	51	UNIDADES	Q 5,967.61	Q	304,348.20
16	LOSA	1948.57	M2	Q 586.29	Q	1,142,424.40
17	MÓDULO DE GRADAS	1	UNIDAD	Q 55,421.60	Q	55,421.60
18	RAMPA	1	UNIDAD	Q 138,079.50	Q	138,079.50
19	REPELLO	4323	M2	Q 64.54	Q	278,994.30
20	CERNIDO	4323	M2	Q 59.39	Q	256,730.50
21	ENERGÍA ELÉCTRICA	1	UNIDAD	Q 189,198.10	Q	189,198.10
22	INSTALACIONES HIDRÁULICAS	1	UNIDAD	Q 15,399.80	Q	15,399.80
23	INSTALACIONES SANITARIAS + PLUVIAL	1	UNIDAD	Q 114,316.80	Q	114,316.80
24	CONTRAPISO	1935	M2	Q 114.91	Q	222,358.50
25	PISO PORCELANATO	1948.57	M2	Q 500.76	Q	975,762.59
26	PUERTAS	239	M2	Q 1,040.00	Q	248,560.00
27	VENTANAS	224.62	UNIDAD	Q 975.00	Q	219,004.50
28	PINTURA	3853.11	M2	Q 26.94	Q	103,800.65
29	SISTERNA	1	UNIDAD	Q 23,410.60	Q	23,410.60
30	DISPOSICIONES DE NORMA NRD-2	41	UNIDADES	Q 390.00	Q	15,990.00
31	MEDIDAS DE MITIGACIÓN AMBIENTAL	7000	UNIDADES	Q 9.10	Q	63,700.00
32	LIMPIEZA FINAL	1	UNIDAD	Q 4,121.00	Q	4,121.00
TOTAL DEL PROYECTO				Q		7,654,354.25

El Presente Presupuesto Asciede a la Cantidad de:

SIETE MILLONES SEICIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO QUETZALES CON VEINTICINCO CENTAVOS

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

3.12.7. Cronograma de ejecución e inversión

Figura 46.

Cronograma de ejecución e inversión

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN E INVERSIÓN																	
No.	ACTIVIDADES PRINCIPALES	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	MESES									Cobro Renglon	% Renglon			
				MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9					
1	TRAZO Y REPLANTEO	504.27	M	■											Q	35,425.52	0.46%
2	MURO DE RETENCIÓN	45.85	ML	■	■										Q	200,948.80	2.63%
3	ZAPATA Z1	27	UNIDADES	■	■										Q	462,003.10	6.04%
4	ZAPATA Z2	1	UNIDAD	■	■										Q	15,478.10	0.20%
5	ZAPATA Z3	1	UNIDAD	■	■										Q	13,093.60	0.17%
6	COMENTO CORRIDO CC-1	123	ML	■	■										Q	78,257.40	1.02%
7	LEVANTAMIENTO SOBRE CIMENTO	73.8	M2	■	■										Q	28,644.20	0.37%
8	SOLERA HIDROFUGA	123	ML	■	■										Q	63,910.60	0.83%
9	MUROS DE BLOCK	846	M2	■	■										Q	320,713.90	4.19%
10	SOLERA INTERMEDIA	352.5	ML	■	■										Q	160,925.70	2.10%
11	COLUMNA TIPO 1	31	UNIDADES	■	■										Q	707,435.30	9.24%
12	COLUMNA TIPO 2	58	UNIDADES	■	■										Q	101,532.60	1.33%
13	SOLERAS CORONA	352.5	ML	■	■										Q	152,397.70	1.99%
14	VIGA TIPO 1	141	UNIDADES	■	■										Q	941,865.70	12.31%
15	VIGA TIPO 2	51	UNIDADES	■	■										Q	304,348.20	3.98%
16	LOSA	1948.57	M2	■	■										Q	1,142,424.40	14.89%
17	MODULO DE GRADAS	1	UNIDAD	■	■										Q	55,421.60	0.72%
18	RAMPA	1	UNIDAD	■	■										Q	136,079.50	1.80%
19	REPELLO	4323	M2	■	■										Q	256,730.50	3.35%
20	CERVIDO	4323	M2	■	■										Q	278,994.30	3.64%
21	ENERGIA ELÉCTRICA	1	UNIDAD	■	■										Q	189,198.10	2.47%
22	INSTALACIONES HIDRAULICAS	1	UNIDAD	■	■										Q	15,399.80	0.20%
23	INSTALACIONES SANITARIAS + PLUVIAL	1	UNIDAD	■	■										Q	114,316.80	1.49%
24	CONTRAPISO	1935	M2	■	■										Q	222,558.50	2.90%
25	PISO PORCELANATO	1948.57	M2	■	■										Q	975,762.59	12.75%
26	PUERTAS	239	M2	■	■										Q	248,560.00	3.25%
27	VENTANAS	224.62	UNIDAD	■	■										Q	219,004.50	2.86%
28	PINTURA	3853.11	M2	■	■										Q	103,800.65	1.36%
29	SISTEMA	1	UNIDAD	■	■										Q	23,410.60	0.31%
30	DISPOSICIONES DE NORMA NRD 2	41	UNIDADES	■	■										Q	15,990.00	0.21%
31	MEDIDAS DE MITIGACIÓN AMBIENTAL	7000	UNIDADES	■	■										Q	63,700.00	0.83%
32	LIMPEZA FINAL	1.00	UNIDAD	■	■										Q	4,121.00	0.05%
COSTO TOTAL DEL PROYECTO															Q	7,654,354.25	100.00%

El Presente Presupuesto Asiente a la Cantidad de:

SIETE MILLONES SEISCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO QUETZALES CON VEINTICINCO CENTAVOS

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel 2016.

CONCLUSIONES

Como una propuesta de desarrollo se logra realizar el diseño estructural del edificio para mercado de tres niveles de aldea Barranca Grande El Centro, municipio de San Cristóbal Cucho, departamento de San Marcos aportando soluciones a las problemáticas que actualmente existen en el municipio.

Se creó la propuesta de distribución y zonificación, la cual se adaptó a los requerimientos establecidos por las actividades que se llevan a cabo en el comercio local, los cuales se propusieron espacios para parqueo para 20 vehículos, 2 para frutas, 2 para verduras, 3 para productos regionales, 1 para dulces típicos, 1 para granos, 1 para floristería, 1 para carnicerías, 1 para pollerías, 1 para marranería, 1 para pescadería, 1 para lácteos, 1 para embutidos, 1 para ropa, 1 para zapatería, 2 para abarroterías, 1 para heladería y 5 para comedores, dicha propuesta busca que el funcionamiento sea ordenado, brindando una solución al comercio informal de la actualidad.

A través del estudio de campo se realizó el estudio de suelos determinados por el valor soporte triaxial que arrojó datos como porcentaje de contenido de humedad 24.36, cohesión 2.01ton/m², ángulo de fricción interna 28.92°, densidad seca 1.30ton/m³, densidad húmeda 1.32 ton/m³, carga bruta 27.76 ton/m² y valor soporte máximo del suelo 13.88 ton/m², los cuales sirvieron para poder diseñar la cimentación de la estructura.

Se realizó la comparación de momentos con el método numérico de Kani y el software ETABS V20 para el análisis estructural, no fue significativo por lo cual se concluye que el cálculo y análisis de la estructura fueron tomados correctamente, también se determinó con el Software ETABS V20 que los elementos estructurales diseñados cumplen su funcionamiento ante un evento sísmico y así brindar seguridad a las personas que se encuentren dentro del mercado.

El diseño de los marcos estructurales se realizó aplicando los criterios de diseño de las normas de ACI 318s-14, AGIES y CONRED NRD2 con lo que se concluye que es fiable para la realización de dicho mercado.

Se realizó la planificación detallada, la cual incluye, presupuesto desglosado, presupuesto integrado, cronograma de ejecución y juego de planos constructivos, los cuales ayudará a facilitar la ejecución del proyecto.

RECOMENDACIONES

La calidad del edificio va en función de los materiales a usar, razón por la cual se deben contar con los ensayos respectivos para corroborar la calidad de los materiales.

Proveer del personal capacitado, para que durante la ejecución, operación y vida útil del proyecto, se le dé el mantenimiento preventivo y correctivo, a manera de prolongar la vida útil del mismo, tratando de evitar de sobremanera el deterioro prematuro de la edificación.

Se deberá actualizar el precio de los materiales y mano de obra considerado en el presupuesto presentado, debido a los cambios constantes que a diario sufre la moneda nacional. Por lo que se deberá realizar una actualización de costos en el momento de la ejecución del proyecto.

Ejecutar el proyecto en base a los planos constructivos y especificaciones técnicas descritas por el diseñador.

En la ejecución del proyecto del mercado municipal se requiere la contratación de un experto en ingeniería civil para supervisar la construcción y garantizar que se cumplan los planos y las especificaciones técnicas.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (31 de Mayo de 2023). *Wikipedia*. Recuperado el 23 de Junio de 2023, de Wikipedia:
https://es.wikipedia.org/wiki/American_Association_of_State_Highway_and_Transportation_Officials
- ACI. (2018). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*. Estados unidos: ACI.
- AGIES. (2018). *NSE 3*. Guatemala: AGIES.
- AGIES. (2020). *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala 2018*. Guatemala: AGIES.
- COGUANOR. (2005). *COGUANOR NTG 29001*. Guatemala: COGUANOR.
- CONRED. (2019). *Norma de reducción de desastres número 2 -NRD2-*. Guatemala: CONRED.
- Cucho, M. d. (2020). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial, San Cristóbal Cucho*. San Cristóbal Cucho.
- INSIVUMEH. (2016). *Sismología en Guatemala*. Guatemala: INSIVUMEH.
- PrensaLibre. (27 de Mayo de 2023). *Temblores en Guatemala*. Recuperado el 29 de Junio de 2023, de Temblores en Guatemala:
<https://www.prensalibre.com/guatemala/comunitario/temblores-en-guatemala-cuantos-sismos-se-han-reportado-en-2023/>
- Rodas, H. (2014). *Estructuras 1*. Ecuador: Gráficas del Sur.
- Salas, O. (2011). *Ensayos triaxiales para suelos*.
- Salinas, C. (2020). *Análisis estructural de un pórtico de cinco pisos mediante el método de Kani, documentando su análisis en la plataforma youtube*. Machala: Universidad técnica de machala.

Structuralia. (19 de Mayo de 2022). *Structuralia*. Recuperado el 22 de Junio de 2023, de Structuralia: <https://blog.structuralia.com/caracteristicas-de-hormigón-armado-usos-en-la-construccion#:~:text=Estos%20son%20arena%20o%20grava,aportar%20la%20jaula%20de%20refuerzo.>


Valbuena, H. (2017). *Criterios de Diseño Estructural*. Mérida: Instituto Politécnico.

ANEXOS

Anexo I.

Estudio mecánica de suelos

junio-2023




ESTRATIGRAFIA No. 1

**ENSAYOS DE LABORATORIO DE SUELOS
PARA DISEÑO DE CIMENTACION (TRIAxIAL)**

**INTERESADO
MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO, SAN MARCOS.**

**PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE
ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL
CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**



*** RESUMEN DE LOS ENSAYOS EFECTUADOS Y RESULTADOS DE LA
MUESTRA INALTERADA**

- VALOR SOPORTE TRIAXIAL

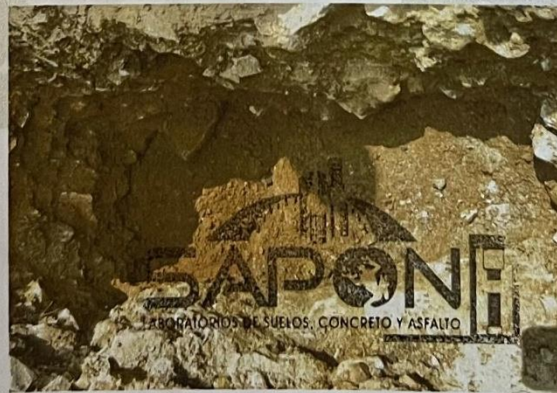
Sta. Calle "A" lotificacion el Jordan, lote No. 41 zona 5, San Marcos, San Marcos, Guatemala.
Cel: claro +502 - 5514-5468
E-mail: benjaminsapon@gmail.com

**ENSAYOS DE LABORATORIO DE SUELOS
PARA DISEÑO DE CIMENTACION (TRIAxIAL)**

**INTERESADO:
MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO, SAN MARCOS.**



ESTRATIGRAFIA No. 1



**PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE
ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL
CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

ESTRATIGRAFIA No. 1

junio-2023

RESUMEN
ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE CIMENTACION

INTERESADO: MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO, SAN MARCOS.

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

EXAMEN VISUAL DEL MATERIAL: LIMO ARCILLOSO CON GRAVA COLOR CAFÉ

PROFUNDIDAD DE TOMA DE MUESTRA: 2.00 METROS

FECHA DE EXTRACION DE LA MUESTRA: 14-junio-2023

	RESULTADOS	ESPECIF.
% DE CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MUESTRA:	24.36	
COHESION Cu:	2.01	FACTOR SEGURIDAD = 3 0.670 Ton/m ²
O(°):	28.92	FACTOR SEGURIDAD = 3 9.64
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.30	
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.62	
CARGA BRUTA	27.76	Ton/m ²
VALOR SOPORTE MAXIMO DE DISEÑO	13.88	Ton/m ²

OBSERVACIONES

CALCULO DE LA CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO POR EL METODO DE TERZAGHI, Y POR SEGURIDAD SE APLICO UN FACTOR DE 3 A LOS VALORES OBTENIDOS DE LABORATORIO.
MUESTRA ENTREGADA AL PERSONAL DE LABORATORIO SAPON

Israel Benjamin Sapon Alvarado
Técnico en Laboratorio de Suelos
Concreto y Asfalto

Byron de Jesús Aguilar Fuentes
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO No. 5647

EFFECTUO Y CALCULO

REVISO

LOS RESULTADOS AQUÍ EXPRESADOS SÓLO AFECTAN A LOS ESPECIMENES ENSAYADOS. NO CONTIENE NINGUNA VALORACIÓN DE NINGÚN TIPO SOBRE LOTES O GRUPOS DE MUESTRAS. ÉSTE REPORTE NO DEBERÁ SER REPRODUCIDO PARCIAL O TOTALMENTE, SIN LA APROBACIÓN DE LABORATORIO

INTERESADO:

MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO, SAN MARCOS.

PROYECTO:

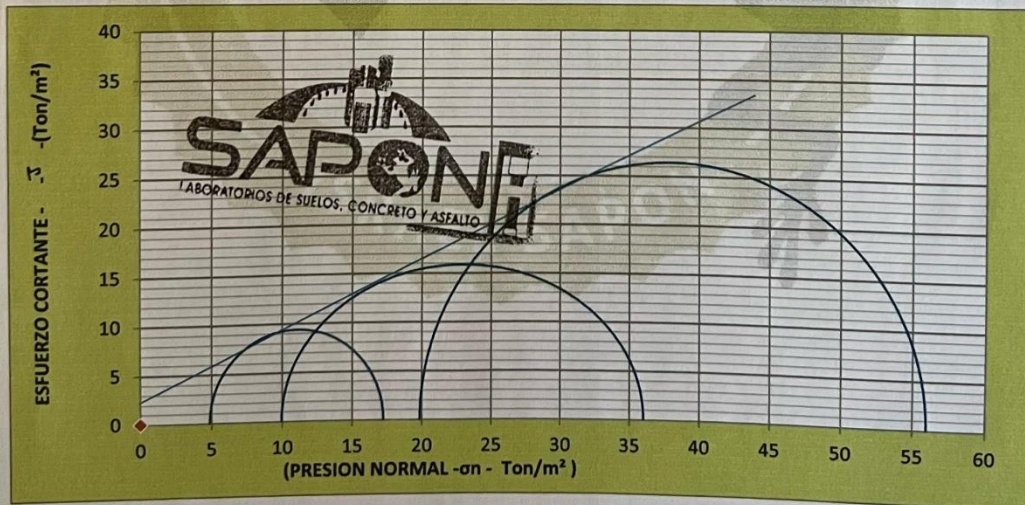
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

junio-2023

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR
NO DRENADO Y NO CONSOLIDADO**

PARAMETROS DE CORTE

ANGULO DE FRICCION INTERNA: $\phi = \text{GRADOS}^{\circ}$	28.92	COHESION: $C_u =$	2.01	Ton/m^2
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:		2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES		MUESTRA TOMADA POR LABORATORIO "SAPON"		
PROBETA No.		1	2	3
PRESION LATERAL (Ton/m ²)		5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(Ton/m ²)		12.65	25.68	35.63
PRESION INTERSTICIAL u(Ton/m ²)		X	X	X
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)		2.0	3.5	5.0
DENSIDAD SECA (Ton/m ³)		1.30	1.30	1.30
DENSIDAD HUMEDA (Ton/m ³)		1.62	1.62	1.62
HUMEDAD		24.36	24.36	24.36



DESCRIPCION DEL SUELO:

LIMO ARCILLOSO CON GRAVA COLOR CAFÉ

FACTORES DE PROFUNDIDAD EN METROS

DESPLANTE (DF):

2.00

BASE:

1.0

LARGO:

1.0

Sta. Calle "A" lotificacion el Jordan, lote No. 41 zona 5, San Marcos, San Marcos, Guatemala.

Cel: claro +502 - 5514-5468

E-mail: benjaminsapon@gmail.com



LOS RESULTADOS AQUÍ EXPRESADOS SÓLO AFECTAN A LOS ESPECIMENES ENSAYADOS. NO CONTIENE NINGUNA VALORACIÓN DE NINGÚN TIPO SOBRE LOTES O GRUPOS DE MUESTRAS. ÉSTE REPORTE NO DEBERÁ SER REPRODUCIDO PARCIAL O TOTALMENTE, SIN LA APROBACIÓN DE LABORATORIO

INTERESADO: MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO, SAN MARCOS.
 PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 NO DRENADO Y NO CONSOLIDADO
 PARAMETROS DE CORTE**

ANGULO DE FRICCION INTERNA: $\phi = \text{GRADOS}^{\circ}$ **28.92** COHESION: $C_u =$ **2.01** *Ton/m²*

**FACTORES DE PROFUNDIDAD
 Dc, Dq y Dy
 factor de seguridad de 3**

Df	2.00	Df	2.00
ϕ	9.64	ϕ	9.64
BASE	1.0	BASE	1.0
LARGO	1.0	LARGO	1.0
Dc=	1.66	Dq y Dy=	1.42

**FACTORES DE FORMA
 Sc, Sq y Sy**

ϕ	9.64	ϕ	9.64
BASE	1.0	BASE	1.0
LARGO	1.0	LARGO	1.0
Sc=	1.68	Sq y Sy=	1.54

**FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA
 Nq, Nc y Ny**

ϕ	9.64	ϕ	9.64
Nq=	2.11	Nc=	6.55
ϕ	9.64	Df=	2
Ny=	0.28	Y=Ys=	1.62
		qo=	24

PRESION DE SOBRECARGA O ESFUERZO TOTAL

q			
FACTOR DE SEGURIDAD α			
q=	27.76 t/m²	q= con factor de seguridad	13.88 t/m²

Sta. Calle "A" lotificacion el Jordan, lote No. 41 zona 5, San Marcos, San Marcos, Guatemala.
 Cel: claro +502 - 5514-5468
 E-mail: benjaminsapon@gmail.com

Fuente: Laboratorios de suelos, concreto y asfalto SAPON.

Anexo II.

Diseño de zapata combinada Eje 1

ZAPATAS COMBINADAS EJE 1	
Datos:	
$b_{col1} := 0.50 \text{ m}$	Columna 1
$l_{col1} := 0.50 \text{ m}$	
$b_{col2} := 0.50 \text{ m}$	Columna 2
$l_{col2} := 0.50 \text{ m}$	
$D_1 := 21401.19 \text{ kgf}$	Carga Muerta Columna 1
$L_1 := 7885.32 \text{ kgf}$	Carga Viva Columna 1
$D_2 := 20446.81 \text{ kgf}$	Carga Muerta Columna 2
$L_2 := 4482.92 \text{ kgf}$	Carga Viva Columna 2
$x_{ejes} := 2.70 \text{ m}$	Distancia entre ejes de columnas
$\sigma_{adm} := 13.88 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 13880 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Capacidad admisible del suelo
$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del acero
$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso del concreto
$\gamma_{suelo} := 1.62 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 1620 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso del suelo de relleno
$D_f := 2.00 \text{ m}$	Profundidad de la Zapata
$H := 50 \text{ cm}$	Propuesto (Alto total de la Zapata)
$h_{suelo} := D_f - H = 1.5 \text{ m}$	Altura de relleno sobre la zapata
$PS := \gamma_{suelo} \cdot h_{suelo} = 0.243 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Carga por Relleno

$$r_{\text{libre}} := 75 \text{ mm}$$

ACI 20.6.1.3.4

$$r := r_{\text{libre}} = 75 \text{ mm}$$

En el recubrimiento no se toma en cuenta el 1.5 del diámetro de la varilla porque en zapatas combinadas se utilizan diferentes diámetros de varillas

$$d := H - r = 42.5 \text{ cm}$$

Peralte Efectivo Cimiento

if ($d \geq 150 \text{ mm}$, "OK", "Revisar") = "OK"

q actuante = sobrecarga + carga x peso propio
Carga permanente

$$PP := H \cdot \gamma_c = 0.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

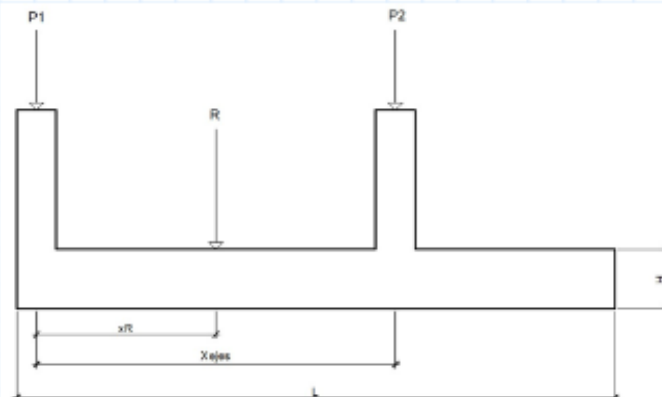
$$q_{\text{efectiva}} := \sigma_{\text{adm}} - PS - PP = 1.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cargas concentradas en las columnas y resultante

$$P_1 := L_1 + D_1 = 29286.51 \text{ kgf}$$

$$P_2 := L_2 + D_2 = 24929.73 \text{ kgf}$$

$$R := P_1 + P_2 = 54216.24 \text{ kgf}$$



Hallar el valor de XR

$$\Sigma M_R = 0 \quad (+)$$

Sumatoria de momentos en R es igual a cero

$$P_2 \cdot (x_{\text{ejes}} - x_R) - P_1 \cdot x_R = 0$$

$$x_R = \frac{P_2 \cdot x_{\text{ejes}}}{P_1 + P_2}$$

Despejamos para XR

$$x_R := \frac{P_2 \cdot x_{\text{ejes}}}{P_1 + P_2} = 1.242 \text{ m}$$

Largo y ancho de Zapata

$$L := 2 \cdot \left(\frac{l_{col1}}{2} + x_{Rt} \right) = 2.983 \text{ m}$$

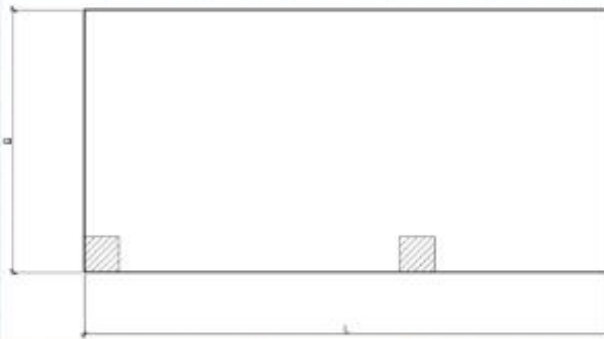
$$\bar{L} := 3.20 \text{ m}$$

Proponemos el largo de la zapata

$$B := \frac{R}{L \cdot q_{efectiva}} = 1.653 \text{ m}$$

$$\bar{B} := 1.80 \text{ m}$$

Proponemos el ancho de la zapata



$$A_{zapata} := L \cdot B = 5.76 \text{ m}^2$$

Área de la zapata

$$q_{actuante} := \frac{R}{A_{zapata}} + PP + PS = 13042.542 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

if ($q_{actuante} \leq \sigma_{adm}$, "OK", "Aumentar Area") = "OK"

Carga Ultima

$$q_u := \frac{1.2 \cdot (D_1 + D_2) + 1.6 \cdot (L_1 + L_2)}{A_{zapata}} + 1.2 \cdot (PP + PS) = 16509.956 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{u1} := 1.2 \cdot D_1 + 1.6 \cdot L_1 = 38297.94 \text{ kgf}$$

Carga ultima columna 1

$$P_{u2} := 1.2 \cdot D_2 + 1.6 \cdot L_2 = 31708.844 \text{ kgf}$$

Carga ultima columna 2

Esfuerzo ultimo

$$\sigma_u := q_u \cdot B = 29717.92 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

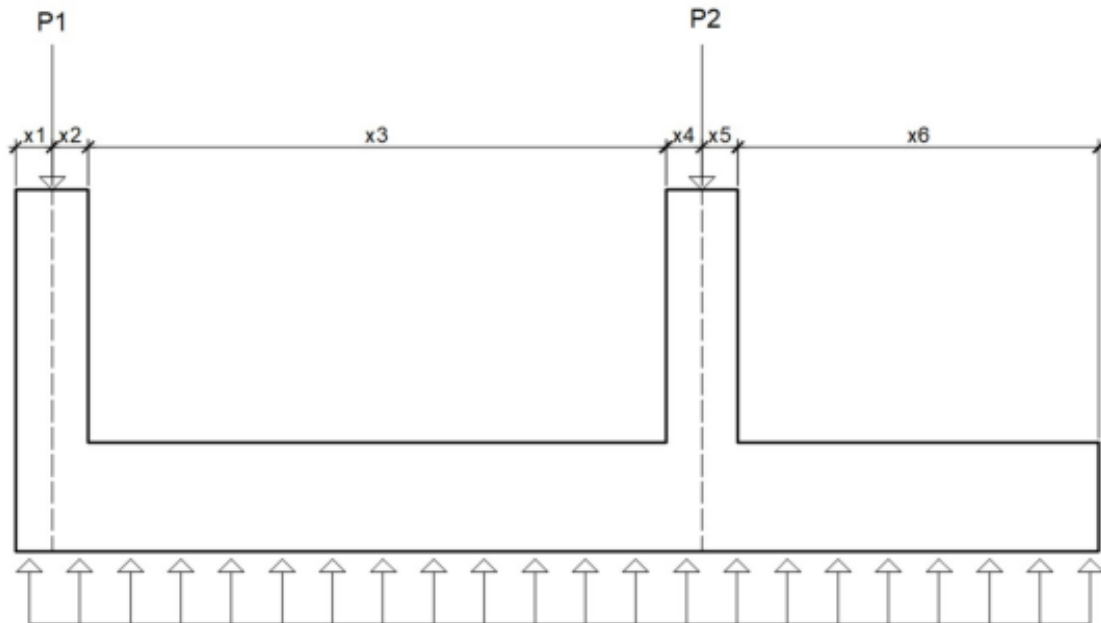


Diagrama de corte

$$x_0 := 0 \text{ m} \quad x_1 := \frac{l_{col1}}{2} = 0.25 \text{ m} \quad x_2 := \frac{l_{col1}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$x_3 := x_{ejes} - \frac{l_{col1}}{2} - \frac{l_{col2}}{2} = 2.2 \text{ m} \quad x_4 := \frac{l_{col2}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$x_5 := \frac{l_{col2}}{2} = 0.25 \text{ m} \quad x_6 := L - x_5 - x_4 - x_3 - x_2 - x_1 = 0 \text{ m}$$

$$x_1 + x_2 + x_3 + x_4 = 2.95 \text{ m} \quad x_6 + x_5 = 0.25 \text{ m}$$

Diagramas de Cortante y Momentos

Reacciones puntuales

$$\Sigma M_{Pu2} = 0$$

Sumatoria de momentos en Pu2

$$-\left((x_1 + x_{ejes}) \cdot (\sigma_u)\right) \cdot \left(\frac{x_1 + x_{ejes}}{2}\right) + x_{ejes} \cdot P_{u1} + \left((x_6 + x_5) \cdot (\sigma_u)\right) \cdot \left(\frac{x_6 + x_5}{2}\right) + x_{ejes} \cdot F_1 = 0$$

Despejamos para F1

$$F_1 := \frac{\left((x_1 + x_{ejes}) \cdot (\sigma_u)\right) \cdot \left(\frac{x_1 + x_{ejes}}{2}\right) - x_{ejes} \cdot P_{u1} - \left((x_6 + x_5) \cdot (\sigma_u)\right) \cdot \left(\frac{x_6 + x_5}{2}\right)}{x_{ejes}} = 9250.732 \text{ kgf}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

Sumatoria de fuerzas verticales

$$\sigma_u \cdot L - P_{u1} - P_{u2} - F_1 - F_2 = 0$$

$$F_2 := \sigma_u \cdot L - P_{u1} - P_{u2} - F_1 = 15839.828 \text{ kgf}$$

Puntos a evaluar

$$A := 0 \text{ m}$$

$$B' := x_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$C := x_1 + x_{ejes} = 2.95 \text{ m}$$

$$D := x_1 + x_{ejes} + x_5 + x_6 = 3.2 \text{ m}$$

Tramo 1

$$A < x < B'$$

$$V_1(x) := \sigma_u \cdot x$$

$$M_1(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2}$$

Tramo 2

$$B' < x < C$$

$$V_2(x) := \sigma_u \cdot x - P_{u1} - F_1$$

$$M_2(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2} - P_{u1} \cdot (x - x_1) - F_1 \cdot (x - x_1)$$

Tramo 3

$$C < x < D$$

$$V_3(x) := \sigma_u \cdot x - P_{u1} - P_{u2} - F_1 - F_2$$

$$M_3(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2} - P_{u1} \cdot (x - x_1) - F_1 \cdot (x - x_1) - P_{u2} \cdot (x - x_1 - x_{ejes}) - F_2 \cdot (x - x_1 - x_{ejes})$$

Rango e intervalo de valores de x

$$x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots (x_1 + x_{ejes} + x_5 + x_6)$$

Formula para grafica de MOMENTO

$$M(x) := (A < x < B') \cdot (M_1(x)) + (B' < x < C) \cdot (M_2(x)) + (C < x < D) \cdot (M_3(x))$$

Formula para grafica de CORTANTE

$$V(x) := (A < x < B') \cdot (V_1(x)) + (B' < x < C) \cdot (V_2(x)) + (C < x < D) \cdot (V_3(x))$$

Diagrama de Corte

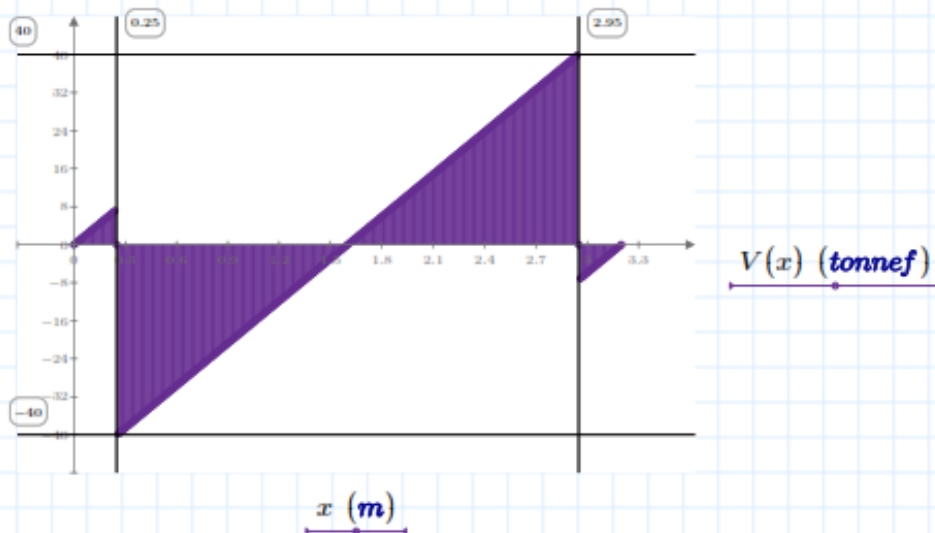
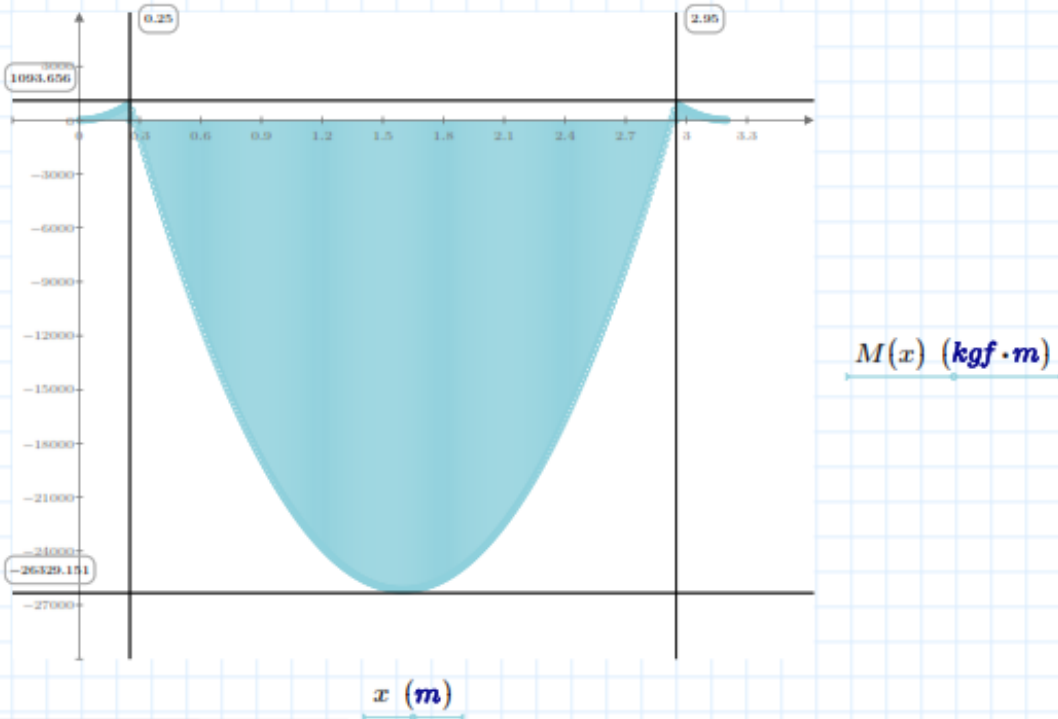


Diagrama de MOMENTO



Momento Máximo

	Punto Crítico	Momento	Asignación de valores
Tramo 1 $A < x < B'$	$\vartheta = A = 0 \text{ ft}$	$M_1(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{1,1} := M_1(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = B' = 0.25 \text{ m}$	$M_1(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{1,2} := M_1(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Tramo 2 $B' < x < C$	$\vartheta = \frac{b_{col1}}{2} + \frac{x_{cjsa}}{2} = 1.6 \text{ m}$	$M_2(x) = -26151.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{2,1} := M_2(x) = -26151.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = C = 2.95 \text{ m}$	$M_2(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{2,2} := M_2(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Tramo 3 $C < x < D$	$\vartheta = C = 2.95 \text{ m}$	$M_3(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{3,1} := M_3(x) = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = D = 3.2 \text{ m}$	$M_3(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{3,2} := M_3(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

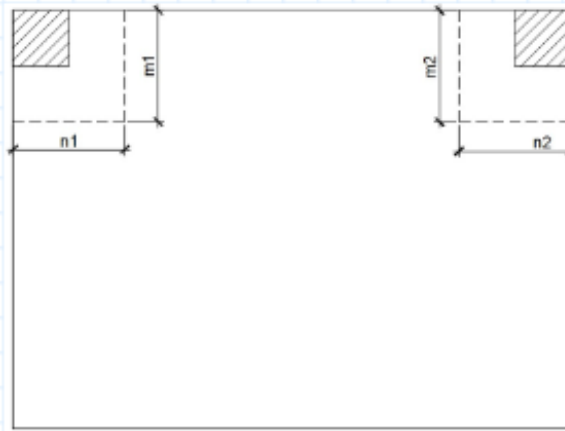
Momento Mínimo (Negativo) (se utiliza para cama superior)

$$M_{neg} := \min \{M_{1,1}, M_{1,2}, M_{2,1}, M_{2,2}, M_{3,1}, M_{3,2}\} = -26151.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento Máximo (Positivo) (se utiliza para cama inferior)

$$M_{max} := \max \{M_{1,1}, M_{1,2}, M_{2,1}, M_{2,2}, M_{3,1}, M_{3,2}\} = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante en 2 Direcciones (PUNZONAMIENTO) COLUMNA EXTERIOR (Izquierda)



$$n_1 := l_{col1} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$m_1 := b_{col1} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$b_{perimetro} := m_1 + n_1 = 1.425 \text{ m}$$

$$A_{corte} := b_{perimetro} \cdot d = 0.606 \text{ m}^2$$

$$V_{u,2} := P_{u1} - (n_1 \cdot m_1) \cdot q_u = 29916.558 \text{ kgf} \quad \text{Cortante en 2 direcciones}$$

Cortante Nominal Concreto ACI 22.6.5.2 (a,b,c)

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ⁽¹⁾
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ⁽²⁾
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

$$\lambda := 1$$

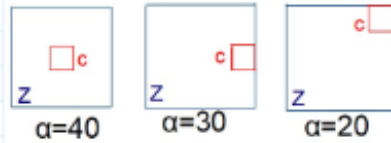
Para cortante Nominal se toma el mínimo de las siguientes ecuaciones

$$V_{c2,1} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 96539.74 \text{ kgf}$$

$$\beta := \frac{l_{col1}}{b_{col1}} = 1$$

Relación Lado Largo sobre Lado Corto

$$V_{c2,2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 139543.807 \text{ kgf}$$



$$\alpha_s := 20$$

Para columnas de esquina

$$V_{c2,3} := 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_{perimetro}} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 188737.502 \text{ kgf}$$

$$V_{c,2} := \min(V_{c2,1}, V_{c2,2}, V_{c2,3}) = 96539.74 \text{ kgf}$$

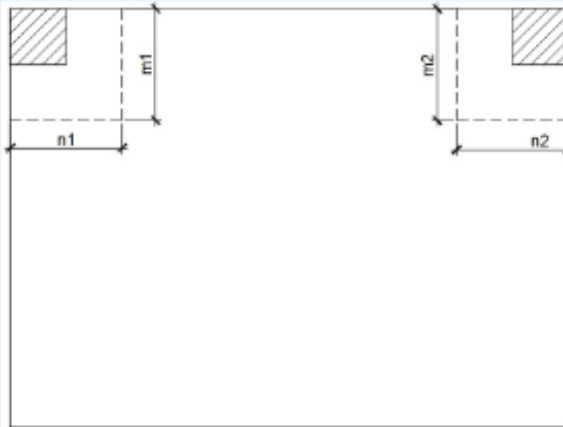
$$\phi_{corte} := 0.75 \quad \text{Factor de Reducción Cortante tabla 21.2.1 ACI 318}$$

Cortante Resistente Concreto

$$\phi_{corte} \cdot V_{c,2} = 72404.805 \text{ kgf}$$

if ($\phi_{corte} \cdot V_{c,2} \geq V_{u,2}$, "OK", "Aumentar Peralte") = "OK"

Cortante en 2 Direcciones (PUNZONAMIENTO) COLUMNA INTERIOR (derecha)



$$n_2 := l_{col2} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$m_2 := b_{col2} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$b_{perimetro} := m_2 + n_2 = 1.425 \text{ m}$$

$$A_{corte} := b_{perimetro} \cdot d = 0.606 \text{ m}^2$$

$$V_{u,2} := P_{u2} - (n_2 \cdot m_2) \cdot q_u = 23327.462 \text{ kgf}$$

Cortante en 2 direcciones

Cortante Nominal Concreto ACI 22.6.5.2 (a,b,c)

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ⁽¹⁾
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ⁽²⁾
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

$$\lambda := 1$$

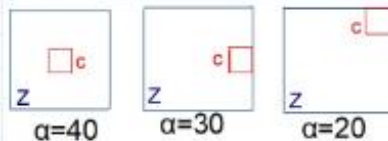
Para cortante Nominal se toma el mínimo de las siguientes ecuaciones

$$V_{c2.1} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 96539.74 \text{ kgf}$$

$$\beta := \frac{l_{\text{col1}}}{b_{\text{col1}}} = 1$$

Relación Lado Largo sobre Lado Corto

$$V_{c2.2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 139543.807 \text{ kgf}$$



$$\alpha_s := 20$$

Para columnas de esquina

$$V_{c2.3} := 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_{\text{perimetro}}}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 188737.502 \text{ kgf}$$

$$V_{c.2} := \min(V_{c2.1}, V_{c2.2}, V_{c2.3}) = 96539.74 \text{ kgf}$$

$$\phi_{\text{corte}} := 0.75 \quad \text{Factor de Reducción Cortante tabla 21.2.1 ACI 318}$$

Cortante Resistente Concreto

$$\phi_{\text{corte}} \cdot V_{c.2} = 72404.805 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi_{\text{corte}} \cdot V_{c.2} \geq V_{u.2}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar Peralte"}) = \text{"OK"}$$

Acero cama superior en dirección de L

$$M_u := |M_{neg}| = 26151.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

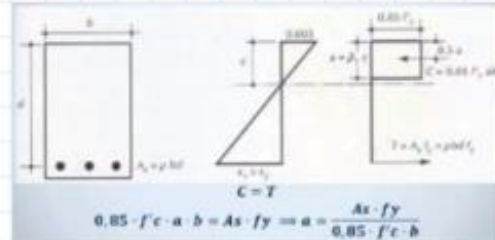
Calcular Acero de Refuerzo

$$\phi := 0.9 \quad \text{Ductilidad}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$R = \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2}$$



$$R := \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2} = 8.937 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0.00218$$

$$A_{s,A} := \rho \cdot B \cdot d = 16.708 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo Flexión ACI 9.6.1.2

$$A_{smin1} := \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot d = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{smin2} := \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot B \cdot d = 21.116 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s,A}, A_{smin1}, A_{smin2}) = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{varilla \#} := 6 \quad \text{Varilla Propuesta}$$

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{varilla \#}}{8} \text{ in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 8.947$$

$$N_{varillas} := 9$$

$$S := \left(\frac{B - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 20.625 \text{ cm}$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.978
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

ACI Sección 3.8.7.2.2

separación máxima de varillas

$$A_{usar} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 25.652 \text{ cm}^2 \quad \text{if}(S \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{if}(S \leq 2 \cdot H, \text{"OK"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{if}(A_{usar} \geq A_s, \text{"OK"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"OK"}$$

Acero cama inferior en dirección de L

$$M_u := |M_{max}| = 928.685 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

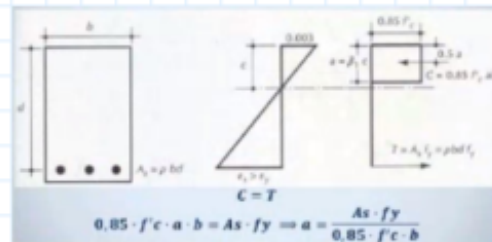
Calcular Acero de Refuerzo

$$\phi := 0.9 \quad \text{Ductilidad}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$R = \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2}$$



$$\bar{R} := \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2} = 0.317 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0.00008$$

$$A_{s,A} := \rho \cdot B \cdot d = 0.579 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo Flexión ACI 9.6.1.2

$$A_{smin1} := \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot d = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} := \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot B \cdot d = 21.116 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s,A}, A_{smin1}, A_{smin2}) = 25.5 \text{ cm}^2$$

$V_{varilla\#} := 6$ **Varilla Propuesta**

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{varilla\#}}{8} \text{ in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 8.947$$

$$N_{varillas} := 9$$

$$S := \left(\frac{B - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 20.625 \text{ cm}$$

$$A_{usar} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 25.652 \text{ cm}^2$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.978
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

ACI Sección 3.8.7.2.2
separación máxima de varillas

if ($S \leq 18 \text{ in}$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($S \leq 2 \cdot H$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($A_{usar} \geq A_s$, "OK", "REVISAR") = "OK"

ACERO CAMA SUPERIOR E INFERIOR EN SENTIDO DEL LADO B

Acero Longitudinal por Ancho de Cimentación Retracción y Temperatura ACI 24.4.3.2

$$\rho_{transversal} := \frac{0.0018 \cdot 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} = 0.0018$$

$$B = 1.8 \text{ m} \quad d = 42.5 \text{ cm}$$

$$A_s := \rho_{transversal} \cdot B \cdot d = 13.77 \text{ cm}^2$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.978
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

$V_{varilla\#} := 6$ **Número Varilla Propuesta**

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{varilla\#}}{8} \text{ in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 4.831$$

$$N_{varillas} := 9$$

$$S := \left(\frac{L - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 38.125 \text{ cm}$$

ACI Sección 3.8.7.2.2
separación máxima de varillas

if ($S \leq 18 \text{ in}$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($S \leq 2 \cdot H$, "OK", "REVISAR") = "OK"

$$A_{s1} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 25.652 \text{ cm}^2$$

if ($A_{s1} \geq A_s$, "OK", "Aumentar Varillas") = "OK"

Anexo III.

Zapata combinada eje F

ZAPATAS COMBINADAS EJE F	
Datos:	
$b_{col1} := 0.50 \text{ m}$	Columna 1
$l_{col1} := 0.50 \text{ m}$	
$b_{col2} := 0.50 \text{ m}$	Columna 2
$l_{col2} := 0.50 \text{ m}$	
$D_1 := 17228.96 \text{ kgf}$	Carga Muerta Columna 1
$L_1 := 5631.23 \text{ kgf}$	Carga Viva Columna 1
$D_2 := 34939.6 \text{ kgf}$	Carga Muerta Columna 2
$L_2 := 15705.19 \text{ kgf}$	Carga Viva Columna 2
$x_{ejes} := 2.20 \text{ m}$	Distancia entre ejes de columnas
$\sigma_{adm} := 13.88 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 13880 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Capacidad admisible del suelo
$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del acero
$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso del concreto
$\gamma_{suelo} := 1.62 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 1620 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso del suelo de relleno
$D_f := 2.00 \text{ m}$	Profundidad de la Zapata
$H := 50 \text{ cm}$	Propuesto (Alto total de la Zapata)
$h_{suelo} := D_f - H = 1.5 \text{ m}$	Altura de relleno sobre la zapata
$PS := \gamma_{suelo} \cdot h_{suelo} = 0.243 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Carga por Relleno

$$r_{\text{libre}} := 75 \text{ mm}$$

ACI 20.6.1.3.4

$$r := r_{\text{libre}} = 75 \text{ mm}$$

En el recubrimiento no se toma en cuenta el 1.5 del diámetro de la varilla porque en zapatas combinadas se utilizan diferentes diámetros de varillas

$$d := H - r = 42.5 \text{ cm}$$

Peralte Efectivo Cimiento

if ($d \geq 150 \text{ mm}$, "OK", "Revisar") = "OK"

**q actuante = sobrecarga + carga x peso propio
Carga permanente**

$$PP := H \cdot \gamma_c = 0.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

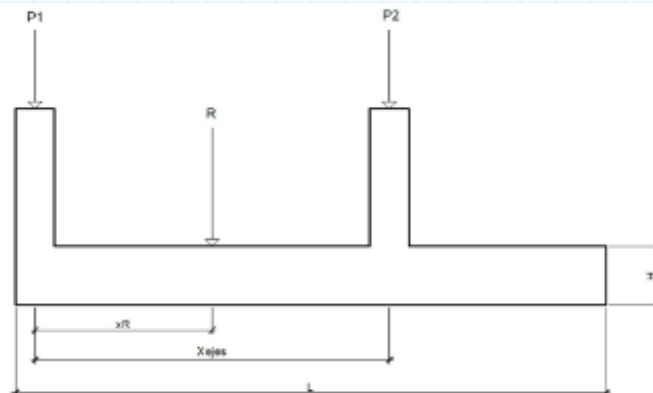
$$q_{\text{efectiva}} := \sigma_{\text{adm}} - PS - PP = 1.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cargas concentradas en las columnas y resultante

$$P_1 := L_1 + D_1 = 22860.19 \text{ kgf}$$

$$P_2 := L_2 + D_2 = 50644.79 \text{ kgf}$$

$$R := P_1 + P_2 = 73504.98 \text{ kgf}$$



Hallar el valor de XR

$$\sum M_R = 0 \quad (+)$$

Sumatoria de momentos en R es igual a cero

$$P_2 \cdot (x_{\text{ejes}} - x_R) - P_1 \cdot x_R = 0$$

$$x_R = \frac{P_2 \cdot x_{\text{ejes}}}{P_1 + P_2}$$

Despejamos para XR

$$x_R := \frac{P_2 \cdot x_{\text{ejes}}}{P_1 + P_2} = 1.516 \text{ m}$$

Largo y ancho de Zapata

$$L := 2 \cdot \left(\frac{l_{col1}}{2} + x_R \right) = 3.532 \text{ m}$$

$$\bar{L} := 3.6 \text{ m}$$

Proponemos el largo de la zapata

$$B := \frac{R}{L \cdot q_{efectiva}} = 1.992 \text{ m}$$

$$\bar{B} := 2.00 \text{ m}$$

Proponemos el ancho de la zapata



$$A_{zapata} := L \cdot B = 7.2 \text{ m}^2$$

Área de la zapata

$$q_{actuante} := \frac{R}{A_{zapata}} + PP + PS = 13839.025 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

if ($q_{actuante} \leq \sigma_{adm}$, "OK", "Aumentar Area") = "OK"

Carga Ultima

$$q_u := \frac{1.2 \cdot (D_1 + D_2) + 1.6 \cdot (L_1 + L_2)}{A_{zapata}} + 1.2 \cdot (PP + PS) = 17792.187 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{u1} := 1.2 \cdot D_1 + 1.6 \cdot L_1 = 29684.72 \text{ kgf}$$

Carga ultima columna 1

$$P_{u2} := 1.2 \cdot D_2 + 1.6 \cdot L_2 = 67055.824 \text{ kgf}$$

Carga ultima columna 2

Esfuerzo ultimo

$$\sigma_u := q_u \cdot B = 35584.373 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

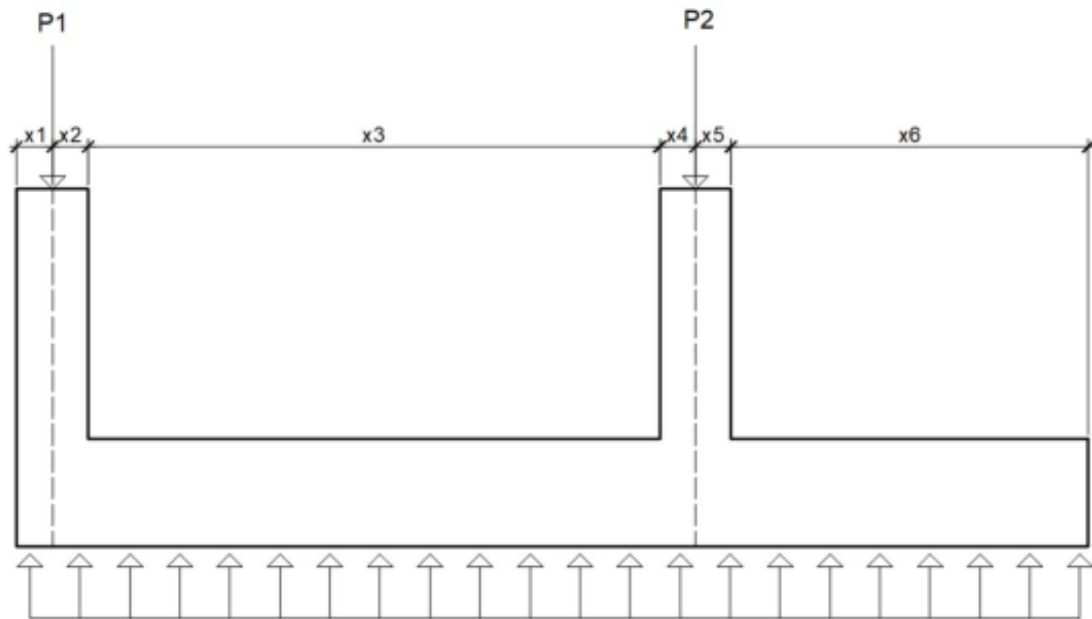


Diagrama de corte

$$x_0 := 0 \text{ m} \quad x_1 := \frac{l_{col1}}{2} = 0.25 \text{ m} \quad x_2 := \frac{l_{col1}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$x_3 := x_{ejes} - \frac{l_{col1}}{2} - \frac{l_{col2}}{2} = 1.7 \text{ m} \quad x_4 := \frac{l_{col2}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$x_5 := \frac{l_{col2}}{2} = 0.25 \text{ m} \quad x_6 := L - x_5 - x_4 - x_3 - x_2 - x_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$x_1 + x_2 + x_3 + x_4 = 2.45 \text{ m}$$

$$x_6 + x_5 = 1.15 \text{ m}$$

Diagramas de Cortante y Momentos

Reacciones puntuales

$$\Sigma M_{Pu2} = 0$$

Sumatoria de momentos en Pu2

$$-\left(\left(x_1 + x_{ejes}\right) \cdot \left(\sigma_u\right)\right) \cdot \left(\frac{x_1 + x_{ejes}}{2}\right) + x_{ejes} \cdot P_{u1} + \left(\left(x_6 + x_5\right) \cdot \left(\sigma_u\right)\right) \cdot \frac{\left(x_6 + x_5\right)}{2} + x_{ejes} \cdot F_1 = 0$$

Despejamos para F1

$$F_1 := \frac{\left(\left(x_1 + x_{ejes}\right) \cdot \left(\sigma_u\right)\right) \cdot \left(\frac{x_1 + x_{ejes}}{2}\right) - x_{ejes} \cdot P_{u1} - \left(\left(x_6 + x_5\right) \cdot \left(\sigma_u\right)\right) \cdot \frac{\left(x_6 + x_5\right)}{2}}{x_{ejes}} = 8164.113 \text{ kgf}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

Sumatoria de fuerzas verticales

$$\sigma_u \cdot L - P_{u1} - P_{u2} - F_1 - F_2 = 0$$

$$F_2 := \sigma_u \cdot L - P_{u1} - P_{u2} - F_1 = 23199.087 \text{ kgf}$$

Puntos a evaluar

$$A := 0 \text{ m}$$

$$B' := x_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$C := x_1 + x_{ejes} = 2.45 \text{ m}$$

$$D := x_1 + x_{ejes} + x_5 + x_6 = 3.6 \text{ m}$$

Tramo 1

$$A < x < B'$$

$$V_1(x) := \sigma_u \cdot x$$

$$M_1(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2}$$

Tramo 2

$$B' < x < C$$

$$V_2(x) := \sigma_u \cdot x - P_{u1} - F_1$$

$$M_2(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2} - P_{u1} \cdot (x - x_1) - F_1 \cdot (x - x_1)$$

Tramo 3

$$C < x < D$$

$$V_3(x) := \sigma_u \cdot x - P_{u1} - P_{u2} - F_1 - F_2$$

$$M_3(x) := (\sigma_u \cdot x) \cdot \frac{x}{2} - P_{u1} \cdot (x - x_1) - F_1 \cdot (x - x_1) - P_{u2} \cdot (x - x_1 - x_{ejes}) - F_2 \cdot (x - x_1 - x_{ejes})$$

Rango e intervalo de valores de x

$$x := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots (x_1 + x_{ejes} + x_5 + x_6)$$

Formula para grafica de MOMENTO

$$M(x) := (A < x < B') \cdot (M_1(x)) + (B' < x < C) \cdot (M_2(x)) + (C < x < D) \cdot (M_3(x))$$

Formula para grafica de CORTANTE

$$V(x) := (A < x < B') \cdot (V_1(x)) + (B' < x < C) \cdot (V_2(x)) + (C < x < D) \cdot (V_3(x))$$

Diagrama de Corte

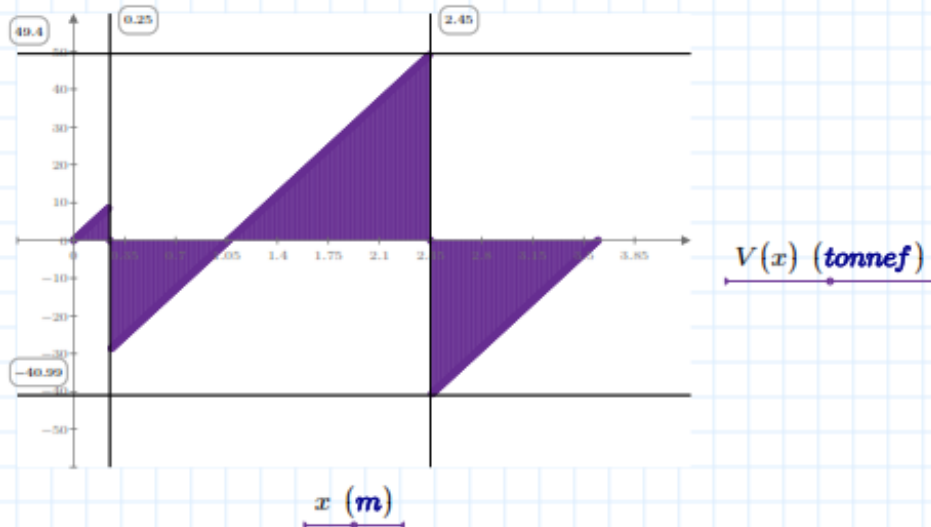
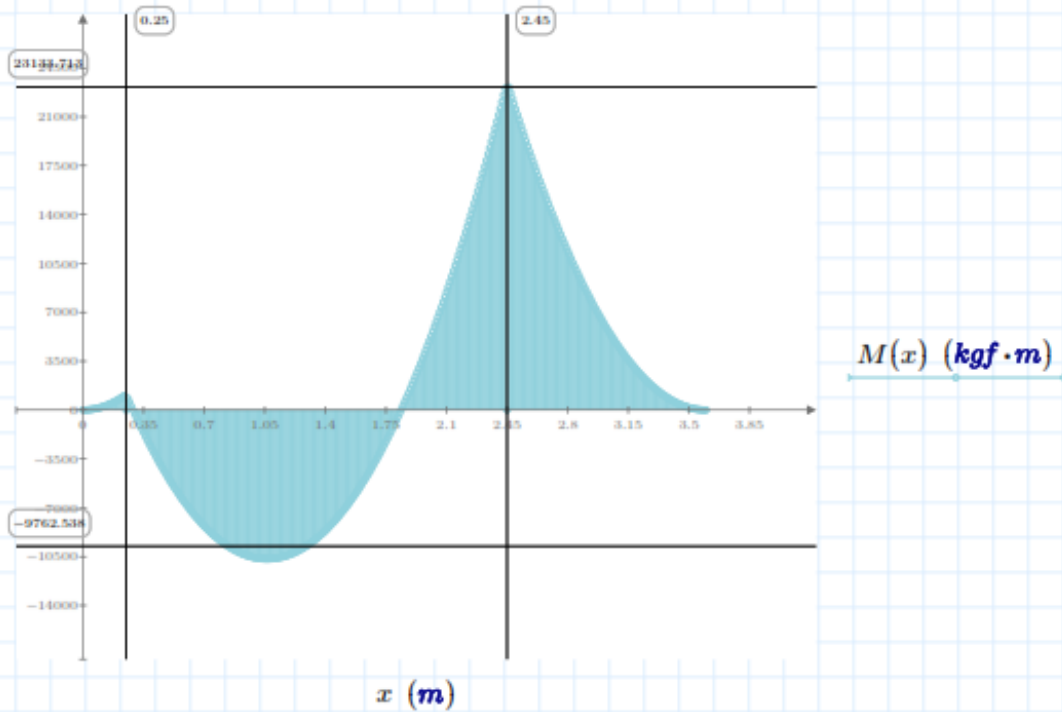


Diagrama de MOMENTO



Momento Máximo

	Punto Crítico	Momento	Asignación de valores
Tramo 1 $A < x < B'$	$\vartheta = A = 0 \text{ ft}$	$M_1(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{1,1} := M_1(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = B' = 0.25 \text{ m}$	$M_1(x) = 1112.012 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{1,2} := M_1(x) = 1112.012 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Tramo 2 $B' < x < C$	$\vartheta = \frac{b_{col1}}{2} + \frac{x_{cjoz}}{2} = 1.35 \text{ m}$	$M_2(x) = -9207.457 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{2,1} := M_2(x) = -9207.457 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = C = 2.45 \text{ m}$	$M_2(x) = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{2,2} := M_2(x) = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Tramo 3 $C < x < D$	$\vartheta = C = 2.45 \text{ m}$	$M_3(x) = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{3,1} := M_3(x) = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	$\vartheta = D = 3.6 \text{ m}$	$M_3(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_{3,2} := M_3(x) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

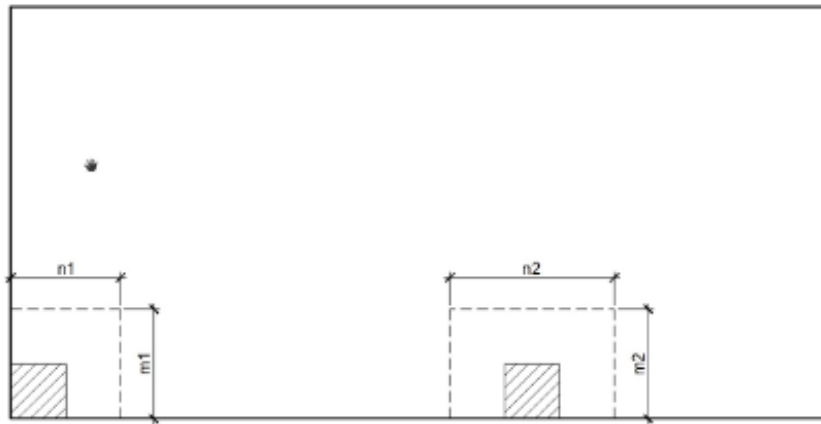
Momento Mínimo (Negativo) (se utiliza para cama superior)

$$M_{neg} := \min(M_{1,1}, M_{1,2}, M_{2,1}, M_{2,2}, M_{3,1}, M_{3,2}) = -9207.457 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento Máximo (Positivo) (se utiliza para cama inferior)

$$M_{max} := \max(M_{1,1}, M_{1,2}, M_{2,1}, M_{2,2}, M_{3,1}, M_{3,2}) = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante en 2 Direcciones (PUNZONAMIENTO) COLUMNA EXTERIOR (Izquierda)



$$n_1 := l_{col1} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$m_1 := b_{col1} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$b_{perimetro} := m_1 + n_1 = 1.425 \text{ m}$$

$$A_{corte} := b_{perimetro} \cdot d = 0.606 \text{ m}^2$$

$$V_{u,2} := P_{u1} - (n_1 \cdot m_1) \cdot q_u = 20652.405 \text{ kgf} \quad \text{Cortante en 2 direcciones}$$

Cortante Nominal Concreto ACI 22.6.5.2 (a,b,c)

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ⁽¹⁾
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ⁽²⁾
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

$$\lambda := 1$$

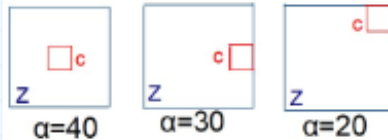
Para cortante Nominal se toma el mínimo de las siguientes ecuaciones

$$V_{c2,1} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 96539.74 \text{ kgf}$$

$$\beta := \frac{l_{col1}}{b_{col1}} = 1$$

Relación Lado Largo sobre Lado Corto

$$V_{c2,2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 139543.807 \text{ kgf}$$



$$\alpha_s := 20$$

Para columnas de esquina

$$V_{c2.3} := 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_{perimetro}} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{perimetro} \cdot d = 188737.502 \text{ kgf}$$

$$V_{c.2} := \min(V_{c2.1}, V_{c2.2}, V_{c2.3}) = 96539.74 \text{ kgf}$$

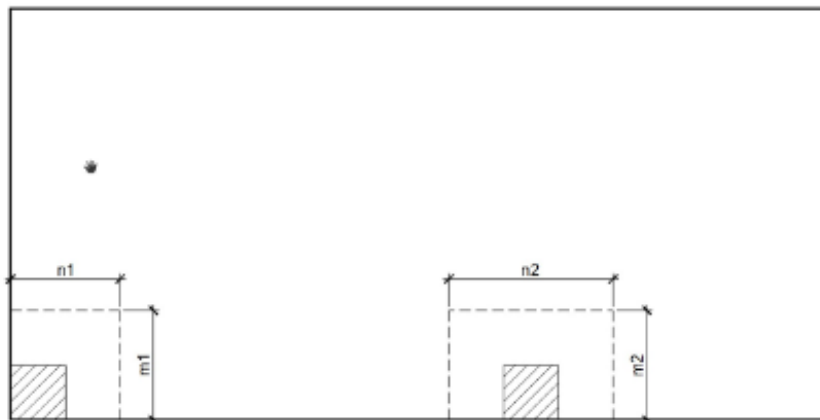
$$\phi_{corte} := 0.75 \quad \text{Factor de Reducción Cortante tabla 21.2.1 ACI 318}$$

Cortante Resistente Concreto

$$\phi_{corte} \cdot V_{c.2} = 72404.805 \text{ kgf}$$

if ($\phi_{corte} \cdot V_{c.2} \geq V_{u.2}$, "OK", "Aumentar Peralte") = "OK"

Cortante en 2 Direcciones (PUNZONAMIENTO) COLUMNA INTERIOR (derecha)



$$n_2 := l_{col2} + d = 0.925 \text{ m}$$

$$m_2 := b_{col2} + \frac{d}{2} = 0.713 \text{ m}$$

$$b_{perimetro} := 2 \cdot m_2 + n_2 = 2.35 \text{ m}$$

$$A_{corte} := b_{perimetro} \cdot d = 0.999 \text{ m}^2$$

$$V_{u.2} := P_{u2} - (n_2 \cdot m_2) \cdot q_u = 55329.661 \text{ kgf}$$

Cortante en 2 direcciones

Cortante Nominal Concreto ACI 22.6.5.2 (a,b,c)

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ⁽¹⁾
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ⁽²⁾
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

$$\lambda := 1$$

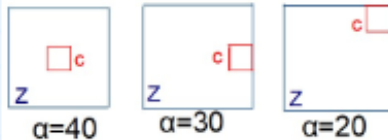
Para cortante Nominal se toma el mínimo de las siguientes ecuaciones

$$V_{c2.1} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 159205.888 \text{ kgf}$$

$$\beta := \frac{l_{\text{col1}}}{b_{\text{col1}}} = 1$$

Relación Lado Largo sobre Lado Corto

$$V_{c2.2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 230124.874 \text{ kgf}$$



$$\alpha_s := 30$$

Para columnas de lindero

$$V_{c2.3} := 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_{\text{perimetro}}}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{perimetro}} \cdot d = 290173.517 \text{ kgf}$$

$$V_{c.2} := \min(V_{c2.1}, V_{c2.2}, V_{c2.3}) = 159205.888 \text{ kgf}$$

$$\phi_{\text{corte}} := 0.75 \quad \text{Factor de Reducción Cortante tabla 21.2.1 ACI 318}$$

Cortante Resistente Concreto

$$\phi_{\text{corte}} \cdot V_{c.2} = 119404.416 \text{ kgf}$$

$$\text{if } (\phi_{\text{corte}} \cdot V_{c.2} \geq V_{u.2}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar Peralte"}) = \text{"OK"}$$

Acero cama superior en dirección de L

$$M_u := |M_{neg}| = 9207.457 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

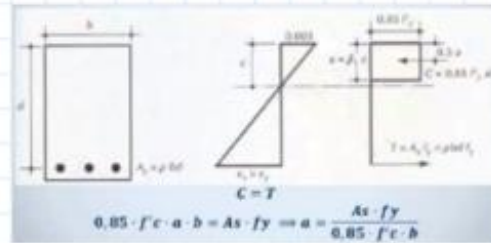
Calcular Acero de Refuerzo

$$\phi := 0.9 \quad \text{Ductilidad}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

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

$$R = \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2}$$



$$R := \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2} = 2.832 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.00068$$

$$A_{s,A} := \rho \cdot B \cdot d = 5.778 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo Flexión ACI 9.6.1.2

$$A_{smin1} := \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot d = 28.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} := \frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \cdot B \cdot d = 23.462 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s,A}, A_{smin1}, A_{smin2}) = 28.333 \text{ cm}^2$$

$$V_{arilla \#} := 6 \quad \text{Varilla Propuesta}$$

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{arilla \#}}{8} \text{ in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 9.941$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.970
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

$$N_{varillas} := 10$$

$$S := \left(\frac{B - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 20.556 \text{ cm}$$

ACI Sección 3.8.7.2

separación máxima de varillas

$$A_{usar} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 28.502 \text{ cm}^2$$

if ($S \leq 18 \text{ in}$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($S \leq 2 \cdot H$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($A_{usar} \geq A_s$, "OK", "REVISAR") = "OK"

Acero cama inferior en dirección de L

$$M_u := |M_{max}| = 23530.167 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

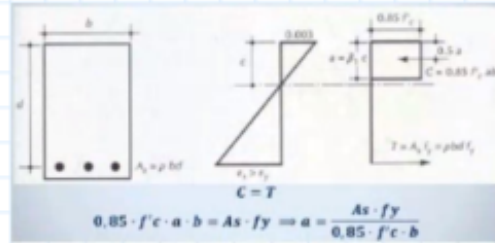
Calcular Acero de Refuerzo

$$\phi := 0.9 \quad \text{Ductilidad}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$R = \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2}$$



$$R := \frac{M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2} = 7.237 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0.00176$$

$$A_{sA} := \rho \cdot B \cdot d = 14.956 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo Flexión ACI 9.6.1.2

$$A_{smin1} := \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot d = 28.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} := \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot B \cdot d = 23.462 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{sA}, A_{smin1}, A_{smin2}) = 28.333 \text{ cm}^2$$

$V_{varilla\#} := 6$ Varilla Propuesta

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{varilla\#}}{8} \cdot \text{in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 9.941$$

$$N_{varillas} := 10$$

$$S := \left(\frac{B - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 20.556 \text{ cm}$$

$$A_{usar} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 28.502 \text{ cm}^2$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.978
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

ACI Sección 3.8.7.2.2
separación máxima de varillas

if ($S \leq 18 \text{ in}$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($S \leq 2 \cdot H$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($A_{usar} \geq A_s$, "OK", "REVISAR") = "OK"

ACERO CAMA SUPERIOR E INFERIOR EN SENTIDO DEL LADO B

Acero Longitudinal por Ancho de Cimentación Retracción y Temperatura ACI 24.4.3.2

$$\rho_{transversal} := \frac{0.0018 \cdot 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{fy} = 0.0018$$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$A_s := \rho_{transversal} \cdot B \cdot d = 15.3 \text{ cm}^2$$

Diámetro #	Diámetro [Pulg]	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	Peso [kg/m]
2	1/4	6.4	0.317	0.249
3	3/8	9.5	0.713	0.559
4	1/2	12.7	1.267	0.994
5	5/8	15.9	1.979	1.554
6	3/4	19.1	2.850	2.237
7	7/8	22.2	3.879	3.045
8	1	25.4	5.067	3.978
9	1 1/8	28.6	6.413	5.034
10	1 1/4	31.8	7.917	6.215
11	1 3/8	34.9	9.580	7.520

$V_{varilla\#} := 6$ Número Varilla Propuesta

$$A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{V_{varilla\#}}{8} \cdot \text{in} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := \frac{A_s}{A_{var}} = 5.368$$

$$N_{varillas} := 10$$

$$S := \left(\frac{L - 2 \cdot r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right) = 38.333 \text{ cm}$$

ACI Sección 3.8.7.2.2
separación máxima de varillas

if ($S \leq 18 \text{ in}$, "OK", "REVISAR") = "OK"

if ($S \leq 2 \cdot H$, "OK", "REVISAR") = "OK"

$$A_{s1} := N_{varillas} \cdot A_{var} = 28.502 \text{ cm}^2$$

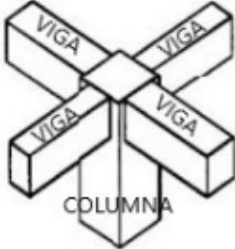
if ($A_{s1} \geq A_s$, "OK", "Aumentar Varillas") = "OK"

Anexo IV.

Diseño de unión viga columna, nodos sismorresistentes especiales a momentos.

Diseño de nodos sismorresistentes especiales a momentos (SMF) por corte según ACI 318-14 Nodo B-2

Datos:

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto	
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del acero	
$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico del concreto	

Dimensiones de viga

Viga V-1 = Viga V-2 = Viga V-3 = Viga V-4
 Todas las vigas que llegan al nodo tienen las mismas dimensiones

$b_{v1} := 0.35 \text{ m}$ $h_{v1} := 0.60 \text{ m}$ $L_{v1} := 6.07 \text{ m}$

$r_{libre} := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento

$b_{v2} := b_{v1}$

$V_{varilla\#} := 5$ $D_{varilla\#} := \frac{V_{varilla\#}}{8} \cdot \text{in} = 1.588 \text{ cm}$ Varilla a usar

$r := r_{libre} + \frac{D_{varilla\#}}{2} = 5.794 \text{ cm}$

$d := h_{v1} - r = 0.542 \text{ m}$ Peralte efectivo

$\underline{d} := h_{v1} - r_{libre} = 0.55 \text{ m}$

Dimensiones de columna C-1

Columna inferior = Columna superior

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
N1	C7	21	Columna 50X50	U3	240	300	0.472	Sway Special

$h_{c1} := 0.50 \text{ m}$ $b_{c1} := 0.50 \text{ m}$ $h_{nivel} := 3 \text{ m}$

$r_{libre} := 4 \text{ cm}$ $d_{c1} := h_{c1} - r_{libre} = 0.46 \text{ m}$

$A_g := b_{c1} \cdot h_{c1} = 2500 \text{ cm}^2$ Área gruesa de columna

$$V_{u2} := 16617.38 \text{ kgf}$$

Cortante ultimo en la columna en dirección V2

$$V_{u3} := 16717.91 \text{ kgf}$$

Cortante ultimo en la columna en dirección V3

$$P_u := 128917.42 \text{ kgf}$$

Fuerza axial sobre la columna

	Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf
Major, V_{u2}	16617.38	26918.07
Minor, V_{u3}	16717.91	26918.07

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm
128917.42	-389846.28

Calculo de los cortantes hiperestáticos V_p

Calculo de los cortantes hiperestáticos con respecto a la formación de rotulas plásticas en los extremos de la columna

V_p en dirección del eje local A de la columna

En esta dirección tenemos dos vigas

$$L_{libreA} := h_{nivel} - h_{v1} = 2.4 \text{ m}$$

Sentido Antihorario

Columna Superior

Momento probable

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 2

$$M_{prAnH}^N2 := 46310.54 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 1

$$M_{prAnH}^N1 := 46310.54 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(P d i l i u z)

AxialForce P_u kgf	Capacity +veM Cap kgf-m	Capacity -veM Cap kgf-m	Cap. Shear Vutop kgf	Major	-78732.05	46310.54	46310.54	30873.69

Cortante Hiperestático Antihorario

$$V_{h_anH_sup} := \frac{M_{prAnH}^N1 + M_{prAnH}^N2}{h_{nivel}} = 30873.693 \text{ kgf}$$

Columna inferior

Momento probable

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 2

$$M_{prAnH}^N2 := 46310.54 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento probable antihorario en dirección A, en el nodo 1

$$M_{prAnH}N1 := 46310.54 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante Hiperestático Antihorario

$$V_{h_anH_inf} := \frac{M_{prAnH}N1 + M_{prAnH}N2}{h_{nivel}} = 30873.693 \text{ kgf}$$

Momentos probables generados por las vigas

Cortante en dos direcciones de eje local A de la viga

Sentido horario

Momento probable horario de la viga 1 en dirección A de la columna en el nodo

$$As_{v1} := 7.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a tracción viga 1}$$

$$As_{v1_sup} := 10.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a compresión viga 1}$$

$$a := \frac{As_{v1} \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{v1}} = 6.655 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de esfuerzo a compresión de la viga 1}$$

Momento probable viga 1

$$Mpr_{v1} := As_{v1} \cdot 1.25 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 21485.33 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resultante a tracción en el AS de la viga 1

$$T_{v1} := As_{v1} \cdot 1.25 \cdot fy = 41580 \text{ kgf}$$

Resultante a compresión de la viga 1

$$C_{v1} := As_{v1_sup} \cdot 1.25 \cdot fy = 55650 \text{ kgf}$$

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.

	Capacity +veM kgf-m	Capacity -veM kgf-m	Tension for +veM kgf	Tension for -veM kgf
Beam 1	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 2	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 3	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 4	21485.33	28128.97	41580	55650

Momento probable horario de la viga 2 en dirección A de la columna en el nodo=viga 1

$$As_{v2} := 7.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a tracción viga 1}$$

$$As_{v2_sup} := 10.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo a compresión viga 1}$$

$$a_2 := \frac{As_{v2_sup} \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{v1}} = 8.908 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de esfuerzo a compresión de la viga 2}$$

Momento probable viga 2

$$Mpr_{v2} := As_{v2_sup} \cdot 1.25 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a_2}{2} \right) = 28128.97 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resultante a tracción en el AS de la viga 2

$$T_{v2} := As_{v2} \cdot 1.25 \cdot fy = 41580 \text{ kgf}$$

Resultante a compresión de la viga 1

$$C_{v2} := A_{s_{v2_sup}} \cdot 1.25 \cdot f_y = 55650 \text{ kgf}$$

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.

	Capacity +veM kgf-m	Capacity -veM kgf-m	Tension for +veM kgf	Tension for -veM kgf
Beam 1	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 2	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 3	21485.33	28128.97	41580	55650
Beam 4	21485.33	28128.97	41580	55650

Fuerza cortante en el nodo en la dirección del eje A de la columna utilizando los momentos probables de la columna

Sumatoria T+C parte superior del nodo

$$Sum_{nodo_sup} := C_{v1} + T_{v2} = 97230 \text{ kgf}$$

Sumatoria T+C parte inferior del nodo

$$Sum_{nodo_inf} := C_{v2} + T_{v1} = 97230 \text{ kgf}$$

Shear Contributions for Beam Moment Capacities

	Sum(T) Major kgf	Sum(C) Major kgf	Sum(C+T) Major kgf	Sum(T) Minor kgf	Sum(C) Minor kgf	Sum(C+T) Minor kgf
Clockwise	55650	41580	97230	55650	41580	97230
CounterClockwise	55650	41580	97230	55650	41580	97230

Fuerza cortante con resultantes superiores del nodo

$$V_{ac1_sup} := C_{v1} + T_{v2} - V_{h_anH_sup} = 66356.307 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferiores del nodo

$$V_{ac1_inf} := C_{v2} + T_{v1} - V_{h_anH_inf} = 66356.307 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante en el nodo en la dirección del eje Local A de la columna con corte proveniente de los momentos probable de las vigas

Momento probable total horario de las vigas en dirección A de la columna, en el nodo 2

$$M_{prH2V} := M_{pr_{v1}} + M_{pr_{v2}} = 49614.3 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

Shear of Top Column for Beam Moment Capacities

	SumBeamCap Major kgf-m	VuTop Major kgf	SumBeamCap Minor kgf-m	VuTop Minor kgf
Clockwise	49614.3	16538.1	49614.3	16538.1
CounterClockwise	49614.3	16538.1	49614.3	16538.1

Cortante hiperestático horario en dirección del eje local A de la columna

$$V_{H_v} := \frac{M_{prH2V}}{h_{nivel}} = 16538.1 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes superiores del nodo

$$V_{2sup} := C_{v1} + T_{v2} - V_{H_v} = 80691.9 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferiores del nodo

$$V_{2inf} := C_{v2} + T_{v1} - V_{H_v} = 80691.9 \text{ kgf}$$

Área efectiva del nodo

$$A_{nodo} := b_{e1} \cdot h_{e1} = 2500 \text{ cm}^2$$

Joint Shear Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear ϕV_c kgf
Major Shear, V_{u2}	0.824	80691.9	97982.61
Minor Shear, V_{u3}	0.824	80691.9	97982.61

Fuerza cortante resistente del nodo

$$\phi := 0.85$$

$$V_{c4caras} := \phi \cdot 5.3 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 163209.131 \text{ kgf}$$

Confinado 4 caras

$$V_{c2o3caras} := \phi \cdot 4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 123176.702 \text{ kgf}$$

Confinado en 3 caras o en 2 caras opuestas

$$V_{cotros} := \phi \cdot 3.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 98541.362 \text{ kgf}$$

Para otros casos

Condición

$$\text{if}(V_{2sup} < V_{c4caras}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

$$\text{if}(V_{2inf} < V_{c4caras}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

$$\text{if}(V_{2sup} < V_{c2o3caras}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

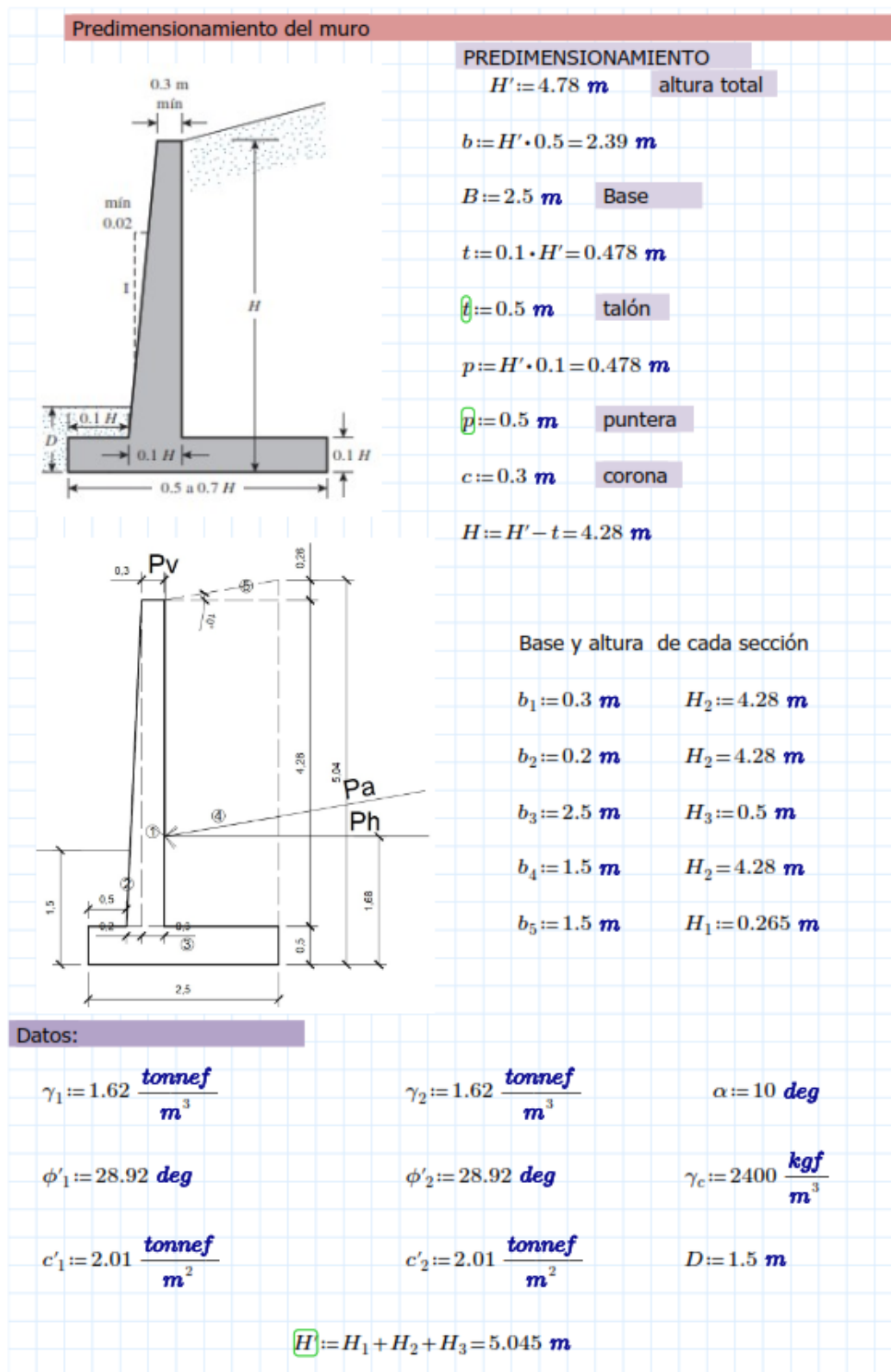
$$\text{if}(V_{2inf} < V_{c2o3caras}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

$$\text{if}(V_{2sup} < V_{cotros}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

$$\text{if}(V_{2inf} < V_{cotros}, \text{"Si Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Si Cumple"}$$

Anexo V.

Diseño muro de contención

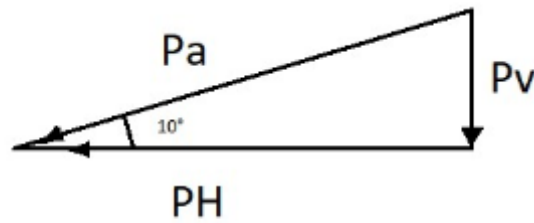


Presión activa de RANKINE

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot k_0$$

$$k_0 := \cos(\alpha) \cdot \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi'_1)}}{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi'_1)}} = 0.3658$$

$$Pa := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot k_0 = 7.542 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$



$$P_v := Pa \cdot \sin(\alpha) = 1.31 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$P_H := Pa \cdot \cos(\alpha) = 7.427 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Sección	Área	Peso $\frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	Brazo (c)	Momento
1	$A_1 := b_1 \cdot H_2 = 1.28 \text{ m}^2$	$P_1 := \gamma_c \cdot A_1 = 3.08 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_1 := 0.5 \text{ m} + b_2 + \frac{b_1}{2} = 0.85 \text{ m}$	$M_1 := P_1 \cdot B_1 = 2.62 \text{ tonnef}$
2	$A_2 := \frac{b_2 \cdot H_2}{2} = 0.43 \text{ m}^2$	$P_2 := \gamma_c \cdot A_2 = 1.03 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_2 := 0.5 \text{ m} + \frac{2 \cdot b_2}{3} = 0.63 \text{ m}$	$M_2 := P_2 \cdot B_2 = 0.65 \text{ tonnef}$
3	$A_3 := b_3 \cdot H_3 = 1.25 \text{ m}^2$	$P_3 := \gamma_c \cdot A_3 = 3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_3 := \frac{b_3}{2} = 1.25 \text{ m}$	$M_3 := P_3 \cdot B_3 = 3.75 \text{ tonnef}$
4	$A_4 := b_4 \cdot H_2 = 6.42 \text{ m}^2$	$P_4 := \gamma_1 \cdot A_4 = 10.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_4 := 1.0 \text{ m} + \frac{b_4}{2} = 1.75 \text{ m}$	$M_4 := P_4 \cdot B_4 = 18.2 \text{ tonnef}$
5	$A_5 := \frac{b_5 \cdot H_1}{2} = 0.2 \text{ m}^2$	$P_5 := \gamma_1 \cdot A_5 = 0.32 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_5 := 1.0 \text{ m} + \frac{2 \cdot b_5}{3} = 2 \text{ m}$	$M_5 := P_5 \cdot B_5 = 0.64 \text{ tonnef}$
6		$P_v = 1.31 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	$B_v := 2.5 \text{ m}$	$M_6 := P_v \cdot B_v = 3.27 \text{ tonnef}$

MOMENTO RESISTENTE

$$M_R = \sum \text{Momentos}$$

$$M_R := M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 = 29.139 \text{ tonnef}$$

MOMENTO ACTUANTE O VOLCAMIENTO

$$M_V := P_H \cdot \frac{H'}{3} = 12.49 \text{ tonnef}$$

CHEQUEO POR VOLCAMIENTO

$$FS_V := \frac{M_R}{M_V} = 2.333$$

$$\text{if} \left(\frac{M_R}{M_V} > 2, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FS_D = \frac{F_V \cdot \tan(k_1 \cdot \phi'_2) + B \cdot k_2 \cdot c'_2 + P_{pasiva}}{P_H}$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

Base

Fuerzas verticales

$$F_V := P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_v = 19.141 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_p} \cdot D$$

$$k_p := \tan \left(45 \text{ deg} + \frac{\phi'_2}{2} \right)^2 = 2.873$$

$$k_1 := \frac{2}{3}$$

$$k_2 := \frac{2}{3}$$

$$P_{pasiva} := \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_2 \cdot D^2 + 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_p} \cdot D = 15.456 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FS_D := \frac{F_V \cdot \tan(k_1 \cdot \phi'_2) + B \cdot k_2 \cdot c'_2 + P_{pasiva}}{P_H} = 3.434$$

if($FS_D > 2$, "OK", "Aumentar Base") = "OK"

CHEQUEO CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

$$e := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_V}{F_V} = 0.38 \text{ m}$$

if($\frac{B}{6} > e$, "OK", "Revisar") = "OK"

$$q_{punta} := \frac{F_V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = 14.643 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{talón} := \frac{F_V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = 0.67 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} := \max(q_{punta}, q_{talón}) = 14.643 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

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.

	ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
	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
$\phi'_2 = 28.92 \text{ deg}$	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
	7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
$N_c := 27.89$	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
$N_q := 16.44$	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
$N_\gamma := 19.34$	12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
	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				

$$q := \gamma_2 \cdot D = 2.43 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$B' := B - 2 e = 1.74 \text{ m}$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi'_2) \cdot (1 - \sin(\phi'_2))^2 \cdot \left(\frac{D}{B'}\right) = 1.254$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan(\phi'_2)} = 1.271$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

$$\psi := \text{atan}\left(\frac{P_H}{F_V}\right) = 21.208 \text{ deg}$$

$$F_{ci} = F_{qi}$$

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\psi}{90 \text{ deg}}\right)^2 = 0.584$$

$$F_{qi} := F_{ci} = 0.584$$

$$F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 = 0.071116$$

Entonces

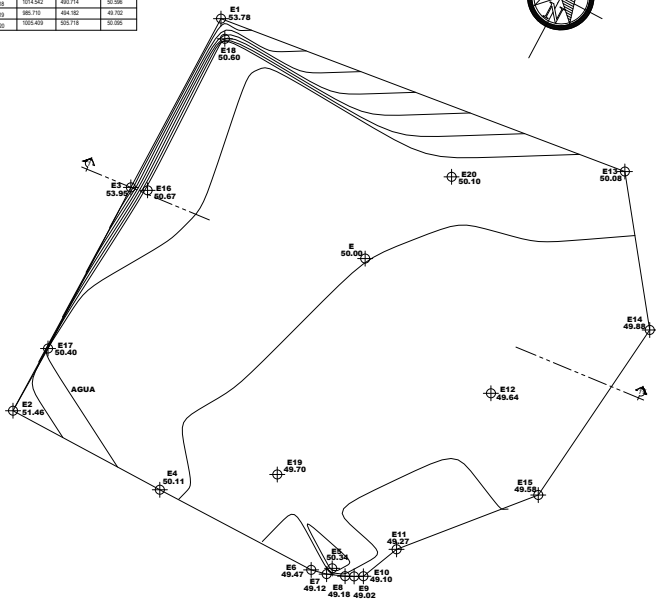
$$q_u := c'_2 \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = 72.823 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

CHEQUEO CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

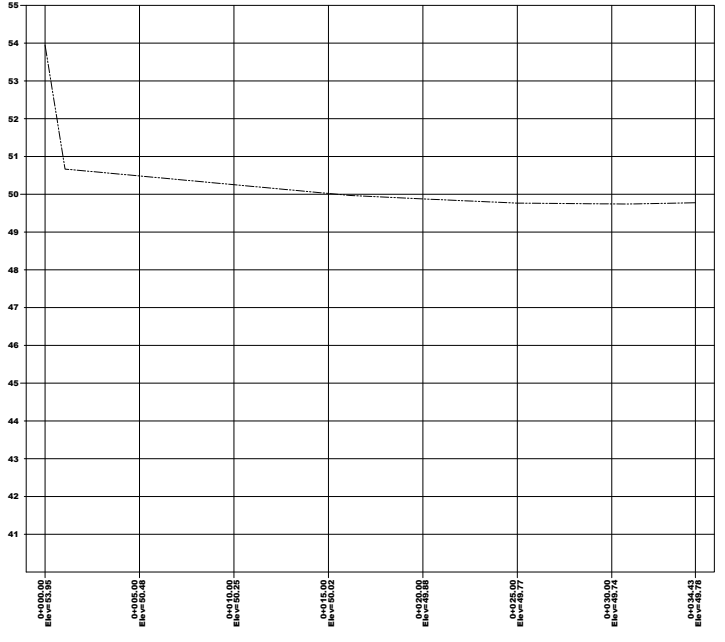
$$FS_C := \frac{q_u}{q_{max}} = 4.973$$

if ($FS_C > 3$, "OK", "Aumentar Base") = "OK"

LIBRETA TOPOGRÁFICA		
COORDENADA		
Nº	X	Y
E1	1000.000	500.000
E2	1000.000	499.999
E3	999.999	499.999
E4	999.999	500.000
E5	999.998	500.000
E6	999.997	500.000
E7	999.996	500.000
E8	999.995	500.000
E9	999.994	500.000
E10	999.993	500.000
E11	999.992	500.000
E12	999.991	500.000
E13	999.990	500.000
E14	999.989	500.000
E15	999.988	500.000
E16	999.987	500.000
E17	999.986	500.000
E18	999.985	500.000
E19	999.984	500.000
E20	999.983	500.000
E21	999.982	500.000
E22	999.981	500.000
E23	999.980	500.000
E24	999.979	500.000
E25	999.978	500.000
E26	999.977	500.000
E27	999.976	500.000
E28	999.975	500.000
E29	999.974	500.000
E30	999.973	500.000
E31	999.972	500.000
E32	999.971	500.000
E33	999.970	500.000
E34	999.969	500.000
E35	999.968	500.000
E36	999.967	500.000
E37	999.966	500.000
E38	999.965	500.000
E39	999.964	500.000
E40	999.963	500.000



TOPOGRAFÍA
DEL TERRENO
ESC 1:125



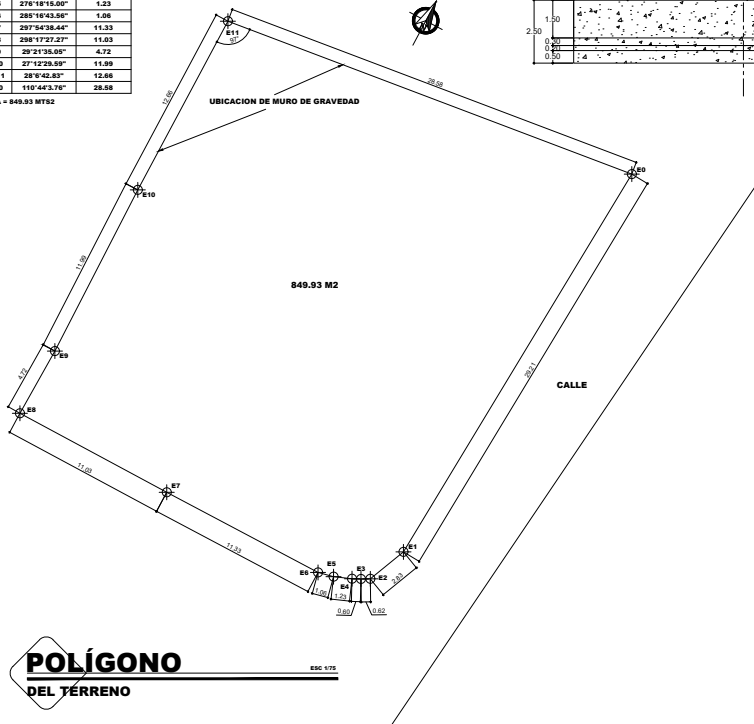
PERFIL TOPOGRÁFICO
CORTE 1-1'

ESC HORIZONTAL 1:100
ESC VERTICAL 1:50

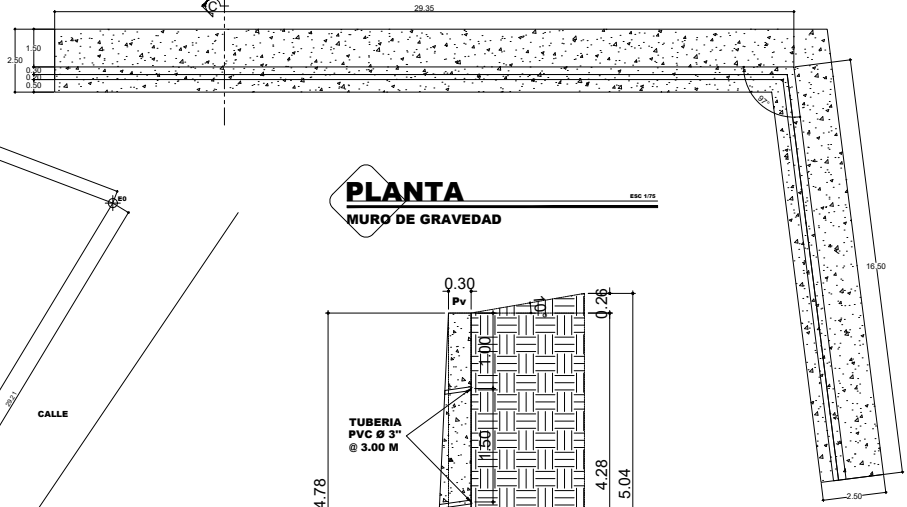
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHU, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES DISEÑO: ANDERSON FUENTES CALCULO: ANDERSON FUENTES ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2024	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHU CONTENIDO: • PLANTA DE TOPOGRAFÍA • PERFIL TOPOGRÁFICO TIEMPO:	HOJA Nº: 1/27

Est-Pto	ACIMUTOS	DISTANCIA
0-1	211°25'30"	28.21
1-2	230°57'14.85"	2.83
2-3	289°15'30.05"	0.62
3-4	271°32'25.26"	0.80
4-5	270°18'16.00"	1.33
5-6	285°16'43.56"	1.08
6-7	297°54'38.44"	11.33
7-8	286°17'21.21"	11.03
8-9	287°31'58.05"	4.72
9-10	27°12'28.59"	11.99
10-11	28°42'42.83"	12.66
11-0	110°44'21.78"	28.58

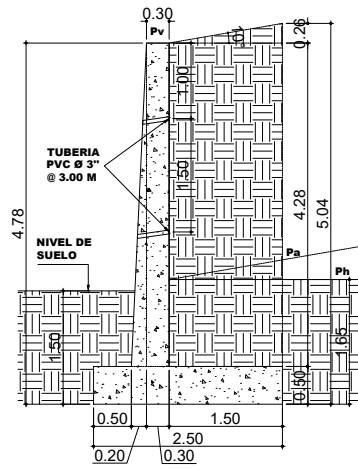
AREA = 849.93 M²



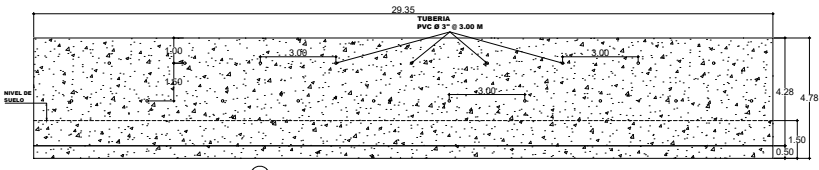
POLIGONO DEL TERRENO
ESC 1/75



PLANTA MURO DE GRAVEDAD
ESC 1/75

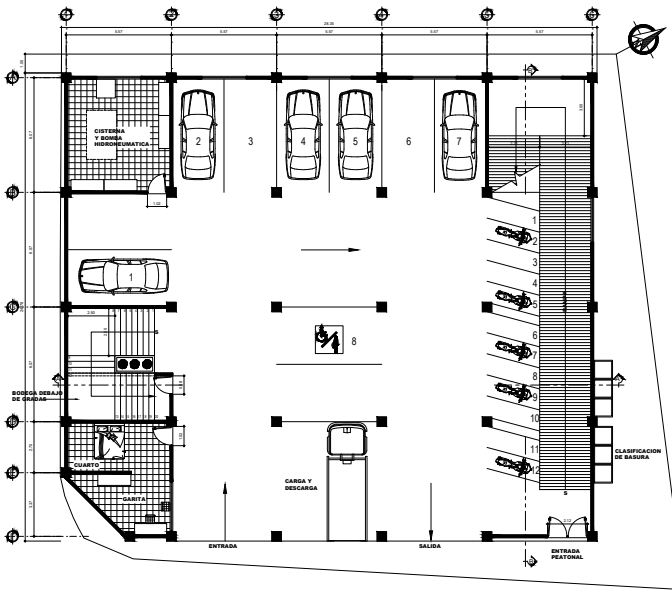


SECCIÓN C-C' MURO DE GRAVEDAD
ESC 1/25



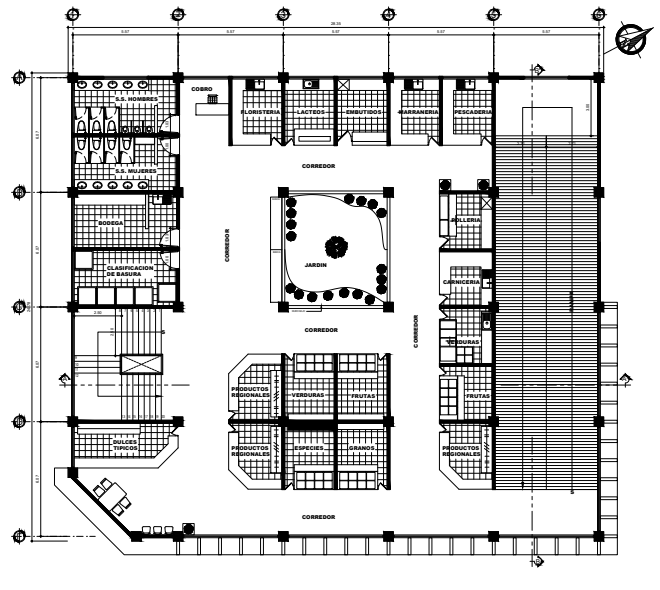
ELEVACIÓN MURO DE GRAVEDAD
ESC 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO	FOLIO No. 27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • POLIGONO DEL TERRENO • PLANTA DE MURO DE GRAVEDAD • ELEVACION DE MURO • SECCION DE MURO	TITULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



PLANTA AMUEBLADA
PRIMER NIVEL

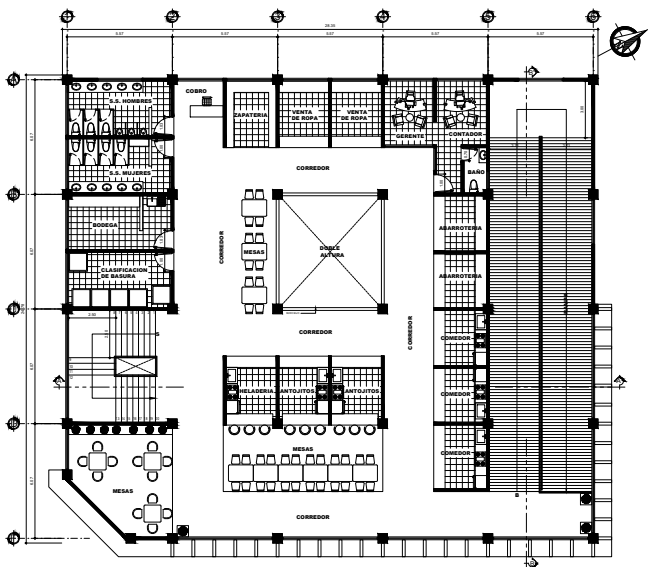
ESC 1:100



PLANTA AMUEBLADA
SEGUNDO NIVEL

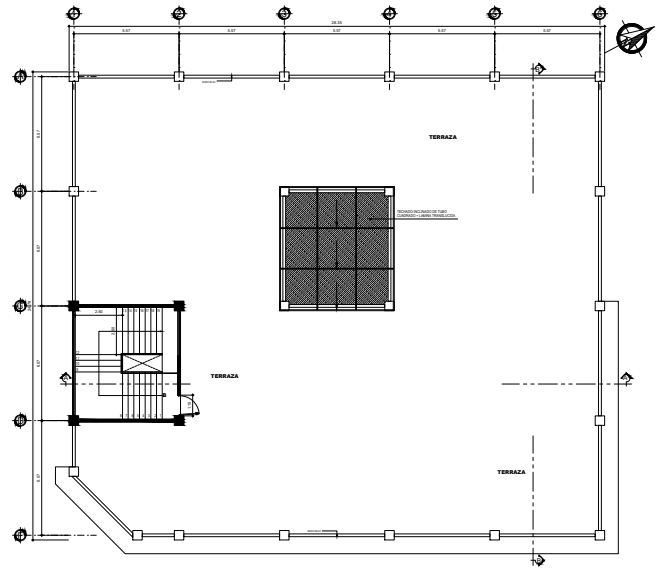
ESC 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHU, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHU	HOJA No. 3/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL • PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA AMUEBLADA
TERCER NIVEL

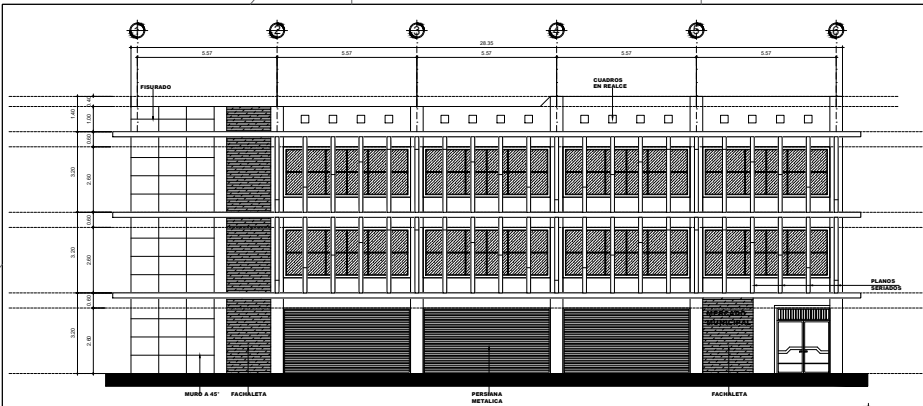
ESC 1:100



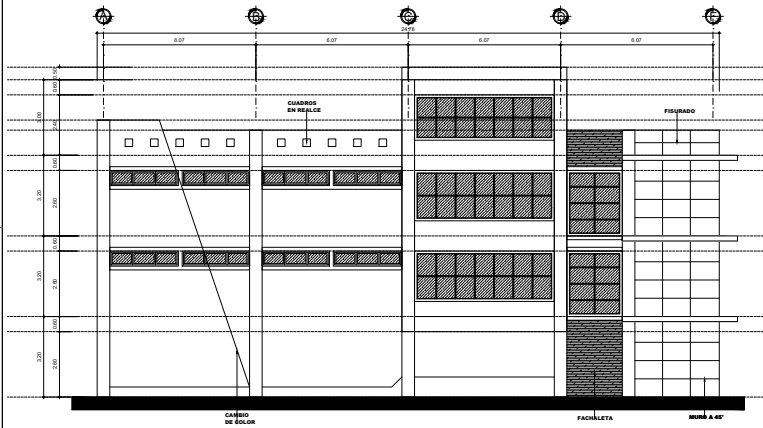
PLANTA DE TERRAZA
TERRAZA

ESC 1:100

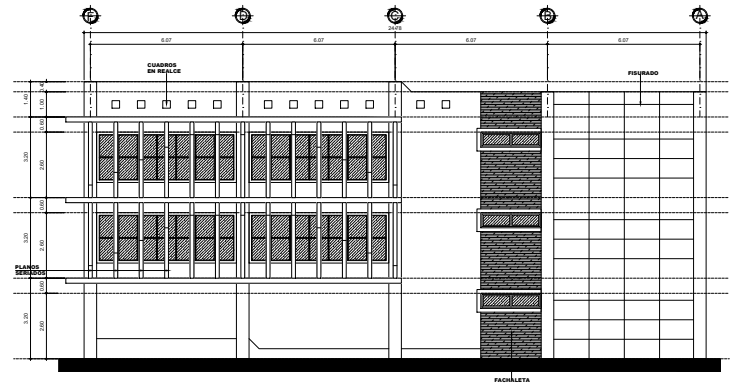
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -			
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCU, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"			
DISEÑO: ANDERSON FUENTES DISEÑO: ANDERSON FUENTES CALCULO: ANDERSON FUENTES ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO DE 2014	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCU CONTIENE: • PLANTA AMUEBLADA TERCER NIVEL • PLANTA DE TERRAZA	TITULO: T.M.B.R.E.	FECHA N°: 4/27



ELEVACIÓN PRINCIPAL ESC 1/75
MERCADO MUNICIPAL

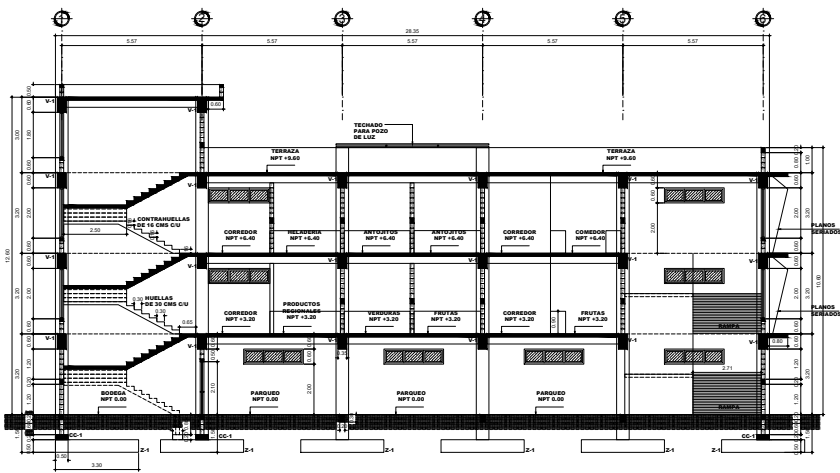


ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA ESC 1/75
MERCADO MUNICIPAL

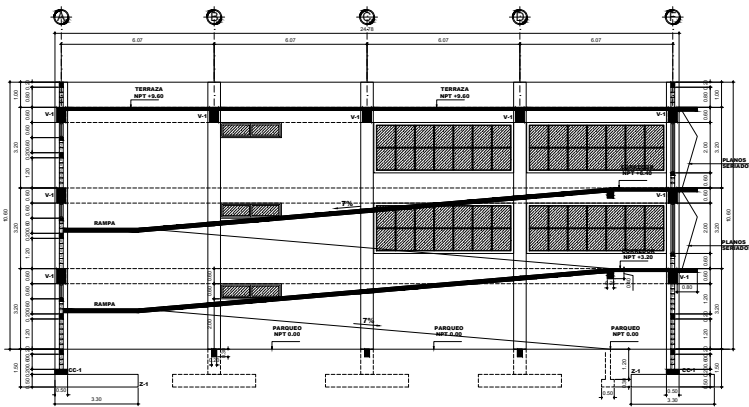


ELEVACIÓN LATERAL DERECHA ESC 1/75
MERCADO MUNICIPAL

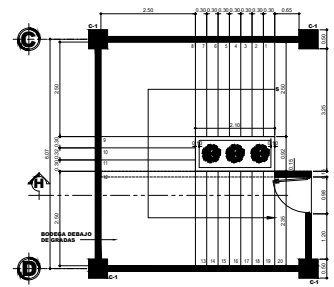
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCUH, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTÓBAL CUCUH	
DISEÑOS: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • ELEVACIONES	
CALCULO: ANDERSON FUENTES	TIMBRE	
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		
		FOJA No. 57



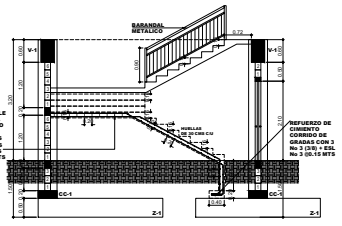
SECCIÓN A-A'
PRIMER NIVEL
ESC 1/75



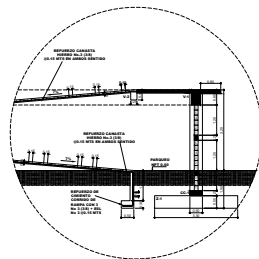
SECCIÓN B-B'
PRIMER NIVEL
ESC 1/75



DETALLE
MÓDULO DE GRADAS
ESC 1/50

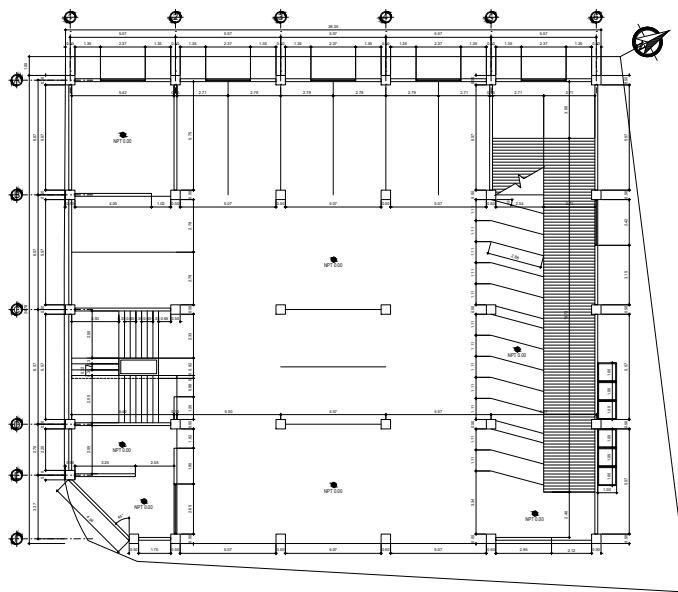


CORTE H-H'
MÓDULO DE GRADAS
ESC 1/50



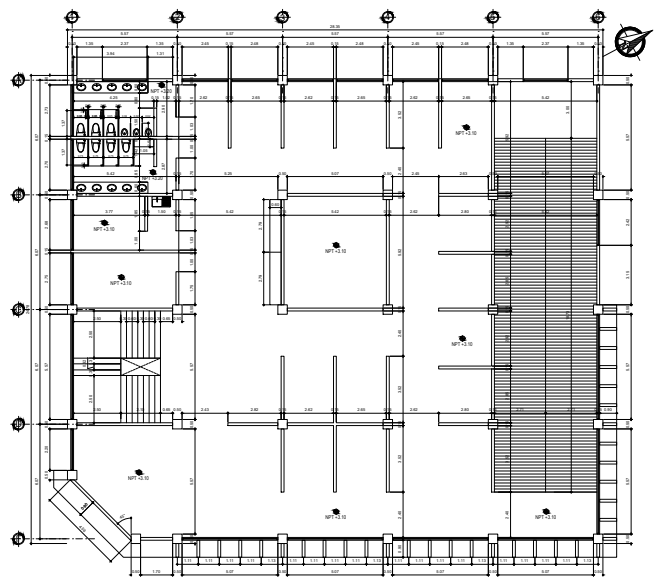
DETALLE
MÓDULO DE RAMPA
ESC 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUB	HOJA No. 6/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • SECCIONES • MÓDULO DE GRADAS • MÓDULO DE RAMPA	TÍTULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES	INICIADA	FECHA: FEBRERO DE 2014



PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL

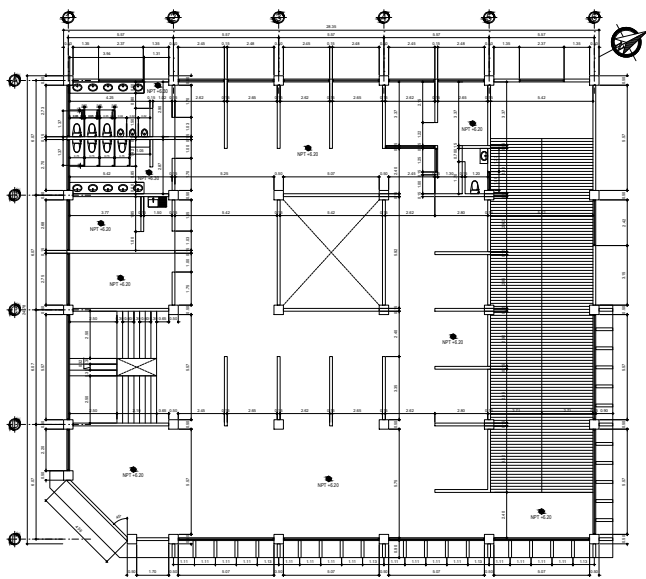
ESC. 1/100



PLANTA ACOTADA
SEGUNDO NIVEL

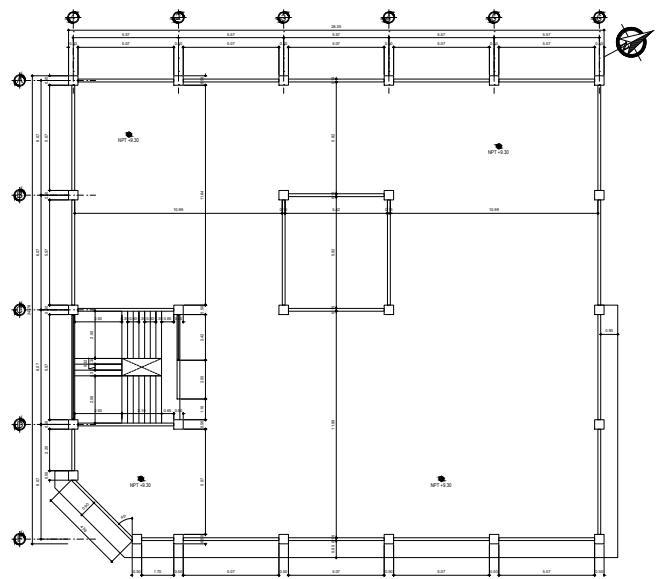
ESC. 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL • PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL	T.M.B.R.T.
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



PLANTA ACOTADA
TERCER NIVEL

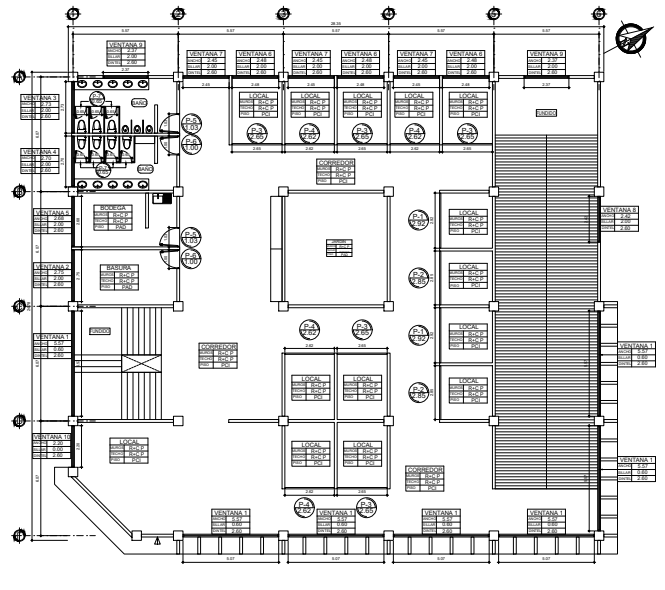
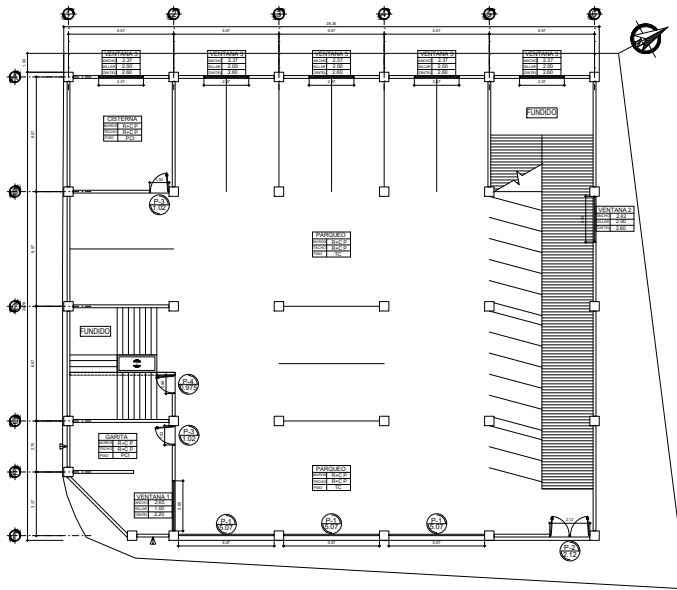
ESC 1:100



PLANTA ACOTADA
TERRAZA

ESC 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	FOLIO No. 8/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA ACOTADA TERCER NIVEL • PLANTA ACOTADA TERRAZA	
CALCULO: ANDERSON FUENTES		T.M.B.R.T.
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



PLANTA DE ACABADOS
PRIMER NIVEL

ESC 1:100

PLANTA DE ACABADOS
SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

LEYENDA:

- INDICA TIPO Y ANCHO DE LA PUERTA
- INDICA TIPO, ANCHO, SELAR Y DIANTE DE LA VENTANA
- INDICA PISO ANTIDESLIZANTE + AZULEJO EN PARED
- INDICA GRABO O CORMILLA
- INDICA FINISADO: (CONCRETO PRIMERIZADO)
- INDICA PISO (CONCRETO PARA ACCESO A SECCION)
- INDICA PISO TORNA DE CONCRETO (CONTRAPISO)
- INDICA FACHALETA A ELECCION
- INDICA PISO ANTIDESLIZANTE A ELECCION

PLANILLA DE VENTANAS DE 1ER NIVEL

TIPO	CANT	SELAR	DIANTE	ANCHO	ALTO	MEDIDA	MATERIAL
V-1	1	1.50	2.20	2.40	2.20	3.30	PVC BLANCO + VIDRIO
V-2	1	2.00	2.60	2.40	2.60	1.45	PVC BLANCO + VIDRIO
V-3	5	2.00	2.80	2.37	2.60	1.40	PVC BLANCO + VIDRIO
T (VENTANAS)							13.65 M2

PLANILLA DE VENTANAS DE 2DO NIVEL

TIPO	CANT	SELAR	DIANTE	ANCHO	ALTO	MEDIDA	MATERIAL
V-1	7	0.60	2.60	5.37	2.00	11.15	PVC BLANCO + VIDRIO
V-2	1	2.00	2.60	2.75	2.60	1.65	PVC BLANCO + VIDRIO
V-3	1	2.00	2.60	2.75	1.60	1.65	PVC BLANCO + VIDRIO
V-4	1	2.00	2.60	2.70	0.60	1.65	PVC BLANCO + VIDRIO
V-5	1	2.00	2.60	2.60	2.60	1.65	PVC BLANCO + VIDRIO
V-6	3	2.00	2.60	2.40	1.60	1.50	PVC BLANCO + VIDRIO
V-7	3	2.00	2.60	2.45	0.60	1.50	PVC BLANCO + VIDRIO
V-8	1	2.00	2.60	2.40	2.60	1.50	PVC BLANCO + VIDRIO
V-9	2	2.00	2.60	2.30	1.60	1.50	PVC BLANCO + VIDRIO
V-10	1	0.60	2.60	2.20	2.60	5.75	PVC BLANCO + VIDRIO
T (VENTANAS)							103.00 M2

PLANILLA DE PUERTAS DE 2DO NIVEL

TIPO	CANT	ANCHO	ALTO	MEDIDA	MATERIAL
P-1	2	2.32	2.60	7.60	PERSIANA METALICA
P-2	2	2.60	2.60	7.60	PERSIANA METALICA
P-3	5	2.65	2.60	6.70	PERSIANA METALICA
P-4	4	2.62	2.60	6.70	PERSIANA METALICA
P-5	2	1.60	2.10	3.30	METAL
P-6	2	1.60	2.10	3.30	METAL
P-7	7	0.65	2.00	1.30	METAL
T (PUERTAS)					107.00 M2

PLANILLA DE PUERTAS DE 1ER NIVEL

TIPO	CANT	ANCHO	ALTO	MEDIDA	MATERIAL
P-1	3	9.50	2.60	13.20	PERSIANA METAL
P-2	2	2.12	2.60	5.50	PERSIANA METAL
P-3	1	1.60	2.10	3.30	METAL
P-4	1	0.95	2.10	2.05	METAL
T (PUERTAS)					13.00 M2

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES
DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN
CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

DISEÑO:
ANDERSON FUENTES

DISEÑO:
ANDERSON FUENTES

CALCULO:
ANDERSON FUENTES

ESCALA:
INDICADA

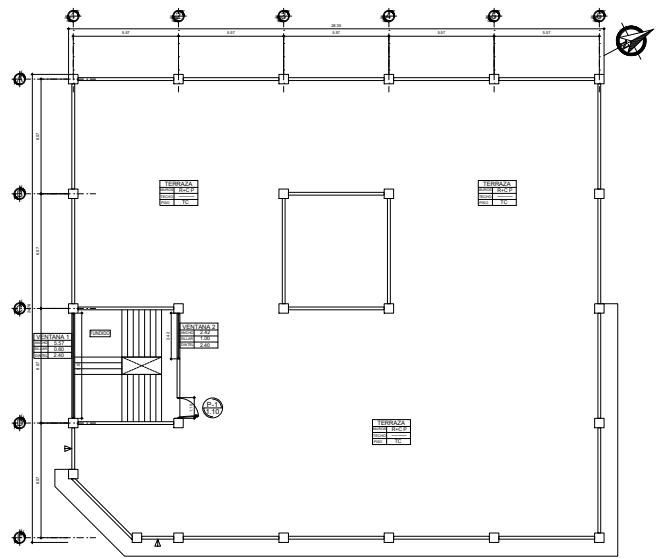
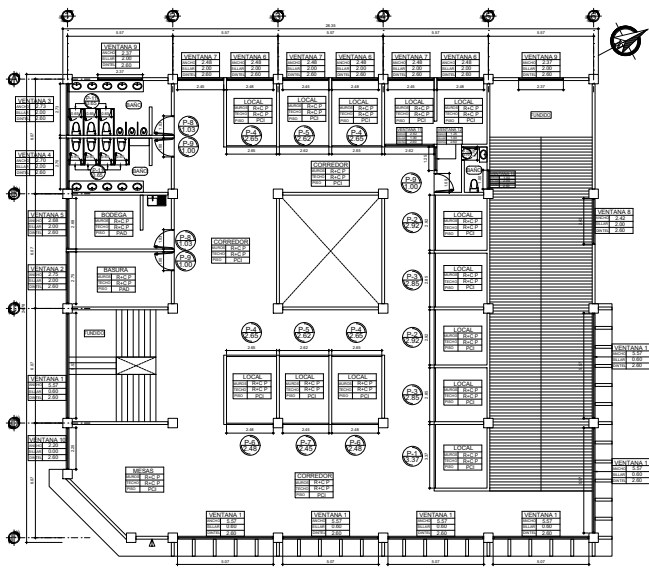
FECHA:
FEBRERO DE 2024

MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL, CUYUBA

CONTIENE:
• PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL
• PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL

FECHA No. 9/27

TIMBRE



PLANTA DE ACABADOS TERCÉR NIVEL

ESC 1:100

PLANTA DE ACABADOS TERRAZA

ESC 1:100

NOVEDADES:

- INDICA TIPO Y ANCHO DE LA PUERTA.
- INDICA TIPO, ANCHO, SILLAR Y DISEÑO DE LA VENTANA.
- INDICA TIPO, ANCHO, SILLAR Y DISEÑO DE LA VENTANA.
- INDICA PRISO ANTES DEL SILLAR Y ADOSADO EN PARED.
- INDICA GRABADO O GRABILLA.
- INDICA REFLEJO O GRABADO (PRESELECCIONADO).
- PCD INDICA PRISO CERRAMICO PARA INTERIOR A ALECCION.
- TC INDICA PRISO TOPETE DE CONCRETO (CONTRAPISO).
- INDICA FACHETA O ALECCION.
- PAZ INDICA PRISO ANTES DEL SILLAR A ALECCION.

PLANILLA DE VENTANAS DE 3ER NIVEL						
TIPO	CANT	SILLAR	ANCHO	ALTO	AREA (M ²)	MATERIAL
V-1	7	0.80	2.80	3.57	2.80	11.15
V-2	1	2.00	2.80	2.75	0.80	1.85
V-3	1	2.00	2.80	2.73	0.80	1.85
V-4	1	2.00	2.80	2.70	0.80	1.85
V-5	1	2.00	2.80	2.60	0.80	1.85
V-6	3	2.00	2.80	2.48	0.80	1.50
V-7	3	2.00	2.80	2.45	0.80	1.50
V-8	1	2.00	2.80	2.40	0.80	1.50
V-9	2	2.00	2.80	2.37	0.80	1.50
V-10	1	0.80	2.80	2.20	0.80	5.75
V-11	1	1.00	2.80	2.62	0.80	4.20
V-12	1	1.00	2.80	1.25	0.80	2.90
V-13	1	2.00	2.80	1.00	0.80	0.80
24 VENTANAS						110.00 M ²

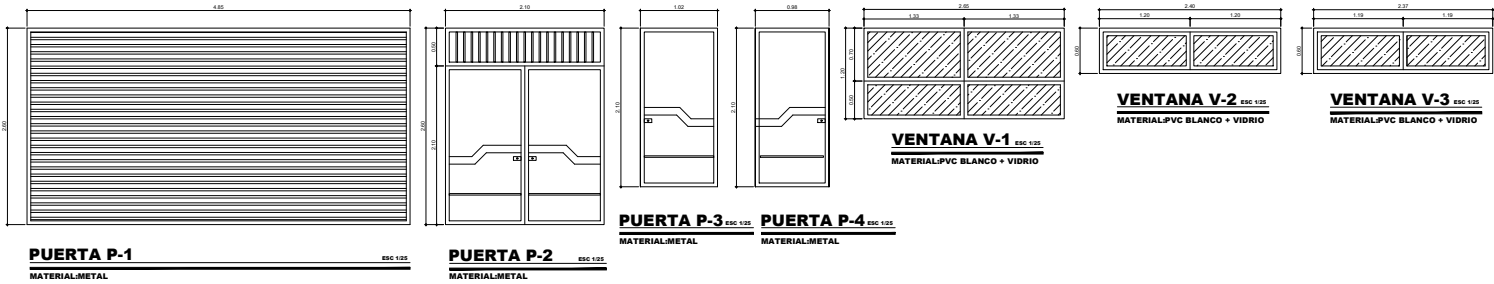
PLANILLA DE PUERTAS DE 3ER NIVEL						
TIPO	CANT	ANCHO	ALTO	AREA (M ²)	MATERIAL	
P-1	1	2.57	2.80	0.75		
P-2	2	2.00	2.80	1.60		
P-3	2	2.85	2.80	7.40	PERRIANA METALICA	
P-4	4	2.85	2.80	8.70		
P-5	3	2.80	2.80	8.70		
P-6	2	2.48	2.80	6.45		
P-7	1	2.45	2.80	6.45		
P-8	2	1.00	2.10	2.10	METAL	
P-9	3	1.00	2.10	2.10		
P-10	1	0.70	2.10	1.50		
P-11	7	0.85	2.00	1.30		
24 PUERTAS				119.00 M ²		

PLANILLA DE VENTANAS DE TERRAZA						
TIPO	CANT	SILLAR	ANCHO	ALTO	AREA (M ²)	MATERIAL
V-1	1	0.80	2.80	3.57	1.80	PVC
V-2	1	1.00	2.40	2.42	1.40	BLANCO + VIDRIO
2 VENTANAS					13.40 M ²	

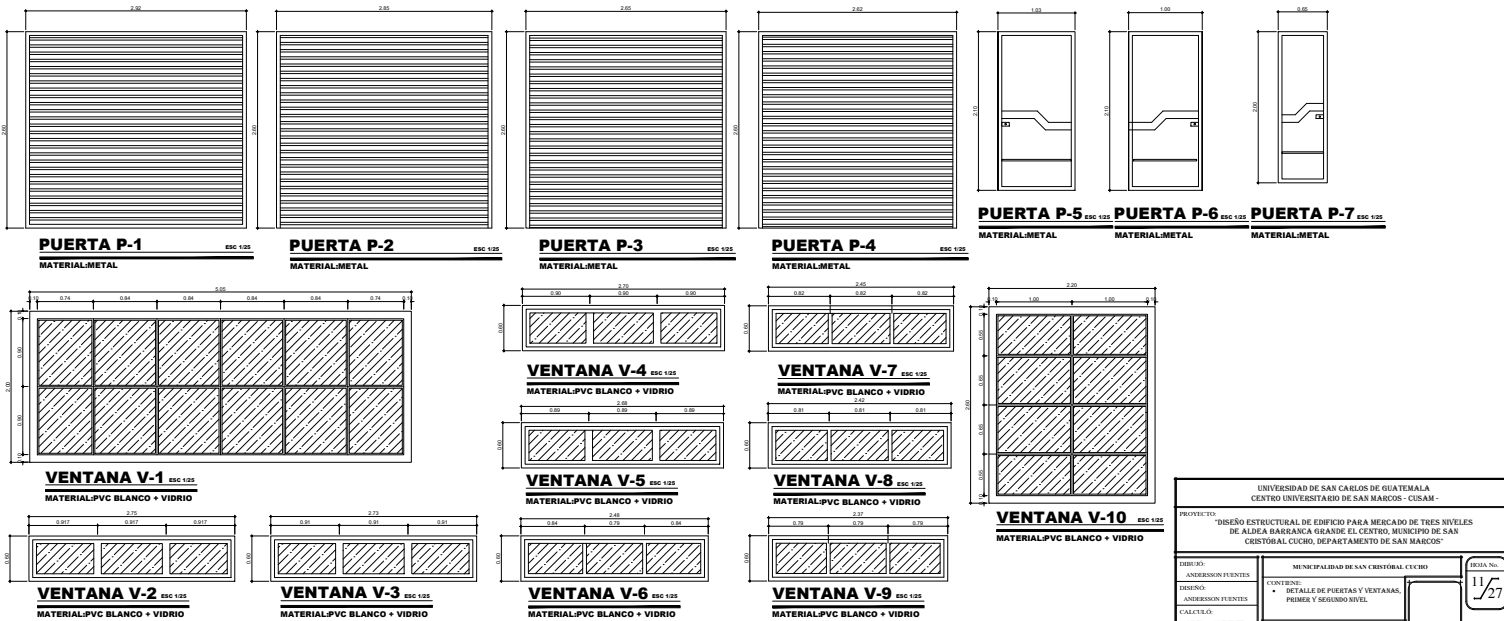
PLANILLA DE PUERTAS DE TERRAZA						
TIPO	CANT	ANCHO	ALTO	AREA (M ²)	MATERIAL	
P-1	1	1.10	2.10	2.30		
1 PUERTA				2.30 M ²	METAL	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DIRECCION: ANDERSON FUENTES	DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CALEFICACION: ANDERSON FUENTES
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO DE 2024	MEMORIAL DE SAN CRISTOBAL CUCUM CONTIENE: • PLANTA DE ACABADOS TERCER NIVEL • PLANTA DE ACABADOS TERRAZA
TITULO		FECHA No. 10/27

DETALLES DE PUERTAS Y VENTANAS DE PRIMER NIVEL

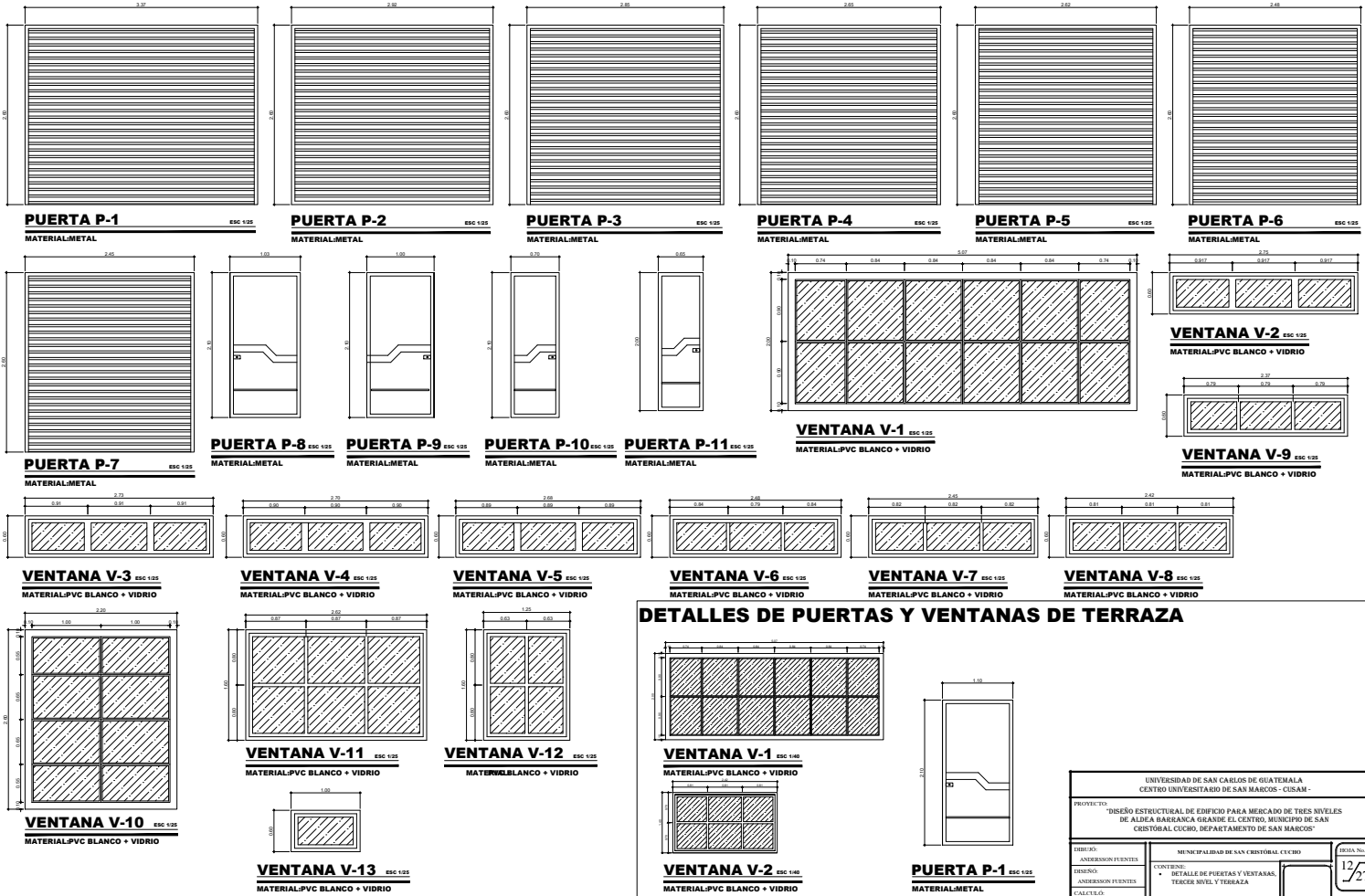


DETALLES DE PUERTAS Y VENTANAS DE SEGUNDO NIVEL

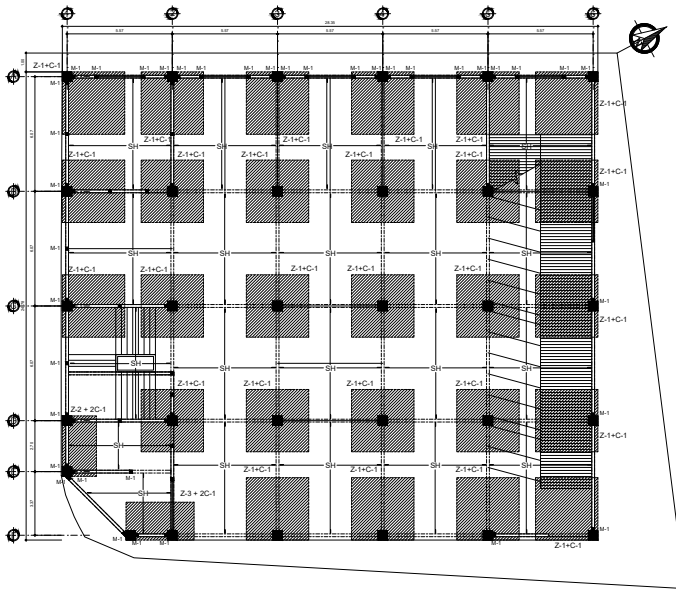


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARBARCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL, CUYUB	HOJA No. 11/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: DETALLE DE PUERTAS Y VENTANAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	TITULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		

DETALLES DE PUERTAS Y VENTANAS DE TERCER NIVEL

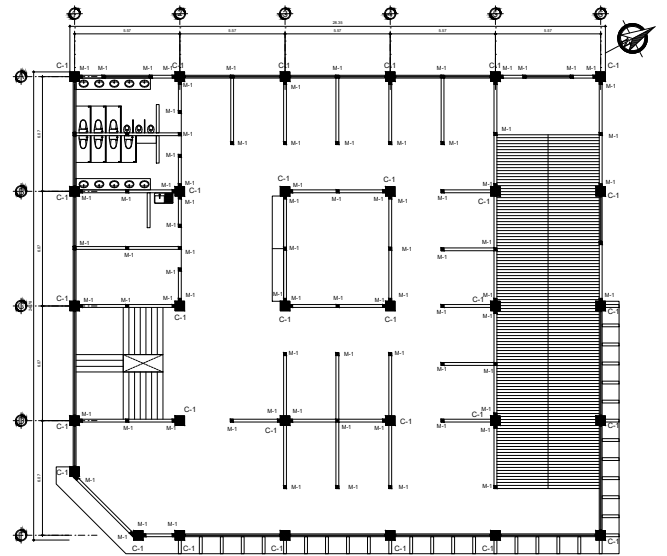


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARBAÑA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 12/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: DETALLE DE PUERTAS Y VENTANAS TERCER NIVEL Y TERRAZA	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



PLANTA DE CIMENTACION + COLUMNAS
PRIMER NIVEL

ESC 1:100



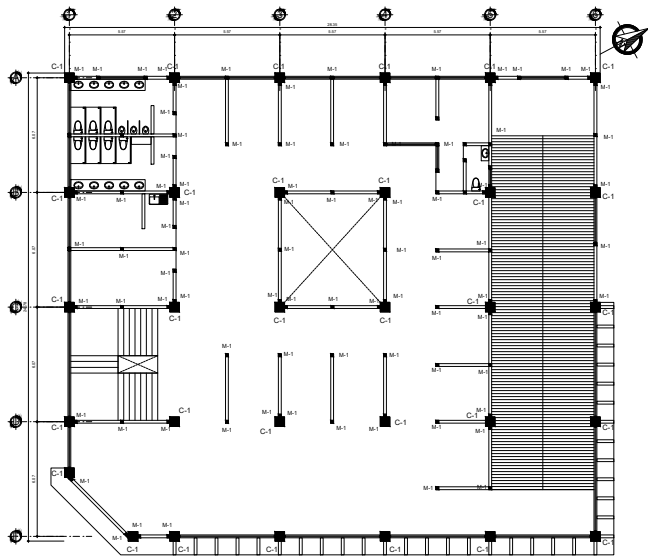
PLANTA DE COLUMNAS
SEGUNDO NIVEL

ESC 1:100

NOMENCLATURA

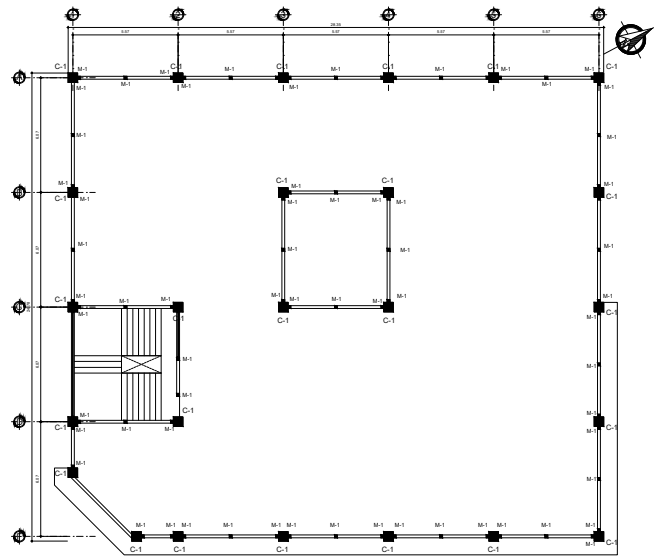
	INDICA ZAPATA COMBINADA TIPO 2 DE 3.80X2.00 MTS
	INDICA ZAPATA COMBINADA TIPO 3 DE 3.20X1.80 MTS
	INDICA ZAPATA TIPO 1 DE 3.30X3.30 MTS
	INDICA COLUMNA C-1 DE 0.50X0.50 MTS
	INDICA MOCHETA M-1 DE 0.15X0.15 MTS
	INDICA SOLERA HIDROFUGA DE 0.15X0.20 MTS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS	
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUB
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE CIMENTACION + COLUMNAS PRIMER NIVEL • PLANTA DE COLUMNAS SEGUNDO NIVEL
CALCULO: ANDERSON FUENTES	TIMBRE
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO DE 2024
	13/27



PLANTA DE COLUMNAS
TERCER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE COLUMNAS
TERRAZA

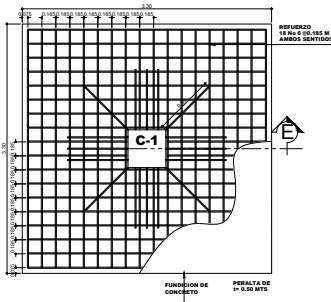
ESC 1/100

NOMENCLATURA

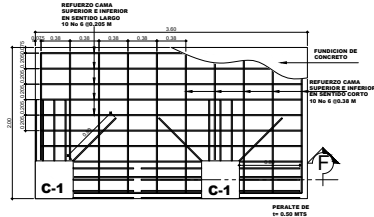
	INDICA ZAPATA COMBINADA TIPO 2 DE 3.60X2.00 MTS
	INDICA ZAPATA COMBINADA TIPO 3 DE 3.20X1.80 MTS
	INDICA ZAPATA TIPO 1 DE 3.30X3.30 MTS
	INDICA COLUMNA C-1 DE 0.50X0.50 MTS
	INDICA MOCHETA M-1 DE 0.15X0.15 MTS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS	
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE COLUMNAS PRIMERO NIVEL • PLANTA DE COLUMNAS TERRAZA
CALCULO: ANDERSON FUENTES	TIMBRE
ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2024	

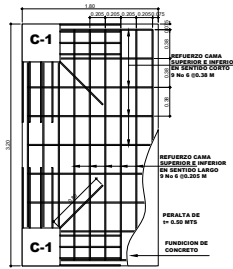
HOJA No.
14/27



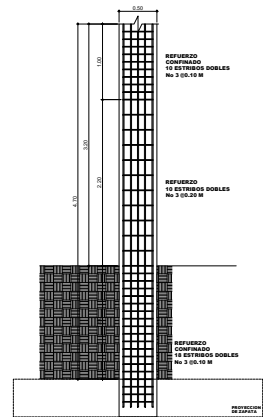
DETALLE ESC 1/25
ZAPATA Z-1



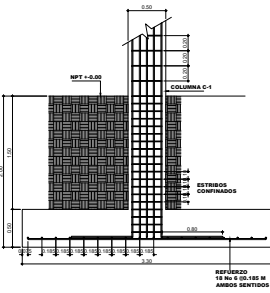
DETALLE ESC 1/25
ZAPATA Z-2



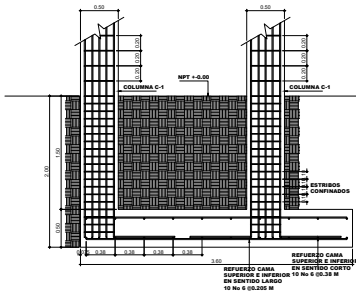
DETALLE ESC 1/25
ZAPATA Z-3



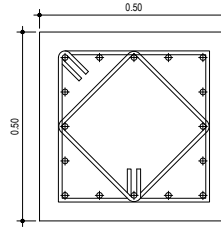
DETALLE ESC 1/25
COLUMNA C-1



CORTE E-E' ESC 1/25
ZAPATA Z-1



CORTE F-F' ESC 1/25
ZAPATA Z-2



DETALLE ESC 1/5
COLUMNA C-1

REFUERZO
16 No 6
+ ESTRIBO DOBLE No 3,
1.00 MTS CONFINADO
0.10 M
EN EXTREMOS
RESTO @0.20 M
RECUBRIMIENTO
DE 5CMS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

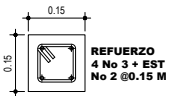
CODIGOS DE DISEÑO
-CONCRETO: AGI 318-19
-AMPOSTERIA: AGES NSE-4
-CARGAS: AGES NSE-2

MATERIALES
-CONCRETO (mínimo): f_{cm}=210 KG/CM² (3,000 PSI)
-ACERO DE REFUERZO:
No. 2: LEGITIMO
No. 3 Y MAYORES: f_y=4,200 KG/CM² (GRADO 60)
-AMPOSTERIA: Iu-NO KOCOM
RESISTENCIA A LOS 28 DIAS

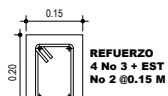
RECUBRIMIENTOS
-LOSAS: 2.50 CM
-VIGAS: 4.00 CM
-COLUMNAS PRINCIPALES: 4.00 CM
-ZAPATAS: 7.50 CM
-SOLERAS: 2.50 CM

LONGITUDES DE ESQUADRAS
BARRA No.3 No.4 No.5 No.6
L(CM) 12 15 24 30

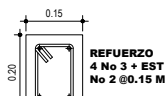
SI EL TRASLAPE ES CON BARROTE SE DEBE USAR
BARRA No.3 No.4 No.5 No.6
L(CM) 100 120 150 180



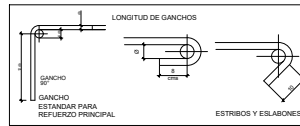
DETALLE ESC 1/5
MOCHETA M-1



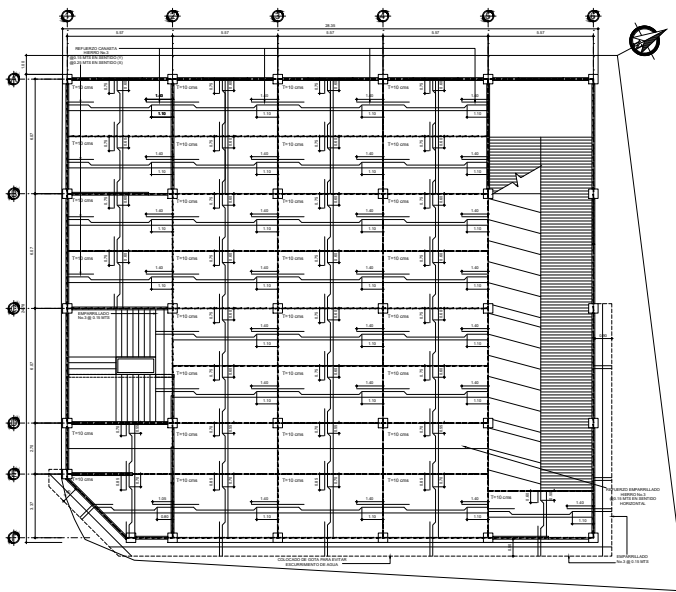
DETALLE ESC 1/5
SOLERA INTERMEDIA



DETALLE ESC 1/5
SOLERA HIDROFUGA

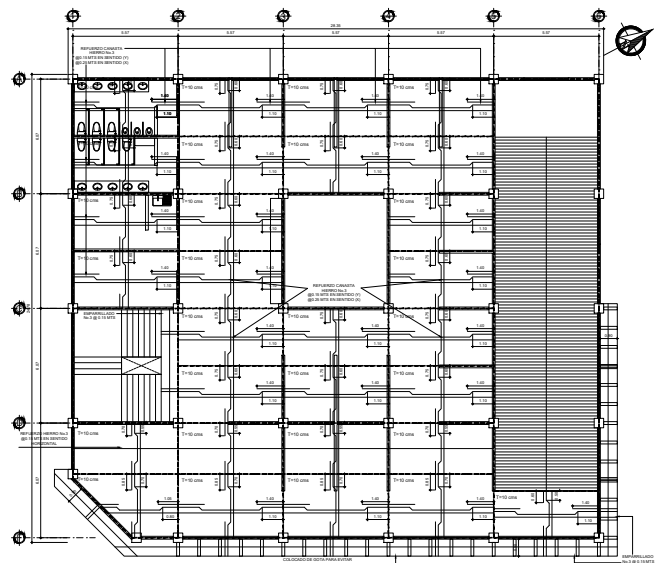


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		FECHA No. 15/27
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARAHONA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCCO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCCO	TITULO
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • DETALLE DE COMENTOS • DETALLE DE COLUMNAS	
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE LOSAS
PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE LOSAS
SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

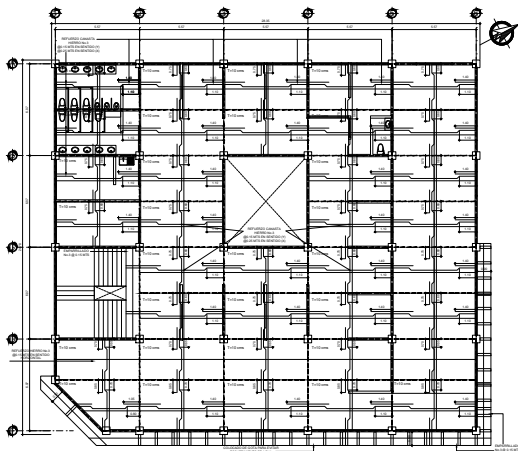
NOMENCLATURA

	INDICA VIGA PRINCIPAL V-1 DE 0.35X0.60 MTS
	INDICA VIGA SECUNDARIA V-2 DE 0.25X0.40 MTS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO	FECHA No. 16/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: PLANTA DE LOSAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: ANDERSON FUENTES		
FECHA: FEBRERO DE 2024		

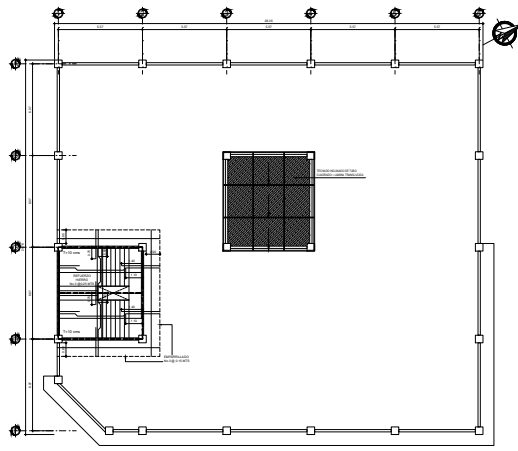
NOMENCLATURA

	INDICA VIGA PRINCIPAL V-1 DE 0.35X0.60 MTS
	INDICA VIGA SECUNDARIA V-2 DE 0.25X0.40 MTS



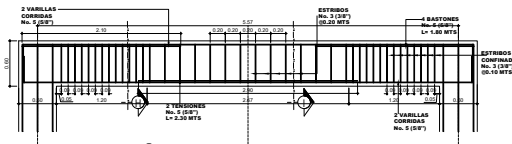
PLANTA DE LOSAS
TERCER NIVEL

ESC 1:100

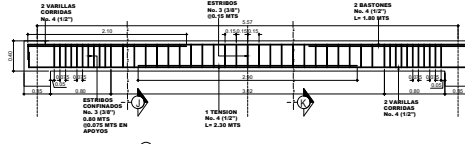


PLANTA DE LOSAS
TERRAZA

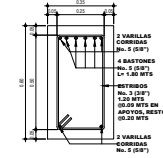
ESC 1:100



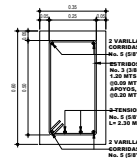
DETALLE
VIGA PRINCIPAL V-1



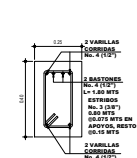
DETALLE
VIGA SECUNDARIA V-2



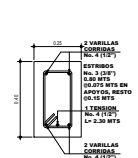
DETALLE
SECCIÓN H



DETALLE
SECCIÓN I

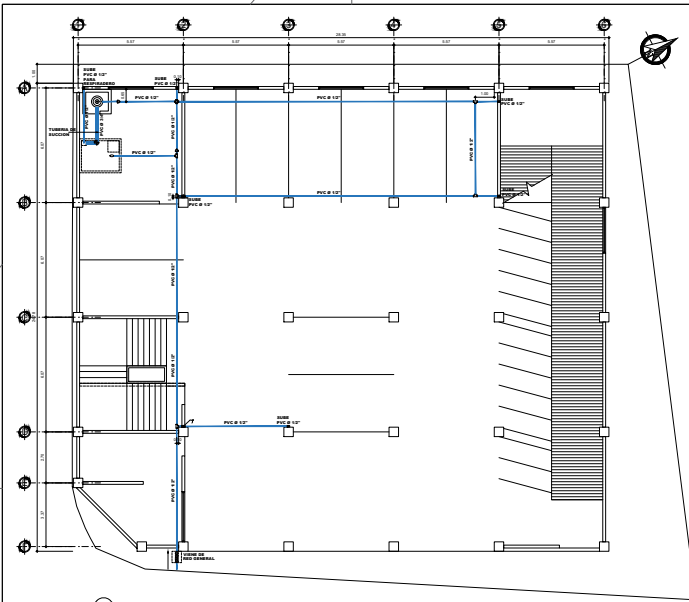


DETALLE
SECCIÓN J

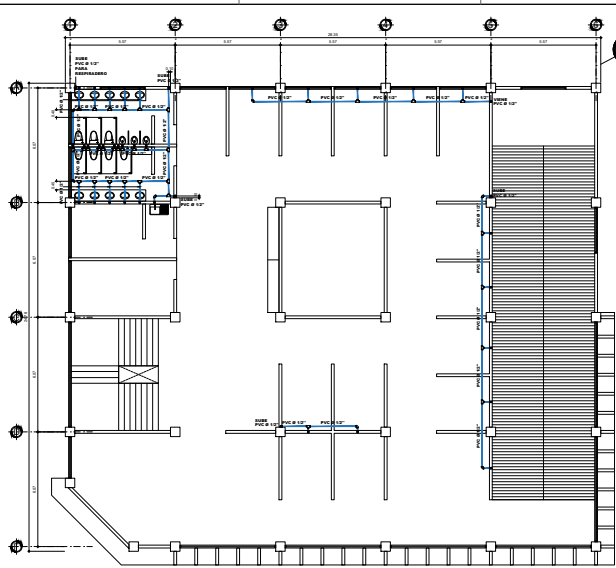


DETALLE
SECCIÓN K

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTÓBAL CUCUB	HOJA No. 17/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE LOSAS TERCER NIVEL • TERRAZA • DETALLE DE VIGAS	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES	ESCALA: INDICADA	
FECHA: FEBRERO DE 2014		



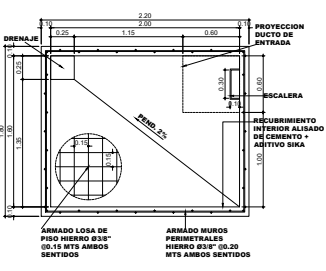
PLANTA DE PLOMERÍA
PRIMER NIVEL



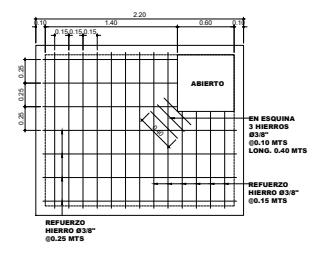
PLANTA DE PLOMERÍA
SEGUNDO NIVEL

LEYENDA

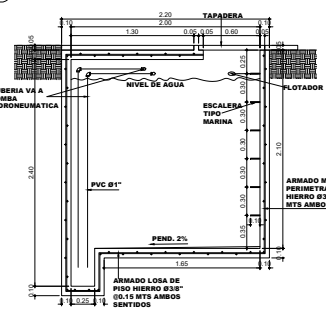
—	INDICA TUBERÍA DE P.V.C. DIAMETRO INDICADO
—	INDICA CISTERNA DE 100 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 200 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 300 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 400 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 500 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 600 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 700 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 800 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 900 LITROS
—	INDICA CISTERNA DE 1000 LITROS



DETALLE
PLANTA DE CISTENA

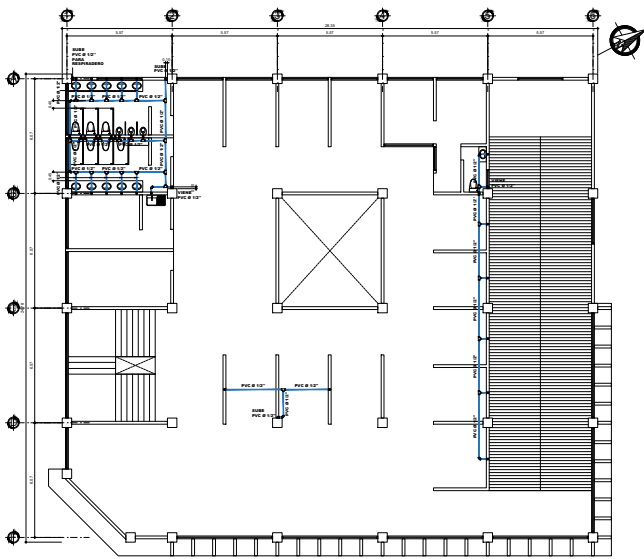


DETALLE
PLANTA DE LOSA DE CISTENA



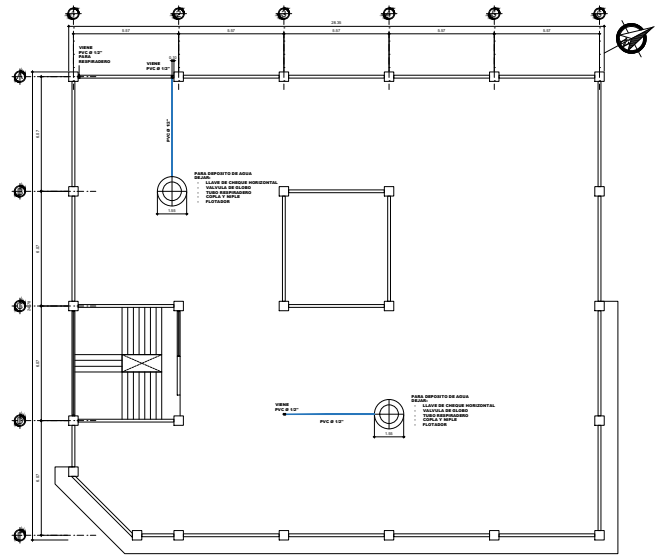
DETALLE
SECCIÓN DE CISTENA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -	
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTÓBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"	
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTÓBAL, CUERO
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE PLOMERÍA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL • DETALLES DE CISTERNA
CALCULO: ANDERSON FUENTES	TÍTULO
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO DE 2024
FOLIO No. 18/27	



PLANTA DE PLOMERÍA
TERCER NIVEL

ESC. 1:100

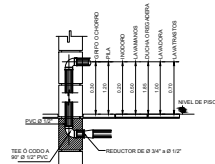


PLANTA DE PLOMERÍA
TERRAZA

ESC. 1:100

NOMENCLATURA

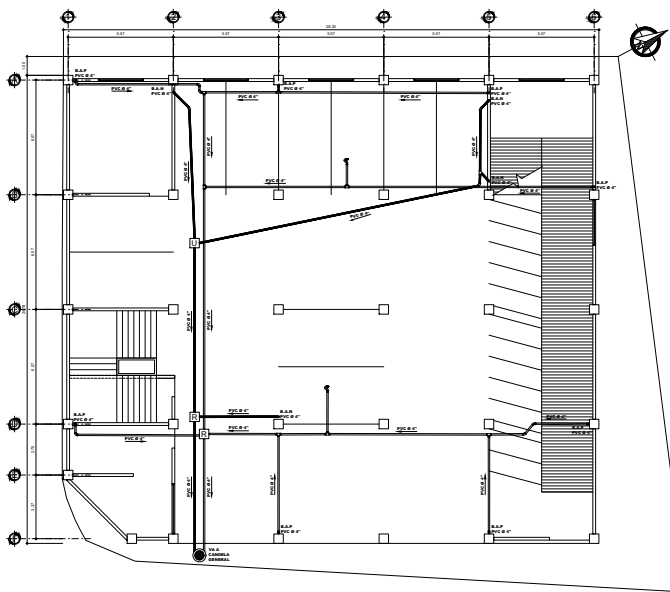
	INDICA TUBERÍA DE P.V.C. DIÁMETRO INDICADO
	INDICA CODO VERTICAL DE 90° HACIA ARRIBA
	INDICA CODO HORIZONTAL DE 90° DE PVC
	INDICA TEE HORIZONTAL DE PVC
	INDICA CODO HORIZONTAL DE PVC
	INDICA TEE VERTICAL DE PVC
	INDICA REDUCTOR DE P.V.C. Ø3/4" x Ø1/2"
	INDICA GRIFO O CHORRO DE Ø1/2"
	INDICA LLAVE DE PASO, CONTADOR DE AGUA, LLAVE DE EMERGENCIA, LLAVE DE CERRAJE HORIZONTAL
	INDICA CISTERNA DE 6 M ³ FS
	INDICA EQUIPO HIDRONEUMÁTICO
	INDICA DEPÓSITO DE AGUA DE 2.000 LITROS



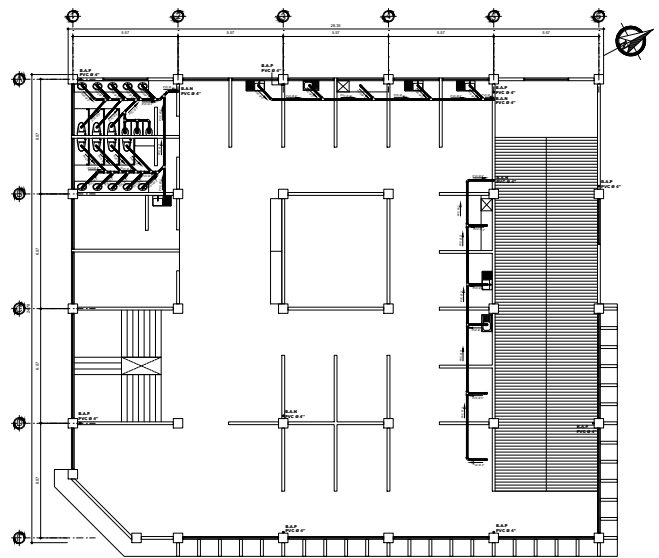
DETALLE
ALTURAS DE TUBERIAS

800 ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO	HOJA No. 19/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: PLANTA DE PLOMERÍA TERCER NIVEL Y TERRAZA	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



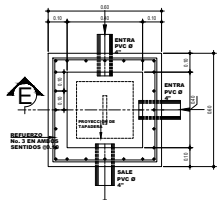
PLANTA DE DRENAJES
PRIMER NIVEL EDC 1100



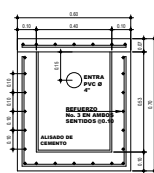
PLANTA DE DRENAJES
SEGUNDO NIVEL EDC 1100

NOMENCLATURA

	TUBERIA DE DRENAJE PARA AGUAS NEGRAS
	TUBERIA DE DRENAJE PARA AGUAS PLUVIALES
	TUBERIA DE BANDA DE AGUAS NEGRAS
	TUBERIA DE BANDA DE AGUAS PLUVIALES
	INDICA CODO VERTICAL DE 90°
	INDICA TEE DE PVC
	INDICA CODO HORIZONTAL DE 45°
	INDICA CODO HORIZONTAL DE 90°
	INDICA REDUCTOR DE P.V.C. DE Ø3" A Ø2"
	INDICA SFON TERMINAL
	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE
	INDICA CAJA REPOSADORA DE AGUA
	INDICA CAJA UNION DE CONCRETO
	INDICA CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO

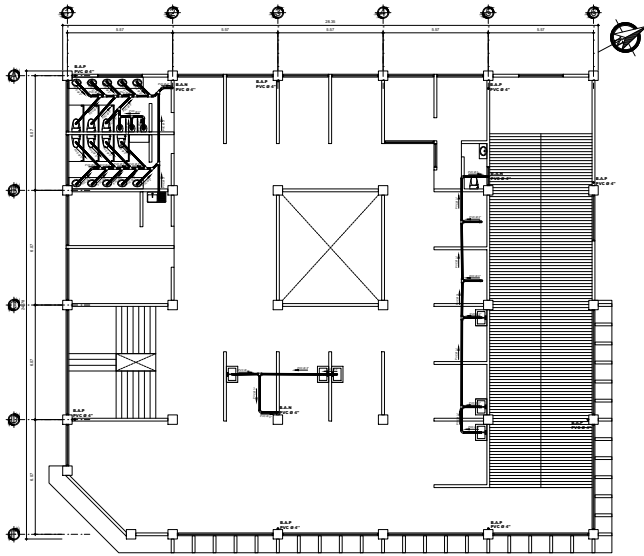


DETALLE
PLANTA CAJA DE REGISTRO EDC 1110



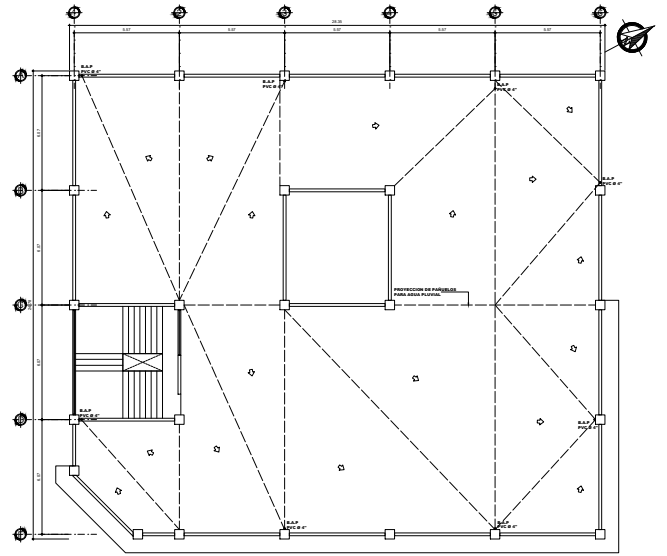
DETALLE
SECCIÓN E-E' EDC 1110

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUM	HOJA No. 20/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: PLANTA DE DRENAJES PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	TÍTULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE DRENAJES
TERCER NIVEL

ESC 1:100



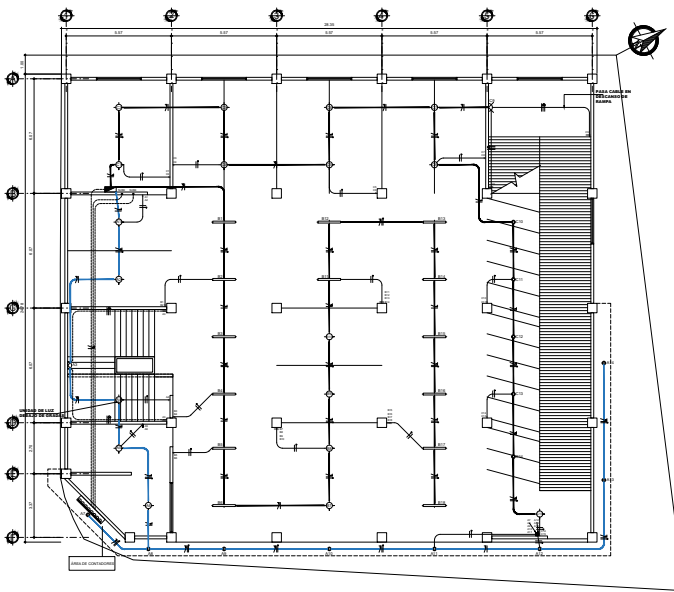
PLANTA DE PAÑUELOS
TERRAZA

ESC 1:100

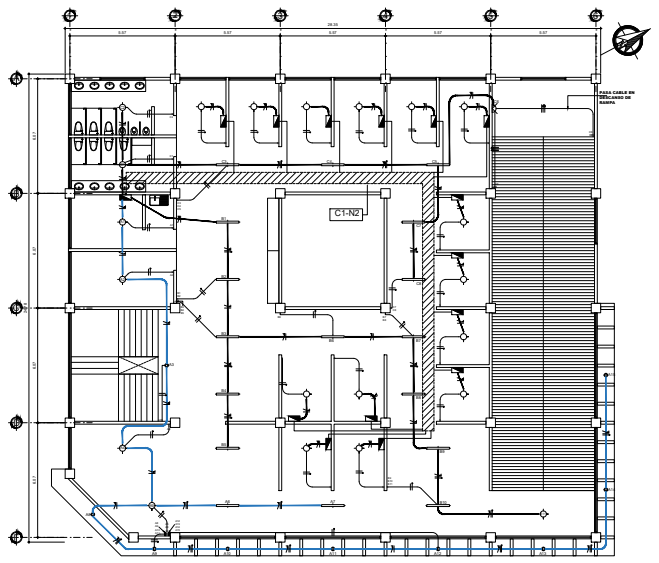
NOMENCLATURA

	TUBERIA DE DRENAJE PARA AGUAS NEGRAS
	TUBERIA DE DRENAJE PARA AGUAS PLUVIALES
	B.A.N. TUBERIA DE BANDA DE AGUAS NEGRAS
	B.A.P. TUBERIA DE BANDA DE AGUAS PLUVIALES
	INDICA CODO VERTICAL DE 90°
	INDICA TEE DE PVC
	INDICA CODO HORIZONTAL DE 45°
	INDICA CODO HORIZONTAL DE 90°
	INDICA REDUCTOR DE P.V.C. DE Ø3" A Ø2"
	INDICA SFON TERMINAL
	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE
	INDICA CAJA REPOSADORA DE AGUA
	INDICA CAJA UNION DE CONCRETO
	INDICA CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO	HOJA No. 21/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE DRENAJES TERCER NIVEL • PLANTA DE PAÑUELOS	TITULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE ILUMINACIÓN ESC 1:100
PRIMER NIVEL



PLANTA DE ILUMINACIÓN ESC 1:100
SEGUNDO NIVEL

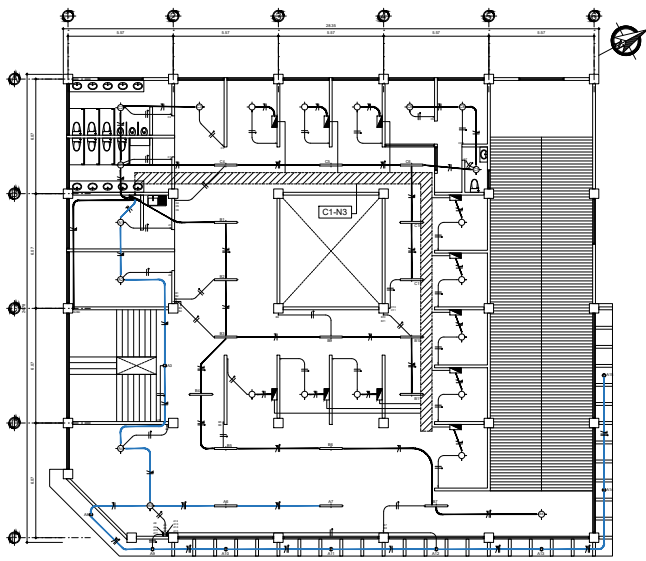
NOMENCLATURA

	INDICA CONTADOR ELECTRICO
	INDICA TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	INDICA CABLE LINEA POSITIVA
	INDICA CABLE LINEA NEGATIVA
	INDICA CABLE LINEA DE RETORNO
	INDICA PUENTE PARA THREE WAY
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN LOSA
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN PISO O PARED
	INDICA CAJA OCTOGONAL EN LOSA
	INDICA FOCO TIPO OJO DE BUEY
	INDICA LAMPARA EMPOTRADA EN PARED H=1.80 M
	A-1 INDICA NOMBRE DE CADA CIRCUITO
	S INDICA INTERRUPTOR O APAGADOR SIMPLE
	D INDICA INTERRUPTOR O APAGADOR DE DOBLE DADO
	3W-5 INDICA INTERRUPTOR TIPO THREE WAY

NOTA:
SE INSTALARA 5 MODULOS DE 6
CONTADORES PARA LA DISTRIBUCION DE
CARGA DE LOS LOCALES COMERCIALES, EN
TOTAL SON 28 CONTADORES POR LO CUAL
SERAN UBICADOS EN EL PRIMER NIVEL
DE PARQUEO.

CADA LOCAL DEL SEGUNDO NIVEL
TENDRA INSTALADA SU PROPIA CAJA
DE FLIPONES Y SU CONTADOR
ESTARA UBICADO EN EL PRIMER
NIVEL.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 22/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE ILUMINACION PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	T I M B R E
CALEFACIO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2014		



PLANTA DE ILUMINACIÓN

ESC 1/100

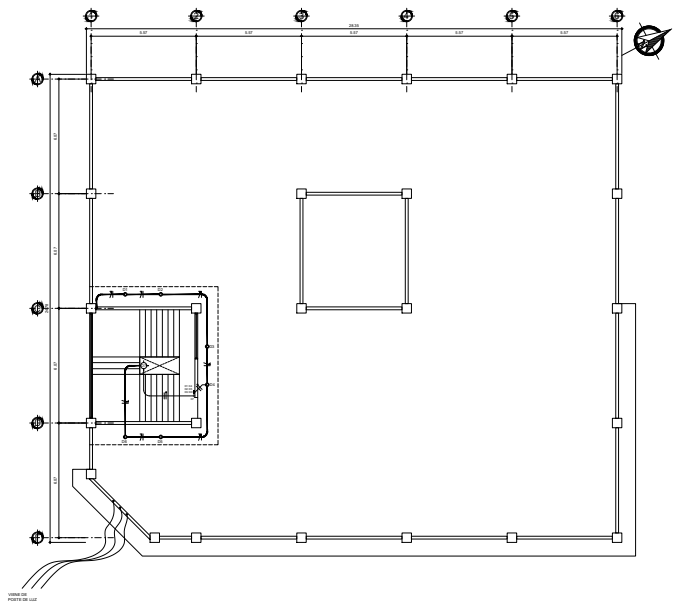
TERCER NIVEL

NOMENCLATURA

	INDICA CONTADOR ELECTRICO
	INDICA TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	INDICA CABLE LINEA POSITIVA
	INDICA CABLE LINEA NEGATIVA
	INDICA CABLE LINEA DE RETORNO
	INDICA PUENTE PARA THREE WAY
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN LOSA
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN PISO O PARED
	INDICA CAJA OCTOGONAL EN LOSA
	INDICA FOCO TIPO OJO DE BUEY
	INDICA LAMPARA EMPOTRADA EN PARED H= 1.80 M
	INDICA NOMBRE DE CADA CIRCUITO
	INDICA INTERRUPTOR O APAGADOR SIMPLE
	INDICA INTERRUPTOR O APAGADOR DE DOBLE DADO
	INDICA INTERRUPTOR TIPO THREE WAY

NOTA:
SE INSTALARA 5 MODULOS DE 6 CONTADORES PARA LA DISTRIBUCION DE CARGA DE LOS LOCALES COMERCIALES, EN TOTAL SON 28 CONTADORES POR LO CUAL SERAN UBICADOS EN EL PRIMER NIVEL DE PARQUEO.

CADA LOCAL DEL TERCER NIVEL TENDRA INSTALADA SU PROPIA CAJA DE FLIPONES Y SU CONTADOR ESTARA UBICADO EN EL PRIMER NIVEL.

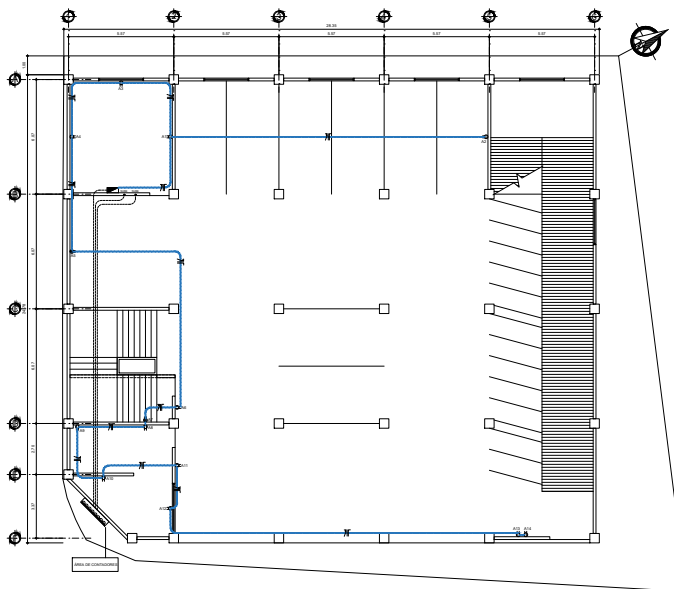


PLANTA DE ILUMINACIÓN

ESC 1/100

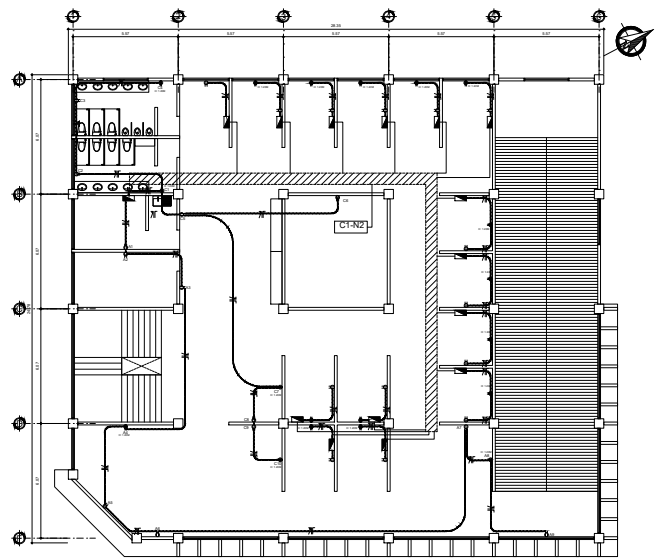
TERRAZA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARAHONA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCHO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCHO	HOJA No. 23 / 27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACION TERCER NIVEL Y TERRAZA	TITULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES	ESCALA:	TITULO
INDICADA	FECHA:	INDICADA
INDICADA	FECHA:	INDICADA



PLANTA DE FUERZA
PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE FUERZA
SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

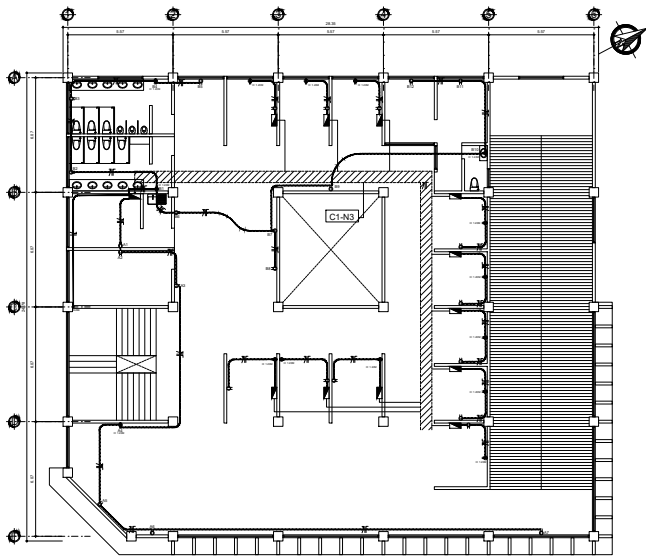
NOMENCLATURA

	INDICA CONTADOR ELECTRICO
	INDICA TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	INDICA CABLE LINEA POSITIVA
	INDICA CABLE LINEA NEGATIVA
	INDICA LINEA FIBRICA DE TIERRA
	A-1 INDICA NOMBRE DE CADA CIRCUITO
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN PISO O PARED
	INDICA TOMACORRIENTE BAJO (H= 0.30)
	INDICA TOMACORRIENTE ALTO (H= Indicado en planta)

NOTA:
SE INSTALARA 5 MODULOS DE 6 CONTADORES PARA LA DISTRIBUCION DE CARGA DE LOS LOCALES COMERCIALES, EN TOTAL SON 28 CONTADORES POR LO CUAL SERAN UBICADOS EN EL PRIMER NIVEL DE PARQUEO. EN EL PLANO SE DETALLA CORRECTAMENTE

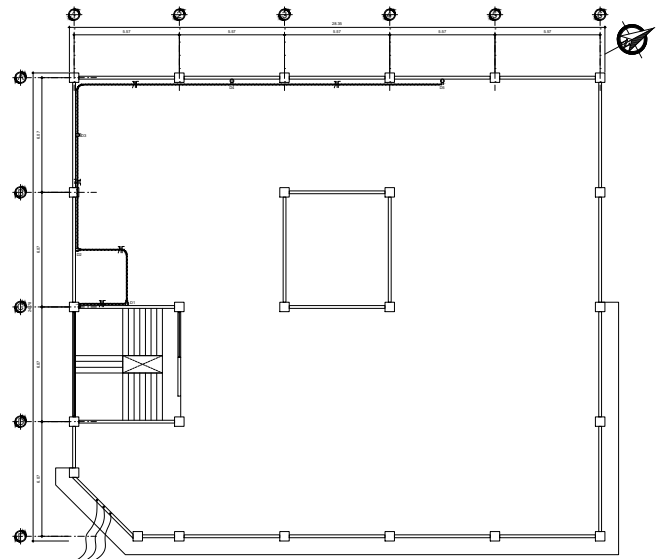
CADA LOCAL DEL SEGUNDO NIVEL TENDRA INSTALADA SU PROPIA CAJA DE FLIPONES Y SU CONTADOR ESTARA UBICADO EN EL PRIMER NIVEL .

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 24/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: PLANTA DE FUERZA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	T I M B R E
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE FUERZA
TERCER NIVEL

ESC 1:100



PLANTA DE FUERZA
TERRAZA

ESC 1:100

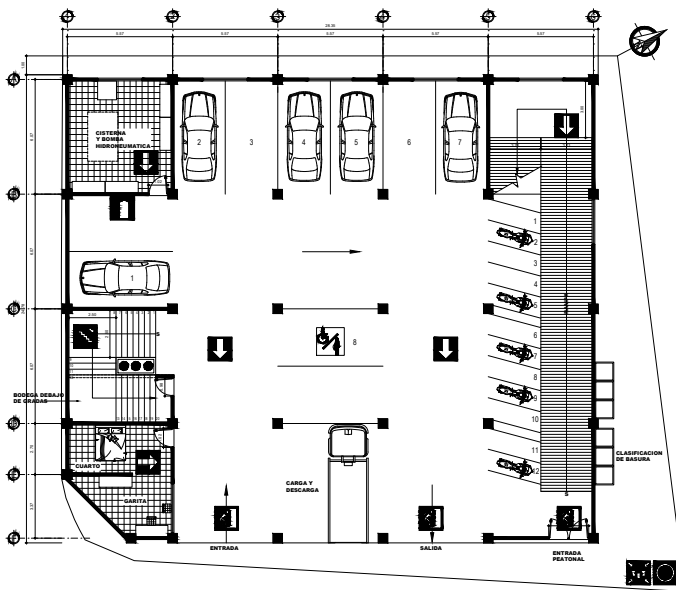
NOMENCLATURA

	INDICA CONTADOR ELECTRICO
	INDICA TABLERO DE DISTRIBUCION DE CIRCUITOS
	INDICA CABLE LINEA POSITIVA
	INDICA CABLE LINEA NEGATIVA
	INDICA LINEA FIBRICA DE TIERRA
	A-1 INDICA NOMBRE DE CADA CIRCUITO
	INDICA POLIDUCTO EMPOTRADO EN PISO O PARED
	INDICA TOMACORRIENTE BAJO (H= 0.30)
	INDICA TOMACORRIENTE ALTO (H= Indicado en planta)

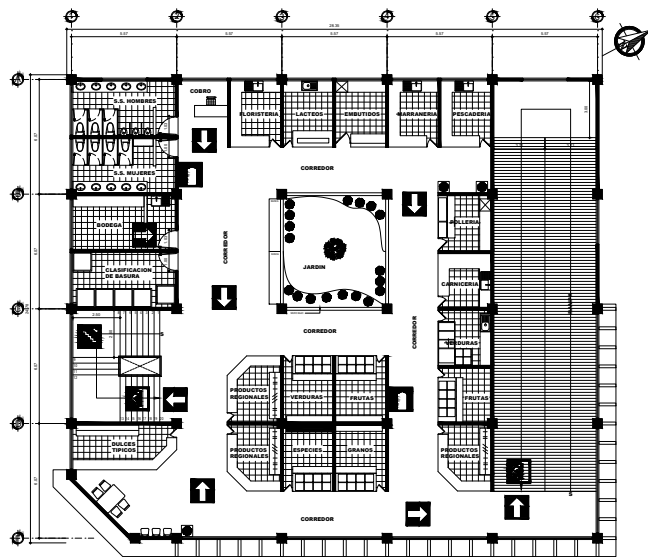
NOTA:
SE INSTALARA 5 MODULOS DE 6 CONTADORES PARA LA DISTRIBUCION DE CARGA DE LOS LOCALES COMERCIALES, EN TOTAL SON 28 CONTADORES POR LO CUAL SERAN UBICADOS EN EL PRIMER NIVEL DE PARQUEO. EN EL PLANO SE DETALLA CORRECTAMENTE

CADA LOCAL DEL TERCER NIVEL TENDRA INSTALADA SU PROPIA CAJA DE FLIPONES Y SU CONTADOR ESTARA UBICADO EN EL PRIMER NIVEL .

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUB, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 25/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA TERCER NIVEL Y TERRAZA	TIMBRE
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE EVACUACIÓN ESC 1:100
PRIMÉR NIVEL

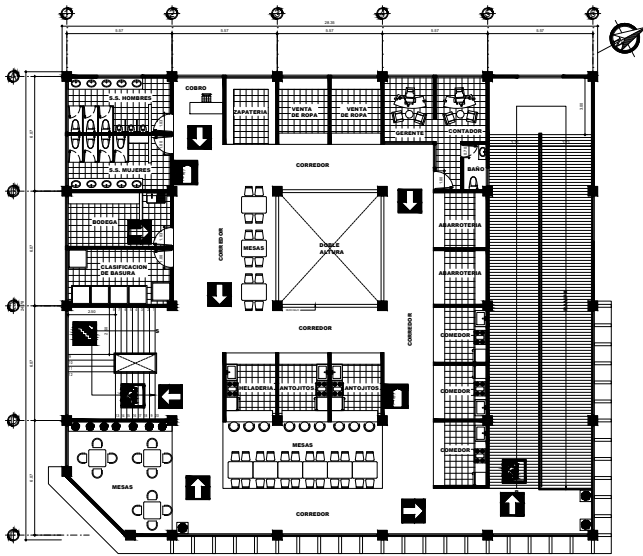


PLANTA DE EVACUACIÓN ESC 1:100
SEGUNDO NIVEL

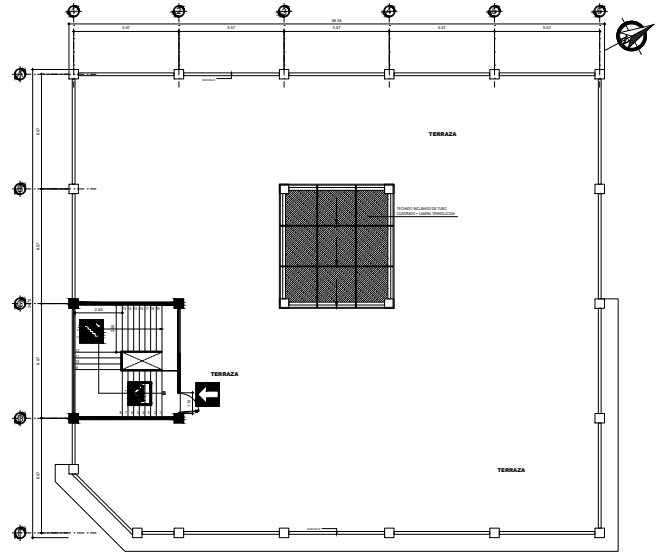
NOMENCLATURA

- | | | | |
|---|-----------------------------|---|-------------------------|
|  | VIA DE EVACUACION |  | PUNTO DE REUNION |
|  | SALIDA DE EMERGENCIA |  | ESCALERA |
|  | EXTINTOR |  | ZONA SEGURA |

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUM	FECHA No. 26/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: • PLANTA DE EVACUACIÓN PRIMERA Y SEGUNDO NIVEL	TITULO
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		



PLANTA DE EVACUACIÓN ESC 1/100
TERCER NIVEL



PLANTA DE EVACUACIÓN ESC 1/100
TERRAZA

NOMENCLATURA

-  **VIA DE EVACUACION**
-  **SALIDA DE EMERGENCIA**
-  **EXTINTOR**
-  **PUNTO DE REUNION**
-  **ESCALERA**
-  **ZONA SEGURA**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS - CUSAM -		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PARA MERCADO DE TRES NIVELES DE ALDEA BARRANCA GRANDE EL CENTRO, MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL CUCUBO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS		
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	MUNICIPALIDAD DE SAN CRISTOBAL CUCUBO	HOJA No. 27/27
DISEÑO: ANDERSON FUENTES	CONTIENE: PLANTA DE EVACUACIÓN TERCER NIVEL Y TERRAZA	T I M B R E
CALCULO: ANDERSON FUENTES		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: FEBRERO DE 2024		