

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN,
MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO

SAN MARCOS, JULIO DE 2024.

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



**DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN,
MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:
BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

REVISOR: ING. JOSÉ LUIS CASTILLO BAUTISTA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

SAN MARCOS, JULIO DE 2024.

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

MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO

M. Sc. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

DIRECTOR

LICDA. ASTRID FABIOLA FUENTES MAZARIEGOS

SECRETARIA CONSEJO DIRECTIVO

ING. AGR. ROY WALTER VILLACINDA MALDONADO

REPRESENTANTE DOCENTE

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN

REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ

REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

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

COORDINACIÓN ACADÉMICA

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

COORDINADORA, EXTENSIÓN
PLAN FIN DE SEMANA, TEJUTLA

LICDA. MIRNA LISBET DE LEÓN
RODRÍGUEZ

COORDINADORA, EXTENSIÓN
PLAN FIN DE SEMANA
MALACATÁN

LICDA. JULIA MARITZA GÁNDARA
GONZÁLEZ DE ALMENGOR

COORDINADOR, EXTENSIÓN
TACANÁ

LIC. MARVIN EVELIO NAVARRO
BAUTISTA

COORDINADOR, INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES –IDICUSAM–

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO
SÁNCHEZ

COORDINACIÓN DE EXTENSIÓN

LIC. MARIO RENÉ REQUENA

COORDINADOR, CARRERA
CONTADURÍA PÚBLICA Y
AUDITORIA

LIC. CARLOS EDELMAR
VELÁSQUEZ GONZÁLES

COORDINADOR, EXTENSIÓN
PLAN DIARIO Y FIN DE SEMANA,
IXCHIGUÁN

ING. AGR. MIGUEL AMÍLCAR
LÓPEZ LÓPEZ

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

M. Sc. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

DIRECTOR

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ

COORDINADOR ACADÉMICO

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

COORDINADOR DE CARRERA

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

ASESOR

ING. JOSÉ LUIS CASTILLO BAUTISTA

REVISOR

San Marcos, 13 de noviembre de 2023

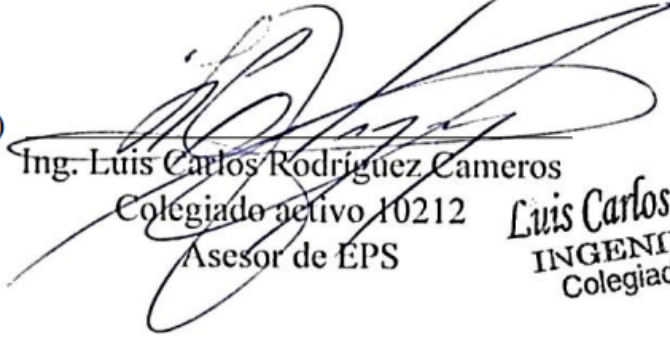
Coordinación de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil

Estimados ingenieros:

Por este medio atentamente se les informa que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario Bryan Rocael Velásquez Orozco Registro Académico 201647390 y CUI 2897 51365 1210 de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIAN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

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

Atentamente,

f) 
Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Colegiado activo 10212
Asesor de EPS
Luis Carlos Rodríguez C.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 10212

San Marcos, 10 de noviembre de 2023


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

Estimado Ingeniero Luis Carlos Rodríguez Cameros:

Por este medio atentamente le informo que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario Bryan Rocael Velásquez Orozco Registro Académico 201647390 y CUI 2897 51365 1210 de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIAN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

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

Atentamente,



Ing. José Luis Castillo Bautista
Colegiado activo 8,426
Revisor de EPS

Quetzaltenango, 29 de julio 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 **BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO**, con Registro Académico 201647390, cuyo trabajo se titula: "DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"

Después de revisarlo detenidamente y señaladas las recomendaciones que corresponden 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

05 de agosto 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 DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**", que fue desarrollado por el estudiante universitario **Bryan Rocael Velásquez Orozco**, CUI **2897 51365 1201** y registro académico **201647390**, quien fue debidamente asesorado por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. José Luis Castillo Bautista.

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 07-2024.

05 de agosto 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 4.4 del acta no. 006-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 02 de agosto de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 01 de agosto del año 2,024, por el estudiante: **Bryan Rocael Velásquez Orozco**, carné **201647390** la cual dice:

Yo, **Bryan Rocael Velásquez Orozco**, con número de carné **201647390**, con cierre de pensum de la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, "**DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**" habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, así mismo por el revisor Ing. José Luis Castillo Bautista, Lingüista, Gaspar Tambriz Gómez, Coordinador EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales antes mencionados.

Para lo cual la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, de conformidad con el artículo 21 inciso c. del normativo vigente, por unanimidad, **APRUEBA** el Trabajo denominado: "**DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**", presentado por el estudiante: **Bryan Rocael Velásquez Orozco** carné **201647390**, 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: BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO
CARRERA: INGENIERIA CIVIL.
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.18) del Acta No. 014-2024**, de sesión ordinaria celebrada por la Coordinación Académica, el 21 de agosto de 2024, que dice:

“QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS: a) ORDENES DE IMPRESIÓN. CARRERA: INGENIERIA CIVIL. a.18) La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-23-2024, de fecha 21 agosto de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel, Coordinador Carrera Ingeniería Civil, a la que adjunta solicitud del estudiante: BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO, Carné No. 201647390, en el sentido se le **AUTORICE IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, 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 DE EDIFICIO PARA MERCADO DE LA ALDEA SAN SEBASTIÁN, MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, al estudiante: BRYAN ROCAEL VELÁSQUEZ OROZCO, Carné No. 201647390, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL.”

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


PhD. Robert Enrique Orozco Sánchez
Coordinador Académico



DEDICATORIA A:

Dios: Por darme vida, salud, inteligencia y perseverancia para poder alcanzar las metas que me propongo, por guiar mi vida, estar conmigo en cada paso que doy y darme fuerza para cumplir mis sueños.

Mis Padres: Fredy Velásquez y Celeste de Velásquez, por su amor y apoyo incondicional, por guiarme y motivarme a buscar y alcanzar mis sueños, por no dejar que me rindiera.

Mi Abuela: Julia Vásquez, por cuidarme por sus consejos y por el amor que me ha dado a lo largo de mi vida.

MI Hija: Paula Sofia, por ser el motor de inspiración para poder lograr alcanzar mis sueños.

Mi Esposa: Stephane Ruíz, por apoyarme y no dejar que me rindiera, por ser mi compañera de vida quien me apoya a buscar siempre lo mejor en todos los ámbitos de nuestra vida.

Mis Hermanos: Jimmy Velásquez y Andy Velásquez; por su amor y apoyo incondicional, por motivarme a seguir adelante en todo lo que me propongo.

Familia Ruíz Guzmán: por brindarme su apoyo incondicional.

Mis amigos de la carrera: Por la Amistad y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

Universidad de San Carlos de Guatemala: Por ser el alma máter que me permitió nutrirme de conocimientos.

Carrera de Ingeniería civil: Por proporcionarme los conocimientos que me han permitido realizar este trabajo de graduación.

Mi asesor: Ing. Luis Carlos Rodríguez, por haberme guiado durante el trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	V
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE ANEXOS	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
OBJETIVOS	XXI
JUSTIFICACIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de San Marcos	1
1.2. Aspectos históricos	1
1.3. Localización y colindancias.....	2
1.4. Clima.....	3
1.5. Situación demográfica.....	3
1.6. Características de infraestructura	4
1.6.1. Vías de acceso	4
1.6.2. Servicios públicos.....	4
1.6.2.1. Sistema de distribución de agua	5
1.6.2.2. Drenajes.....	5
1.6.2.3. Redes de distribución eléctrica	6
1.7. Características socioeconómicas.....	6
1.7.1. Actividad y economía	7
1.7.2. Idioma y religión	7
1.7.3. Servicios	7
1.7.4. Transporte	8
1.7.5. Salud	8
1.7.6. Educación.....	9

1.8.	Monografía de aldea San Sebastián	10
1.8.1.	Descripción de las necesidades	11
2.	MARCO TEÓRICO GENERAL	13
2.1.	Sistemas estructurales	13
2.2.	Métodos exactos de análisis estructural	15
2.3.	Consideraciones generales para el diseño de estructuras de concreto	16
2.3.1.	Materiales usados en la fabricación de concreto	16
2.3.1.1.	Cementos.....	16
2.3.1.2.	Agregados.....	17
2.3.1.3.	Agua.....	17
2.3.1.4.	Aditivos	18
2.3.1.5.	Aceleradores de fraguado.....	19
2.3.1.6.	Impermeabilizantes	20
2.4.	Concreto armado	20
2.5.	Concreto liviano	21
2.6.	Concreto pesado.....	21
2.7.	Fundamentos de diseño.....	21
2.8.	Códigos de diseño y especificaciones	22
2.8.1.	Requisitos y disposiciones de seguridad del Código ACI.....	22
2.8.1.1.	Requisitos mínimos de resistencia.....	22
2.8.1.2.	Requisitos sísmicos	23
2.8.1.3.	Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural	23
2.8.2.	Normas Técnica Guatemalteca CONRED NRD-2.....	24
2.8.3.	Normas de seguridad estructural AGIES.....	25
2.9.	Situación sísmica	25
2.9.1.	Situación sísmica de Guatemala	25
2.9.1.1.	Sismicidad y nivel de protección	26
2.9.2.	Situación sísmica del departamento de San Marcos.....	26

2.9.2.1.	Clasificación del sitio.....	27
2.9.2.2.	Sismos para diseño estructural.....	28
2.9.2.3.	Intensidades Sísmicas Especiales.....	28
3.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	29
3.1.	Descripción general del proyecto.....	29
3.2.	Estudio de suelos.....	29
3.3.	Evaluación de la calidad del suelo.....	29
3.3.1.	Ensayo compresión (triaxial).....	29
3.3.2.	Determinación del valor soporte.....	30
3.4.	Levantamiento topográfico.....	31
3.5.	Diseño arquitectónico.....	32
3.6.	Estructuración.....	32
3.6.1.	Sistema estructural a utilizar.....	32
3.6.2.	Requerimiento de áreas.....	33
3.6.3.	Distribución de espacios.....	33
3.7.	Análisis estructural.....	34
3.7.1.	Predimensionamiento estructural.....	34
3.7.2.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles.....	42
3.8.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	43
3.8.1.	Análisis de marcos dúctiles método de Kani.....	56
3.8.2.	Momentos últimos por envolvente de momentos.....	66
3.8.3.	Diagrama de momentos.....	69
3.8.4.	Diagrama de cortes.....	71
3.8.5.	Resultados de análisis usando ETABS.....	72
3.9.	Diseño estructural.....	73
3.9.1.	Diseño de losas.....	74

3.9.2. Diseño de vigas	92
3.9.3. Diseño de columnas	100
3.9.4. Diseño de cimientos	119
3.9.5. Diseño de rampas y escaleras	136
3.9.6. Diseño de parqueo	138
3.10. Salidas de emergencia.....	138
3.11. Planos Constructivos	141
3.12. Presupuestos y cronograma del proyecto.....	142
3.13. Especificaciones técnicas y generales.....	143
3.14. Medidas de mitigación	143
CONCLUSIONES.....	147
RECOMENDACIONES	149
BIBLIOGRAFÍA	151
ANEXO.....	153

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonificación Sísmica de Guatemala	27
Figura 2. Vigas en la dirección (X-X)	36
Figura 3. Vigas en la dirección (Y-Y)	36
Figura 4. Áreas tributarias	38
Figura 5. Planta de losas.....	41
Figura 6. Marco Dúctil en la dirección X-X	42
Figura 7. Marco dúctil en la dirección Y-Y	43
Figura 8. Listado de amenazas sísmicas	50
Figura 9. Gráfica de espectro de respuesta sísmica	55
Figura 10. Diagrama de Momentos debido a Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y	69
Figura 11. Diagrama de Momentos debido a Carga Viva, eje C, dirección Y-Y	70
Figura 12. Diagrama de Momentos debido Carga por Sismo, eje C, dirección Y-Y	70
Figura 13. Diagrama de Corte debido a Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y	71
Figura 14. Diagrama de Corte debido a Carga Viva, eje C, dirección Y-Y	71
Figura 15. Diagrama de Corte debido Carga por Sismo, eje C, dirección Y-Y	72
Figura 16. Coeficientes para casos de continuidad en losas.....	74
Figura 17. Planta de Distribución de losas primero y segundo nivel	75
Figura 18. Momentos Positivos y Negativos para losas del primer nivel	79
Figura 19. Momentos Positivos y Negativos para losas del segundo nivel	80
Figura 20. Momentos Positivos y Negativos para losas del tercer nivel	80
Figura 21. Representación del Balanceo de Momentos	82
Figura 22. Armado y espaciamiento de la losa.....	92

Figura 23. Armado y espaciamiento de viga principal	99
Figura 24. Detalle de la sección de viga principal	100
Figura 25. Valores K_x y K_y	115
Figura 26. Detalle de columna C-1	118
Figura 27. Corte en una dirección Z-1	126
Figura 28. Cortante en dos direcciones Z-1	128
Figura 29. Detalla de Armado de la Zapata Z-1	135
Figura 30. Sección de la Zapata Z-1	136
Figura 31. Detalle de gradas	137
Figura 32. Rotulación de la carga ocupacional máxima	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos del estudio de suelo.....	30
Tabla 2. Peralte mínimo de vigas	35
Tabla 3. Integración de Cargas Muertas primer nivel Eje C dirección Y-Y	45
Tabla 4. Integración de Cargas Vivas en Y-Y, eje C, primer nivel	46
Tabla 5. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, eje C, primer nivel	46
Tabla 6. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, Eje C, Segundo Nivel ..	47
Tabla 7. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, eje C, tercer nivel	47
Tabla 8. Peso total de la estructura (Ws).....	48
Tabla 9. Coeficientes de Sitio Fa	51
Tabla 10. Factor Na para períodos cortos de vibración	51
Tabla 11. Coeficientes de Sitio Fv	52
Tabla 12. Factor Nv para períodos cortos de vibración	52
Tabla 13. Factores Kd según el nivel del sismo.....	53
Tabla 14. Sistemas estructurales.....	54
Tabla 15. Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas.....	56
Tabla 16. Momentos Fijos por Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y	59
Tabla 17. Momentos Fijos por Carga Viva, eje C, dirección Y-Y	60
Tabla 18. Momentos de Sujeción por Carga Muerta, Eje C, Dirección Y-Y	61
Tabla 19. Momentos de Sujeción por Carga Viva, eje C, dirección Y-Y	62
Tabla 20. Momentos Negativos Finales de las Vigas	65
Tabla 21. Envolvente de Momentos en Viga, primer nivel, eje C, Y-Y	67
Tabla 22. Envolvente de Momentos en Viga, segundo nivel, eje C, Y-Y	68

Tabla 23. Envolvente de Momentos en Columnas, primer nivel, eje C, Y-Y.....	68
Tabla 24. Envolvente de Momentos en Columnas, Segundo Nivel, Eje C, Y-Y.....	69
Tabla 25. Comparación de resultados entre ETABS y Kani	72
Tabla 26. Momentos balanceados en losas del primer nivel, eje X-X.....	83
Tabla 27. Momentos balanceados en losas del segundo nivel, eje X-X	84
Tabla 28. Balanceo de Momentos en losas del segundo nivel, eje Y-Y.....	85
Tabla 29. Momentos balanceados en losas del tercer nivel, eje X-X.....	86
Tabla 30. Balanceo de Momentos en losas del tercer nivel, eje Y-Y	87
Tabla 31. Áreas de acero y espaciamentos	91
Tabla 32. Requerimientos del Acero con momento negativo.....	95
Tabla 33. Requerimientos del Acero con momento positivo	95
Tabla 34. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1	100
Tabla 35. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1	101
Tabla 36. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1	101
Tabla 37. Condiciones de esbeltez en la sección 6.2.5 del ACI 318-14	105

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Libreta topográfica	153
Anexo 2. Presupuesto Integrado.....	154
Anexo 3. Estudio de suelo.....	155

LISTA DE SÍMBOLOS

R	resistencia última del suelo
C	cohesión
Φ	ángulo de fricción interna en grados
Σ	esfuerzo normal
FR	factor de seguridad adimensional
γ_{concreto}	peso específico del concreto
f'c	resistencia a la compresión del concreto
fy	resistencia a la tracción del acero
h	peralte total de la viga de diseño
L	luz libre de la viga de diseño
Ag	área gruesa de la columna de análisis
a	base de la sección transversal de la columna
b	alto de la sección transversal de la columna
m	relación de losa
t	espesor de losa
P	perímetro de losa
CM_{losa}	carga muerta para losa
CV_{losa}	carga viva para losa
CU_{losa}	carga última para losa
CM	carga muerta
CV	carga viva
M_a^{\mp}, M_b^{\mp}	momentos negativos lado corto y largo

C_a^{\mp}, C_b^{\mp}	coeficiente para momento negativo lado corto y largo
D_{1-2}	factor de distribución
K_{1-2}	rigidez de la losa
d_{losa}	peralte efectivo de losa
rec_{losa}	recubrimiento libre
\emptyset varilla	diámetro de varilla
$A_{s\text{mín } 1}$	área de acero mínimo
$A_{s\text{mín } 2}$	área de acero mínimo al límite de cadencia
b_w	franja de análisis (1 m)
d_{losa}	peralte efectivo de losa
$M_{A_s \text{ mín } 1}$	momento para área de acero mínimo de acero
Φ	factor de reducción de resistencia
d_{V1}	peralte efectivo de viga V-1
h_{V1}	altura de viga V-1
ρ_b	cuantía balanceada
β_1	factor que relaciona la profundidad de bloque de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
V_n	esfuerzo nominal resistente a esfuerzos cortantes
V_c	esfuerzo resistente al corte por el concreto
V_s	esfuerzo resistente al corte por el acero
λ	factor de modificación del concreto de peso normal
V_u	cortante último
E	efecto de esbeltez en columna

k_p	factor de longitud efectiva de pandeo
L_c	longitud libre de la columna
σ	radio de giro
ψ	factor de modificación para la longitud de desarrollo
k	factor de longitud efectiva de la de la columna
γ_{x-y}	factor de longitud efectiva
b	base de la columna
h	altura de la columna
E_{x-y}	excentricidades en X y Y
M_{dx-y}	momentos para el diseño de la columna X y Y
P'_U	carga última con flexión biaxial (e_x y e_y), que resistirá la columna
P'_x	carga de resistencia de la columna con excentricidad en x
P'_y	carga de resistencia de la columna con excentricidad en y
P'_o	carga que soporta cuando actúa carga axial
D_f	desplante de la zapata
γ_{suelo}	peso específico del suelo
P_{total}	carga total en zapata
A	base de la zapata
B	ancho de la zapata
I_x	inercia en X
r_x	radio de giro en X
$P_{servicio\ sx}$	carga de servicio por cargas muertas, vivas y sismo en X
e_x	excentricidad en X
e_y	excentricidad en Y

$\sigma_{\text{mín x}}$	esfuerzo mínimo en X,Y
$\sigma_{\text{máx x}}$	esfuerzo máximo en X,Y
A_{zapata}	área total de la zapata
$\sigma_{\text{último}}$	esfuerzo último para el diseño
F_s	factor de seguridad
d	peralte efectivo de la zapata
\emptyset varilla	diámetro de la varilla

GLOSARIO

- Viga:** Es un elemento estructural que principalmente, tiene el objetivo de soportar cargas de flexión y transmitir los esfuerzos a través de su sección transversal.
- Columna:** Las columnas son elementos esenciales para el soporte de la estructura, se instalan en posición vertical y resisten tanto fuerzas de compresión como de flexión. Su función principal es transmitir todas las cargas de la estructura hacia la cimentación.
- Zapata:** Es un elemento de cimentación que se utiliza para distribuir el peso y las cargas de una estructura al suelo de manera equitativa. Las zapatas se utilizan en construcciones de todo tipo, como edificios, puentes y torres, y su diseño varía según el tipo de suelo y las cargas a las que estará expuesta.
- Estudio de suelo:** El estudio de suelo es un análisis realizado para determinar las características físicas, químicas y mecánicas de un suelo, con el fin de evaluar su capacidad para soportar estructuras o determinar su idoneidad para un determinado uso.
- Cimentación:** La cimentación es la parte de una estructura que se encarga de transmitir y distribuir las cargas de la superestructura al suelo o terreno sobre el que se encuentra.

- ACI 318-14:** El ACI 318-14 es un código de construcción desarrollado por el American Concrete Institute -ACI- que establece los requisitos para el diseño y construcción de estructuras de concreto.
- 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 tecnológica en el campo de las estructuras.
- Espaciamiento:** Es la separación establecida según el diseño para varillas de acero de refuerzo
- Peralte:** Es la altura desde el punto de la fibra a compresión más extrema al centroide de la capa de varillas en tensión
- Recubrimiento:** Se refiere al revestimiento o capa protectora que se aplica sobre la superficie de la estructura para protegerla de daños, corrosión y desgaste.
- Altimetría:** La altimetría es una técnica que se utiliza para medir la altitud de una ubicación o el relieve de una superficie. Se basa en el uso de altímetros, que son instrumentos que miden la presión atmosférica y la convierten en una medida de altitud.
- Carga muerta:** Se refiere al peso propio de una estructura o elemento constructivo, es decir, el peso que la estructura o elemento ejerce sobre sí mismo debido a su masa.

- Carga viva:** Se refiere al peso o carga móvil que actúa sobre una estructura durante su uso.
- Factor de seguridad:** Se refiere a un margen de seguridad que se agrega a la resistencia estructural calculada de una construcción o diseño.
- Losa:** Es una estructura plana y delgada de concreto armado o de otro material que se utiliza para cubrir y sostener una superficie horizontal de una vivienda o cualquier obra civil.
- Sobrecarga:** La sobrecarga se refiere a la situación en la que una estructura o componente de una estructura se ve sometida a una carga o fuerza mayor de la que fue diseñada para soportar.
- Acero:** En el diseño, el acero se utiliza para proporcionar resistencia estructural y soportar cargas, como la gravedad, el viento y el movimiento del suelo.
- Cargas mayoradas:** Se refieren a la aplicación de un factor de seguridad adicional a las cargas de diseño en ingeniería estructural. Este factor de seguridad adicional se utiliza para tener en cuenta las incertidumbres en las estimaciones de carga
- Valor soporte:** Se refiere a la capacidad del suelo para soportar cargas sin deformarse o colapsar.

Cuántía de acero: Es la cantidad de acero que se utiliza en la construcción de una estructura o elemento de concreto armado. Se expresa como un porcentaje del volumen total de concreto.

RESUMEN

El diseño del edificio para mercado de la aldea San Sebastián, municipio de San Marcos, departamento de San Marcos, es un lugar de compra y venta de productos alimenticios y servicios en general, donde los productores locales y los comerciantes minoristas se encuentran para abastecer a la comunidad de alimentos frescos y otros productos necesarios para el consumo diario.

El objetivo de diseñar un mercado es crear un espacio funcional y atractivo que satisfaga las necesidades de los comerciantes y consumidores locales. Esto implica tener en cuenta varios aspectos, como la distribución de los puestos, la infraestructura necesaria, la gestión de residuos, la promoción de productos locales y saludables, y la integración del mercado en la comunidad local.

Para el diseño estructural con marcos dúctiles se deben considerar el estudio de cargas que actuarán sobre la estructura, como cargas muertas, cargas vivas, cargas sísmicas, además, se analiza la selección de materiales y se deben diseñar las conexiones entre los elementos de la estructura, como los vínculos entre las vigas y columnas, los anclajes de los soportes de las losas. Se diseña la distribución y dimensionamiento de los marcos de acuerdo a las cargas y las exigencias de desempeño sísmico.

Para el diseño se basa en el código de ACI 318-14 "Building Code Requirements for Structural Concrete" es una norma aplicable en los Estados Unidos y otros países, que establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto. En esta norma se incluyen criterios de diseño para estructuras de marcos dúctiles, que son capaces de resistir cargas y deformaciones sísmicas significativas.

INTRODUCCIÓN

En cualquier lugar en el que nos encontremos es de suma importancia que cuenten con lugares de intercambio de productos de necesidad básica, como se podría realizar en un mercado, en aldea San Sebastián, del municipio de San Marcos, es un lugar en constante crecimiento poblacional y no cuenta con la infraestructura adecuada que cubra esta necesidad, por lo que la población se ve obligada en viajar a lugares aledaños para realizar este tipo de intercambios, a fin de cubrir esta necesidad, es por eso que es necesario el planteamiento del diseño de un mercado, que cubra esta necesidad en la población, el área del terreno con la que se cuenta para dicho diseño es de aproximadamente 1,752 m².

Consistirá en un edificio de 3 niveles, lo que lleva a una construcción total de aproximadamente 3,525 m², compuesto de marcos, vigas, columnas y losas planas de concreto armado, muros de block para la separación de ambientes, rampas y escaleras, salidas de emergencia. También contará con espacios destinados para cada área de productos de primera necesidad, como: granos básicos, frutas y verduras, el segundo nivel estará previsto para venta de vestuarios y calzado entre otros artículos, y el tercer nivel se dispondrá para áreas de cocina. Así mismo se plantea elaborar la planificación completa de todo el edificio.

El diseño se realizará mediante el análisis de programas como ETABS y MATHCAD, siguiendo las normas y estándares de construcción establecidos por la American Concrete Institute -ACI 318-14- y la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural -AGIES-.

Se tiene como objetivo principal un diseño arquitectónico que contribuya al desarrollo económico y social de la aldea San Sebastián, fomentando la actividad comercial y fortaleciendo el sentido de comunidad, además, se realizará un análisis de sismos para evaluar y mitigar los riesgos asociados a la actividad sísmica en la región, garantizando la seguridad estructural del edificio y de sus ocupantes en caso de un evento telúrico.

OBJETIVOS

Objetivo general

Realizar el diseño de edificio para mercado de la aldea San Sebastián, municipio de San Marcos, departamento de San Marcos.

Objetivos específicos

- Diseñar un edificio bajo las normas estructurales ACI 318-14, AGIES NSE 2, NSE, CONRED NRD-2 permitidas, que logre la seguridad estructural del edificio.
- Distribuir adecuadamente los ambientes, tomando en cuenta a sus usuarios y sus funcionalidades, para así generar una propuesta que sea apta en la actualidad y proyección futura.
- Implementar un plan de distribución eficiente en el edificio, considerando la comodidad de los usuarios, la fluidez del tráfico peatonal y la accesibilidad para personas con movilidad reducida.
- Realizar un diseño estructural que cumpla con las cargas y solicitaciones propias de un mercado, garantizando la estabilidad y resistencia del edificio frente a posibles fenómenos sísmicos y de viento.
- Elaborar una memoria de cálculo detallada que respalde el diseño del edificio, justificando cada decisión tomada en base a criterios técnicos y normativos, asegurando la seguridad y fiabilidad de la estructura.

JUSTIFICACIÓN

La deficiencia con la que fue planteada y estudiada la construcción de los mercados existentes, hace necesaria la implementación de un nuevo mercado para la aldea de San Sebastián, municipio de San Marcos, que cumpla con las necesidades actuales y futuras. De esta manera se colabora con el comercio de las pequeñas empresas para su crecimiento y desarrollo.

Debido a que la aldea de San Sebastián, municipio de Sn Marcos se encuentra en un punto estratégico para el comercio y distribución de productos, esta actividad ha generado un incremento en el área necesaria para el mercado y su espacio se ha ido quedando pequeño. Esto genera la falta de cumplimiento con las condiciones aptas, tanto de los usuarios como de los vendedores.

El área de mercado no cuenta con espacios adecuados y cómodos, lo que genera contaminación en el ambiente, tanto visual como auditivo, pudiendo incluir así mismo a los desechos sólidos, afectando la salubridad del lugar.

Debido a que la zona del mercado fue tomando una ubicación en donde pasa la carretera hacia el altiplano marquense, ha generado nodos vehiculares y peatonales. Además de que se encuentra en un estado de deterioro, y que no cuenta con las instalaciones adecuadas, es necesario implementar una nueva solución que descongestione el área y así crear una mejor propuesta para los habitantes de dicho sector.

El nuevo diseño y su estructura busca concretar las acciones realizadas, y se intenta involucrar de una manera adecuada el desarrollo ambiental y técnico integrando la actividad comercial con el desarrollo de la población, y generando una mejora en su

infraestructura en el proceso, con la colaboración como futuros profesionales aportando los conocimientos adquiridos en la carrera de ingeniería civil.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de San Marcos

El municipio de San Marcos se caracteriza por su diversidad religiosa, su rica variedad cultural y la práctica de diversos deportes. A continuación, se presentan todas las características distintivas del municipio de San Marcos en forma monográfica.

1.2. Aspectos históricos

En el año 1752, al construir viviendas al estilo español y con la necesidad de conducir la vida colectiva dentro de las normas administrativas, el barrio San Marcos Sacatepéquez representado por cuatro vecinos, solicitaron la instalación del Ayuntamiento Municipal y de esta manera inició la carrera política autónoma del pueblo y la actividad cívica de los ciudadanos, así comenzó el apellido Barrios para denominar a las personas que velaron por la instauración de esta entidad del nuevo lugar poblado. La elección de los integrantes de la primera municipalidad se aprobó el 3 de enero de 1754 en la iglesia del Espíritu Santo en Quetzaltenango, que era sede del Corregimiento al que entonces pertenecía y confirmada por Decreto del 19 de junio de 1754 de la Real Audiencia de Guatemala.

El 8 de mayo de 1866, se elevó la categoría de distrito a departamento por Decreto Gubernativo, el 16 de agosto de 1898 se estableció como cabecera departamental, y el 27 de noviembre de 1933, por medio del Decreto 477 se dispuso trazar una nueva población entre San Marcos y San Pedro Sacatepéquez con el nombre <La Unión>, bajo ese criterio se inició la construcción de la obra arquitectónica <Palacio Maya> con el propósito de dejar evidencia de la

unificación de los pueblos; el 9 de febrero de 1942 se estableció el nuevo municipio llamado San Marcos La Unión, pero en 1945 desapareció y se restablecieron los municipios de San Marcos y San Pedro Sacatepéquez. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 17)

1.3. Localización y colindancias

El Departamento de San Marcos se encuentra situado en la región VI o región Sur Occidental, su cabecera departamental es San Marcos, está a 2397 metros sobre el nivel del mar y a una distancia de 252 kilómetros de la Ciudad Capital de Guatemala. Cuenta con una extensión territorial de 2397 kilómetros cuadrados, con los siguientes límites departamentales: al Norte con Huehuetenango, al Sur con Océano Pacífico y Retalhuleu, al Este con Quetzaltenango; y al Oeste con la República de México. Se ubica en la latitud 14° 57' 40" y longitud 91° 47' 44". Con un clima generalmente templado, aunque el departamento posee una variedad de climas debido a su topografía, su suelo es naturalmente fértil, inmejorable para toda clase de cultivos. (SEGEPLAN, 2020, pág. 1)

Su territorio ocupa 118.34 km² que equivale al 3.29% del departamento, la altura mínima es de 1,260 y la máxima 4,220 metros sobre el nivel del mar; dista a 251 km de la ciudad capital. San Marcos tiene como municipios vecinos al norte, Comitancillo, Tejutla e Ixchiguán, al sur, San Cristóbal Cucho, Esquipulas Palo Gordo, Nuevo Progreso y San Rafael Pie de la Cuesta, al este, San Lorenzo y San Pedro Sacatepéquez, y al oeste, San Pablo y Tajumulco. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 18)

1.4. Clima

El clima en el municipio de San Marcos se caracteriza por ser templado, con una temperatura media anual de 12.4 °C. Durante el año, las temperaturas oscilan entre una máxima de 19.0 °C y una mínima de 5.7 °C. En cuanto a la precipitación pluvial, se registra un promedio de 2,138 milímetros al año. La temporada de lluvias generalmente se extiende desde mayo hasta noviembre, con un total de 118 días de lluvia en ese período. Además, se registra una humedad relativa media del 83%. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 18)

1.5. Situación demográfica

El Instituto Nacional de Estadística -INE-, en el Censo realizado en el año 2002, reportó 36,225 habitantes en San Marcos y representaban el 4.56 % de la población del departamento, en el Censo del 2018 se contabilizaron 47,063 personas; por lo tanto, la población aumentó 29.56 % con respecto al primer año de medición, además se encuentra en el noveno lugar de los municipios con mayor población en el departamento. Para el año 2032 se estima que habrá 88,854 personas. En el censo del año 2018 también se indica que 96.06 % de las personas se identifican como ladinos y 3.55 % son Mayas, también hay extranjeros (0.17 %), garífunas (0.15 %), afrodescendientes/creole/afromestizo (0.05 %), y xinca (0.02 %); además la población de mujeres era mayor que la de hombres (52.71 y 47.29 %), y la densidad poblacional era de 388.95 hab./km², este dato es mayor que el departamental (309.55). (PDM-OT , 2020-2032, pág. 21)

1.6. Características de infraestructura

El municipio de San Marcos cuenta con diversas características de infraestructura y servicios básicos para el desarrollo integral de sus comunidades. A continuación, se describen las vías de acceso y los servicios públicos disponibles:

1.6.1. Vías de acceso

En el municipio de San Marcos se encuentra una importante vía principal, la RN-1, que conecta el departamento con la ciudad capital y continúa hasta la frontera con México. Esta ruta también se une con las carreteras CA-1 y CA-2, lo que facilita el acceso a diferentes regiones del país.

Además de esta vía principal, el municipio cuenta con carreteras departamentales como la RN-12N, que conecta al altiplano marquense, y la RN-12S, que comunica con el sur del departamento a través de San Cristóbal Cucho y el Quetzal.

En cuanto a la infraestructura vial interna del municipio, hay calles y caminos que conectan diferentes sectores con la cabecera municipal, facilitando así la movilidad de los habitantes y el acceso a los servicios básicos.

En resumen, el municipio de San Marcos cuenta con una red vial que lo conecta con diferentes partes del país, lo que favorece la integración y el desarrollo de la región. Además, cuenta con infraestructura interna que permite una buena circulación dentro del propio municipio.

1.6.2. Servicios públicos

El objetivo principal de estos servicios es mejorar la calidad de vida de las comunidades y a su vez garantizar la igualdad de oportunidades para todos los

habitantes. Entre los servicios más importantes que se tienen en el municipio de San Marcos se encuentran los siguientes:

1.6.2.1. Sistema de distribución de agua

San Marcos está ubicado en un área geográfica que abarca tres cuencas hidrográficas: Naranjo, Cuilco y Suchiate. Además, la cobertura forestal en la zona desempeña un papel importante en la recarga de agua en el territorio. En la región se encuentran varios ríos, como Agua Escondida, Cabús, El Apeadero, Canoa de Piedra, El Nacedero, Chimachiche, Los Soicos, Chisguachín, Chisigüe, así como riachuelos como Chicá, El Rastrojo, Los Cerezos, El Barrial, Las Ortigas, Telencán y el arroyo Serchil. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 52)

En el municipio de San Marcos, solo cinco de las comunidades y el área urbana cuentan con sistemas de abastecimiento de agua potable gestionados por la Empresa Municipal de Agua Potable. Estos sistemas aseguran la calidad del agua a través de la cloración y cuentan con infraestructuras como captaciones, válvulas, tanques de almacenamiento y distribución, así como redes interconectadas de tuberías. Por otro lado, las demás comunidades dependen de fuentes de agua naturales como pozos, ríos y manantiales, y no cuentan con sistemas de purificación, siendo la única medida de tratamiento el hervido del agua antes de su consumo. Cabe destacar que la mayoría de estas fuentes se encuentran ubicadas en áreas boscosas y el acceso al agua entubada es limitado.

1.6.2.2. Drenajes

El Censo 2018 del INE indica que, de 10,056 hogares, 65.79 % están conectados a la red de drenajes, el 20.17 % utiliza letrinas o pozos ciegos, 8.26 % están

conectados a fosas sépticas, 5.41 contaban con excusados lavables y 0.37 % no contaban con servicios sanitarios, ver gráfica 6. Cabe resaltar que algunas aldeas tienen el sistema de alcantarillado en todo su territorio y otras de manera parcial (San Rafael Soche, Agua Caliente, San Sebastián). Por otra parte, no se tiene este sistema en las siguientes comunidades: Ixquihuil, Ixtagel y El Bojonal, Santa Lucía Ixcamal, San Antonio Serchil, El Milagro, El Cerro, La Unión, Los Puentes, Los Cerezos, El Rodeo, Alta Vista, El Canaque y Barranca de Gálvez. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 44)

1.6.2.3. Redes de distribución eléctrica

La EEMSM y ENERGUATE son las empresas encargadas de proveer el suministro de energía eléctrica en San Marcos, ofreciendo diferentes opciones de voltaje adaptadas a las distintas demandas de la población.

Ambas empresas están comprometidas con garantizar la calidad y confiabilidad del servicio eléctrico. Para lograrlo, realizan inversiones constantes en infraestructura y tecnología, ampliando y mejorando la red de distribución eléctrica para cubrir las necesidades de la creciente población de San Marcos.

1.7. Características socioeconómicas

Es una medida que evalúa la situación social y económica de las familias en San Marcos, tomando en cuenta sus ingresos y empleo. La proporción de personas que viven en situación de pobreza y pobreza extrema en este municipio es alta, lo que lleva a muchos habitantes a buscar oportunidades en otros municipios o incluso emigrar a Estados Unidos, con el objetivo de mejorar su situación económica y calidad de vida.

Este fenómeno se ve más frecuentemente en las aldeas que en el área urbana del municipio.

1.7.1. Actividad y economía

Se descubrió que la industria agrícola es la principal proveedora de empleo en el municipio, sin embargo, no son suficientes para cubrir las necesidades de la población como alimentación, salud, educación, vivienda y ropa.

La siembra del maíz es de importancia en el municipio, está relacionada a la cultura del municipio, se tiene en cuenta que la siembra es un bien agrícola y se le considera parte de la economía familiar de la comunidad que se relaciona a la economía de subsistencia existente en el lugar. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 17)

1.7.2. Idioma y religión

Las lenguas que se hablan son el castellano, Sipakapense y mam, aunque la mayoría de su población habla el castellano. En el departamento de San Marcos se encuentran varias iglesias de la cuales se puede observar la Catedral Católica y capillas de cada cantón. Además, hay cinco templos mormones y numerosas iglesias evangélicas.

1.7.3. Servicios

Desde el punto de vista del mercado y la economía, los servicios son una serie de actividades que tienen como objetivo satisfacer las necesidades específicas de los clientes. Existen diferentes tipos de servicios, como los gubernamentales y los no gubernamentales.

Servicios estatales: Se refieren a todos los servicios ofrecidos por el gobierno para cubrir las necesidades de una localidad.

Servicios no estatales: Son aquellos que no dependen de la administración pública, se centran en lo privado y generan beneficios para los miembros de una comunidad o grupo.

1.7.4. Transporte

La conectividad y la accesibilidad son elementos fundamentales para el desarrollo económico y social de un municipio. Contar con una red de transporte eficiente es vital para impulsar el comercio, la actividad turística y mejorar la calidad de vida de los habitantes. Por ello, es necesario que se realicen las inversiones adecuadas en infraestructuras viales que permitan una movilidad fluida y segura.

San Marcos es la cabecera del departamento con el mismo nombre, la ciudad es un referente para los otros municipios e incluso para la región Suroccidente del país, en este espacio también se tienen las sedes de instituciones gubernamentales, no gubernamentales, financieras y también es un centro de tránsito hacia la parte sur del país, también se encuentra cerca de la frontera con México; por esto se observa mucha actividad en el área urbana incluyendo el comercio que es dinámico con el vecino municipio de San Pedro Sacatepéquez. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 49)

1.7.5. Salud

En el municipio se cuenta con infraestructura de salud como el Hospital Nacional, así como la Dirección del Área de Salud y el Centro de Salud en la cabecera municipal, también cuatro puestos de salud en las aldeas El Bojonal, Barranca de Gálvez, San Sebastián y San Antonio Serchil, la demanda de los servicios es alta por parte de la población y resultan insuficientes los recursos para atender todos

los padecimientos de las personas, además es importante agregar que el dato de médicos por cada 1,000 habitantes es de 2.57 (incluye a los médicos del Hospital Nacional de San Marcos), mayor que la cifra nacional de 0.355. (PDM-OT , 2020-2032, pág. 43)

1.7.6. Educación

El servicio de educación aún no cubre a la totalidad de la población estudiantil en San Marcos, con relación a la infraestructura educativa, según el Ministerio de Educación, en el año 2016 había 55 establecimientos de nivel preprimario públicos y 10 privados, 45 públicos de primaria y 10 privados, 12 públicos, 18 privados y 5 por cooperativa del ciclo básico, y 5 públicos y 24 privados de diversificado. En el cuadro 6 se presenta la tasa neta de cobertura que indica el número de estudiantes en edad escolar que asisten a los ciclos educativos, basándose en la edad en que deberían estar en cada nivel; de modo que en ninguno de los cuatro ciclos (preprimaria, primaria, básico y diversificado), llega la totalidad de estudiantes que deberían de hacerlo y el dato mayor se observa en primaria (72.29 %), también se observa que el número de mujeres que se educan, es mayor que el de hombres. Aunque la problemática educativa está presente en todo el municipio, es mayor en Barranca de Gálvez, Canaque, Alta Vista, Cano de Piedra, El Bojonal, Ixquiuhila, Ixtagel, Caserío de Serchil y San Sebastián. (PDM-OT , 2020-2032, págs. 46,47)

1.8. Monografía de aldea San Sebastián

La Aldea de San Sebastián es una comunidad ubicada en el municipio de San Marcos, en el departamento de San Marcos, Guatemala. San Marcos es una región montañosa en el altiplano occidental del país, conocida por su clima fresco y su producción agrícola, especialmente de café.

La aldea forma parte de la rica herencia cultural y natural de la región, con tradiciones locales que reflejan la mezcla de influencias indígenas y españolas. Además, la región cuenta con paisajes montañosos impresionantes, incluyendo volcanes y bosques nubosos, lo que hace que sea un lugar atractivo tanto para los habitantes locales como para los visitantes que buscan experimentar la belleza natural de Guatemala.

La aldea San Sebastián es una de las diecisiete aldeas del municipio de San Marcos. El nombre de la comunidad de San Sebastián se originó debido a que un caminante dejó una imagen recomendada con el señor Jesus Arreaga debido a que la persona ya la recogió, por medio de esta se formó un templo colocando la imagen en este sitio y con ayuda del mismo fue reconocido como San Sebastián ascendiéndolo como aldea. La aldea se ha ido transformando con el paso de los años, se ha dispersado conforme las necesidades de la población en cuanto a vivienda, educación y servicios básicos. Actualmente funciona un establecimiento educativo de nivel primario, un instituto básico por cooperativa, una plaza, campo de futbol, la estación de bomberos voluntarios, la alcaldía, entre otros. Se han ido mejorando los caminos de acceso y circulación. También la infraestructura de vivienda ha mejorado con el paso de los años, actualmente está en gestión un proyecto de mejoramiento escuela primaria, el cual consta en la colocación de un

techo semicurvo con estructura metálica y lamina troquelada, además de la construcción de un muro de contención y el muro de circulación. Se ha visto afectada por las tormentas que se han tocado el país provocando deslaves, sin embargo, la aldea alcanzado sobreponerse y ha logrado un gran desarrollo durante estos años en relación a infraestructura caminos, empedrados, escuelas, etc. (SEGEPLAN, Sistema Nacional de Inversión Publica, 2024)

1.8.1. Descripción de las necesidades

La aldea San Sebastián, ubicada en el municipio de San Marcos, departamento de San Marcos, Guatemala, enfrenta diversas necesidades que son comunes en áreas rurales y montañosas del país. Algunas de las principales necesidades incluyen:

Infraestructura Vial: La conectividad es limitada debido a la mala condición de las carreteras y caminos que conducen a la aldea. Esto dificulta el acceso a servicios esenciales como salud, educación y mercados.

Salud: Existe una necesidad urgente de mejorar el acceso a servicios de salud. La aldea podría carecer de centros de salud bien equipados, personal médico capacitado y medicamentos. En emergencias, la distancia a hospitales o clínicas más grandes puede ser crítica.

Agua Potable y Saneamiento: El acceso a agua potable y a un sistema adecuado de saneamiento es probablemente limitado. Esto contribuye a problemas de salud, incluyendo enfermedades gastrointestinales y malnutrición.

Seguridad Alimentaria: La producción agrícola limitada y la falta de acceso a mercados puede llevar a inseguridad alimentaria. Las familias pueden tener dificultades

para asegurar una dieta equilibrada, lo que afecta la nutrición, especialmente en los niños.

Desastres Naturales: Dada la ubicación geográfica de San Marcos, la aldea puede estar expuesta a riesgos de desastres naturales como deslizamientos de tierra, terremotos y lluvias intensas, lo que agrava la vulnerabilidad de la comunidad.

Abordar estas necesidades requiere un enfoque integral que considere el desarrollo de infraestructura, la mejora en los servicios básicos, la promoción del desarrollo económico, y el fortalecimiento de la resiliencia comunitaria frente a los desastres naturales.

2. MARCO TEÓRICO GENERAL

2.1. Sistemas estructurales

Una estructura es un conjunto de elementos interconectados entre sí, diseñados para soportar las cargas que afecta a los componentes verticales y horizontales, transmiten las cargas de la edificación a los apoyos garantizando el equilibrio, la estabilidad y sin sufrir deformaciones.

Los tipos de sistemas estructurales se clasifican según su proceso constructivo y su forma de transferencia de cargas entre sus elementos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- clasifica a los sistemas de concreto armado empleados en el país en seis familias, las cuales son:

Estructura de marcos simples (Sistema E1): Es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso. Los marcos pueden ser de concreto reforzado, de perfiles de acero estructural o combinados.

Estructura de muros (Sistema E2): Es un sistema sostenido por muros estructurales interconectados con losas actuando como diafragmas. Los muros soportan el 100% de las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria. La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no tendrán la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura. Las losas pueden

tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sismo-resistente.

Estructura combinada (Sistema E3): Es un sistema sostenido por una combinación de muros estructurales y marcos (formados con columnas y vigas), todos interconectados con losas actuando como diafragmas. Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en proporción a sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los marcos tendrán una función sismo-resistente.

Estructura dual (Sistema E4): El sistema E4 será similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener obligadamente muros que en cualquier piso tomen al menos el 60% del cortante de piso y marcos de Alta Ductilidad (Tipo DA) capaces de tomar, sin el concurso de los muros, al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales.

Soportes en voladizo y naves (Sistema E5): Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección de la carga horizontal.

Péndulo invertido (Sistema E6): Es un sistema que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. Además, más del 50% de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción a

momento. La capacidad de momento flector en el extremo del soporte no será menos que 50% de la capacidad en la base del soporte. (AGIES, 2020, pág. 26)

2.2. Métodos exactos de análisis estructural

El análisis estructural en edificios es un proceso de cálculos con los cuales se determinan el efecto de las cargas y las fuerzas internas de cada elemento que interviene en una estructura. Con los datos obtenidos, se logra comprender cómo actúa la estructura y mitigar las fallas provocadas por los impactos de carga en zonas puntuales permitiendo al diseñador garantizar una estructura segura bajo cualquier situación de aplicación de cargas. El análisis estructural se realiza generalmente en cada elemento por individual como vigas, losas, columnas y paredes. Todos estos elementos tienen fuerzas aplicadas, tales como cargas de sismo, cargas muertas como el peso propio y sobrecargas permanentes, y cargas vivas como la ocupación del edificio.

Los métodos exactos de análisis estructural se pueden aplicar a distintos tipos de estructuras y tipos de condiciones de cargas no importando la dimensión del proyecto, estos métodos son más implementados por sistemas de computadora usando programas de análisis estructural basados en métodos matriciales, método de rigideces y método de elementos finitos. “Los edificios de marcos rígidos son estáticamente indeterminados en alto grado y su análisis mediante métodos “exactos” (a menos que se usen computadoras) es tan demorado que esto hace que los métodos aproximados sean muy populares.” (McCormac & Brown, 2017, pág. 454).

2.3. Consideraciones generales para el diseño de estructuras de concreto

A la hora de construir con concreto simple o concreto reforzado, se debe considerar varios factores de acuerdo a la ubicación de la obra, como el clima, la geografía del lugar y la mano de obra calificada. En cuanto a materiales se debe tomar en consideración por parte del diseñador la distancia y calidad del banco de materiales, certificados de calidad, cantidad de materia orgánica, calidad del agua y si es el caso analizar el uso de aditivos, algunos de estos datos se obtienen por medio de análisis de muestras obtenidas en campo y analizadas en laboratorio de mecánica de suelos. En cuanto a ejecución se tomarán las especificaciones técnicas y generales proporcionadas por el ejecutor del proyecto en las cuales debe contener tiempos de fraguado, proporción de mezcla y tipo de material a utilizar.

El diseño de estructuras de concreto se debe basar en normas y requerimientos mínimos establecidos, tanto nacionales como internacionales.

2.3.1. Materiales usados en la fabricación de concreto

2.3.1.1. Cementos

Un material cementante es aquel que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas. De los diferentes cementos hidráulicos desarrollados, el cemento Portland, patentado por primera vez en Inglaterra en 1824, es el más común de todos. El cemento Portland es un material grisáceo finamente pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio. Estos materiales se muelen, se mezclan, se funden en hornos hasta obtener el llamado clinker, y se enfrían y se muelen de nuevo para lograr la finura

requerida. Cuando el cemento se mezcla con el agua para conformar una pasta suave, ésta se rigidiza gradualmente hasta conformar una masa sólida. Este proceso se conoce como fraguado y endurecimiento. Se dice que el cemento ha fraguado cuando ha ganado suficiente rigidez para resistir una presión arbitrariamente definida, punto a partir del cual continúa endureciendo durante un largo tiempo, o sea que sigue ganando resistencia. (Nilson, 2001, pág. 29)

2.3.1.2. Agregados

Los agregados naturales se clasifican generalmente en finos y gruesos. Un agregado fino o arena es cualquier material que pasa el tamiz No. 4, es decir. el material más grueso en que éste se clasifica como agregado grueso o grava. El tamaño máximo de agregado grueso para concreto reforzado está controlado por la facilidad con que éste debe entrar en las formaletas y en los espacios entre barras de refuerzo. Para concretos estructurales comunes, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento del volumen de la masa endurecida. El resto está conformado por la pasta de cemento endurecida. (Nilson, 2001, pág. 30)

2.3.1.3. Agua

El agua en la pasta disuelve el material en la superficie de los granos de cemento y forma un gel que aumenta gradualmente en volumen y rigidez, lo que lleva a una rigidización rápida. En concretos comunes, el cemento probablemente nunca termina el proceso de hidratación. De acuerdo con H. Rüschi, para completar la hidratación de una cantidad dada de cemento se requiere químicamente una cantidad de agua con peso igual a aproximadamente el 25 por ciento del cemento,

es decir, una relación agua cemento de 0.25. Sin embargo, durante el proceso de hidratación debe estar presente una cantidad adicional de agua para proporcionarle movilidad al agua misma dentro de la pasta de cemento, de manera que ésta pueda alcanzar las partículas de cemento y proporcione la manejabilidad necesaria en la mezcla de concreto. Para concretos normales la relación agua-cemento varía, por lo general en el intervalo de 0.40 a 0.60, aunque para los concretos de alta resistencia se han utilizado relaciones tan bajas como 0.25. (Nilson, 2001, pág. 29)

2.3.1.4. Aditivos

Son sustancias que adicionalmente a los materiales que conforman el concreto se le agrega antes o durante el mezclado con fines diversos que se le quieran incorporar, según el proyecto pueden mejorar la mezcla de concreto ante determinadas solicitudes, o para obras expuestas a condiciones climáticas o de suelo severas. Los aditivos según la NTC 1299 se clasifican en:

Tipo A Plastificantes: permite disminuir la cantidad de agua necesaria para obtener una determinada consistencia del concreto.

Tipo B Retardante: demora el tiempo de fraguado del concreto.

Tipo C Aceleradores de fraguado: acelera tanto el fraguado como la ganancia de resistencia a edad temprana del concreto.

Tipo D Plastificante Retardante: permite disminuir la cantidad de agua necesaria para obtener una mezcla con determinada consistencia y retardar su fraguado.

Tipo E Plastificante Acelerante: permite disminuir la cantidad de agua necesaria para obtener una mezcla con determinada consistencia y acelerar tanto el fraguado como la resistencia a edad temprana.

Tipo F Superplastificante: permite la reducción del agua de mezcla en más de un 12% para obtener determinada consistencia en el concreto.

Tipo G Superplastificante retardante: permite la reducción del agua de mezcla en más de un 12% para obtener determinada consistencia en el concreto y además retardar su fraguado.

Tipo H Superplastificante Acelerante: permite la reducción del agua de mezcla en más de un 12% para obtener determinada consistencia en el concreto y acelerar tanto el fraguado como la resistencia a edad temprana. (ARGOS, S.F)

2.3.1.5. Aceleradores de fraguado

Los aditivos acelerantes son aquellos cuya función principal es reducir o adelantar el tiempo de fraguado del cemento. La utilización del acelerante de fraguado está principalmente indicada en aquellos hormigones donde es necesario tener resistencias elevadas a temprana edad. Las aplicaciones principales de un acelerante de fraguado están en aquellos hormigones que: necesitan un desencofrado rápido, hormigones sumergidos o en presencia de agua para evitar el lavado, necesitan ponerse en servicio rápidamente, favorecer el desarrollo de resistencias en tiempo frío. Los acelerantes de fraguado se dividen en dos grupos, aquellos que su composición base son cloruros y los exentos de cloruros. Los primeros pueden atacar a las armaduras con la mínima presencia de humedad,

por lo que sólo se deben emplear en hormigones en masa. Debido a la gran cantidad de factores que influyen en el proceso de fraguado del cemento, como son dosificaciones y tipo de cemento, temperatura de los componentes del hormigón, temperatura ambiente, masa de hormigón, dosificación del acelerante, etc., no se puede saber a priori cuánto es el aceleramiento obtenido con una dosificación de aditivo acelerante, por lo que es necesario hacer un ensayo previo con los mismos componentes y condiciones que se tengan en obra y de esta forma poder determinar la dosificación óptima para la aceleración de fraguado que queremos. (ANFAH, 2023)

2.3.1.6. Impermeabilizantes

Se usan sustancias impermeabilizantes para prevenir que el agua entre en superficies, como muros, techos y objetos que necesitan estar libres de humedad. Su función es reducir o eliminar los poros del material, sellar filtraciones y aislar la humedad del entorno.

2.4. Concreto armado

El concreto es una mezcla de agregado grueso, agregado fino, cemento y agua, al solidificarse es un material muy resistente que imita las características de una roca, es utilizado en la construcción de edificios, puentes, viviendas, entre otros, y es considerado el material más usado en el mundo en base a sus características moldeables, su fácil preparación y su alta eficiencia.

Cuando se combina con acero se le denomina concreto armado, de tal manera que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia. El acero de refuerzo, absorbe la tracción, cizalladura y a veces los esfuerzos de compresión, el concreto por

sí solo no es bueno para resistir fuerzas por tracción, por esta razón obtienen mayor resistencia cuando trabajan juntos.

2.5. Concreto liviano

Es un concreto con un peso volumétrico menor al concreto normal y sus características de trabajabilidad también son similares. Su resistencia es menor en igualdad de diseño, por lo que se requiere un ajuste en el consumo de cemento. Su costo es más elevado, pero se compensa debido a que la estructura necesita elementos más pequeños que permite una reducción en la cantidad de concreto requerido, con lo que se recupera la inversión. Su capacidad aislante del calor es suficiente para eliminar parcialmente, o por completo, la necesidad de utilizar un material aislante adicional. (NRMCA, 2023).

2.6. Concreto pesado

El concreto pesado tiene como característica ser de alta densidad y para ello necesita agregados que tengan densidad alta, es así que se puede escoger con qué mineral diseñar, entre ellas se tiene hierro, magnetita, la limonita, rocas de cantera, como barita, virutas de acero y materiales sintéticos. (Science Direct, 2019, pág. 26)

2.7. Fundamentos de diseño

Una estructura debe cumplir con ciertas características básicas que se analizan en el diseño estructural para que cumpla con una función en específico, en cuanto a diseño de edificaciones se debe tomar en cuenta la conveniencia, la cual busca la ubicación y disposición de espacios, determinación de luces, alturas, accesos y flujo de tránsito humano y vehicular dentro de las instalaciones. El segundo criterio a tomar en

cuenta es la economía: en el cual el costo total del proyecto no se debe exceder del presupuesto existente del cliente, en esta fase influye de manera directa el costo actualizado de materiales, el transporte al lugar de construcción y la mano de obra, los cuales se deben calcular en el presupuesto del proyecto. Otro aspecto importante es la suficiencia estructural, la cual trata en que se debe soportar las cargas aplicadas por servicio a la edificación y soportar las deflexiones, ladeos, torciones o fallas de cualquier elemento de manera que impida su funcionalidad. Esto se logra a través de un diseño y análisis estructural de la edificación para verificar las solicitaciones máximas y con éstas dimensionar la estructura a construir. Por último, se encuentra la mantenibilidad, lo cual trata que el proyecto ya construido requiera el menor y más simple mantenimiento.

2.8. Códigos de diseño y especificaciones

Existen códigos de diseño de concreto simple y concreto armado, tanto nacionales e internacionales, en estos se detallan procedimientos, requerimientos y consideraciones mínimas para el diseño de los elementos de las edificaciones según su tipología estructural.

2.8.1. Requisitos y disposiciones de seguridad del Código ACI

El Instituto Americano del Concreto por sus siglas en inglés ACI es una organización que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia al hormigón reforzado. Cuenta con presencia a nivel mundial y su sede central se halla en Michigan, Estados Unidos.

2.8.1.1. Requisitos mínimos de resistencia

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 318s, 2014, p. 9)

La resistencia de diseño de un miembro y sus nudos y conexiones, en términos de momento, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia Φ aplicable. Las estructuras y miembros estructurales deben tener en todas sus secciones resistencias de diseño ΦS_n mayores o iguales a la resistencia requerida, U , calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones requeridas por este reglamento o por el reglamento general de construcción. (ACI 318s, 2014, p. 56)

2.8.1.2. Requisitos sísmicos

El código ACI hace referencia e inclusión a los parámetros de sismo en sus requerimientos de diseño para elementos estructurales en zonas sísmicas, se diseña para esfuerzos sísmicos o sus solicitaciones usando las combinaciones de cargas multiplicadas por un factor para mayorar las resistencias requeridas, sin embargo, éste no toma responsabilidades en cuestión de la severidad de los sismos, los cuales se deben acoplar a normas locales para obtener parámetros en base a sismos anteriores, fallas existentes y placas actuantes.

2.8.1.3. Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural

Las disposiciones de seguridad del código ACI se adaptan a las formas de las ecuaciones, las cuales utilizan factores de cargas de resistencia y factores de mayoración de cargas, estos factores están basados en datos estadísticos y confían en

alto grado en la experiencia y del criterio del profesional la seguridad proporcionada expresa conforme: Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida $\Phi S_n \geq U$.

El funcionamiento se refiere a la capacidad del sistema estructural o miembro estructural de proveer un comportamiento y funcionalidad adecuados bajo las acciones que afecten al sistema. Los requisitos de funcionamiento tratan aspectos como las deflexiones y la fisuración, entre otros. (ACI 318s, 2014, p. 57)

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia Φ aplicados a las resistencias nominales. (ACI 318s, 2014, p. 56) Sección R4.6

2.8.2. Normas Técnica Guatemalteca CONRED NRD-2

La coordinadora nacional para la reducción de desastres -CONRED-, es una entidad gubernamental creada en base a las características geológicas y geográficas en que se encuentra el país y su principal función es prevenir, reducir, mitigar, atender y participar ante los desastres a nivel nacional evitando que la población pueda ser afectada.

La Norma de Reducción de Desastres No.2 NRD2: Normas Mínimas de Seguridad en edificaciones e Instalaciones de Uso Público, establece los requisitos mínimos de seguridad que deben observarse en las rutas de evacuación y salidas de emergencia de todas aquellas edificaciones e instalaciones, nuevas y existentes, a las cuales tienen acceso terceras personas, por ejemplo: oficinas, clínicas, centros de salud, mercados, iglesias, salones municipales, alcaldías auxiliares, escuelas y centros educativos, la -NRD2- fue creada con el principal objetivo de

ser un conjunto de acciones dirigidas a reducir los efectos generados por la presentación de un evento natural o provocado. (NRD-2 CONRED, 2019, p. 5).

2.8.3. Normas de seguridad estructural AGIES

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-, fundada en 1996, es una entidad privada no lucrativa, cultural, académica, gremial formativa y científica que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, y el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. (AGIES, 2020)

Las Normas de Seguridad Estructural -NSE-, establecen en su contenido recomendaciones, criterios y factores mínimos de construcción aplicados en el país en cuanto a temas de estructuras en las diferentes tipologías estructurales, diseños sismorresistentes, factores de cargas y ocupación, demandas estructurales, estudios geológicos, diseño de puentes, obras de retención, acero y prefabricados. Las NSE están dirigidas a profesionales para comprender su significado y limitaciones, éstas no se hacen responsable por un mal manejo, comprensión o aplicación de la misma, el profesional debe aplicar su criterio propio.

2.9. Situación sísmica

2.9.1. Situación sísmica de Guatemala

El país es altamente sísmico debido que a sus costas convergen tres placas tectónicas, las cuales son las placas del caribe, norteamericana y la de cocos, sumado las fallas geológicas internas locales como lo son: el Polochic, Motagua y

Jocotán. El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la Placa de Cocos se mete por debajo de la Placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción). Este proceso da origen a una gran cantidad de temblores y formación de volcanes. El contacto entre estas dos placas está aproximadamente a 50 km frente a las costas del Océano Pacífico. A su vez, estos dos procesos generan deformaciones al interior de la Placa del Caribe, produciendo fallamientos secundarios como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula. (INSIVUMEH, 2023)

2.9.1.1. Sismicidad y nivel de protección

El Nivel de Protección Sísmica -NPS- es una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras nuevas o existentes contra los riesgos derivados de las solicitaciones de carga y de amenazas sísmicas. El nivel de protección requerido se especifica en la Tabla 4.2.2-1 de la NSE 2, y depende del grado de amenaza sísmica en el sitio y de la clasificación de la obra. (AGIES NSE-1, 2023, p. 2-1)

2.9.2. Situación sísmica del departamento de San Marcos

El departamento de San Marcos ubicado en la región VI suroccidente del país, es uno de los departamentos que ha sido más afectado con la actividad sísmica, en los últimos años San Marcos ha sido epicentro de dos terremotos, uno en el año 2012 donde se registraron varios fallecidos y uno más en el año 2014, ambas actividades sísmicas causaron serios daños en cuanto a infraestructura y pérdidas humanas.

El suelo se clasifica en los siguientes tipos:

Sitios favorables, estos son suelos con poca variabilidad.

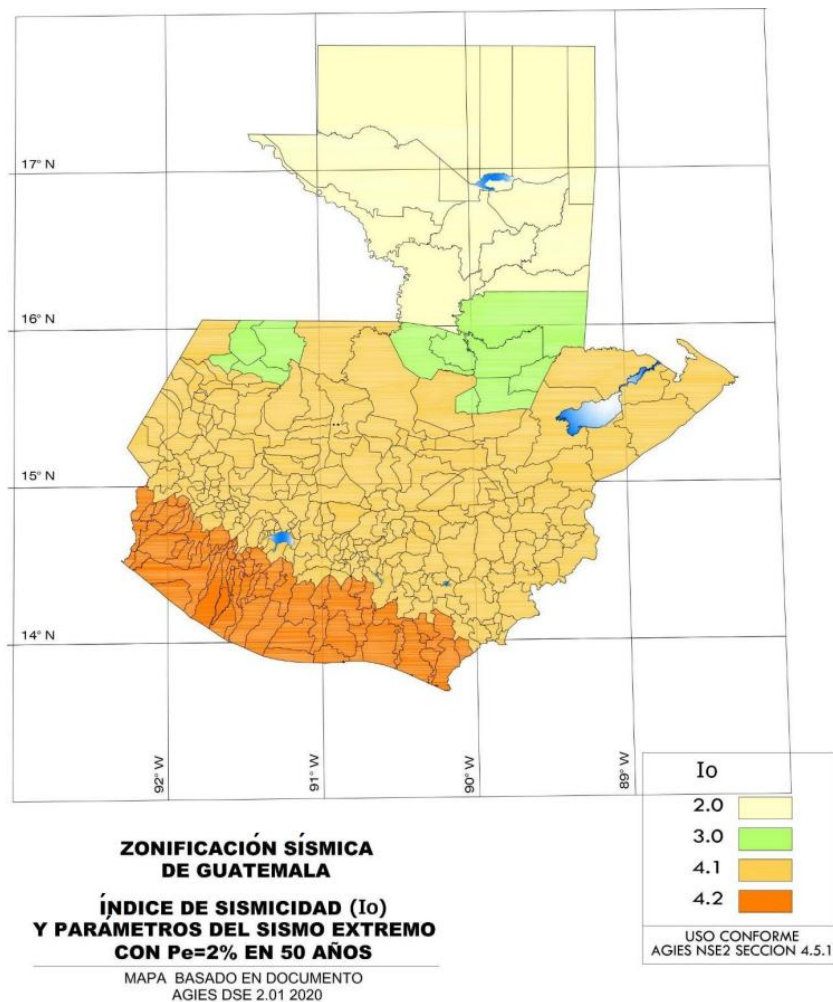
Sitios Intermedios, estos son suelos con variabilidad suelen ser rellenos.

Sitios desfavorables, en estos se encuentran los suelos expansivos, suelos colapsables, suelos blandos, rellenos antrópicos, entre otros.

La clasificación del sitio se establece conforme el tipo y basamento del suelo, para todo el país AGIES presenta el siguiente mapa ubicando el índice de sismicidad, en el cual se observa que, para el departamento de San Marcos, el índice se encuentra en un valor de 4.1 y 4.2.

2.9.2.1. Clasificación del sitio

Figura 1. Zonificación Sísmica de Guatemala



Fuente: Normas de Seguridad Estructural para Guatemala. NSE-2 AGIES.

2.9.2.2. Sismos para diseño estructural

La actividad sísmica no se puede prevenir o evitar, por tal motivo la ingeniería estructural y sísmica se encarga de estudiar los factores y proporcionar herramientas de diseño que se pueden utilizar para reducir de gran manera los efectos en la estructura.

2.9.2.3. Intensidades Sísmicas Especiales

Según los estudios existentes estos pueden ser aplicados a nuevos proyectos dependiendo la zonificación sísmica y que los datos hayan sido analizados por las autoridades competentes, principalmente, se debe tener en cuenta la proximidad de fallas locales activas y su grado de actividad, el cual influirá y modificará el espectro de diseño. Se calificarán las fallas activas próximas como fuentes sísmicas tipo A, B o C conforme la Tabla 4.6.2-1 de la NSE 2 de AGIES.

3. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

3.1. Descripción general del proyecto

Se planifica la construcción de un nuevo mercado municipal con el objetivo de satisfacer las necesidades actuales de comercio y servicios. Por lo tanto, el edificio tendrá tres niveles con una superficie de construcción de 623.32 m². Contará con amplias áreas para la venta de productos y circulación de compradores, así como espacios dedicados a comedores, tiendas de abarrotes y venta de cerámica. Además, se contempla una sección para la venta de ropa, áreas para joyerías, baños, escaleras y rampas con estacionamiento.

3.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos se realizó en el área destinada para la construcción del edificio, lo cual está ubicada en la aldea de San Sebastián, San Marcos. Se utilizó los procedimientos recomendados por manuales de ensayos de suelos para la extracción de la muestra inalterada

Se llevó a cabo la extracción de una muestra intacta de suelo, con un volumen de 1 pie cúbico, a una profundidad de 2.00 metros, para luego ser cubierto con parafina para mantener su consistencia, con el fin de realizar el ensayo de compresión triaxial y obtener el valor de soporte del terreno.

3.3. Evaluación de la calidad del suelo

3.3.1. Ensayo compresión (triaxial)

Los datos obtenidos de la prueba de compresión triaxial realizada en la muestra, son los siguientes:

Tabla 1. Datos del estudio de suelo

Datos extraídos del estudio de suelos		
1	Ángulo de fricción interna	$\phi = 27.36^\circ$
2	Cohesión	$1.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
3	Peso específico del suelo	$\gamma = 1.65 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
4	Desplante	2.00 m
5	Descripción del suelo	Limo Arenociloso color café
6	Esfuerzo normal	$\sigma = 47.65 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Fuente: Elaboración propia uso de software Excel.

Los valores extraídos del estudio de suelos, son los necesarios para determinar el valor soporte del suelo.

3.3.2. Determinación del valor soporte

El valor de soporte del suelo obtenido a partir del ensayo de compresión triaxial será utilizado como referencia para el diseño de la cimentación del mercado municipal.

Se aplicará la fórmula general de la Ley de Resistencia, mejorada por Terzaghi en 1995, utilizando los datos obtenidos en el estudio de suelos realizado en el área de construcción. Con base en el ángulo de fricción interna, la cohesión del suelo y el esfuerzo último, se podrá calcular el valor de soporte del suelo.

$$R = C + \sigma \times \tan \phi$$

Donde:

R Resistencia última del suelo $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

C Cohesión $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

ϕ Ángulo de fricción interna en grados

σ Esfuerzo Normal $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Desarrollando la fórmula de la ley de resistencia última se determina el siguiente valor:

$$R = 1.33 + 47.65 * \tan (27.36) = 25.99 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para el cálculo de capacidad admisible, es necesario considerar un factor de seguridad lo cual puede oscilar entre 2.5 a 4, para este caso se considera un factor de seguridad FR de 2.5:

$$Q_{\text{adm}} = \frac{R}{\text{FR}}$$

Donde:

FR Factor de Seguridad adimensional

$$Q_{\text{adm}} = \frac{25.99}{2.5} = 10.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

El valor obtenido de 10.4 toneladas sobre metro cuadrado, se utilizará como la capacidad admisible o de diseño para la cimentación del edificio del mercado municipal de San Sebastián, San Marcos.

3.4. Levantamiento topográfico

Previo al diseño del mercado municipal, se requiere realizar la medición mediante la estación total ubicando todos los puntos posibles que beneficie a observar la geometría del suelo. Se ubicaron varias estaciones a los extremos del área deseada y puntos al centro. El levantamiento topográfico se basará principalmente de la planimetría y altimetría logrando obtener los niveles del suelo a partir del nivel del mar y distancias horizontales.

3.5. Diseño arquitectónico

El diseño fue creado para satisfacer las necesidades, cumpliendo con lo establecido por la norma. Se consideran los espacios adecuados de cada ambiente y que la circulación de las personas sea la adecuada. Cada ambiente debe ser funcional y para esto cumple con las siguientes condiciones:

- Funcionalidad
- Áreas de buen tamaño
- Vestíbulo espacioso para el movimiento de mercancías y personas.
- Espacio para carga y descarga de productos.
- Estacionamiento para vehículos
- Iluminación natural, artificial suficiente.

3.6. Estructuración

Permite analizar el sistema adecuado con base a las normativas y limitaciones del área utilizada, considerar los aspectos sísmicos, la seguridad estructural, la elección de los materiales, la calidad de mano de obra y aspectos técnicos que garanticen un proyecto funcional. A partir de la estructuración y de elegir el sistema, se realiza el proceso del cálculo de cada elemento respetando los lineamientos y las normas de seguridad.

3.6.1. Sistema estructural a utilizar

El diseño de este edificio se basará en el sistema de Marcos Simples o Dúctiles, el cual consiste en utilizar vigas y columnas de concreto reforzado y complementado con losas planas. Este sistema tiene la finalidad de resistir tanto cargas horizontales como verticales. El diseño con marcos simples o dúctiles estará enlazado mediante

diafragmas. Con este sistema se realizan los análisis sísmicos con el espectro de respuesta sísmica con las normas vigentes según sea el comportamiento en el departamento.

3.6.2. Requerimiento de áreas

La NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES NÚMERO DOS NRD-2, analiza el uso de cada una de las áreas según el tipo y la cantidad de personas visualizadas con los ambientes que cuenta el diseño del mercado municipal, se establecen los siguientes parámetros:

En cocinas comerciales deberá tener un área no menor a 18.5 m² por persona, para servicios sanitarios se utilizará un factor de 9.3, en el uso del salón donde se ubicarán las mesas del comedor tendrá un factor de 1.39 y por último, las oficinas con las que cuenta el diseño se trabajará con un factor de 9.3.

El motivo de estos factores, según la norma NRD-2, es establecer los metros cuadrados que dispondrá cada persona para su espacio.

3.6.3. Distribución de espacios

La mayor parte de los ambientes del mercado municipal será destinada a ventas. La idea principal en el diseño es la distribución de los espacios que beneficien la circulación de las personas. La iluminación de cada espacio será importante, por lo que habrá una oficina dedicada al control de la energía. Además, se incluirá un área de contabilidad para el registro de quienes hagan uso de los espacios, y un comedor con acceso a todos los niveles.

El módulo de las gradas se considera con medidas adecuadas que conectan los tres niveles y, principalmente, con accesos favorables a las necesidades de crecimiento del mercado.

3.7. Análisis estructural

El análisis estructural es un procedimiento que emplea la mecánica estructural y herramientas matemáticas con el fin de calcular las dimensiones de los elementos estructurales apropiados para el buen funcionamiento. Esto tiene como finalidad asegurar que los componentes de la estructura puedan resistir las cargas vivas, muertas y cargas sísmicas, cumpliendo con los requisitos de diseño establecidos.

La función principal del análisis estructural consiste en determinar si la estructura es segura y estable para soportar las cargas sin sufrir daños considerables funcionando de forma estática y tras la influencia de cargas externas.

3.7.1. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento de los elementos estructurales se calcula considerando diferentes criterios, tal y como se indica en la normativa ACI 318-14, con la finalidad de identificar la sección más adecuada para soportar las cargas que afectan al edificio.

Propiedades de los materiales:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

γ_{concreto} Peso específico del concreto

f'_c Resistencia a la compresión del concreto

f_y Resistencia a la tracción del acero

Predimensionamiento de vigas:

El diseño de los elementos de concreto reforzado que están sometidos a flexión, debe garantizar una rigidez apropiada para evitar deformaciones que puedan comprometer la resistencia de la estructura frente a las cargas a las que está expuesta. Por tanto, el Código ACI 318-14, en su Sección 9.3.1.1, establece los requisitos mínimos de peralte que deben tener estos elementos para cumplir con dicha rigidez requerida en el diseño.

Tabla 2. Peralte mínimo de vigas

Condición de apoyo	Altura mínima h
Simplemente apoyada	$\frac{L}{16}$
Con un extremo continuo	$\frac{L}{18.5}$
Ambos extremos continuos	$\frac{L}{21}$
En voladizo	$\frac{L}{8}$

Fuente: Código ACI 318-14, Sección 9.3.1.1.

Se recomienda utilizar un valor del 10% de la luz de la viga para determinar el peralte con el fin de garantizar que la viga pueda cumplir con su función correctamente. Además, la base de la viga debe ser la mitad de la altura. Sin embargo, es importante tener en cuenta que estos valores son aplicables únicamente al concreto de peso normal, por lo que para otros casos se debe modificar la altura mínima de acuerdo con lo establecido en la sección 9.3.1.1.1 del ACI 318-14.

Peralte de la viga de diseño:

$$h = \frac{L}{10}$$

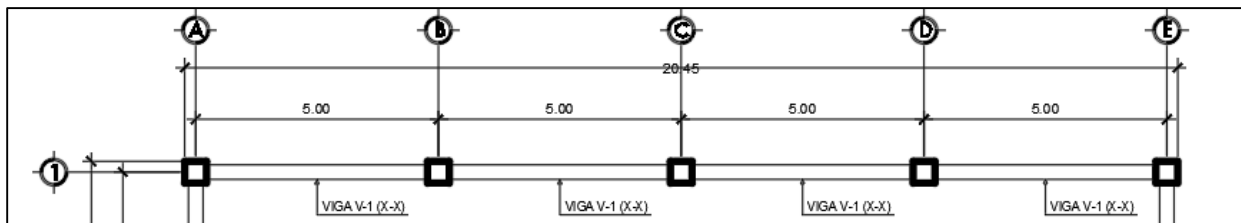
Donde:

h Peralte total de la viga de diseño

L Luz libre de la viga de diseño

Vigas en la dirección (X-X):

Figura 2. Vigas en la dirección (X-X)

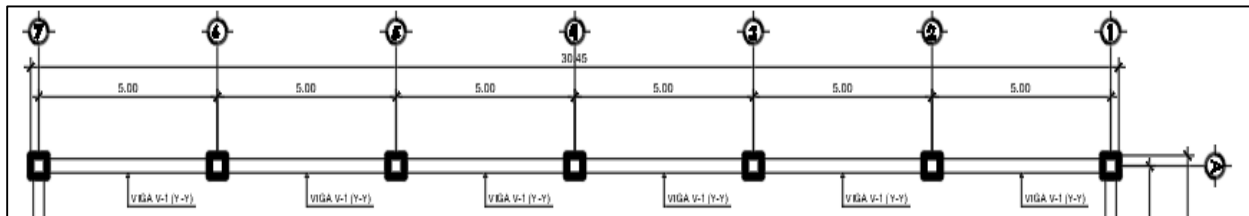


Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

$$h = \frac{L}{10} = \frac{4.55}{10} = 0.455 \text{ m}$$

Vigas en la dirección (Y-Y)

Figura 3. Vigas en la dirección (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

$$h = \frac{L}{10} = \frac{4.55}{10} = 0.455 \text{ m}$$

Según los cálculos anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados, definiendo una altura de 50 cm para las vigas en la dirección X-X, con un ancho de 30 cm, y para

las vigas en la dirección Y-Y, se asignó las mismas medidas de la viga principal de la dirección X-X, datos que fueron utilizados para definir el peralte mínimo de la viga principal en ambas direcciones.

Predimensionamiento de columnas:

El ACI 318-14 establece requisitos en cuanto a las dimensiones mínimas de las columnas de pórticos especiales que resisten fuerzas axiales y cortantes.

Según la sección 18.7.2.1, estas dimensiones mínimas deben ser de al menos 30 cm para la dimensión mínima de la sección transversal.

Para determinar el predimensionamiento mínimo de la columna, es necesario conocer todas las cargas que afectan a la columna y realizar los cálculos correspondientes. Una vez conocidas las cargas, se asignaron alturas y anchuras específicas a las vigas en las direcciones X-X y Y-Y.

Cargas aplicadas a la estructura

Azotea sin acceso

$$C_v = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_m = \text{peso propio} + \text{sobrecarga} = (0.12 * 2400) + 29 = 317 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Segundo nivel

$$C_v = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_m = \text{peso propio} + \text{sobrecarga} = (0.12 * 2400) + 250 = 538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

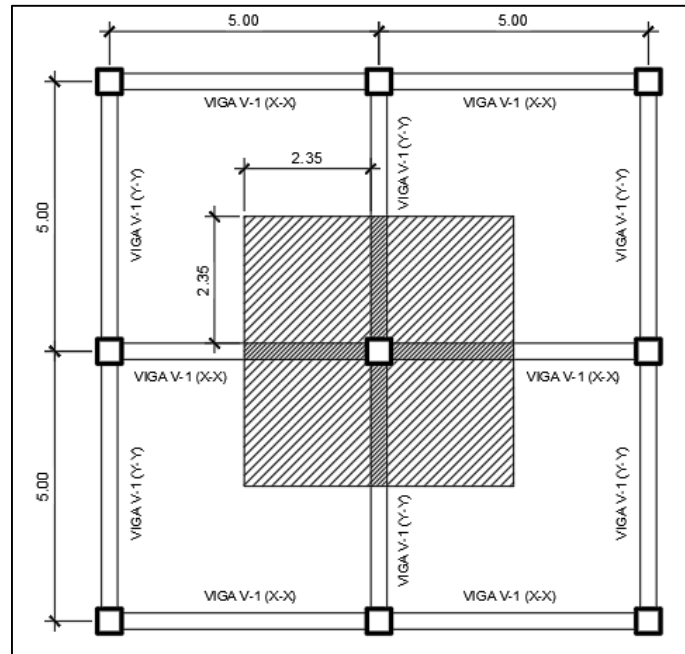
Primer nivel

$$C_v = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_m = \text{peso propio} + \text{sobrecarga} = (0.12 * 2400) + 250 = 538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Áreas tributarias:

Figura 4. Áreas tributarias



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Según la gráfica anterior, se puede observar el área tributaria que afecta a la columna principal central, establecido de la siguiente forma:

$$A_{trib} = 22.09 \text{ m}^2$$

Cargas Azotea sin acceso

$$PV_{Azotea} = A_{trib} * C_v = 22.09 * 100 = 2209 \text{ kg}$$

$$PM_{Azotea} = A_{trib} * C_m + CM_{VigaX} + CM_{VigaY}$$

$$PM_{Azotea} = (22.09 * 317) + 1410 + 1410 = 9822.53 \text{ kg}$$

Cargas segundo nivel

$$PV_{N2} = A_{trib} * C_v = 22.09 * 500 = 11045 \text{ kg}$$

$$PM_{N2} = A_{trib} * C_m + CM_{VigaX} + CM_{VigaY}$$

$$PM_{N2} = (22.09 * 538) + 2199.6 + 2199.6 = 16283.62 \text{ kg}$$

Cargas primer nivel

$$PV_{N1} = A_{trib} * C_v = 22.09 * 500 = 11045 \text{ kg}$$

$$PM_{N1} = A_{trib} * C_m + CM_{VigaX} + CM_{VigaY}$$

$$PM_{N1} = (22.09 * 538) + 2199.6 + 2199.6 = 16283.62 \text{ kg}$$

Sumatoria de cargas:

Carga viva total

$$PV_{TOTAL} = PV_{Azotea} + PV_{N2} + PV_{N1}$$

$$PV_{TOTAL} = 2209 + 11045 + 11045 = 24299 \text{ kg}$$

Carga muerta total

$$PM_{TOTAL} = PM_{Azotea} + PM_{N2} + PM_{N1}$$

$$PM_{TOTAL} = 9822.53 + 16283.62 + 16283.62 = 42389.77 \text{ kg}$$

Mayoración de cargas

$$PU = 1.2 * PM_{TOTAL} + 1.6 * PV_{TOTAL}$$

$$PU = 1.2 * 42389.77 + 1.6 * 24299 = 89746.12 \text{ kg} = 89.75 \text{ Ton}$$

De los datos anteriores se obtiene la carga total mayorada de carga viva y carga muerta aplicada a la columna de análisis, lo cual es la que se utilizará en el siguiente procedimiento:

Uno de los primeros pasos es conocer el área gruesa mínima de la columna y según la tabla 18.7.5.4 del Código ACI 318-14 establece la siguiente fórmula para el predimensionamiento:

$$PU \leq 0.3 * A_g * f'_c$$

$$A_g = a * b$$

Donde:

A_g Área gruesa de la columna de análisis

a Base de la sección transversal de la columna

b Alto de la sección transversal de la columna

Se propone una columna de 45 x 45 centímetros con un área gruesa de 2025 cm².

$$P_U = 0.3 * A_g * f'_c = 0.3 * 2025 * 210 = 127575 \text{ kg} = 127.58 \text{ Ton}$$

Después de haber realizado el cálculo con la sección propuesta, se procede a hacer la verificación de cargas actuantes y cargas resistentes:

$$P_U \leq 0.3 * A_g * f'_c$$

$$89.75 \text{ Ton} \leq 127.58 \text{ Ton} \text{ Si cumple}$$

Predimensionamiento de losas:

Para determinar el peralte de la losa, el primer paso es definir la dirección en la que se va a trabajar para que la carga pueda ser transmitida en ambos sentidos. Esto se basa en la longitud de los lados de la losa y se calcula utilizando la siguiente relación:

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

Donde:

m relación de losa

a lado corto de losa

b lado largo de losa

Para determinar cómo la losa va a trabajar, se basa en las siguientes condiciones:

si $m < 0.5$ una dirección

si $m \geq 0.5$ dos direcciones

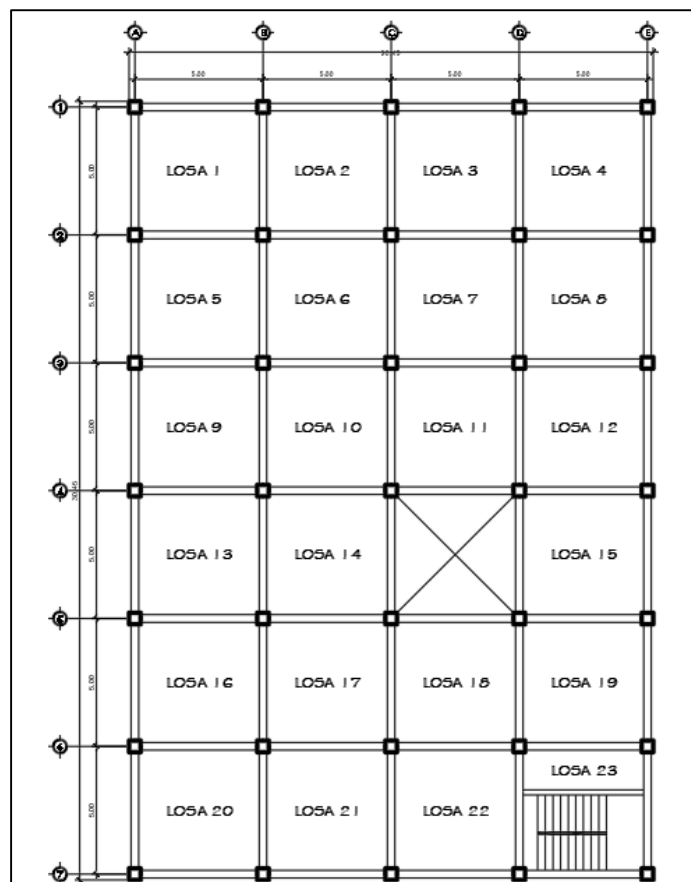
En la imagen siguiente se puede apreciar que todas las losas de los tres niveles tienen las mismas medidas, por lo tanto, se utilizarán las mismas dimensiones para todas ellas, excepto en dos losas y donde se colocarán las escaleras.

A continuación, se muestra la fórmula para determinar la dirección en la que trabajarán las losas:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.70}{4.70} = 1$$
$$1 \geq 0.5$$

Después relación m , se determinó que todas las losas trabajarán en dos direcciones.

Figura 5. Planta de losas



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Cálculo de espesor de la losa:

Una vez que se haya establecido la dirección en la que se trabajará en la losa, es posible determinar el peralte utilizando la siguiente fórmula:

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t espesor de losa

P perímetro de losa

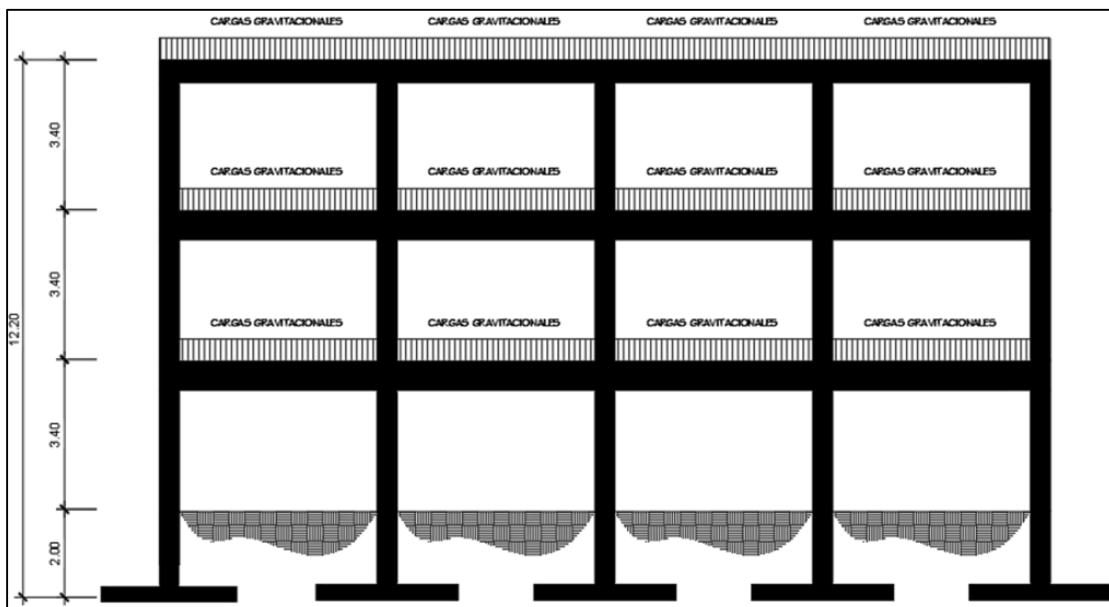
$$t = \frac{P}{180} = \frac{4 * (4.70)}{180} = \frac{18.80}{180} = 0.1044 \text{ m}$$

Se define un espesor total para todas las losas de todos los niveles de 12 cm.

3.7.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Para representar las cargas gravitacionales generadas en los marcos estructurales, se realizó el siguiente corte transversal en el eje 3.

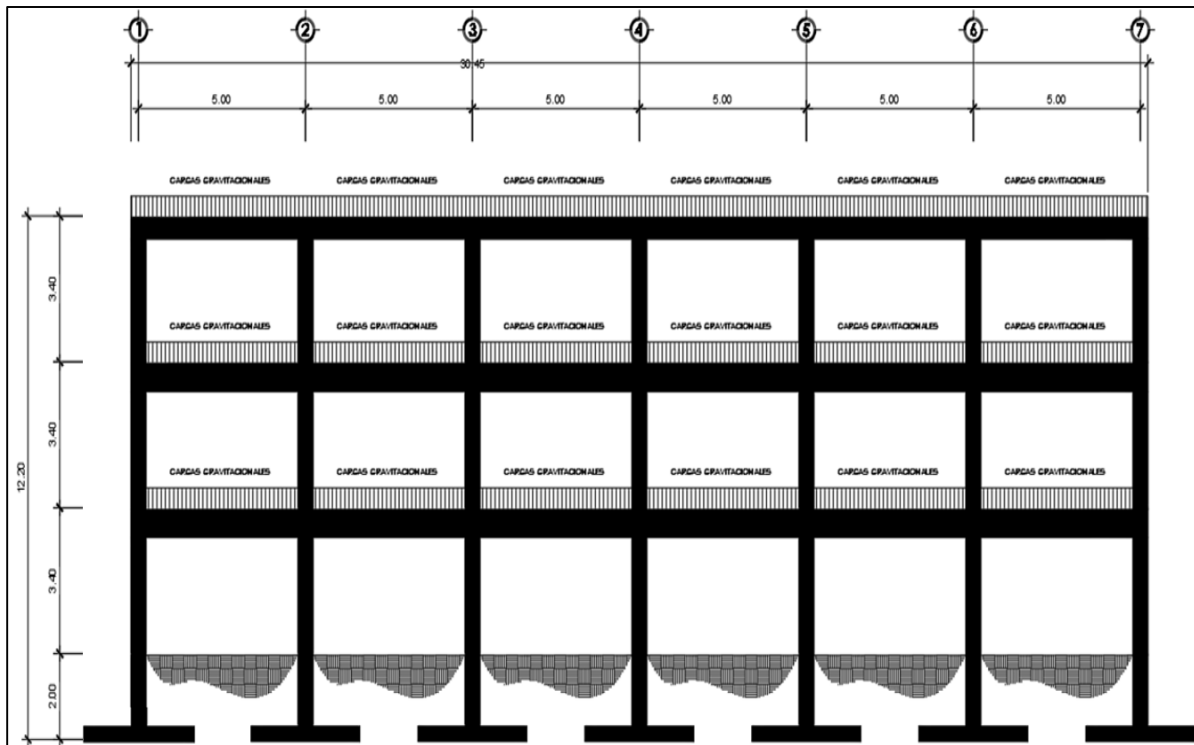
Figura 6. Marco Dúctil en la dirección X-X



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Para representar las cargas gravitacionales generadas en los marcos estructurales, se realizó el siguiente corte transversal en el eje B.

Figura 7. Marco dúctil en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

3.8. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Estos cargamentos tendrán un impacto directo en las estructuras de los edificios y se dividen en cargas vivas, muertas y laterales (provocadas por sismos). Dichas cargas son esenciales para asegurar el adecuado desempeño de un marco flexible. Los valores se obtienen siguiendo las pautas de la Norma AGIES 2,018, y una vez obtenidos, se procede a incorporar las cargas de manera integral.

- Cargas verticales

Las cargas verticales son aquellas que actúan sobre una estructura por la fuerza de la gravedad, y estas se dividen en cargas muertas y cargas vivas.

Cargas muertas:

La carga muerta se refiere al peso constante de los elementos estructurales y de los materiales utilizados en la construcción y funcionamiento de un edificio. Esto incluye el peso de las vigas, columnas, losas, pisos, techos, vidrios, tabiques y equipos anclados a la estructura. Además, se debe considerar una sobrecarga de diseño de 250 kg/m² en los primeros dos niveles, que incluye tabiquería, acabados e instalaciones especiales.

Cargas vivas

Son generadas por la presencia y actividades de las personas, así como por el mobiliario y equipos que se encuentran en una edificación. A diferencia de las cargas muertas, estas fuerzas pueden cambiar su magnitud en cualquier momento, lo que las hace variables y necesarias considerar en el diseño y cálculo estructural.

En el caso de los almacenes minoristas, se establece una carga viva específica de 500 kg/m² según lo establecido en la normativa AGIES. Para calcular la integración de cargas muertas y vivas en marcos críticos de la estructura en la dirección Y-Y, se seleccionará el eje más crítico, en este caso es el eje C para la dirección Y-Y. Este proceso se repetirá para todos los marcos ubicados en el primero, segundo y tercer nivel del edificio.

- Integración de cargas muertas, Y-Y (Primer Nivel)

$$W_{losa} = \frac{A_{trib} * P_{losa}}{l_{v-1}}$$

$$W_{viga} = P_{viga} \quad W_{SC} = \frac{A_{trib} * P_{SC}}{l_{v-1}}$$

Donde:

W_{losa} carga distribuida por losa

W_{viga}	carga distribuida por viga
A_{trib}	área tributaria
P_{losa}	peso por losa
P_{viga}	peso por viga
P_{SC}	peso por sobrecarga
l_{v-1}	longitud de la viga

$$W_{losa} = \frac{A_{trib} * P_{losa}}{l_{v-1}} = \frac{12.40 * 0.12 * 2400}{4.55} = 784.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = P_{viga} = 2400 * 0.30 * 0.65 = 468 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{SC} = \frac{A_{trib} * P_{SC}}{l_{v-1}} = \frac{12.40 * 250}{4.55} = 681.32 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{Total (CM)} = W_{losa} + W_{viga} + W_{SC} = 784.88 + 468 + 681.32 = 1934.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tabla 3. Integración de Cargas Muertas primer nivel Eje C dirección Y-Y

PRIMER NIVEL CARGA MUERTA (CM)						
EJE PRINCIPAL Y-Y (V-1 DE 0.30*0.65*4.55)						
	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
l_{v-1}	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
A_{trib}	12.40	12.40	12.40	12.40	12.40	12.40
W_{losa}	784.88	784.88	784.88	784.88	784.88	784.88
W_{viga}	468.00	468.00	468.00	468.00	468.00	468.00
W_{SC}	681.32	681.32	681.32	681.32	681.32	681.32
W_{TOTAL}	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

- Integración de cargas vivas en la dirección Y-Y (Primer Nivel)

$$CV = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{Total (CV)}} = \frac{A_{\text{trib}} * CV}{l_{v-1}} = \frac{12.40 * 500}{4.55} = 1362.64 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tabla 4. Integración de Cargas Vivas en Y-Y, eje C, primer nivel

PRIMER NIVEL CARGA VIVA (C-V)						
Eje principal Y-Y (V-1 DE 0.30*0.65*4.55)						
	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
l_{v-1}	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
A_{trib}	12.40	12.40	12.40	12.40	12.40	12.40
U_{SO}	Almacén	Almacén	Almacén	Almacén	Almacén	Almacén
CV	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00
W_{CV-1}	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64
W_{TOTAL}	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

Tabla 5. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, eje C, primer nivel

CARGAS MUERTAS Y VIVAS PRIMER NIVEL						
Eje principal Y-Y						
	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
CM	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20
CV	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64

Fuente: Elaboración propia con el Software de Excel 2018.

- Integración de cargas muertas y vivas (segundo nivel)

Tabla 6. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, Eje C, Segundo Nivel

CARGAS MUERTAS Y VIVAS SEGUNDO NIVEL						
Eje principal Y-Y						
	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
<i>CM</i>	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20	1934.20
<i>CV</i>	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64	1362.64

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

- Integración de cargas muertas y vivas (tercer nivel)

Tabla 7. Resumen de cargas Muertas y Vivas, dirección Y-Y, eje C, tercer nivel

CARGAS MUERTAS Y VIVAS TERCER NIVEL						
Eje principal Y-Y						
	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
<i>CM</i>	1163.91	1163.91	1163.91	1163.91	1163.91	1163.91
<i>CV</i>	272.53	272.53	272.53	272.53	272.53	272.53

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

- Cargas horizontales:

Las fuerzas horizontales que pueden ser generadas por el viento, los sismos o la actividad del suelo, son esenciales en el diseño de estructuras, ya que deben ser resistidas para evitar daños o fallos. Es importante considerar estas fuerzas para asegurar que la estructura sea lo suficientemente fuerte y pueda soportarlas sin problemas. En lugares como Guatemala, donde los sismos son comunes debido a su ubicación geográfica, es crucial tener en cuenta estas cargas al diseñar edificaciones.

Para determinar las fuerzas horizontales causadas por sismos, las Normas AGIES NSE-2-2,018 establecen el Nivel de Protección Sísmica necesario según las condiciones sísmicas locales y la clasificación de la estructura. También definen los parámetros y los espectros sísmicos que se utilizan en el análisis y diseño de las estructuras.

La Norma AGIES NSE-3-2,018 describe el procedimiento utilizando el Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente, el cual permite representar las fuerzas sísmicas como cargas estáticas horizontales y verticales aplicadas en la parte superior e inferior de la construcción. Estas fuerzas se suman para obtener el cortante estático equivalente en el límite basal de la estructura.

- Cálculo del peso total de la estructura

Para determinar el peso total de la estructura, se consideran los pesos de los elementos que la componen, tanto estructurales como no estructurales, como por ejemplo la carga permanente, la sobrecarga y las cargas en movimiento. También se suma un 25% adicional de las cargas en movimiento, y en algunos casos se puede no considerar la carga de azotea si no es accesible.

Tabla 8. Peso total de la estructura (Ws)

INTEGRACIÓN DE CARGAS (Ws)							
Nivel	Vigas	Columnas	Losa	S/C	CM	CV	P (ton)
1	126.67	45.69	157.98	137.10	467.44	274.20	535.99
2	126.67	45.69	157.98	137.10	467.44	274.20	535.99
3	80.04	45.69	165.60	16.68	308.01	57.50	322.39
TOTAL	333.37	137.08	481.559	290.88		548.40	
PESO PROPIO		952.02					
PESO PROPIO		952.45					
ETABS							

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

Según los cálculos realizados manualmente y con la asistencia del software Etabs, se obtuvo que el peso total de la estructura es de 952.02 toneladas.

- Cálculo de cortante basal al límite de cadencia

La norma AGIES NSE-3-2018 establece en su Sección 2.1.2-1 una expresión para determinar el cortante estático equivalente en el punto de ruptura de la base sísmica de la estructura.

$$V_B = C_S * W_S$$

Donde:

V_B cortante basal

C_S coeficiente sísmico de diseño

W_S peso de la edificación

- Espectro de respuesta sísmica:

El espectro sísmico es un gráfico que muestra la intensidad de un terremoto a una determinada amplitud de las vibraciones sísmicas. Se utiliza para medir la capacidad de una estructura para resistir movimientos sísmicos. El espectro de respuesta sísmica se calcula utilizando diferentes frecuencias de vibración.

El cálculo del coeficiente sísmico depende de la clasificación de obra, los factores de ajuste y calibración, asimismo de la ubicación geográfica del área de estudio, utilizando mapas que muestran las aceleraciones sísmicas, los coeficientes de ordenadas espectrales se encuentran en la siguiente figura según el sitio.

Figura 8. Listado de amenazas sísmicas

(Continuación) Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I ₀	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _l	S _{cr}	S _{1r}	T _l	S _{cr}	S _{1r}	T _l	S _{cr}	S _{1r}	T _l	S _{cr}	S _{1r}	T _l	
231	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4.1	1.12	0.43	2.51	1.51	0.48	2.48	1.49	0.62	2.50	1.38	0.74	3.05	1.11	1.40	3.24	100
232	San Marcos	San Marcos	4.1	1.48	0.47	2.57	1.48	0.52	2.57	1.61	0.68	2.67	1.61	0.85	3.45	1.44	1.39	3.88	100

Fuente: NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (AGIES NSE-2).

A partir de la imagen de arriba, se obtienen los valores de coeficientes sísmicos correspondientes al área de San Marcos. Se ha seleccionado un suelo tipo D para llevar a cabo el análisis, en base a las propiedades del suelo en la zona.

$I_0 = 4.1$ Índice de sismicidad según el mapa de zonificación sísmica

$S_{cr} = 1.61$ Ordenada espectral para períodos cortos

$S_{1R} = 0.85$ Índice de sismicidad para un período igual a un segundo

$T_l = 3.45$ Ordenada espectral para períodos largos.

- Clasificación de obra:

De acuerdo con la categorización de la obra, un mercado municipal se considera una obra ordinaria de clase II, ya que no se espera que albergue a más de 300 personas.

- Factores de ajuste por intensidades sísmicas:

Es posible que se requiera un aumento en los valores de S_{cr} y S_{1r} para tener en cuenta la posibilidad de vibraciones más intensas en la ubicación. Este aspecto está explicado en las ecuaciones que se encuentran en la sección 4.5.3 del código AGIES NSE-2-2018.

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

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

Donde:

S_{cs}	Ordenada espectral ajustada para períodos cortos.
S_{1s}	Ordenada espectral ajustada para períodos igual a un segundo.
F_a, N_a	Coefficientes de sitio para períodos de vibración cortos y largos.
$F_v * N_v$	Coefficiente por proximidad para períodos de vibración cortos y largos.

- Factores de ajuste por clase de sitio:

La siguiente tabla muestra los factores de ajuste por coeficiente de sitio F_a , con valores de 1, ya que en la nueva versión los valores han sido ajustados a las ordenadas espectrales iniciales.

Tabla 9. Coeficientes de Sitio F_a

CLASE DE SITIO	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: Norma AGIES NSE-2-2018, Tabla 4.5-1.

En la siguiente tabla se muestran los coeficientes de proximidad para períodos de vibración cortos y largos, los cuales tienen un valor de 1 en ambos casos.

Tabla 10. Factor N_a para períodos cortos de vibración

TIPO DE FUENTE	Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: Norma AGIES NSE-2-2018, Tabla 4.6.2-2.

Los factores de ajuste por coeficiente de sitio F_v , con valores que van de 0.8 a 1.2, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 11. Coeficientes de Sitio Fv

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: Norma AGIES NSE-2-2018, Tabla 4.5-2.

Según la tabla proporcionada, los factores de ajuste para períodos cortos de vibración Nv tienen un valor estandarizado de 1.

Tabla 12. Factor Nv para períodos cortos de vibración

TIPO DE FUENTE	Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: Norma AGIES NSE-2-2018 Tabla 4.6.2-3.

Se determinan valores de Fv y Nv con un valor de 1.0 para ambos casos.

$$S_{CS} = S_{cr} * F_a * N_a = 1.61 * 1 * 1 = 1.61$$

$$S_{1S} = S_{1R} * F_v * N_v = 0.85 * 1 * 1 = 0.85$$

- Factores de escala:

En este escenario, dado que la construcción está clasificada en la categoría II, que es una categoría común, se trata de un sismo común y se asigna un valor de factor Kd de 0.66 para un sismo común con un 10% de probabilidad de ocurrir en un período de 50 años.

Tabla 13. Factores Kd según el nivel del sismo

Nivel de sismo	Factor Kd
Sismo Ordinario-10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo-5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.8
Sismo extremo-2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo minimo-condicion de excepción	0.55

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE-2).

- Período de transición:

El período de transición es el momento en que finaliza la meseta en el gráfico del espectro sísmico genérico. Después de este punto, la intensidad sísmica comienza a disminuir.

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0.85}{1.61} = 0.53$$

Donde:

T_s Período que separa los períodos cortos y largos.

- Espectro calibrado a nivel de diseño requerido:

Para ajustar los parámetros del espectro, es necesario emplear las fórmulas indicadas en la sección 4.5.5.-1 y 2 de la Norma AGIES NSE-2-2018. Esto permitirá analizar las vibraciones sísmicas en función de estos parámetros y llevar a cabo la evaluación correspondiente.

$$S_{cd} = k_d * S_{cs} = 0.66 * 1.61 = 1.06$$

$$S_{1d} = k_d * S_{1s} = 0.66 * 0.85 = 0.56$$

Donde:

S_{cd} Ordenada espectral calibrado al sismo de diseño.

S_{1d} Ordenada espectral calibrado al sismo de diseño para un segundo.

Factor de reducción R:

Se determinó el valor del espectro genérico de respuesta sísmica utilizando un factor de reducción sísmica R de 8, tal como se detalla en la Tabla 1.6.14-1 de la Norma AGIES NSE-3-2018. Este factor varía según la tipología estructural, correspondiendo en este caso a un sistema E1, que es un sistema de marcos dúctiles resistentes a momentos de concreto armado.

Tabla 14. Sistemas estructurales

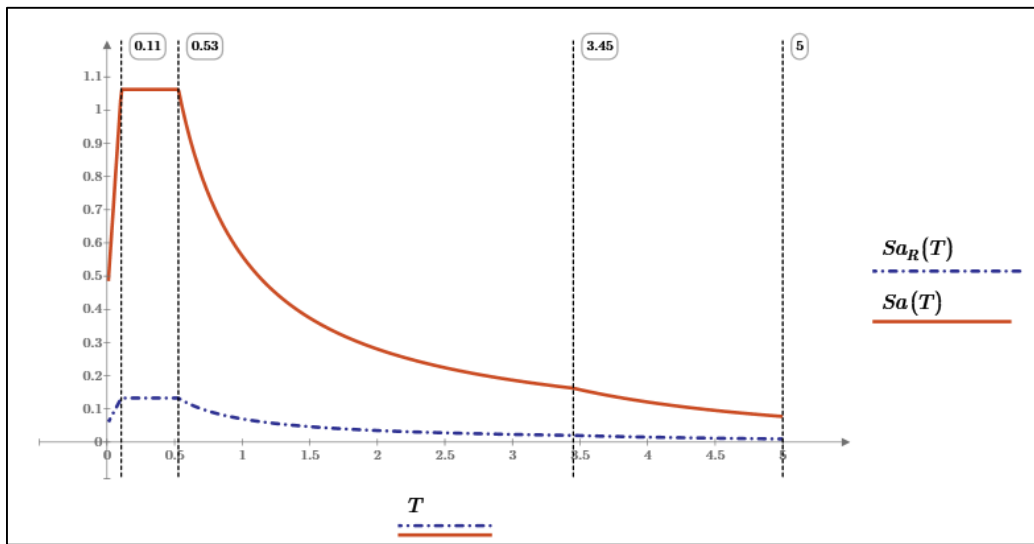
	SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	C_d	Límite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido				notas
						Nivel de protección				
						B	C	D	E	
E1	SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	1.6.2								
	Marcos dúctiles DA									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[g]

Fuente: Normas De Seguridad Estructural (AGIES NSE-3).

- Gráfica del espectro de respuesta sísmica:

Aquí está la representación gráfica del espectro de respuesta sísmica, que ha sido adaptada y ajustada con un factor de reducción específico para el sistema estructural. En la gráfica se pueden observar tres segmentos diferentes, cada uno correspondiente a un rango de períodos distintos. La región de mayor intensidad sísmica se encuentra en la meseta de la gráfica, donde se localiza el período fundamental de vibración.

Figura 9. Gráfica de espectro de respuesta sísmica



Fuente: Elaboración propia utilizando Mathcad.

De la gráfica anterior se obtienen los datos del coeficiente sísmico, original y el alterado por el factor de reducción, proporcionando los siguientes valores.

$$S_a(T) = 1.06$$

$$S_{aR}(T) = 0.133$$

Donde:

$S_a(T)$ Coeficiente sísmico de diseño

$S_{aR}(T)$ Coeficiente sísmico de diseño con su factor de reducción.

En resumen, se utilizó la fórmula (2.1.3-1) del NSE 3 para calcular el espectro de coeficiente sísmico al límite de cadencia. Esta fórmula considera varios parámetros como la magnitud del sismo y los factores de sitio del área de estudio, lo que permite determinar la respuesta sísmica específica de una estructura frente a un evento sísmico.

$$C_s = S_{aR}(T_a) = 0.133$$

Donde:

C_s Coeficiente sísmico de diseño según el método AGIES.

- Cortante basal:

$$V_B = C_S * W_S$$

$$V_B = C_S * W_S = 0.133 * 1380.00 = 183.54 \text{ Ton} \approx 183,540.00 \text{ kg}$$

- Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas:

Tabla 15. Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas

No Piso	Altura por Nivel (m)	Wi (kg)	Wi*hi ^k (ton*m)	Cxy	Fx (Ton)	Fx (kg)
NIVEL 3	10.2	322.4	3288.34	0.38	68.93	68932.95
NIVEL 2	6.8	536.0	3644.75	0.42	76.40	76404.39
NIVEL 1	3.4	536.0	1822.38	0.21	38.20	38202.19
		1394.37	8755.46		183.54	183539.53

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2018.

El cortante resistente en el límite de fluencia estará distribuido de forma uniforme en la parte superior del edificio, tanto en el eje X como en el eje Y, debido a que se ha asignado el mismo valor para ambos sentidos. Las ecuaciones para esta distribución se encuentran en la Norma AGIES NSE-3-2,018, sección 2.2.1.

$$F_x = C_{yx} * V_B$$

$$C_{xy} = \frac{W_i * h_i^k}{\sum_{i=0}^n (W_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_x Es el cortante de cedencia en el nivel "x" de la edificación.

h_x Es la altura del nivel "x" sobre la base sísmica.

k 1, para $T \leq 0.5 \text{ seg} \approx 0.34 \leq 0.5$

W_i Peso sísmico por nivel.

3.8.1. Análisis de marcos dúctiles método de Kani

El método de Kani es una técnica utilizada para el análisis de marcos dúctiles en estructuras de concreto armado. Se basa en el uso de modelos simplificados para

estimar la capacidad de disipación de energía y la resistencia a la carga de los elementos de la estructura. En este método, se considera que los elementos de la estructura se comportan elásticamente hasta que alcanzan su capacidad de carga máxima. A partir de ese punto, los elementos comenzarán a deformarse plásticamente, lo que les permite absorber y disipar energía.

- Cálculo de los factores de distribución:

Los factores de distribución se calculan comparando la rigidez a flexión relativa de los elementos que se unen en un nodo.

$$\mu_{i-k} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{k_{i-k}}{\sum k_{i-k}} \right)$$

- Cálculo de la rigidez en los elementos:

Cuando una estructura está construida completamente con hormigón armado, el módulo de elasticidad (E) es constante para todos los elementos. Por lo tanto, resulta ventajoso trabajar con la rigidez relativa a la flexión (K) de los diferentes elementos para el análisis.

$$k_{i-k} = \frac{I}{L}$$

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

Donde:

- μ_{i-k} factor de distribución
- k_{l-k} rigidez rotacional del elemento
- k_{l-k} rigidez de los elementos
- I inercia de los elementos
- L longitud de la viga
- b base de la viga
- h altura de la viga.

- Cálculo de los factores de distribución:

Los factores de distribución se calculan comparando la rigidez a flexión relativa de los elementos que se unen en un nodo.

$$\mu_{i-k} = \frac{1}{2} * \frac{k_{i-k}}{\sum k_{i-k}}$$

- Momentos fijos o de empotramiento:

Para obtener los factores de distribución, se requiere la existencia de cargas verticales distribuidas.

$$M_{i-k}^F = \frac{W * L^2}{12}$$

Donde:

μ_{i-k} Factor de distribución

k_{l-k} Rigidez rotacional del elemento

M_{i-k}^F Momento fijo en cada extremo de las vigas

W Carga viva o muerta distribuida

L Longitud de la viga

μ_{i-k} Factor de distribución

k_{l-k} Rigidez rotacional del elemento.

Para los momentos fijos se muestra un ejemplo con los datos siguientes:

Viga de análisis H-I:

Carga muerta distribuida: 1934.20 kg/m

Carga viva distribuida: 1362.64 kg/m

Carga muerta extremo izquierdo:

$$M_{H-I}^F = \frac{W * L^2}{12} = \frac{1934.20 * 4.55^2}{12} = 3336.89 \text{ kg * m}$$

Carga muerta extremo derecho:

$$M_{H-I}^F = \frac{W * L^2}{12} = \frac{-1934.20 * 4.55^2}{12} = -3336.89 \text{ kg * m}$$

Carga viva extremo izquierdo:

$$M_{H-I}^F = \frac{W * L^2}{12} = \frac{1362.64 * 4.55^2}{12} = 2350.84 \text{ kg * m}$$

Carga viva extremo derecho:

$$M_{H-I}^F = \frac{W * L^2}{12} = \frac{-1362.64 * 4.55^2}{12} = -2350.84 \text{ kg * m}$$

Tabla 16. Momentos Fijos por Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y

MF h-i=	3336.89	Kg*m	MF i-h=	-4672.07	Kg*m
MF i-j =	4672.07	Kg*m	MF j-i =	-4672.07	Kg*m
MF j-k =	4672.07	Kg*m	MF k-j =	-4672.07	Kg*m
MF k-l =	4672.07	Kg*m	MF l-k =	-4672.07	Kg*m
MF l-m =	4672.07	Kg*m	MF m-l =	-4672.07	Kg*m
MF m-n=	4672.07	Kg*m	MF n-m =	-4672.07	Kg*m
MF o-p=	4672.07	Kg*m	MF p-o =	-4672.07	Kg*m
MF p-q =	4672.07	Kg*m	MF q-p=	-4672.07	Kg*m
MF q-r =	4672.07	Kg*m	MF r-q =	-4672.07	Kg*m
MF r-s =	4672.07	Kg*m	MF s-r =	-4672.07	Kg*m
MF s-t =	4672.07	Kg*m	MF t-s =	-4672.07	Kg*m
MF t-u =	4672.07	Kg*m	MF u-t=	-4672.07	Kg*m
MF v-w =	2747.08	Kg*m	MF w-v =	-2747.08	Kg*m
MF wx =	2747.08	Kg*m	MF x-w =	-2747.08	Kg*m
MF x-y =	2747.08	Kg*m	MF y-x =	-2747.08	Kg*m
MF y-z =	2747.08	Kg*m	MF z-y=	-2747.08	Kg*m
MF z-aa =	2747.08	Kg*m	MF aa-z =	-2747.08	Kg*m
MF aa-ab=	2747.08	Kg*m	MF ab-aa=	-2747.08	Kg*m

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

Tabla 17. Momentos Fijos por Carga Viva, eje C, dirección Y-Y

MF h-i=	1548.56	Kg*m	MF i-h=	-1548.56	Kg*m
MF i-j =	1548.56	Kg*m	MF j-i =	-1548.56	Kg*m
MF j-k =	1548.56	Kg*m	MF k-j =	-1548.56	Kg*m
MF k-l =	1548.56	Kg*m	MF l-k =	-1548.56	Kg*m
MF l-m =	1548.56	Kg*m	MF m-l =	-1548.56	Kg*m
MF m-n=	1548.56	Kg*m	MF n-m =	-1548.56	Kg*m
MF o-p=	1548.56	Kg*m	MF p-o =	-1548.56	Kg*m
MF p-q =	1548.56	Kg*m	MF q-p=	-1548.56	Kg*m
MF q-r =	1548.56	Kg*m	MF r-q =	-1548.56	Kg*m
MF r-s =	1548.56	Kg*m	MF s-r =	-1548.56	Kg*m
MF s-t =	1548.56	Kg*m	MF t-s =	-1548.56	Kg*m
MF t-u =	1548.56	Kg*m	MF u-t=	-1548.56	Kg*m
MF v-w =	619.73	Kg*m	MF w-v =	-619.73	Kg*m
MF wx =	619.73	Kg*m	MF x-w =	-619.73	Kg*m
MF x-y =	619.73	Kg*m	MF y-x =	-619.73	Kg*m
MF y-z =	619.73	Kg*m	MF z-y=	-619.73	Kg*m
MF z-aa =	619.73	Kg*m	MF aa-z =	-619.73	Kg*m
MF aa-ab=	619.73	Kg*m	MF ab-aa=	-619.73	Kg*m

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2018.

- Momentos de sujeción:

Para obtener los factores de distribución, es necesario considerar la rigidez relativa a la flexión de los elementos que se unen en un determinado nodo.

$$M'_{i-k} = \mu_{i-k} * (M_{i-k}^F + M'_{k-i})$$

Donde:

M'_{i-k} momento de sujeción

μ_{i-k} factor de distribución

- Momentos de sujeción para carga Muerta:

$$M'_H = M'_{H-I} = 3336.89 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M'_I = M'_{IH} + M_{IJ} = -3336.89 + 3336.89 = 0 \text{ kg} * \text{m}$$

Tabla 18. Momentos de Sujeción por Carga Muerta, Eje C, Dirección Y-Y

Nudo A	MF ab	0.00
Nudo B	MF ba+bc	0.00
Nudo C	MF cb+cd	0.00
Nudo D	MF dc+de	0.00
Nudo E	MF ed+df	0.00
Nudo F	MF fe+fg	0.00
Nudo G	MF gf	0.00
Nudo H	MF hi	4672.07
Nudo I	MF ih+ij	0.00
Nudo J	MF ji+jk	0.00
Nudo K	MF kj+kl	0.00
Nudo L	MF lk+lm	0.00
Nudo M	MF ml+mn	0.00
Nudo N	MFnm	-4672.07
Nudo O	MF op	4672.07
Nudo P	MF po+pq	0.00
Nudo Q	MF qp+qr	0.00
Nudo R	MF rq+rs	0.00
Nudo S	MF sr+st	0.00
Nudo T	MF ts+tu	0.00
Nudo U	MF ut	-4672.07
Nudo V	MF vw	2747.08
Nudo W	MF wv+wx	0.00
Nudo X	MF xw+xy	0.00
Nudo Y	MF yx+yz	0.00
Nudo Z	MF zy+za-a	0.00
Nudo A-A	MF a-a-z+a-b	0.00
Nudo A-B	MF ab-aa	-2747.08

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2018.

- Momentos de sujeción para carga Vi:

Tabla 19. Momentos de Sujeción por Carga Viva, eje C, dirección Y-Y

Nudo A	MF ab	0.00
Nudo B	MF ba+bc	0.00
Nudo C	MF cb+cd	0.00
Nudo D	MF dc+de	0.00
Nudo E	MF ed+df	0.00
Nudo F	MF fe+fg	0.00
Nudo G	MF gf	0.00
Nudo H	MF hi	1548.56
Nudo I	MF ih+ij	0.00
Nudo J	MF ji+jk	0.00
Nudo K	MF kj+kl	0.00
Nudo L	MF lk+lm	0.00
Nudo M	MF ml+mn	0.00
Nudo N	MFnm	-1548.56
Nudo O	MF op	1548.56
Nudo P	MF po+pq	0.00
Nudo Q	MF qp+qr	0.00
Nudo R	MF rq+rs	0.00
Nudo S	MF sr+st	0.00
Nudo T	MF ts+tu	0.00
Nudo U	MF ut	-1548.56
Nudo V	MF vw	619.73
Nudo W	MF wv+wx	0.00
Nudo X	MF xw+xy	0.00
Nudo Y	MF yx+yz	0.00
Nudo Z	MF zy+za-a	0.00
Nudo A-A	MF a-a-z+a-b	0.00
Nudo A-B	MF ab-aa	-619.73

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2018.

- Rigidez de los elementos:

$$K = \frac{I}{L}$$

Donde:

K rigidez de elementos

I inercia del elemento estructural

L longitud del elemento estructural.

Fórmula para calcular momentos de inercia para elementos con forma rectangular:

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

Donde:

b base del elemento

h altura del elemento

Inercia columnas:

$$I_{col} = \frac{0.45 * 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ cm}^4$$

Inercia vigas:

$$I_{V-1} = \frac{0.30 * 0.65^3}{12} = 0.0068 \text{ cm}^4$$

Rigidez en columnas:

$$K_{col} = \frac{I}{L} = \frac{0.0034}{3.40} = 0.001$$

Rigidez en vigas:

$$K_{V-1} = \frac{I}{L} = K_{V-1} = \frac{0.0068}{4.55} = 0.00149$$

- Factor de giro o coeficientes de reparto:

El objetivo es repartir de manera equitativa los momentos en cada nodo.

$$\mu_{ij} = -\frac{1}{2} * \frac{k_{i-j}}{\sum k_{i-j}}$$

Donde:

μ_{ij} factor de giro

k_{ij} rigidez del elemento estructural

$\sum k_{ij}$ sumatoria de rigideces.

Para confirmar la precisión del cálculo, la suma de los factores de giro de un nodo debe ser de -0.50.

$$\mu_{H-H-I} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00149}{0.00149 + 0.001 + 0.001} = -0.21$$

$$\mu_{H-H-O} = -\frac{1}{2} * \frac{0.001}{0.00149 + 0.001 + 0.001} = -0.145$$

$$\mu_{H-H-A} = -\frac{1}{2} * \frac{0.001}{0.00149 + 0.001 + 0.001} = -0.145$$

Al sumar los factores de giro, se puede verificar que cumplen con la condición requerida y, por lo tanto, el cálculo es correcto.

$$\text{Total} = (-0.21) + (-0.145) + (-0.145)$$

$$\text{Total} = -0.50$$

Cumple

- Momentos negativos finales:

Tabla 20. Momentos Negativos Finales de las Vigas

M _{hi} =	10218.31	M _{ih} =	8590.98
M _{ij} =	7191.85	M _{ji} =	7420.06
M _{jk} =	7609.55	M _{kj} =	7570.83
M _{kl} =	7571.39	M _{lk} =	7610.67
M _{lm} =	7420.36	M _{ml} =	7190.77
M _{mn} =	8589.39	M _{nm} =	10217.61

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel 2,018.

- Momentos de empotramiento:

$$M_{i-k}(-) = M_{i-k}^F + (2 * M'_{i-k}) + M'_{k-i}$$

Donde:

M_{ij}(-) Momento de empotramiento de la viga

M' _{ji} Momento opuesto por el giro en el extremo de la viga

$$M_{HI}(-) = M_{IJ} + 2M'_{IJ} + M'_{JI}$$

$$M_{HI}(-) = 0 + 2 * (3348.55) + 2321.21$$

$$M_{HI}(-) = 10218.31 \text{ kg} * \text{m}$$

- Momentos positivos finales:

Para llevar a cabo este cálculo, se supone que la viga está simplemente apoyada con una carga distribuida. Posteriormente, se resta el promedio de los momentos negativos finales, que se determinan utilizando la siguiente expresión.

$$M_{i-j}(+) = \frac{W * L^2}{8} - \frac{|M'_{i-j}(-)| + |M'_{j-i}(-)|}{2}$$

Donde:

$M_{ij}(+)$ Momento positivo final en la viga

$M_{ij}(-)$ Momento negativo de la viga izquierda

$M_{ji}(-)$ Momento negativo de la viga derecha

$$M_{ij}(+) = \frac{W * L^2}{8} - \frac{|M_{ij}(-)| + |M_{ji}(-)|}{2}$$
$$M_{ij}(+) = \frac{1934.20 * 4.55^2}{8} - \frac{5256.01 + (-5008.76)}{2}$$
$$M_{ij}(+) = 4881.72 \text{ kg * m}$$

Después de identificar los factores de giro, se evalúan los momentos fijos y de sujeción. Posteriormente, se inician iteraciones para aproximarse a los valores de los nodos según la expresión proporcionada.

$$M_{ij}^0 = \mu_{ij} \left[M_i + \sum_{(i)} M_{ji}^0 \right]$$

Donde:

M_{ij}^0 Resultado de momentos obtenidos en el ciclo de iteración

M_i Momentos fijos.

3.8.2. Momentos últimos por envolvente de momentos

Es la demostración de la resistencia máxima que pueden soportar los elementos de construcción, como vigas y columnas cuando se ven sometidos a cargas vivas, muertas y sísmicas. Estas cargas son ajustadas según el factor proporcionado por la Norma AGIES NSE-2 2018, la cual establece combinaciones específicas de carga considerando la probabilidad de que ocurran al mismo tiempo.

- Combinaciones de carga:
- Cargas por gravedad:

Se presentan las combinaciones de carga por gravedad como parte de la evaluación de la resistencia máxima de elementos estructurales:

$$1.4 \times \text{CM} \quad 1.2 \times \text{CM} + 1.6 \times \text{CV} + 0.5 \quad 1.2 \times \text{CM} + \text{CV} + 1.6$$

- Cargas por sismo:

Se presentan las combinaciones de carga por gravedad más sismo como parte de la evaluación de la resistencia máxima de elementos estructurales:

$$1.2 \times \text{CM} + \text{CV} + \text{Svd} \pm \text{Shd} \quad 0.9 \times \text{CM} - \text{Svd} \pm \text{Shd}$$

Se han analizado los datos obtenidos mediante el método de Kani y se presentan en las tablas siguientes. En estas tablas se muestran los datos para los niveles uno y dos, ya que en el nivel tres se siguió el mismo procedimiento.

Tabla 21. Envoltente de Momentos en Viga, primer nivel, eje C, Y-Y

Primer Nivel Vigas								
Elemento	Método Numero de Kani						M- Máximo	
Viga	CR4-1	CR4-3	CR4-4	CR4-5	CR5-3	CR5-4		
Mhi =	12057.15	5739.55	324.47	-5993.12	4389.54	-1025.54	12057.15	-7343.13
Mij =	11138.68	6200.70	1968.14	-2969.84	4383.70	151.15		
Mjk =	11243.27	6156.95	1797.24	-3289.08	4387.16	27.46		
Mkl =	11224.20	6151.68	1803.81	-3268.71	4382.28	34.40		
Mlm =	11266.37	6247.49	1945.59	-3073.29	4420.01	118.11	8048.06	-12412.15
Mih =	3551.20	-2035.97	-6824.98	-12412.15	-63.40	-4852.40		
Mji =	3179.93	-1839.29	-6141.47	-11160.69	-62.30	-4364.49		
Mkj =	3213.16	-1859.03	-6206.62	-11278.81	-63.42	-4411.01		
Mlk =	3213.15	-1873.83	-6234.10	-11321.08	-67.50	-4427.77		
Mml =	3278.45	-1657.87	-5889.01	-10825.34	11.25	-4219.89		

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel.

Tabla 22. Envoltente de Momentos en Viga, segundo nivel, eje C, Y-Y

Segundo Nivel Vigas								
Elemento	Método Numero de Kani						Momento Máximo	
Viga	CR4-1	CR4-3	CR4-4	CR4-5	CR5-3	CR5-4		
Mop =	10089.84	5232.22	1068.54	-3789.08	3837.39	-326.29		
Mpq =	9742.88	5761.11	2348.16	-1633.60	3955.02	542.08	10089.84	-5183.91
Mqr =	9766.64	5721.05	2253.40	-1792.19	3947.30	479.65		
Mrs =	9758.78	5709.13	2238.00	-1811.64	3941.24	470.11		
Mst =	9842.33	5830.64	2392.05	-1619.63	3997.17	558.58		
Mpo =	1895.50	-2509.36	-6284.96	-10689.82	-549.67	-4325.26		
Mqp =	1732.42	-2279.02	-5717.40	-9728.84	-499.28	-3937.66	5894.13	-10689.82
Mrq =	1759.14	-2290.93	-5762.41	-9812.48	-497.88	-3969.36		
Msr=	1713.73	-2331.02	-5797.95	-9842.70	-520.53	-3987.46		
Mts=	1963.78	-2019.74	-5434.18	-9417.70	-369.42	-3783.86		

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel.

Tabla 23. Envoltente de Momentos en Columnas, primer nivel, eje C, Y-Y

Primer Nivel Columnas								
Elemento	Método Numero de Kani						Momento Máximo	
Columna	CR4-1	CR4-3	CR4-4	CR4-5	CR5-3	CR5-4		
Mah =	-9638.96	-3319.85	2096.53	8415.64	-3049.02	2367.36		
Mbi =	-10252.64	-3016.04	3186.76	10423.35	-3054.37	3148.43	10448.24	-10285.58
Mcj =	-10178.97	-3044.42	3070.92	10205.48	-3051.00	3064.33		
Mdk =	-10194.93	-3042.63	3087.92	10240.23	-3053.39	3077.16		
Mel=	-10186.96	-3052.82	3062.16	10196.31	-3054.76	3060.22		
Mha =	-6064.50	-2696.41	190.53	3558.62	-2140.66	746.27		
Mib =	-7291.85	-2088.79	2370.98	7574.04	-2151.36	2308.41	7636.13	-7345.43
Mjc =	-7144.52	-2145.54	2139.31	7138.30	-2144.63	2140.22		
Mkd =	-7176.44	-2141.96	2173.32	7207.80	-2149.40	2165.88		
Mle =	-7160.50	-2162.34	2121.80	7119.96	-2152.14	2132.00		

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel.

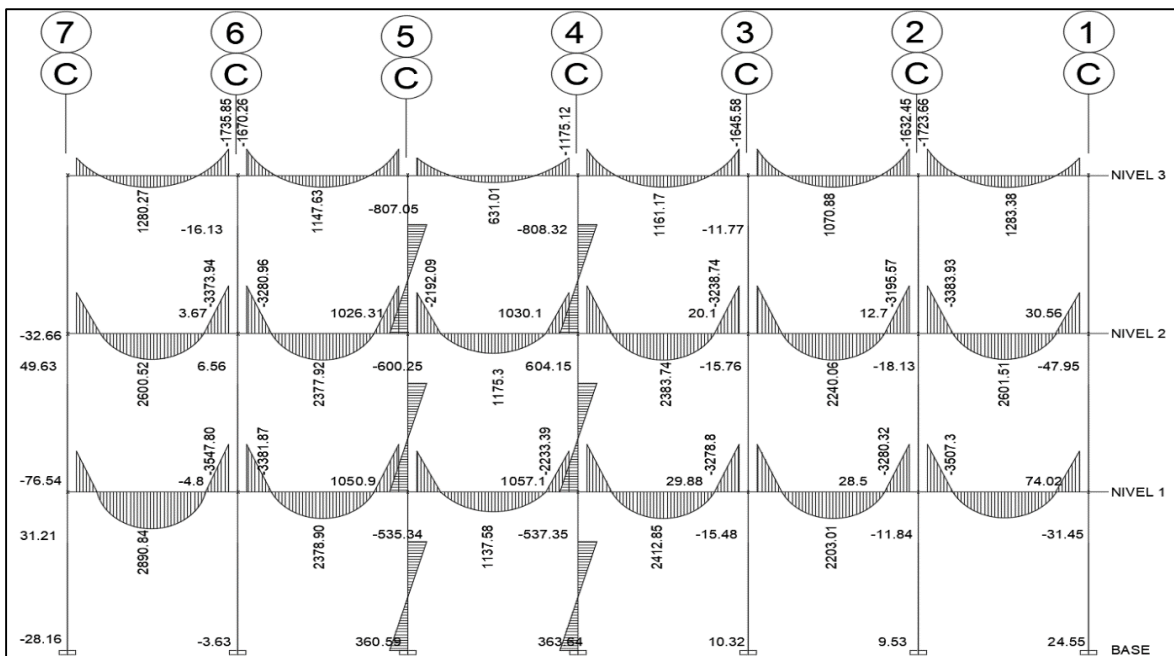
Tabla 24. Envoltente de Momentos en Columnas, Segundo Nivel, Eje C, Y-Y

Segundo Nivel Columnas								
Elemento	Método Número de Kani							
Columna	CR4-1	CR4-3	CR4-4	CR4-5	CR5-3	CR5-4	Momento Máximo	
Mho =	-6053.36	-3061.16	-496.42	2495.79	-2267.03	297.71		
Mip=	-7502.98	-2107.09	2517.96	7913.86	-2200.32	2424.73	8040.21	-7583.36
Mjo =	-7346.94	-2192.40	2225.79	7380.33	-2200.65	2217.53		
Mkr=	-7366.44	-2182.02	2261.78	7446.20	-2201.01	2242.78		
Mls =	-7385.23	-2230.98	2186.95	7341.19	-2220.18	2197.75		
Moh =	-7007.55	-3287.80	-99.44	3620.31	-2525.80	662.55		
Mpi=	-8065.76	-2291.08	2658.64	8433.31	-2376.34	2573.38	8599.32	-8139.73
Moj =	-7974.67	-2376.58	2421.79	8019.88	-2387.09	2411.28		
Mrk=	-7965.78	-2361.18	2442.76	8047.35	-2380.66	2423.29		
Msl =	-8027.27	-2428.54	2370.38	7969.11	-2414.88	2384.03		

Fuente: Elaboración propia con el Software Excel.

3.8.3. Diagrama de momentos

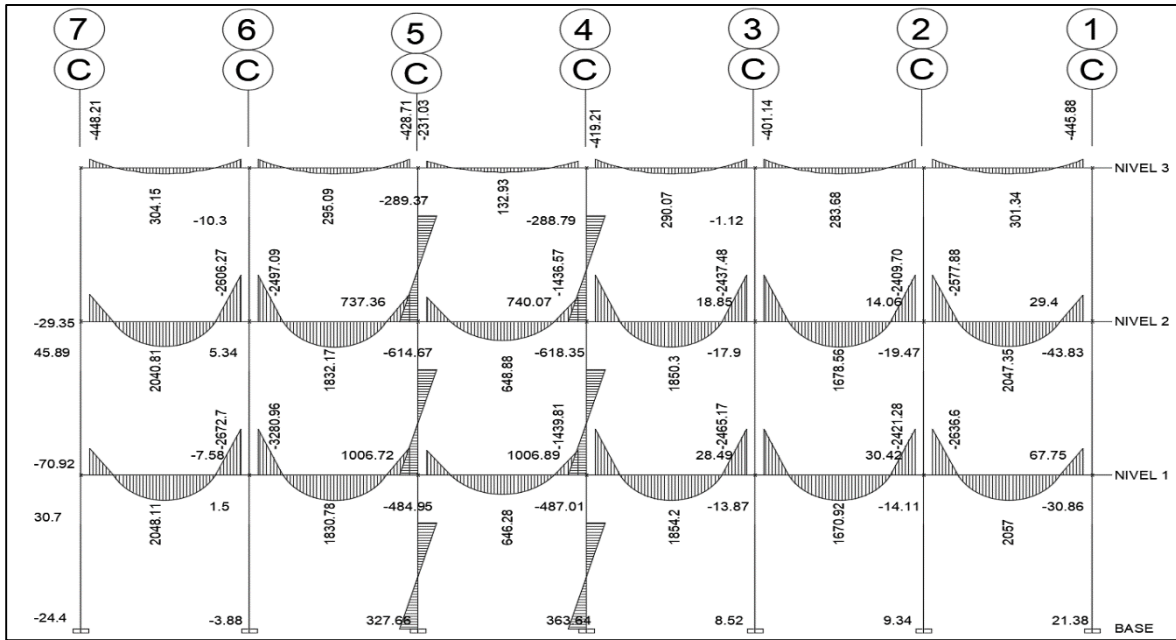
Figura 10. Diagrama de Momentos debido a Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y



Fuente: Software ETABS 2018.

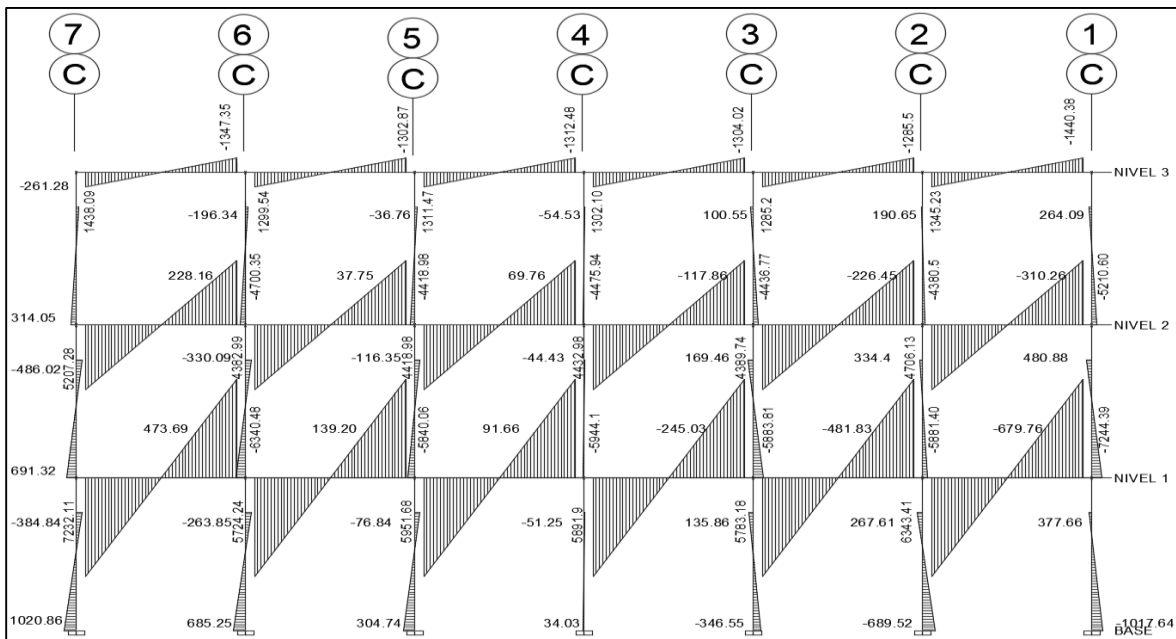
Los diagramas de momentos considerarán las cargas de peso muerto, sobrecarga y sismo en ambas direcciones, empleando el software ETABS 2018 para su elaboración.

Figura 11. Diagrama de Momentos debido a Carga Viva, eje C, dirección Y-Y



Fuente: Software ETABS 2018.

Figura 12. Diagrama de Momentos debido Carga por Sismo, eje C, dirección Y-Y

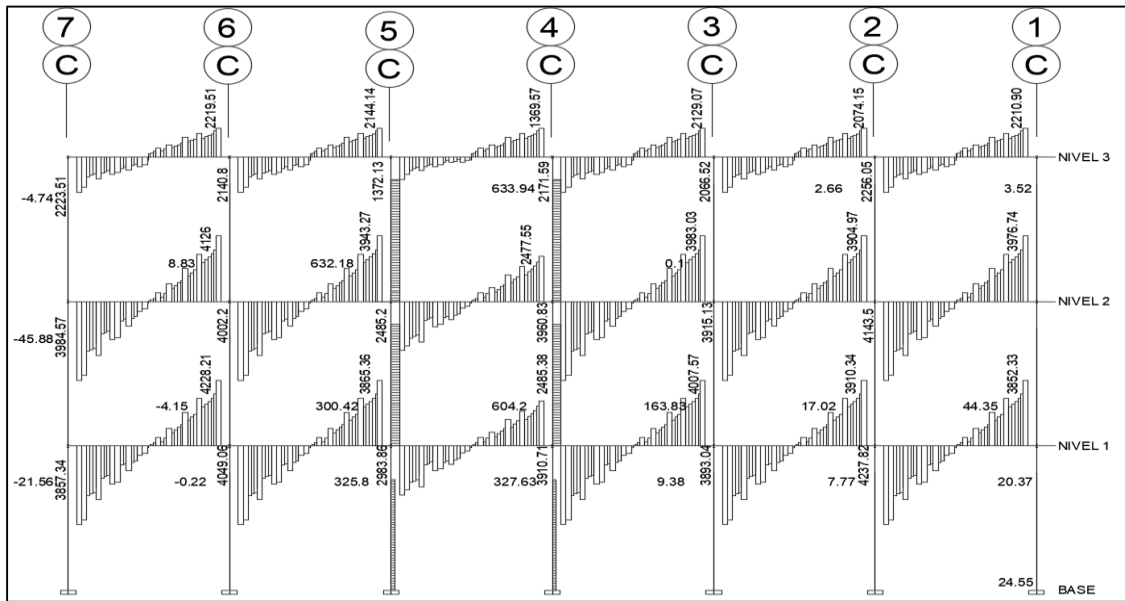


Fuente: Software ETABS 2018.

3.8.4. Diagrama de cortes

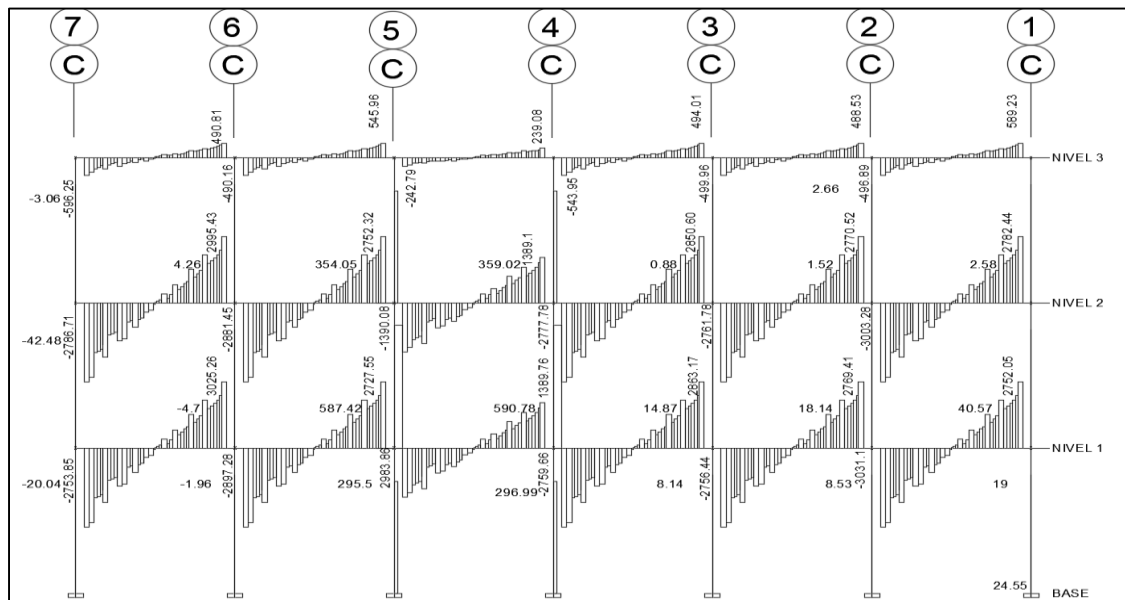
Para los diagramas de momentos se tomarán las cargas muertas, vivas y se sismo en ambos ejes, con la ayuda del programa ETABS 2018.

Figura 13. Diagrama de Corte debido a Carga Muerta, eje C, dirección Y-Y



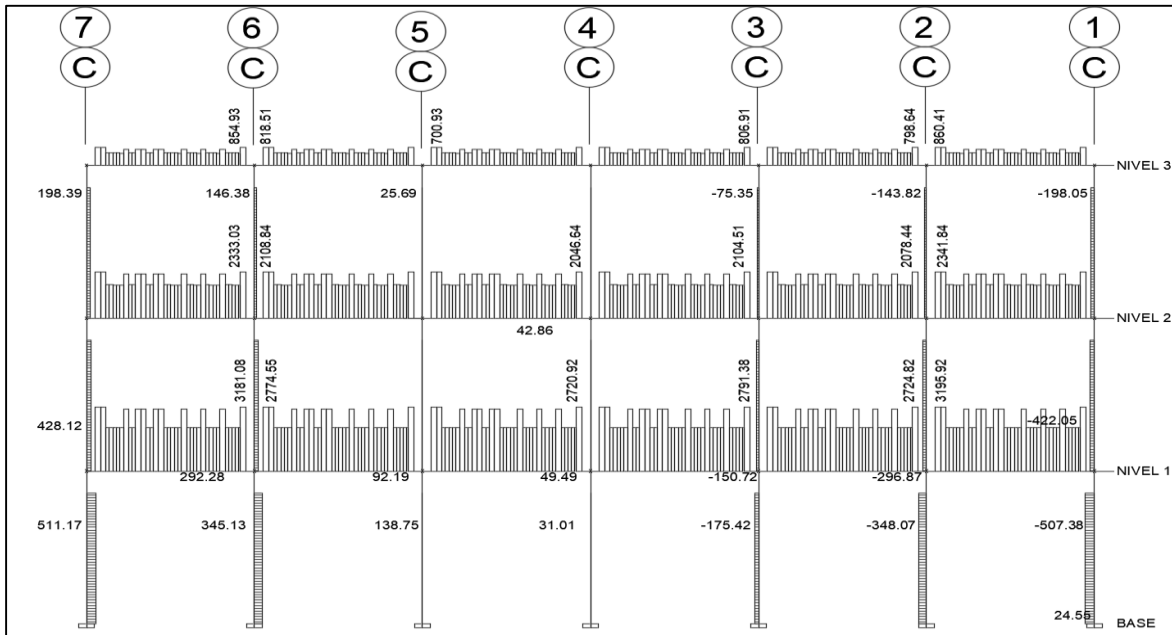
Fuente: Software ETABS 2,018.

Figura 14. Diagrama de Corte debido a Carga Viva, eje C, dirección Y-Y



Fuente: Software ETABS 2018.

Figura 15. Diagrama de Corte debido Carga por Sismo, eje C, dirección Y-Y



Fuente: Software ETABS 2018.

3.8.5. Resultados de análisis usando ETABS

Se utilizó el Software ETABS 2018, al cual se introdujo todas las combinaciones de carga mencionadas para verificar la aproximación de los datos al Método manual de Kani y asegurar la precisión de los cálculos. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para las columnas y vigas del primer nivel, en el eje Y-Y.

- Comparación de resultados, análisis de marcos dúctiles entre Kani y ETABS:

Tabla 25. Comparación de resultados entre ETABS y Kani

Envolvente de Momentos en Viga, primer nivel Y-Y	
Envolvente en Vigas	
ETABS	14034.16
Kani	14725.70
Diferencia	691.54
%	4.70%

Fuente: Elaboración propia con la ayuda de Excel 2018.

De los datos anteriores se puede observar que la diferencia entre las comparaciones del software Etabs y los cálculos manuales tienen un error del 4.70%, lo cual es un valor admisible que garantiza la exactitud de los cálculos.

3.9. Diseño estructural

Se realizan el análisis de todos los elementos con el modelo matemático iniciando con el predimensionamiento y realizando procedimientos para obtener los resultados, los elementos analizados, son: vigas, losas, columnas y cimiento. Se obtienen los momentos para proponer la cantidad y el número del refuerzo, el resultado se comprueba con programas utilizados para análisis estructural, el objetivo principal es respaldar el procedimiento realizado con la memoria de cálculo. Para analizar el diseño estructural se brinda las propiedades necesarias con base a los requerimientos indicado en el ACI 318-14 utilizado para toda obra civil garantizando la seguridad en las construcciones.

Se presenta los requisitos para el diseño de viviendas para la construcción de hormigón estructural que son necesarios para garantizar la seguridad. El ACI se adopta según a las necesidades y los cálculos que se pretende analizar indican donde pueden ser aplicadas las fórmulas y las limitaciones, se contempla para todos los elementos.

Los elementos se analizan con las siguientes propiedades:

Resistencia a la compresión de concreto $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia a la fluencia del acero $f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$

Donde:

γ_c peso específico del concreto

f'_c resistencia a la compresión del concreto

f_y resistencia a la tracción del acero.

3.9.1. Diseño de losas

En cada nivel del diseño está fundido con losa de concreto armado, según los cálculos en el predimensionamiento de la losa “t” se analizarán para cada caso de losa, en este caso, en los tres niveles, los cálculos se realizan con el método más utilizado en el medio aplicado en losas reforzadas con los requerimientos del ACI 318-14 de 1963. Su análisis se determina con la continuidad de sus lados dependiendo de la ubicación.

El método aplicado en el diseño también es conocido como método de coeficientes, sus parámetros lo establecen Arthur H. Nilson, su manual se basa en el diseño de estructuras de concreto, las tablas que proporciona el manual indican qué tipo de caso es y según el tipo de losa, luego se extrae el factor para el cálculo de momentos.

Se analiza las losas en dos direcciones observando los casos de continuidad:

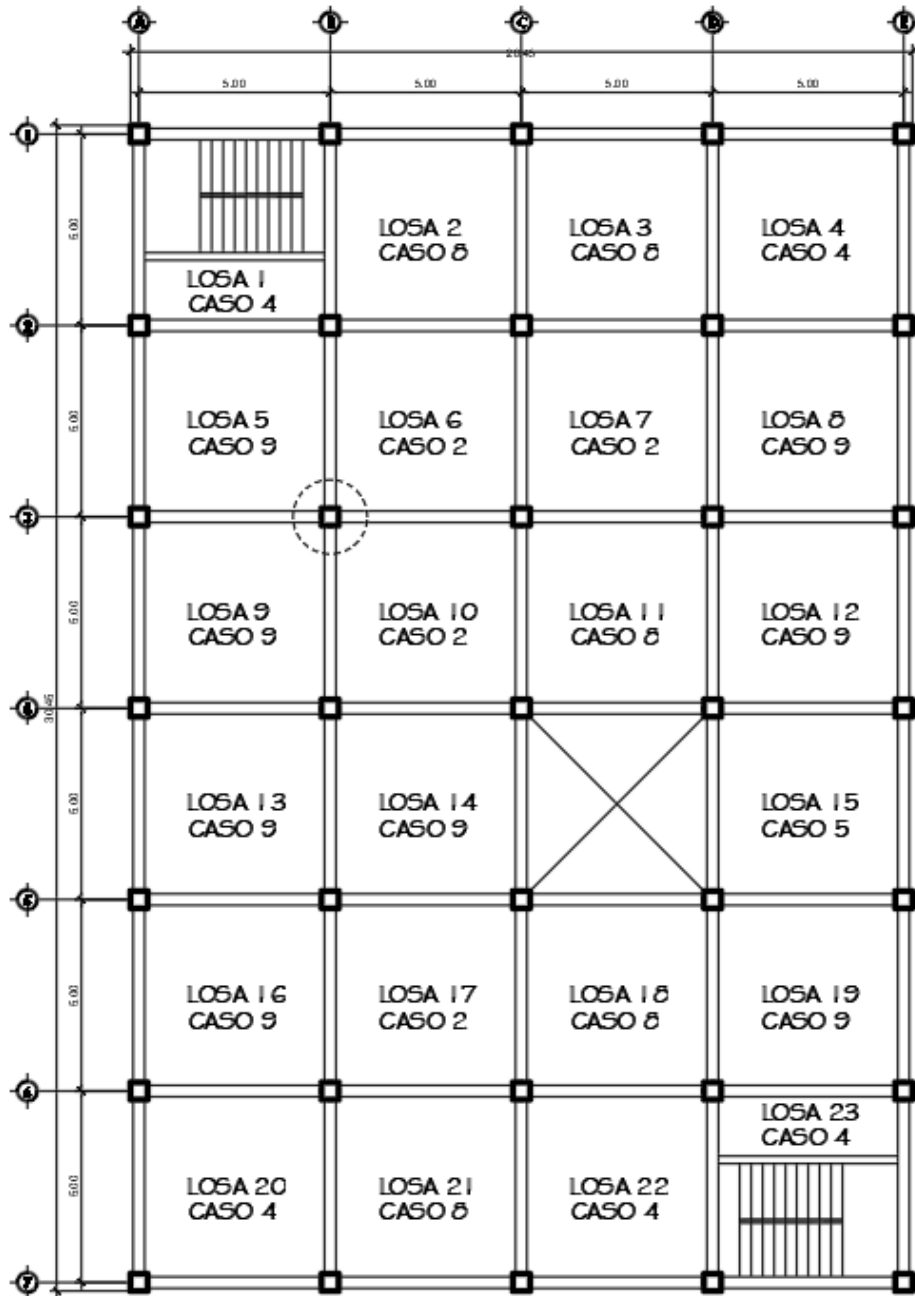
Figura 16. Coeficientes para casos de continuidad en losas

Relación $m = \frac{l_x}{l_y}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Fuente: Libro de Arthur H. Nilson.

Se observa en el diseño los tipos de casos que hay y se denota en cada losa tal y como se muestra en la siguiente figura:

Figura 17. Planta de Distribución de losas primero y segundo nivel



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Es importante observar en qué dirección va a trabajar la losa. La losa en dos direcciones beneficia con la distribución de sus cargas en ambos sentidos, por lo que se tratará de trabajar de esa forma. Para comprender de mejor manera las dimensiones de las losas, se denotan con la letra "a", representando el lado vertical, y "b", el lado horizontal. La ecuación que permite diferenciar si la losa es de una dirección o de dos direcciones se expresa de la siguiente manera:

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

esta relación de "m" deberá cumplir con la siguiente condición:

si $m < 0.5$ una dirección

si $m \geq 0.5$ dos direcciones

entonces al ingresar los valores de la losa:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.70}{4.70} = 1 \text{ Entonces } 1 \geq 0.5$$

Puesto que las losas tienen las mismas dimensiones, esto permite trabajar todas las losas en dos direcciones. La losa analizada es el de la azotea ubicada en la losa 1.

Cuando se analizan las losas de los tres niveles, se debe calcular el espesor con una ecuación comprobada por varios expertos siendo la siguiente:

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t espesor de losa

P perímetro de losa

$$t = \frac{P}{180} = \frac{4 * (4.70)}{180} = \frac{18.80}{180} = 0.1044 \text{ m y aprox } t = 0.12\text{m}$$

Carga última del diseño:

Las cargas dependen de la ocupación tanto en azoteas sin accesos como almacenes minoristas, el cálculo se realiza con la siguiente ecuación:

$$CU_{losa} = 1.2 * CM_{losa} + 1.6 * CV_{losa}$$

Donde:

CM_{losa} carga muerta para losa

CV_{losa} carga viva para losa

CU_{losa} carga última para losa.

Las cargas se analizan según el tipo de ocupación, se analizan C_v , CM , conociendo los datos de: t , γ_C , SCP y así obtener la carga última de la azotea tal y como se muestra en el siguiente proceso:

$$C_v = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM = t * \gamma_C + SCP$$

$$CM = 0.12 * 2400 + 29 = 317 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CU_{azotea} = 1.2 * CM + 1.6 * CV = 1.2 * 317 + 1.6 * 100 = 540.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Y el mismo análisis se realiza para almacenes minoristas, pero por el tipo de ocupación la carga muerta varía.

$$C_v = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM = t * \gamma_C + SCP$$

$$CM = 0.12 * 2400 + 29 = 317 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CU_{\text{azotea}} = 1.2 * CM + 1.6 * CV = 1.2 * 317 + 1.6 * 100 = 540.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Momentos actuantes:

Se dan las ecuaciones para el cálculo del momento según como indica en el ACI318-14.

Análisis de momento negativo en azotea (lado continuo):

$$M_a^- = C_a^- * CU * a^2$$

$$M_b^- = C_b^- * CU * b^2$$

Análisis de momento positivo en azotea (centro):

$$M_a^+ = 1.2 * CM * a^2 * C_a^+ + 1.6 * CV * a^2 * C_a^+$$

$$M_b^+ = 1.2 * CM * b^2 * C_b^+ + 1.6 * CV * b^2 * C_b^+$$

Donde:

CM carga Muerta

CV carga Viva

a lado corto

b lado largo

M_a^- , M_b^- momentos negativos lado corto y largo

M_a^+ , M_b^+ momentos positivos lado corto y largo

C_a^- , C_b^- coeficiente para momento negativo lado corto y largo

C_a^+ , C_b^+ coeficiente para momento positivo lado corto y largo.

Procede a realizar el balanceo de cada losa dónde las utilidades de los ambientes son para diferentes utilidades y sobre todo donde hay necesidad de hacer balanceos, es donde hay losas continuas, los valores suelen cambiar cuando la carga viva es diferente, es necesario realizar este procedimiento, además, se deben respetar las condiciones que requiere de analizar cuando los valores varían.

Condición donde es necesario balancear:

$$\text{Si el } 80\% * M_{\text{mayor } 2} > M_{\text{menor } 1}$$

Condición donde no es necesario balancear

$$\text{Si el } M_{\text{menor } 1} > 80\% * M_{\text{mayor } 2}$$

De ser necesario el balanceo, se analiza con el método conocido como momento proporcional a la rigidez, donde se utiliza un factor de distribución con la diferencia de los valores tal y como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$M_{\text{balanceado } 1} = M_{\text{menor}} + [(M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) * D_1]$$

$$M_{\text{balanceado } 2} = M_{\text{mayor}} - [(M_{\text{mayor}} - M_{\text{menor}}) * D_2]$$

$$D_1 = D_2 = \frac{K_{1-2}}{K_1 + K_2}$$

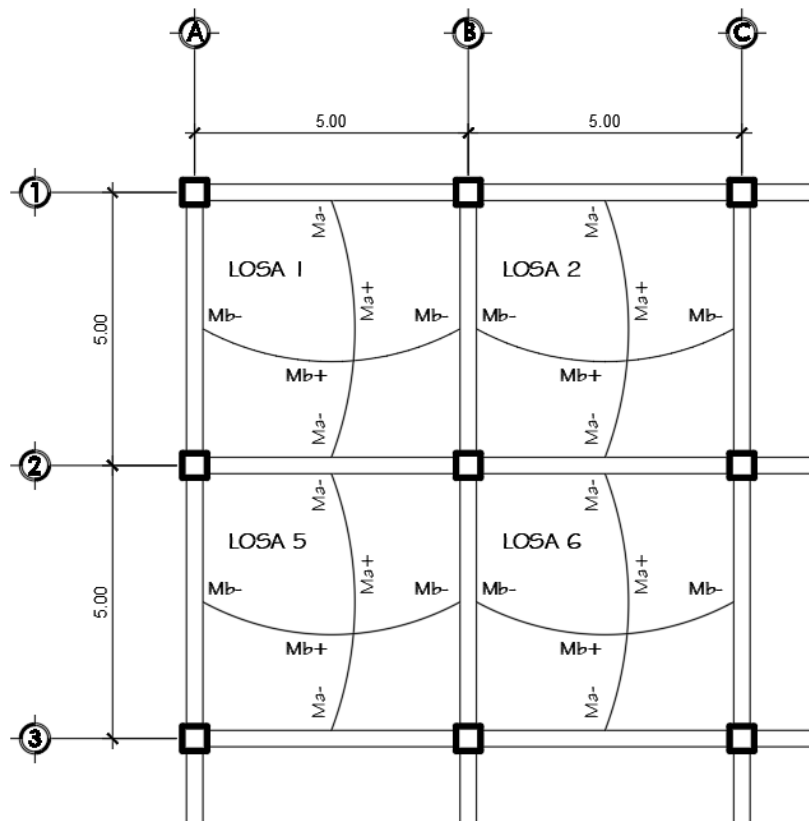
$$K_1 = K_2 = \frac{1}{L_{1-2}}$$

Donde:

D_{1-2} factor de distribución

K_{1-2} rigidez de la losa.

Figura 21. Representación del Balanceo de Momentos



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

De la figura anterior se muestra el balanceo de los ejes X y Y tomando en cuenta la continuidad de la losa, y aplicando el método de momento proporcional a la rigidez.

Cada elemento de la losa tiene una rigidez que depende de sus propiedades geométricas y del material. En términos de una losa, la rigidez es proporcional al momento de inercia y a la longitud del tramo.

En la siguiente tabla se muestra simplificado los valores. En el proceso, el cálculo de momentos y rigidez puede requerir un análisis más detallado, considerando factores adicionales como las condiciones de apoyo, la distribución de cargas y las propiedades del material.

Tabla 26. Momentos balanceados en losas del primer nivel, eje X-X

Losas balanceadas	Condición de balanceo	Rigidez (K1 y K2)		Factor de distribución (d1 y d2)		Dif-1	Dif-2	Momentos eje X	
								M(-) Losa a	M(-) Losa b
Losa 2-3	No Balancear								
Losa 3-4	No Balancear								
Losa 5-6	No Balancear								
Losa 6-7	No Balancear								
Losa 7-8	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-191.60	191.60	1245.40	1245.40
Losa 9-10	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 10-11	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	255.47	-255.47	1692.47	1692.47
Losa 11-12	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-447.07	447.07	1500.87	1500.87
Losa 13-14	No Balancear								
Losa 16-17	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 17-18	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	255.47	-255.47	1692.47	1692.47
Losa 18-19	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-447.07	447.07	1500.87	1500.87
Losa 20-21	No Balancear								
Losa 21-22	No Balancear								

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Losas Balanceadas: Identificación de las losas que están siendo analizadas.

Condición de Balanceo: La condición de balanceo que se aplica, como continuidad.

Rigidez (K1 y K2): Rigidez de las losas o tramos considerados. K1 y K2 pueden ser las rigideces de los tramos a ambos lados del apoyo.

Factor de Distribución (d1 y d2): Factor de distribución que se utiliza para distribuir los momentos entre los tramos. Esto generalmente se calcula en función de las rigideces de los tramos.

Dif-1 y Dif-2: Diferencias que pueden ser utilizadas para ajustar los momentos, típicamente relacionadas con los cambios en rigidez o longitud de los tramos.

Momento eje X (M(-) Losa a): Momento negativo en el eje X para la losa a.

Momento eje X (M(-) Losa b): Momento negativo en el eje X para la losa b.

La tabla refleja los resultados del análisis estructural de las losas balanceadas bajo las condiciones especificadas, incluyendo los momentos negativos en el eje X para cada losa analizada.

Tabla 27. Momentos balanceados en losas del segundo nivel, eje X-X

Losas Balanceadas	Condición de Balanceo	Rigidez (K1 y K2)		Factor de distribución (d1 y d2)		Dif-1	Dif-2	Momentos eje X	
								M(-) Losa a	M(-) Losa b
Losa 2-3	No Balancear								
Losa 3-4	No Balancear								
Losa 5-6	No Balancear								
Losa 6-7	No Balancear								
Losa 7-8	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-191.60	191.60	1245.40	1245.40
Losa 9-10	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 10-11	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	255.47	-255.47	1692.47	1692.47
Losa 11-12	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-447.07	447.07	1500.87	1500.87
Losa 13-14	No Balancear								
Losa 16-17	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 17-18	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	255.47	-255.47	1692.47	1692.47
Losa 18-19	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-447.07	447.07	1500.87	1500.87
Losa 20-21	No Balancear								
Losa 21-22	No Balancear								

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Para el análisis de las losas balanceadas en el eje Y, se identifican las losas a analizar, aplicando la condición de balanceo como la continuidad de la losa. Se considera la rigidez de los tramos (K1 y K2) a ambos lados del apoyo y se calcula el factor de distribución (d1 y d2) en función de estas rigideces. Además, se tienen en cuenta diferencias (Dif-1 y Dif-2) para ajustar los momentos debido a cambios en rigidez o longitud de los tramos. Finalmente, se determinan los momentos negativos en el eje Y para las losas a (M(-) Losa a) y b (M(-) Losa b).

Tabla 28. Balanceo de Momentos en losas del segundo nivel, eje Y-Y

Losas Balanceadas	Condición de Balanceo	Rigidez (K1 y K2)		Factor de distribución		Dif-1	Dif-2	Momentos eje Y	
				(d1 y d2)				M(-) Losa a	M(-) Losa b
Losa 2-6	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 3-7	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	191.60	-191.60	1245.40	1245.40
Losa 4-8	No Balancear								
losa 5-9	No Balancear								
Losa 6-10	No Balancear								
Losa 7-11	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-191.60	191.60	1245.40	1245.40
Losa 8-12	No Balancear								
Losa 9-13	No Balancear								
Losa 10-14	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	255.47	-255.47	1692.47	1692.47
Losa 12-15	No Balancear								
Losa 13-16	No Balancear								
Losa 14-17	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-255.47	255.47	1692.47	1692.47
Losa 15-19	No Balancear								
Losa 16-20	No Balancear								
Losa 17-21	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-191.60	191.60	1245.40	1245.40
Losa 18-22	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	271.43	-271.43	1325.23	1325.23

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Y, por último, al igual que las tablas anteriores, se realiza el procedimiento para el cálculo de momentos balanceados en las losas del tercer nivel en el eje X-X. Esto incluye la identificación de las losas a analizar, la aplicación de la condición de balanceo (como la continuidad de la losa), el cálculo de la rigidez (K1 y K2) de los tramos considerados, y la determinación del factor de distribución (d1 y d2) basado en estas rigideces. Se ajustan los momentos según las diferencias (Dif-1 y Dif-2) relacionadas con cambios en rigidez o longitud de los tramos, y se calculan los momentos negativos en el eje X para las losas a (M(-) Losa a) y b (M(-) Losa b).

Tabla 29. Momentos balanceados en losas del tercer nivel, eje X-X

Losas Balanceadas	Condición de Balanceo	Rigidez (K1 y K2)		Factor de distribución (d1 y d2)		Dif-1	Dif-2	Momentos eje X	
								M(-) Losa a	M(-) Losa b
Losa 1-2	No Balancear								
Losa 2-3	No Balancear								
Losa 3-4	No Balancear								
Losa 5-6	No Balancear								
Losa 6-7	No Balancear								
Losa 7-8	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-71.62	71.62	465.56	465.56
Losa 9-10	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	71.62	-71.62	465.56	465.56
Losa 10-11	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	95.50	-95.50	632.68	632.68
Losa 11-12	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-167.12	167.12	561.06	561.06
Losa 13-14	No Balancear								
Losa 16-17	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	71.62	-71.62	465.56	465.56
Losa 17-18	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	95.50	-95.50	632.68	632.68
Losa 18-19	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-167.12	167.12	561.06	561.06
Losa 20-21	No Balancear								
Losa 21-22	No Balancear								
Losa 22-23	No Balancear								

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Tabla 30. Balanceo de Momentos en losas del tercer nivel, eje Y-Y

Losas Balanceadas	Condición de Balanceo	Rigidez (K1 y K2)		Factor de distribución (d1 y d2)		Dif-1	Dif-2	Momentos eje Y	
								M(-) Losa a	M(-) Losa b
Losa 1-5	No Balancear								
Losa 2-6	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	71.62	-71.62	465.56	465.56
Losa 3-7	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	71.62	-71.62	465.56	465.56
Losa 4-8	No Balancear								
losa 5-9	No Balancear								
Losa 6-10	No Balancear								
Losa 7-11	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-71.62	71.62	465.56	465.56
Losa 8-12	No Balancear								
Losa 9-13	No Balancear								
Losa 10-14	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	95.50	-95.50	632.68	632.68
Losa 12-15	No Balancear								
Losa 13-16	No Balancear								
Losa 14-17	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-95.50	95.50	632.68	632.68
Losa 15-19	No Balancear								
Losa 16-20	No Balancear								
Losa 17-21	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	-71.62	71.62	465.56	465.56
Losa 18-22	Sí Balancear	0.21	0.21	0.50	0.50	101.47	-101.47	495.40	495.40
Losa 19-23	No Balancear								

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Refuerzo de losa:

El armado de losa depende de muchas consideraciones, su análisis se realiza con un ancho de un metro para analizar el armado de la losa, los cálculos que se realiza para obtener el refuerzo es el siguiente:

- Peralte efectivo
- Área de acero mínima

- Espaciamiento
- Momento considerado para área de acero mínima
- Acero de refuerzo requerido
- Chequeo por corte.

Los requerimientos del ACI 318-14 da los parámetros donde indica que el recubrimiento en losas debe tener 20 mm, tal y como menciona en la tabla 20.6.1.3.1 para elementos de concretos construidos en sitio no preesforzados.

$$d_{\text{losa}} = t - \text{rec}_{\text{losa}} + \frac{\emptyset \text{ varilla}}{2}$$

Se proponen para el cálculo de acero \emptyset No. 3:

$$d_{\text{losa}} = 12 - 2 + \frac{0.95}{2} = 10.48 \text{ cm}$$

Donde:

d_{losa} peralte efectivo de losa

t espesor de losa

rec_{losa} recubrimiento libre

\emptyset varilla diámetro de varilla.

Área de acero mínima:

En las ecuaciones siguientes permite valuar para calcular el acero mínimo establecido según indica el código de ACI 318-14, el cual tiene como limitaciones que no deberá ser menos al área de acero al límite, con esas condiciones facilita el cálculo, las ecuaciones para el cálculo se encuentran en 9.6.1.2 (a) y 9.6.1.2 (b) del ACI.

$$A_{s_{\text{mín 1}}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d_{\text{losa}}$$

Al sustituir los valores en la fórmula:

$$A_{S_{\min 1}} = \frac{14}{2810} * 100 * 10.48 = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d_{losa}$$

Al sustituir los valores en la fórmula:

$$A_{S_{\min 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 100 * 10.48 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Al obtener el resultado de las dos ecuaciones, se analizan mediante la condición según como se muestra a continuación:

$$A_{S_{\min 1}} = 5.22 > A_{S_{\min 2}} = 4.32$$

Donde:

$A_{S_{\min 1}}$	Área de acero mínimo
$A_{S_{\min 2}}$	Área de acero mínimo al límite de cadencia
b_w	Franja de análisis (1 m)
d_{losa}	Peralte efectivo de losa.

Luego se calcula el espaciamiento para el área de acero mínima

$$S_{As} = \frac{\emptyset \text{ varilla} * b_w}{A_{S_{\min 1}}}$$

$$S_{As} = \frac{0.95 * 100}{5.22} = 18.20 \text{ cm}$$

En la sección 25.2.1, para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $() 4 3 d_{agg}$.

También se debe considerar la sección 7.7.2.3 donde especifica que el espaciamiento máximo del refuerzo corrugado debe ser el menor entre $3h$ y 450 mm.

$$S_{\max} = 3 * h$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

Como se observa en el cálculo anterior, el espaciamiento excede lo permitido, por lo que se propone:

$$s = 15 \text{ cm}$$

Momento para área de acero mínima ($A_{s\text{mín}}$):

Este cálculo se realiza en función del factor de reducción de resistencia Tabla 21.2.3 del ACI318-14 y tomando para el análisis el $A_{s\text{mín}1}$.

$$M_{A_{s\text{mín}1}} = \Phi * A_{s\text{mín}} * f_y * \left(d_{\text{losa}} - \frac{A_{s\text{mín}1} * f_y}{1.7 * f'c * b_w} \right)$$

Sustituyendo los datos de la ecuación:

$$M_{A_{s\text{mín}1}} = 0.90 * 5.22 * 2810 * \left(10.48 - \frac{5.22 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 1329.26 \text{ kg * m}$$

Donde:

$M_{A_{s\text{mín}1}}$ Momento para área de acero mínimo de acero

$\Phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia

Acero de refuerzo requerido:

$$A_{s\text{req}} = \left[b_w * d_{\text{losa}} - \sqrt{(b_w * d_{\text{losa}})^2 - \frac{M_u * b_w}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

En la ecuación anterior se hará uso siempre y cuando el área de acero exceda lo permitido.

Tabla 31. Áreas de acero y espaciamientos

Áreas de acero y espaciamiento para Momentos ≥ 1329.26 kg*m					
Mu (kg*m)	As req (cm ²)	As mín (cm ²)	No. Varilla	Espaciamiento calculado	Espaciamiento a utilizar (cm)
1329.26	5.22	5.22	3	33.00	30.00
1335.23	5.24	5.22	3	32.85	30.00
1500.87	5.93	5.22	3	29.07	25.00
1692.47	6.73	5.22	3	25.61	25.00
1947.93	7.81	5.22	3	22.06	20.00
2350.33	9.55	5.22	3	18.03	15.00

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Chequeo por corte:

Es una condición que se realiza como inspección para corroborar que el peralte de la losa es el adecuado con la condición $V_{resistente} \geq V_{actuante}$, esta condición se basa en lo establecido en la sección 9.6.3.1 del ACI 318-14.

De igual manera se calcula el cortante resistente $V_{resistente}$ y cortante actuante $V_{actuante}$.

$$V_{resistente} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d_{losa}$$

$$V_{resistente} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 10.48 = 6036.82 \text{ kg}$$

$$V_{actuante} = \frac{CU * a}{2}$$

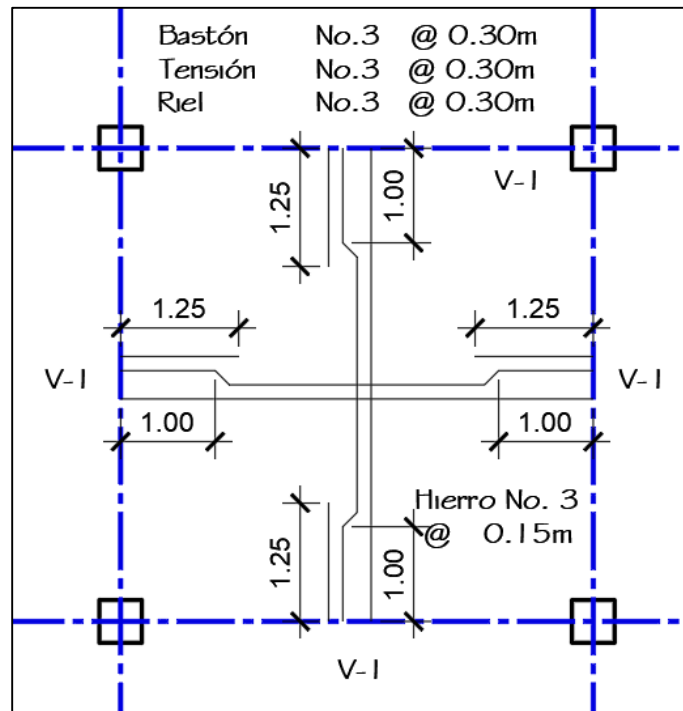
$$V_{actuante} = \frac{1445.60 * 4.70}{2} = 3397.16 \text{ kg}$$

Luego de este cálculo se analiza la condición y se verifica que cumple con la condición:

$$V_{resistente} \geq V_{actuante}$$

$$6036.82 \text{ kg} \geq 3397.16 \text{ kg} \text{ Entonces "sí cumple"}$$

Figura 22. Armado y espaciamiento de la losa



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

3.9.2. Diseño de vigas

Es un elemento principal que permite transmitir las cargas hacia las columnas, su recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados se analiza según la tabla 20.6.1.3.1 del ACI 318-14 y se utiliza con el apartado donde especifica para exposición de concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.

Propuesta de refuerzo:

Ø No. 5 longitudinal

Ø No. 3 Transversales

Se calcula el peralte de la viga.

$$d_{v1} = h_{v1} - \left(\text{rec} + \frac{\phi \text{ varilla}}{2} \right)$$

$$d_{V1} = 65 - \left(4 + \frac{1.59}{2}\right) = 60.21 \text{ cm}$$

Donde:

d_{V1} peralte efectivo de viga V-1

h_{V1} altura de viga V-1

rec recubrimiento.

Área de acero mínima:

En las ecuaciones siguientes permite valuar para calcular el acero mínimo establecido según indica el código de ACI 318-14, el cual tiene como limitaciones que no deberá ser menos al área de acero al límite, con esas condiciones facilita el cálculo, las ecuaciones para el cálculo se encuentran en 9.6.1.2 (a) y 9.6.1.2 (b) del ACI.

$$A_{S_{\text{mín } 1}} = \frac{14}{f_y} * b_v * d_{V1}$$

Al sustituir los valores:

$$A_{S_{\text{mín } 1}} = \frac{14}{2810} * 30 * 60.21 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{mín } 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_v * d_{V1}$$

Al sustituir los valores:

$$A_{S_{\text{mín } 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 30 * 60.21 = 7.45 \text{ cm}^2$$

Con $A_{S_{\text{mín } 1}}$ y $A_{S_{\text{mín } 2}}$ deberá de cumplir con la siguiente condición donde indica que $A_{S_{\text{mín } 1}}$ tiene que ser mayor a $A_{S_{\text{mín } 2}}$:

$$A_{S_{\text{mín } 1}} = 9 \text{ cm}^2 > A_{S_{\text{mín } 2}} = 7.45 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{S_{\min 1}}$ área de acero mínimo

$A_{S_{\min 2}}$ área de acero mínimo al límite de cadencia

b_v base de la viga V-1

d_{V1} peralte efectivo de la viga V-1

Luego se procede a calcular la cuantía de acero balanceada.

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)}$$
$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6115}{2810 * (2810 + 6115)} = 0.0369$$

Donde:

$f'c$ Resistencia a la compresión del concreto

f_y Resistencia a la tracción del acero

ρ_b Cuantía balanceada

β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque de esfuerzos de compresión

con la profundidad del eje neutro.

Se calcula el área de acero máxima $A_{S_{\max}}$ considerando la cuantía balanceada y dependerá si la zona es sísmica o no. En el medio se puede considerar un lugar altamente sísmico, por lo que el valor que se asume es 0.50.

$\rho_{b_{\max}} = 0.75$ Cuantía balanceada para zonas no sísmicas

$\rho_{b_{\max}} = 0.50$ Cuantía balanceada para zonas sísmicas

$$A_{S_{\max}} = 0.50 * \rho_b * b_{V1} * d_{V1}$$

$$A_{S_{\max}} = 0.50 * 0.0369 * 30 * 60.21 = 33.33 \text{ cm}^2$$

Con el análisis del acero mínimo ($A_{s_{mín1}}$) y acero máximo ($A_{s_{máx}}$) se procede a proponer el refuerzo longitudinal requerido. Se toma el momento último calculado con el modelo matemático:

$$M_u^- = 13656.56 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

La fórmula general del $A_{s_{req}}$ es la siguiente:

$$A_{s_{req}} = \left[b_{V1} \cdot d_{V1} - \sqrt{(b_{V1} \cdot d_{V1})^2 - \frac{M_u^- \cdot b_{V1}}{0.003825 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y}$$

Tabla 32. Requerimientos del Acero con momento negativo

Áreas de acero para momentos negativos					
Viga V-1	Mu (Kg*m)	As req (cm2)	As mín (cm2)	As máx (cm2)	Área de acero a usar (cm)
Momento Negativo	13656.56	9.35	9.00	33.33	9.35

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Tabla 33. Requerimientos del Acero con momento positivo

Áreas de acero para Momentos Positivos					
Viga V-1	Mu (Kg*m)	As req (cm2)	As m+in (cm2)	As máx (cm2)	Área de acero a usar (cm)
Momento Positivo	5677.79	4.44	9.00	33.33	9

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

En conclusión, según lo calculado se puede decir que:

Cama inferior necesita un área de 9 cm².

Cama Superior necesita un área de 9.35 cm².

En la sección 9.7.7.1 del ACI 318-14, especifica que las vigas localizadas a lo largo del perímetro de la estructura, se debe cumplir con (a) hasta (c) para efectos del refuerzo de integridad estructural:

a) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo debe ser continuo.

(b) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras, debe ser continuo.

(c) El refuerzo longitudinal de integridad debe estar encerrado por estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento a lo largo de la luz libre de la viga.

Según indica los incisos anteriores, se puede indicar que la cama inferior tendrá el siguiente refuerzo:

2 varillas No. 6 corridas con un área de 5.70 cm^2 + 2 varillas No. 5 a tensión con un área de 3.96 cm^2 , lo que al sumar hace un total de 9.66 cm^2 , así se puede concluir que el área cumple con la condición $9.66 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2$.

Mismo análisis para la cama superior que tendrá el siguiente refuerzo:

2 varillas No. 6 corridas con un área de 5.70 cm^2 + 2 varillas No. 5 a tensión con un área de 3.96 cm^2 , lo que al sumar hace un total de 9.66 cm^2 , así se puede concluir que el área cumple con la condición $9.66 \text{ cm}^2 > 9.35 \text{ cm}^2$.

Chequeo por corte:

Tomando el valor extraído del modelo matemático ETABS.

$$V_u = 13656.56 \text{ kg}$$

Se calcula la resistencia nominal del concreto con la ecuación especificada en el ACI 318-14 en la sección 22.5.1.1.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_{V1} * d_{V1}$$

$$V_s = \frac{2 * A_v * f_y * d_{v1}}{s}$$

Donde:

V_n Esfuerzo nominal resistente a esfuerzos cortantes

V_c Esfuerzo resistente al corte por el concreto

V_s Esfuerzo resistente al corte por el acero

λ Factor de modificación del concreto de peso normal.

Se calcula la resistencia nominal del concreto según sección 22.5.5.1.

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{210} * 30 * 60.21 = 13873.16 \text{ kg}$$

Y si bien ya se tiene el cortante último, se verifica la condición $\Phi V_n \geq V_u$ especificada en la sección 9.5.1.1.

Donde:

V_u cortante último

Φ factor de reducción de resistencia.

Con un despeje de V_n se puede calcular:

$$V_n = \frac{13873.16}{0.75} = 18497.55 \text{ kg}$$

Verificación de la condición:

$$V_u > \Phi * V_c$$

$$13873.16 > 0.75 * 13873.16$$

$$13873.16 > 10404.87$$

Se debe considerar acero transversal por confinamiento siempre y cuando el cortante resistente del concreto es menor que el cortante último, entonces se deberá

realizar el siguiente proceso para el cálculo analizando el espaciamiento de los estribos indicado en la sección 22.5.10.5.3.

$$V_s = \frac{2 * A_v * f_y * d_{v1}}{s}$$

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 60.21}{20} = 12012.50 \text{ kg}$$

La condición es la siguiente:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$\frac{13656.56}{0.75} - 13873.16 = 4335.59 \text{ kg}$$

$$12012.50 \text{ kg} \geq 4335.59 \text{ kg}$$

Cuando se comprueba que sí cumple la condición entonces se propone 20 cm el espaciamiento.

Espaciamiento de estribo de confinamiento:

En la sección 18.4.2.4 del ACI 318-14, indica que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$

$$\frac{d_{v1}}{4} = \frac{60.21}{4} = 15.05 \text{ cm}$$

(b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

Para varilla No. 5 con \emptyset 1.59

$$8 * 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

Para varilla No. 3 con $\varnothing 0.95$

$$24 * 0.95 = 22.8 \text{ cms}$$

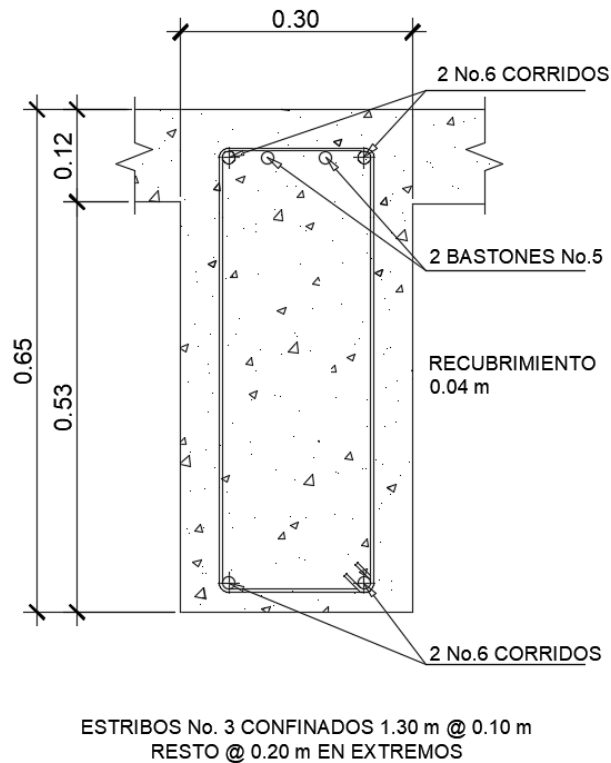
(d) 300 mm.

El estribo de confinamiento se colocará a cada 10 cm a una longitud de $2h$ y el resto no excederá el refuerzo transversal $d/2$ tal, funcionará para todas las vigas tal y como se muestra a continuación:

$$2 * h = 2 * 65 = 130 \text{ cm}$$

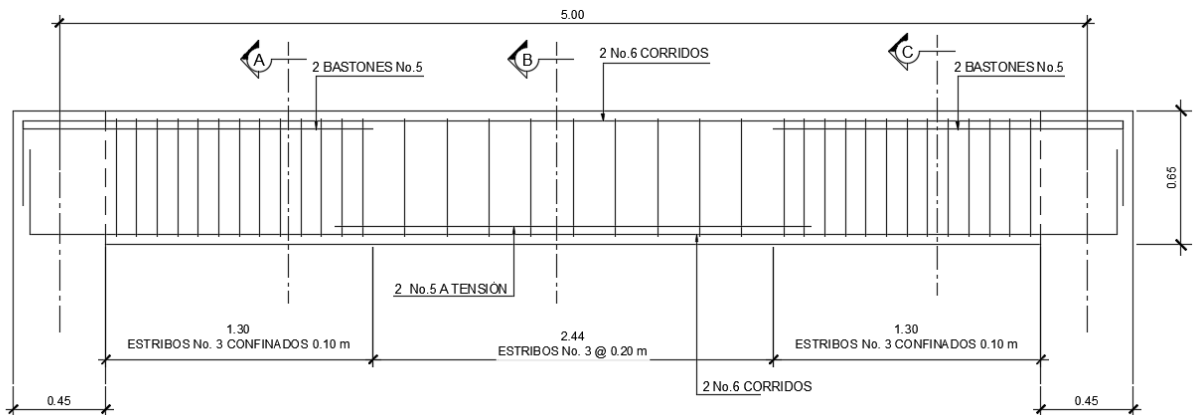
$$\frac{60.21}{2} = 30.11$$

Figura 23. Armado y espaciamiento de viga principal



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Figura 24. Detalle de la sección de viga principal



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

3.9.3. Diseño de columnas

Es un elemento estructural diseñada para soportar cargas axiales, esfuerzos cortantes y momentos flectores, deberá ser funcional que garantice la estabilidad del edificio, las columnas principales se diseñaron tomando criterios técnicos respaldado con el código de ACI 318-14.

Datos que se consideran en el diseño de columna entre el eje B y 3.

Tabla 34. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1

Datos para diseño de columna (Tercer nivel)		
	Columna entre ejes B y 3	Cantidad
1	Área tributaria	22.09 m ²
2	Columna	0.45 m*0.45 m
3	Longitud columna	3.40 m
4	Longitud eje x	V-2 = 4.55 m
5	Longitud eje y	V-2 = 4.55 m
6	Dimensión eje x	V-2 = 0.25*0.50 m
7	Dimensión eje y	V-2 = 0.25*0.50 m

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Tabla 35. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1

Datos para diseño de columna (Segundo nivel)		
	Columna entre ejes B y 3	Cantidad
1	Área tributaria	22.09 m ²
2	Columna	0.45 m*0.45 m
3	Longitud columna	3.40 m
4	Longitud eje x	V-2 = 4.55 m
5	Longitud eje y	V-2 = 4.55 m
6	Dimensión eje x	V-2 = 0.30*0.65 m
7	Dimensión eje y	V-2 = 0.30*0.65 m

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Tabla 36. Consideraciones para el diseño de columna principal C-1

Datos para diseño de columna (Primer nivel)		
	Columna entre ejes B y 3	Cantidad
1	Área tributaria	22.09 m ²
2	Columna	0.45 m*0.45 m
3	Longitud columna	3.40 m
4	Longitud eje x	V-2 = 4.55 m
5	Longitud eje y	V-2 = 4.55 m
6	Dimensión eje x	V-2 = 0.30*0.65 m
7	Dimensión eje y	V-2 = 0.30*0.65 m

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Puesto que se está analizando la columna más crítica localizada en el primer nivel, se considera el momento máximo en $X=12314.16 \text{ kg}\cdot\text{m}$ y $Y=12314.16 \text{ kg}\cdot\text{m}$, así mismo, se analiza el cortante máximo siendo de 6192.46 kg.

Al igual que el análisis en losa, para columna se analizan en la azotea sin acceso y almacenes minoristas.

Carga axial tercer nivel (azotea sin acceso):

$$CV = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga viva}$$

$$CM = 317 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga muerta}$$

Carga puntual por carga viva del nivel 3:

$$P_{CV \text{ nivel } 3} = CV * A_{\text{trib}} = 100 * 22.09 = 2209 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje X.

$$W_{\text{viga } x} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.25 * 0.50 * 4.55 * 2400 = 1365 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje Y.

$$W_{\text{viga } y} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.25 * 0.50 * 4.55 * 2400 = 1365 \text{ kg}$$

Carga puntual total por viga.

$$W_{\text{viga}} = W_{\text{viga } x} + W_{\text{viga } y} = 1365 + 1365 = 2730 \text{ kg}$$

Carga puntual total por columna.

$$W_{\text{columna}} = b * h * l_{\text{columna}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.45 * 0.45 * 3.40 * 2400 = 1652.40 \text{ kg}$$

Carga puntual por carga muerta del nivel 3:

$$P_{CM \text{ nivel } 3} = CM * A_{\text{trib}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} = (317 * 22.09) + 2730 + 1652.40$$

$$P_{CM \text{ nivel } 3} = 11384.93 \text{ kg}$$

Carga axial segundo nivel (almacenes minoristas):

$$CV = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga viva}$$

$$CM = 538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga muerta}$$

Carga puntual por carga viva del nivel 2:

$$P_{CV \text{ nivel } 2} = CV * A_{\text{trib}} = 500 * 22.09 = 11045 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje X.

$$W_{\text{viga } x} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.30 * 0.65 * 4.55 * 2400 = 2129.40 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje Y.

$$W_{\text{viga } y} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.30 * 0.65 * 4.55 * 2400 = 2129.40 \text{ kg}$$

Carga puntual total por viga.

$$W_{\text{viga}} = W_{\text{viga } x} + W_{\text{viga } y} = 2129.40 + 2129.40 = 4258.80 \text{ kg}$$

Carga puntual total por columna.

$$W_{\text{columna}} = b * h * l_{\text{columna}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.45 * 0.45 * 3.40 * 2400 = 1652.40 \text{ kg}$$

Carga puntual por carga muerta del nivel 2:

$$P_{\text{CM nivel 2}} = \text{CM} * A_{\text{trib}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} = (538 * 22.09) + 4258.80 + 1652.40$$

$$P_{\text{CM nivel 2}} = 17795.62 \text{ kg}$$

Carga axial primer nivel (almacenes minoristas):

$$\text{CV} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga viva}$$

$$\text{CM} = 538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga muerta}$$

Carga puntual por carga viva del nivel 1:

$$P_{\text{CV nivel 1}} = \text{CV} * A_{\text{trib}} = 500 * 22.09 = 11045 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje X.

$$W_{\text{viga } x} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.30 * 0.65 * 4.55 * 2400 = 2129.40 \text{ kg}$$

Carga puntual por viga del eje Y.

$$W_{\text{viga } y} = b_v * h_v * l_v * \gamma_{\text{concreto}} = 0.30 * 0.65 * 4.55 * 2400 = 2129.40 \text{ kg}$$

Carga puntual total por viga.

$$W_{\text{viga}} = W_{\text{viga } x} + W_{\text{viga } y} = 2129.40 + 2129.40 = 4258.80 \text{ kg}$$

Carga puntual total por columna.

$$W_{\text{columna}} = b * h * l_{\text{columna}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.45 * 0.45 * 3.40 * 2400 = 1652.40 \text{ kg}$$

Carga puntual por carga muerta del nivel 1:

$$P_{CM \text{ nivel } 1} = CM * A_{trib} + W_{viga} + W_{columna} = (538 * 22.09) + 4258.80 + 1652.40$$

$$P_{CM \text{ nivel } 1} = 17795.62 \text{ kg}$$

Carga última:

Se analizan con las áreas tributarias, se consideran el peso propio de columnas, vigas, losas, cargas vivas y sobre cargas permanentes, el cálculo se realiza para los tres niveles obteniendo como resultado en la suma de las cargas vivas y cargas muertas para luego encontrar la carga última P_U .

Cálculo de cargas vivas de los tres niveles:

$$P_{CV} = P_{CV \text{ nivel } 1} + P_{CV \text{ nivel } 2} + P_{CV \text{ nivel } 3} = 11045 + 11045 + 2209 = 24299 \text{ kg}$$

Cálculo de carga muerta de los tres niveles:

$$P_{CM} = P_{CM \text{ nivel } 1} + P_{CM \text{ nivel } 2} + P_{CM \text{ nivel } 3} = 17795.62 + 17795.62 + 11384.93$$

$$P_{CM} = 46976.17 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga última:

$$P_U = 1.60 * P_{CV} + 1.20 * P_{CM}$$

$$P_U = 1.60 * 24299 + 1.20 * 46976.17 = 95249.80 \text{ kg}$$

En el diseño de la columna se considera varios aspectos importantes, el cual simplifica y enfoca a analizar el comportamiento en una columna principal, aquellas donde se distribuye las cargas alrededor del diseño, se considera el efecto de esbeltez el área de la sección transversal de la columna es muy pequeña, por lo que según su categoría se determinará el comportamiento analizando los momentos flectores y de igual forma las cargas axiales.

Las categorías se analizan según sea el tipo de columna ya sea corta, intermedia o larga según como se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 37. Condiciones de esbeltez en la sección 6.2.5 del ACI 318-14

Tipo de columna	condición	Observaciones
corta	$E < 22$	Se diseña con los datos obtenidos del análisis estructural.
Intermedia	$22 < E < 100$	Se diseña mediante magnificación de momentos actuantes.
larga	$E > 100$	No se recomienda, debido a que la columna presenta fallas por pandeo.

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

En la siguiente ecuación “E” es para calcular la esbeltez de las columnas.

$$E = \frac{k_p * L_c}{\sigma}$$

Donde:

E efecto de esbeltez en columna

k_p factor de longitud efectiva de pandeo

L_c longitud libre de la columna

σ radio de giro.

Para obtener la esbeltez de la columna, se analizan las inercias de las columnas y vigas, el coeficiente de longitud efectiva y el radio de giro.

Datos para cálculo de inercia:

$$b = 0.45 \text{ m}$$

$$h = 0.45 \text{ m}$$

Inercia de columna I_{col} :

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

$$I_{col} = \frac{1}{12} * 0.45 * (0.45)^3 = 0.003417 \text{ m}^4$$

Inercia de viga $I_{\text{viga } xy}$:

$$I_{\text{viga } x} = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_{\text{viga } x} = \frac{1}{12} * 0.30 * (0.65)^3 = 0.0069 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga } y} = \frac{1}{12} * 0.30 * (0.65)^3 = 0.0069 \text{ m}^4$$

Cálculo de coeficiente efectiva con la fórmula general de k_p :

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

Donde:

ψ Factor de modificación para la longitud de desarrollo

k Factor de longitud efectiva de la columna.

En esta ecuación se analiza para los extremos superiores e inferiores de la columna y se desarrolla con los datos ya conocidos como las inercias de columnas y vigas.

Extremo superior de la columna:

$$\psi A_x = \frac{\frac{I_{\text{col}}}{h_{\text{col}}} + \frac{I_{\text{col}}}{h_{\text{col}}}}{\frac{I_{\text{viga } x}}{l_{\text{viga } x}} + \frac{I_{\text{viga } x}}{l_{\text{viga } x}}} = \frac{\frac{0.003417}{3.40} + \frac{0.003417}{3.40}}{\frac{0.0069}{4.55} + \frac{0.0069}{4.55}} = 0.66$$

$$\psi A_y = \frac{\frac{I_{\text{col}}}{h_{\text{col}}} + \frac{I_{\text{col}}}{h_{\text{col}}}}{\frac{I_{\text{viga } y}}{l_{\text{viga } y}} + \frac{I_{\text{viga } y}}{l_{\text{viga } y}}} = \frac{\frac{0.003417}{3.40} + \frac{0.003417}{3.40}}{\frac{0.0069}{4.55} + \frac{0.0069}{4.55}} = 0.66$$

$$\psi A_x == 0.66$$

$$\psi A_y == 0.66$$

Extremo inferior de la columna:

Con factor de modificación $\psi_B = 0$ cuando se presenta características de empotramiento.

Coefficiente de longitud efectiva en X.

$$k_{px} = \frac{20 - \frac{\psi A_x + \psi B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi A_x + \psi B}{2}}$$
$$k_{px} = \frac{20 - \frac{0.66 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{0.66 + 0}{2}} = 1.13$$

Coefficiente de longitud efectiva en Y.

$$k_{py} = \frac{20 - \frac{\psi A_y + \psi B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi A_y + \psi B}{2}}$$
$$k_{py} = \frac{20 - \frac{0.66 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{0.66 + 0}{2}} = 1.13$$

Luego del cálculo del coeficiente, se procede a obtener el radio de giro tal y como menciona en el código del ACI 318-14 en la sección 6.2.5.1, su cálculo se realiza con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_g}}$$
$$\sigma = \sqrt{\frac{0.003417 \text{ m}^4}{0.2025 \text{ m}^2}} = 0.1299$$

Donde:

σ radio de giro en columna

A_g área gruesa de la sección de la columna.

Entonces, cuando se tenga todos los datos anteriormente calculados, se ingresan en la fórmula general de “ E_x, E_y ”, en caso de que su resultado sea mayor será necesario magnificar momentos.

$$E_x = \frac{k_{px} * L_c}{\sigma} = \frac{1.13 * 3.40}{0.1299} = 29.58 > 22$$

$$E_y = \frac{k_{py} * L_c}{\sigma} = \frac{1.13 * 3.40}{0.1299} = 29.58 > 22$$

Con las condiciones anteriores siendo E_x, E_y mayor se realiza el análisis de magnificación de momentos de primer orden con rigidez relativa aproximada.

Magnificación de momentos con el método ACI 318-14:

Análisis para el eje “X”:

Se calcula el factor de flujo plástico β_{dns} con la carga muerta y carga muerta última.

La carga muerta última se obtendrá con la mayoración de momentos.

Cálculo de carga muerta última:

$$CM_u = 1.2 * CM + 1.6 * CV$$

$$CM_u = 1.2 * 538 + 1.6 * 500 = 1445.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del factor de flujo plástico:

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * CM}{CM_u}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * 538}{1445.60} = 0.45$$

La condición es la siguiente, según lo analizado cumple con la condición:

$$0 \leq 0.45 \leq 1$$

Lo que procede es el cálculo de rigidez a flexión de la columna EI y se calcula con la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{E_C * I_{col}}{2.5 * (1 + \beta_{dns})}$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_C = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_C = 15100 * \sqrt{210} = 218819.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_C = 2188197.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la rigidez en la columna:

$$EI = \frac{2188197.90 * 0.003417}{2.5 * (1 + 0.45)}$$

$$EI = 2062.64 \text{ Ton} * \text{m}^2$$

Con EI calculado se procede a analizar la carga crítica de pandeo de Euler P_{crx} indicado en la sección 6.6.4.4.2 del código ACI 318-14.

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{px} * L_c)^2}$$

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 * 2062.64}{(1.13 * 3.40)^2} = 1379.14 \text{ Ton}$$

Se calcula el magnificado de momentos δ_x permitiendo analizar la carga última axial P_U que anteriormente se ha calculado, además al aplicar la fórmula se hace uso del factor de reducción de resistencia $\phi = 0.75$ especificado en la tabla 21.2.3, el cálculo de magnificación deberá cumplir con la condición de: $\delta_x \geq 1$.

Carga última axial:

$$P_U = 95249.80 \text{ kg} = 95.25 \text{ Ton}$$

Cálculo de magnificación de momentos:

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_{crx}}}$$
$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{95.25}{0.75 * 1379.14}} = 1.101$$

Y verificando la condición se observa que sí cumple:

$$1.101 \geq 1$$

Analizado lo anterior, se calcula los momentos que servirá para el diseño de columna.

$$M_{dx} = \delta_x * M_{máx x}$$
$$M_{dx} = 1.101 * 12314.16$$
$$M_{dx} = 13557.89 \text{ kg} * \text{m}$$

Analizando en el **eje Y** para el cálculo del factor de flujo plástico.

Análisis para el eje "Y":

$$CM_u = 1.2 * CM + 1.6 * CV$$
$$CM_u = 1.2 * 538 + 1.6 * 500 = 1445.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * CM}{CM_u}$$
$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * 538}{1445.60} = 0.45$$

Verificando la condición:

$$0 \leq 0.45 \leq 1$$

Cálculo de rigidez a flexión de la columna EI y se calcula con la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{E_C * I_{col}}{2.5 * (1 + \beta_{dns})}$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_C = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_C = 15100 * \sqrt{210} = 218819.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_C = 2188197.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la rigidez en la columna:

$$EI = \frac{2188197.90 * 0.003417}{2.5 * (1 + 0.45)}$$

$$EI = 2062.64 \text{ Ton} * \text{m}^2$$

Con EI calculado se procede a analizar la carga crítica de pandeo de Euler P_{crx} indicado en la sección 6.6.4.4.2 del código ACI 318-14.

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{py} * L_c)^2}$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 * 2062.64}{(1.13 * 3.40)^2} = 1379.14 \text{ Ton}$$

Se calcula el magnificado de momentos δ_x permitiendo analizar la carga última axial P_U que anteriormente se ha calculado, además al aplicar la fórmula se hace uso del factor de reducción de resistencia $\phi = 0.75$ especificado en la tabla 21.2.3, el cálculo de magnificación deberá cumplir con la condición de: $\delta_x \geq 1$.

Carga última axial:

$$P_U = 95249.80 \text{ kg} = 95.25 \text{ Ton}$$

Cálculo de magnificación de momentos:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_{cr y}}}$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{95.25}{0.75 * 1379.14}} = 1.101$$

Y verificando la condición se observa que sí cumple:

$$1.101 \geq 1$$

Analizado lo anterior, se calcula los momentos que servirá para el diseño de columna.

$$M_{dy} = \delta_y * M_{máx y}$$

$$M_{dy} = 1.101 * 12314.16$$

$$M_{dy} = 13557.89 \text{ kg} * \text{m}$$

Cálculo de refuerzo longitudinal:

Para el cálculo del refuerzo se analiza con la fórmula de Bresler con el método de cargas inversos.

En el cálculo se hace uso del diafragma de interacción que permite analizar donde la columna puede resistir más.

Determinar el acero mínimo y máximo:

En la sección del ACI 318-14, 18.7.4.1, hace referencia a que el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

Lo primero que se calcula es obtener el área de acero mínimo $A_{s_{mín}}$ y se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{s_{mín}} = 0.01 * A_g$$

$$A_{s_{mín}} = 0.01 * 45 * 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

Luego calcular el área de acero máximo $A_{s_{m\acute{a}x}}$.

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.06 * A_g$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.06 * 0.45 * 0.45 = 121.50 \text{ cm}^2$$

Con el cálculo de los intervalos del área, se procede a proponer la cantidad de refuerzo a utilizar:

Se utilizará: 8 varillas No. 7 con el área de 31.04 cm² y conociendo este dato se puede calcular la cantidad de acero en porcentaje (%).

$$\% \text{ de refuerzo} = \frac{31.04}{45 * 45} = 0.0153$$

$$\% \text{ de refuerzo} = 0.0153 * 100 = 1.53\%$$

La condición para el cálculo de refuerzo es que 1% deberá ser el mínimo de la columna a proponer, por lo que el 1.53% del área gruesa de la columna cumple con los requerimientos según como indica el ACI 318-14. Sin embargo, hay otra condición que indica que a carga axial resistente P'_U debe ser mayor a la carga última actuante P_U , con el cual se realiza el siguiente procedimiento para comprobar la condición.

Valores de la curva basada con el diagrama de interacción:

$$\rho_\mu = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g}$$

$$\rho_\mu = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g}$$

$$\rho_\mu = \frac{31.04 * 2810}{0.85 * 210 * 2025} = 0.24$$

Cálculo de la gráfica para analizar el diagrama de interacción γ_{x-y} :

$$\gamma_{x-y} = \frac{b - (2 * r)}{h}$$
$$\gamma_{x-y} = \frac{45 - (2 * 4)}{45} = 0.82$$

Donde:

γ_{x-y} factor de longitud efectiva

b base de la columna

h altura de la columna

r recubrimiento de la columna.

Se necesita obtener las excentricidades:

$$E = \frac{M_d}{P_U}$$
$$E_x = \frac{M_{dx}}{P_U} = \frac{12314.16}{95249.80} = 0.129$$
$$E_y = \frac{M_{dy}}{P_U} = \frac{12314.16}{95249.80} = 0.129$$

Donde:

E_{x-y} Excentricidades en X y Y

M_{dx-y} Momentos para el diseño de la columna X y Y

Cálculo de las diagonales:

Diagonales en X:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.129}{0.45} = 0.286$$

Diagonales en Y:

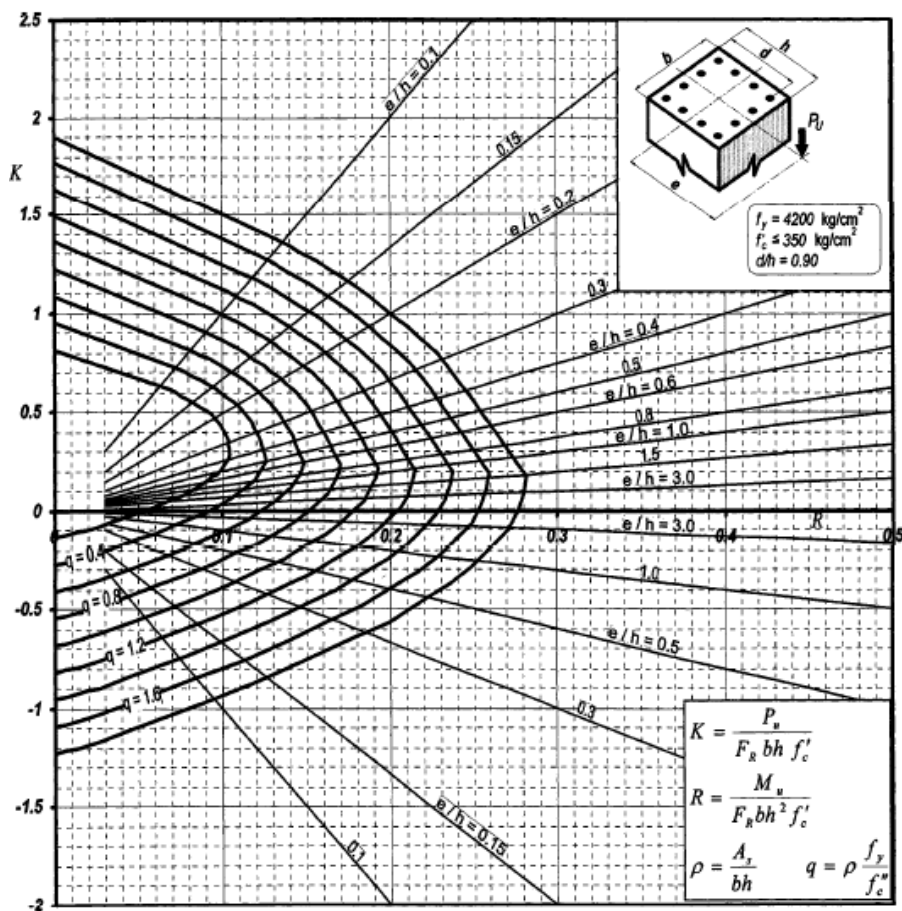
$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.129}{0.45} = 0.286$$

De la siguiente relación referida en el libro aspectos fundamentales de concreto reforzado, se utiliza para saber qué tipo de tabla se va a utilizar, se tiene el siguiente resultado que se utilizará para obtener los parámetros independientes.

$$\frac{d}{h} = \frac{h - r}{h}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{0.45 - 0.04}{0.45} = 0.91$$

Figura 25. Valores Kx y Ky



Fuente: Libro de aspectos fundamentales de concreto reforzado del doctor Gonzales Cuevas.

Con este diagrama se puede localizar los valores de K_x y K_y y con estos datos se procede a calcular las cargas resistentes de la columna.

$$K_x = 0.47$$

$$K_y = 0.47$$

Cargas resistentes de las columnas:

$$P'_x = K_x * f'_c * A_g = 0.47 * 210 * 2025 = 199867.50 \text{ kg}$$

$$P'_y = K_y * f'_c * A_g = 0.47 * 210 * 2025 = 199867.50 \text{ kg}$$

Luego se calcula la carga última que debe resistir la columna para que posterior a eso se obtenga el valor de esfuerzo resistente:

$$P'_o = \phi * [(0.85 * f'_c * (A_g - A_s)) + (f_y * A_s)]$$

$$P'_o = 0.70[(0.85 * 210 * (2025 - 31.04)) + (2810 * 31.04)] = 310200.98 \text{ kg}$$

valor de esfuerzo resistente de la columna en función del armado:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}} \quad \text{es una fórmula empleada por Bresler}$$

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{199867.50} + \frac{1}{199867.50} - \frac{1}{310200.98}} = 147429.28 \text{ kg}$$

Donde:

P'_u Carga última con flexión biaxial (e_x y e_y), que resistirá la columna

P'_x Carga de resistencia de la columna con excentricidad en x

P'_y Carga de resistencia de la columna con excentricidad en y

P'_o Carga que soporta cuando actúa carga axial.

Luego de calcular la carga última con flexión biaxial, se calcula la carga última actuante que servirá para utilizar la verificación que indicará si el refuerzo es el adecuado.

$$P_U = \frac{95249.80}{0.70} = 136071.14 \text{ kg}$$

Con el análisis mostrada a continuación se da a conocer que sí cumple con la condición.

$$P'_U \geq PU$$

$$147429.28 \text{ kg} \geq 136071.14 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo transversal:

Se calculan los cortantes donde la condición indica que: $V_c \geq V_U$ por lo tanto, para este análisis se basa del código de ACI 318-14 en la sección 22.5.5.1.

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 45 * 41$$

$$\phi V_c = 14170.39 \text{ kg}$$

Donde:

ϕ factor de reducción de resistencia

d peralte efectivo de la columna

y aplicando el factor de reducción ϕ .

$$\phi V_c = 0.85 * 14170.39 = 12044.83 \text{ kg}$$

Con el cortante obtenido al inicio del análisis, se tiene como $V_U = 6345.51 \text{ kg}$ y deberá cumplir con la siguiente condición:

$$V_c \geq V_U$$

$$12044.83 \text{ kg} \geq 6345.51 \text{ kg}$$

El Código ACI 318-14 en la sección 18.10.7.4 da los siguientes parámetros:

los estribos no confinados medido de centro a centro, no debe exceder a 150 mm.

Espaciamiento propuesto:

$$S = 15 \text{ cm}$$

Se analizan los estribos cerrados de confinamiento. Se deberá respetar los siguientes lineamientos indicado en la sección 21.4.4.2 y 21.4.4.4 del ACI 318-14.

Condiciones a cumplir según sección 18.7.5.3:

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima de la columna

$$\frac{1}{4} * 0.45 = 11.25 \text{ cm}$$

(b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal

$$8 * 2.222 = 17.78 \text{ cm}$$

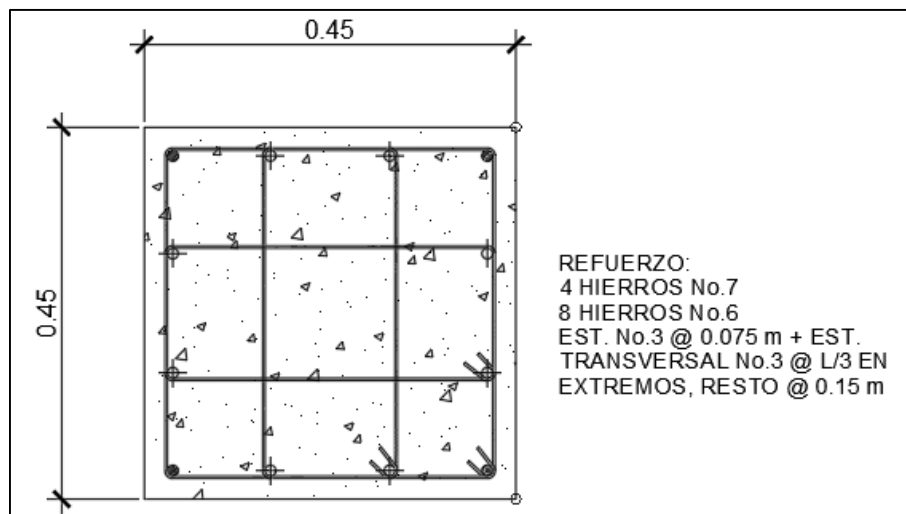
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento

$$24 * 0.9525 = 22.86 \text{ cm}$$

El estribo cerrado de confinamiento inicial debe encontrarse a una distancia máxima de 50 mm del borde del soporte.

Con el análisis anterior se establece que: se colocarán estribos cerrados No.3 a cada 10 cm en la longitud de confinamiento por cada extremo de la columna, el resto a cada 15 cm.

Figura 26. Detalle de columna C-1



Fuente: Elaboración propia con la ayuda de AutoCAD2018.

3.9.4. Diseño de cimientos

El cimiento es el elemento final del diseño estructural, las zapatas están diseñadas para recibir aquellas cargas transmitidas por losa, viga y a columna. Para que su diseño sea funcional se realiza una memoria de cálculo y se comprueba mediante la simulación con el programa de Etabs. El criterio de diseño dependerá de la capacidad admisible del suelo ya que a partir de esto se diseña para soportar todas las cargas. El cimiento es el elemento encargado de enlazar las cargas hacia el suelo.

Datos para el diseño de zapata:

$$D_f = 2.50 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$Q_{\text{adm}} = 10.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Donde:

D_f Desplante de la zapata

γ_{suelo} Peso específico del suelo.

Se analizan las cargas por gravitaciones extraído de ETABS.

Reacciones por cargas gravitacionales:

$$P_{\text{cm}} = 52186.55 \text{ kg}$$

$$P_{\text{cv}} = 28352.78 \text{ kg}$$

Momentos por cargas gravitacionales analizando el momento por carga muerta y viva:

$$M_{\text{cmx}} = 7.10 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{\text{cm y}} = -81.81 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{cv\ x} = -0.67 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_{cv\ y} = -60.15 \text{ kg} * \text{ m}$$

Reacciones por sismo en X $P_{sismo\ x}$ y momentos por sismo en X $M_{sismo\ xx}$:

$$P_{sismo\ x} = 1178.69 \text{ kg}$$

$$M_{sismo\ xx} = 578.73 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_{sismo\ xy} = -12034.87 \text{ kg} * \text{ m}$$

Reacciones por sismo en Y $P_{sismo\ y}$ y momentos por sismo en Y $M_{sismo\ yx}$:

$$P_{sismo\ y} = 45.42 \text{ kg}$$

$$M_{sismo\ yx} = 10750.36 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_{sismo\ yy} = 349.63 \text{ kg} * \text{ m}$$

Luego de analizar los momentos, se deberá realizar un predimensionamiento donde sus dimensiones sea la adecuada cumpliendo con las condiciones que requiera.

Puesto que la fórmula indica que al inicio de todo procedimiento se debe proponer la dimensión de un lado de la zapata, puesto que esto está en función de todas las cargas dividido dentro del lado propuesto por la capacidad admisible del suelo. a continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de las dimensiones:

Lado propuesto de la zapata:

$$B = 3.25 \text{ m}$$

Sumatoria de todos los pesos:

$$P_{total} = P_{cm} + P_{cv} + P_{sismo\ x} + P_{sismo\ y}$$

$$P_{total} = 52186.55 + 28352.78 + 1178.69 + 45.42 = 81763.44 \text{ kg} = 81.76 \text{ Ton}$$

Fórmula general para cálculo de uno de los lados de la zapata:

$$A = \frac{P_{\text{total}}}{B * Q_{\text{admisible}}}$$

$$A = \frac{81763.44}{3.25 * 10.40} = 2.42 \text{ m}$$

Y se propone trabajar con una zapata cuadrada aproximando $A = 3.25 \text{ m}$

Donde:

P_{total} carga total en zapata

A base de la zapata

B ancho de la zapata.

Entonces, las dimensiones de las zapatas quedaron de la siguiente forma:

$$A = 3.25 \text{ m}$$

$$B = 3.25 \text{ m}$$

Calcular momento de inercia:

$$I_x = \frac{A * B^3}{12}$$

$$I_x = \frac{A * B^3}{12}$$

$$I_x = \frac{3.25 * (3.25)^3}{12} = 9.297 \text{ m}^4$$

Calcular radio de giro:

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

$$r_x = \sqrt{\frac{9.297}{3.25 * 3.25}} = 0.938 \text{ m}$$

Donde:

I_x Inercia en X

r_x Radio de giro en X

Como se propuso una zapata cuadrada, el procedimiento para el eje X y Y será lo mismo y deberá cumplir con la condición de carga de servicio por gravedad, carga por servicio por gravedad más sismo en analizado para X y Y.

Caso de Carga de Servicio por Gravedad + Sismo en X:

$$P_{\text{servicio sx}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} + P_{\text{sismo x}}$$

$$P_{\text{servicio sx}} = 52186.55 + 28352.78 + 1178.69$$

$$P_{\text{servicio sx}} = 81718.02 \text{ kg}$$

Excentricidades en X y Y:

En "X"

$$e_x = \frac{M_{\text{cm x}} + M_{\text{cv x}} + M_{\text{sismo xy}}}{P_{\text{servicio sx}}}$$

$$e_x = \frac{7.10 + (-0.67) + (-12034.87)}{81718.02} = -0.1472 \text{ m} = -14.72 \text{ cm}$$

En "Y"

$$e_y = \frac{M_{\text{cm y}} + M_{\text{cv y}} + M_{\text{sismo-xx}}}{P_{\text{servicio sx}}}$$

$$e_y = \frac{-81.81 + (-60.15) + 578.73}{81718.02} = |0.00534 \text{ m}| = 0.534 \text{ cm}$$

Donde:

$P_{\text{servicio sx}}$ Carga de servicio por cargas muertas, vivas y sismo en X

e_x Excentricidad en X

e_y Excentricidad en Y.

Cálculo de esfuerzos máximos y mínimos para excentricidades en el eje X y Y

Esfuerzos mínimos:

$$\sigma_{\text{mín } x-y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_{x-y}}{A}\right)$$

esfuerzos máximos:

$$\sigma_{\text{máx } x-y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_{x-y}}{A}\right)$$

Esfuerzo mínimo en X:

$$\sigma_{\text{mín } x} = \frac{P_{\text{servicio } sx}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{A}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín } x} = \frac{81718.02}{10.5625} * \left(1 - \frac{6 * -0.1472}{3.25}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín } x} = 9839.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.984 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo en X:

$$\sigma_{\text{máx } x} = \frac{P_{\text{servicio } sx}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{A}\right)$$

$$\sigma_{\text{máx } x} = \frac{81718.02}{10.5625} * \left(1 + \frac{6 * -0.1472}{3.25}\right)$$

$$\sigma_{\text{máx } x} = 5634.16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.563 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo mínimo en Y:

$$\sigma_{\text{mín } y} = \frac{P_{\text{servicio } sy}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_y}{B}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín } y} = \frac{81718.02}{10.5625} * \left(1 - \frac{6 * 0.00534}{3.25}\right)$$

$$\sigma_{\text{mín } y} = 7660.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.766 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo en Y:

$$\sigma_{\text{máx y}} = \frac{P_{\text{servicio sx}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_y}{B}\right)$$
$$\sigma_{\text{máx y}} = \frac{81718.02}{10.5625} * \left(1 + \frac{6 * 0.00534}{3.25}\right)$$
$$\sigma_{\text{máx y}} = 7812.89 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.781 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

$\sigma_{\text{mín x}}$	esfuerzo mínimo en X
$\sigma_{\text{máx x}}$	esfuerzo máximo en X
$\sigma_{\text{mín y}}$	esfuerzo mínimo en Y
$\sigma_{\text{máx y}}$	esfuerzo máximo en Y
A_{zapata}	área total de la zapata.

Para el esfuerzo último se debe calcular considerando el máximo valor analizando los esfuerzos máximos y mínimos aplicando el factor de seguridad F_s .

$$\sigma_{\text{último}} = F_s * \text{máx}(\sigma_{\text{mín x}}, \sigma_{\text{máx x}}, \sigma_{\text{mín y}}, \sigma_{\text{máx y}})$$

Donde:

$\sigma_{\text{último}}$	Esfuerzo último para el diseño
F_s	Factor de seguridad

En este proceso se toma en cuenta el valor más negativo obtenido de los esfuerzos mínimos y máximos para realizar el análisis y luego se le aplica su factor de seguridad para obtener el esfuerzo último que se utilizará para el diseño de la zapata.

$$\sigma_{\text{mín x}} = 0.984 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de esfuerzo mínimo:

$$\sigma_{\text{último}} = F_s * \sigma_{\text{mín}} x$$

$$\sigma_{\text{último}} = 1.5 * 0.984$$

$$\sigma_{\text{último}} = 1.476 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 14758.49 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Luego se procede a calcular el peralte efectivo de la zapata:

$$d = h - \left(\text{rec} + \frac{\emptyset \text{ varilla}_7}{2} \right)$$

$$d = 45 - \left(7.5 + \frac{2.22}{2} \right) = 36.39 \text{ cm}$$

Donde:

d peralte efectivo de la zapata

h espesor de la zapata

rec recubrimiento libre en contacto con el suelo

\emptyset varilla_7 diámetro de la varilla número 7.

A continuación, se realizan los chequeos en los cuales se consideran las dimensiones de las columnas y de las zapatas.

Un cortante en una dirección en una zapata se refiere a una carga o fuerza que actúa perpendicularmente a la dirección del apoyo de la zapata.

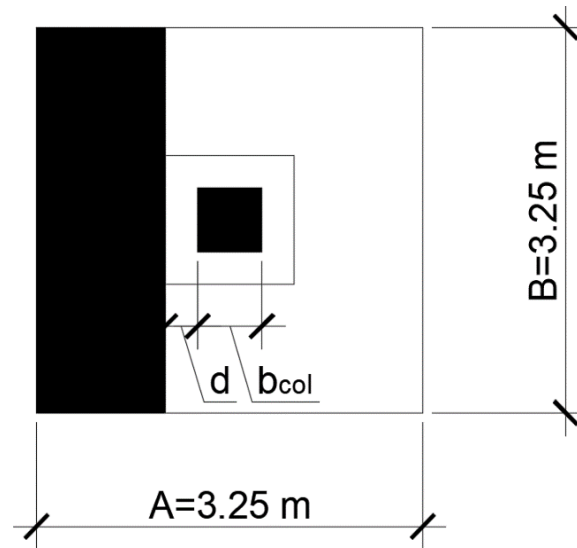
En una zapata, existen dos tipos de cortante en una dirección:

Cortante longitudinal: es aquel que se produce en la dirección del eje longitudinal de la zapata, es decir, a lo largo del cimiento. Este tipo de cortante puede ser generado por la acción de cargas laterales, por ejemplo, vientos fuertes o sismos. La magnitud de este cortante depende de la carga, la geometría de la zapata y las características del suelo.

Cortante transversal: es aquel que se produce en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la zapata, es decir, de lado a lado. Este tipo de cortante puede ser generado por la carga vertical ejercida sobre la zapata y por las reacciones de los apoyos vecinos. La magnitud de este cortante depende de la carga, la geometría de la zapata y las características del suelo.

En la siguiente figura está representada la zapata principal especificada con el corte en una dirección:

Figura 27. Corte en una dirección Z-1



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Datos generales de la columna

$$B_{col} = 0.45 \text{ m}$$

Cálculo de cortante en una dirección:

$$V_{u1} = \left(\frac{A}{2} - \frac{A_{col}}{2} - d \right) * B * \sigma_{\text{último}}$$

$$V_{u1} = \left(\frac{325}{2} - \frac{45}{2} - 36.39 \right) * 325 * 1.476$$

$$V_{u1} = 49701.72 \text{ kg} = 49.70 \text{ Ton}$$

Donde:

V_{u1} cortante en una dirección

A ancho de zapata

B base de zapata

d peralte efectivo

$A_{col} - B_{col}$ lados de la columna.

Cortante nominal del concreto en una dirección:

El cortante nominal del concreto en una dirección se refiere a la carga máxima que puede resistir una estructura de concreto sin que se produzca un fallo por corte. El cortante nominal del concreto depende de varios factores, como la resistencia del concreto, la forma de la estructura, el refuerzo utilizado, entre otros. El cálculo se realiza según 22.5.5.1 del ACI 318-14.

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * 1 * \sqrt{210} * 325 * 0.3639$$

$$V_{c1} = 90834.52 \text{ kg} = 90.83 \text{ Ton}$$

Condiciones del cortante nominal indica que el peralte de la zapata resiste:

$$\Phi * V_{c1} = 0.75 * 90.83$$

$$\Phi * V_{c1} = 68.12 \text{ Ton}$$

$$\Phi * V_{c1} \geq V_{u1}$$

$$68.12 \text{ Ton} \geq 49.70 \text{ Ton}$$

Donde:

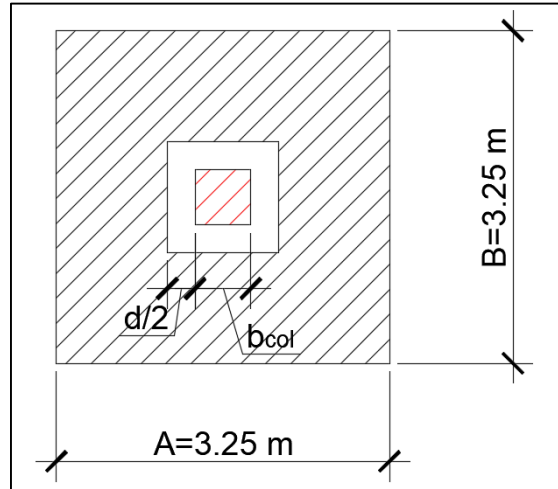
V_{c1} Cortante resistente del concreto a corte

Φ Factor de resistencia para corte

λ Factor de modificación del concreto.

Cortante nominal del concreto en dos direcciones:

Figura 28. Cortante en dos direcciones Z-1



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Cortante actuante en dos direcciones:

El cortante actuante en dos direcciones se refiere a la situación en la que un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes en dos planos diferentes. Para encontrar el área que está siendo afectada se calcula de la siguiente manera:

$$A_{\text{cortante}} = A_{\text{zapata}} - (A_{\text{col}} + d) * (B_{\text{col}} + d)$$

$$A_{\text{cortante}} = 10.5625 - (0.45 + 0.3639) * (0.45 + 0.3639) = 10.43 \text{ m}^2$$

Esfuerzo último para cortante en dos direcciones:

$$\sigma_{u2} = 1.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 11.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de cortante actuante:

$$V_{u2} = A_{\text{cortante}} * \sigma_{u2}$$

$$V_{u2} = 10.43 * 11.60 = 120.99 \text{ Ton}$$

Cortante nominal del concreto en dos direcciones:

Se realiza el cálculo del perímetro de corte.

$$b_o = 2 * [(A_{col} + d) + (B_{col} + d)]$$

$$b_o = 2 * [(0.45 + 0.3639) + (0.45 + 0.3639)] = 3.25 \text{ m}$$

Relación lado corto y lado largo de la columna

$$\beta = \frac{A_{col}}{B_{col}} = \frac{0.45}{0.45} = 1$$

de la sección 22.6.5.2 establecen las ecuaciones para cálculo del cortante nominal expresado a continuación:

$$V_{c2} = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 1.1 * 1 * \sqrt{210} * 325 * 36.39$$

$$V_{c2} = 188524.48 \text{ kg} = 188.52 \text{ Ton}$$

$$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{210} * 325 * 36.39$$

$$V_{c2} = 272503.56 \text{ kg} = 272.50 \text{ Ton}$$

$$V_{c2} = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 0.27 * \left(2 + \frac{40 * 36.39}{325}\right) * 1 * \sqrt{210} * 325 * 36.39$$

$$V_{c2} = 299799.80 \text{ kg} = 299.80 \text{ Ton}$$

Tomando el valor mínimo para verificar la condición:

$$V_{c2} = 188524.48 \text{ kg} = 188.52 \text{ Ton}$$

$$\Phi * V_{c2}$$

$$\Phi * V_{c2} = 0.75 * 188.52$$

$$\Phi * V_{c2} = 141.39 \text{ Ton}$$

La condición indica que el peralte sí cumple con lo establecido:

$$\Phi * V_{c2} \geq V_{u2}$$

$$141.39 \text{ Ton} \geq 120.99 \text{ Ton}$$

Donde:

b_o Perímetro de corte en dos direcciones

Φ Factor de reducción de resistencia del concreto a corte

V_{c2} Cortante resistente en dos direcciones

λ Factor de modificación del concreto

β Relación entre lados de la columna

α_s Coeficiente para columnas interiores.

Momento flexionante Lado A:

$$M_u = \left[B * \left(\frac{A - A_{col}}{2} \right) \right] * \left(\frac{A - A_{col}}{4} \right) * \sigma_{\text{último}}$$

$$M_u = \left[3.25 * \left(\frac{3.25 - 0.45}{2} \right) \right] * \left(\frac{3.25 - 0.45}{4} \right) * 14758.49$$

$$M_u = 47005.79 \text{ kg} * \text{m} = 47 \text{ Ton} * \text{m}$$

Cuantía de acero requerida:

$$\rho_1 = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

Donde:

M_u Momento último a flexión en el lado A

- R Esfuerzo para cuantía de acero
- Φ_1 Factor de reducción de resistencia
- ρ_1 Cuantía de acero requerida.

Esfuerzo para cuantía de acero:

$$R = \frac{M_u}{\Phi_1 * B * d^2}$$

$$R = \frac{47}{0.90 * 3.25 * 0.3639^2}$$

$$R = 121.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 12.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero requerida:

$$\rho_1 = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right)$$

$$\rho_1 = 0.85 * \left(\frac{210}{2810}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 12.14}{0.85 * 210}}\right) = 0.0045$$

Área de acero requerido

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_1 * B * d$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.0045 * 3.25 * 0.3639 = 0.005294 \text{ m}^2 = 52.94 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{s_{\text{req}}}$ Área de acero requerido

Área de acero mínima:

En las ecuaciones siguientes permite valuar para calcular el acero mínimo establecido según indica el código de ACI 318-14, el cual tiene como limitaciones que no

deberá ser menos al área de acero al límite, con esas condiciones facilita el cálculo, las ecuaciones para el cálculo se encuentran en 9.6.1.2 (a) y 9.6.1.2 (b) del ACI.

$$A_{s_{\text{mín } 1}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d_{\text{losa}}$$

$$A_{s_{\text{mín } 1}} = \frac{14}{2810} * 325 * 36.39 = 58.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín } 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * B * d$$

$$A_{s_{\text{mín } 2}} = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 325 * 36.39 = 48.79 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{s_{\text{mín } 1}}$ Área de acero mínimo

$A_{s_{\text{mín } 2}}$ Área de acero mínimo al límite de cadencia

B Base de zapata

d Peralte efectivo de zapata.

Condición de verificación de área de acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín } 1}} > A_{s_{\text{mín } 2}}$$

$$58.92 \text{ cm}^2 > 48.79 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

La cuantía balanceada de acero se refiere a la cantidad de acero que se utiliza para equilibrar una estructura.

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6115}{2810 * (2810 + 6115)} = 0.0369$$

Donde:

$f'c$ Resistencia a la compresión del concreto

f_y Resistencia a la tracción del acero

ρ_b Cuantía balanceada

β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque de esfuerzos de compresión

con la profundidad del eje neutro.

Área de acero máximo:

La determinación del área de acero máximo es un aspecto importante en el diseño de un elemento estructural de acero, ya que es necesario garantizar que la cantidad de acero utilizada sea suficiente para resistir las cargas aplicadas.

Datos de cuantía:

$\rho_{b\text{máx}} = 0.75$ Cuantía balanceada para zonas no sísmicas

$\rho_{b\text{máx}} = 0.50$ Cuantía balanceada para zonas sísmicas.

En áreas altamente sísmicas, la determinación del área de acero máximo puede estar influenciada por las cargas sísmicas a las que estará expuesto el elemento estructural. Esto se debe a que los sismos generan fuerzas sísmicas que pueden causar movimientos y deformaciones importantes en los elementos estructurales, por lo que es necesario garantizar su capacidad para resistir estas cargas. Es por esta razón que el valor a trabajar será $\rho_{b\text{máx}} = 0.50$.

$$A_{S\text{máx}} = 0.50 * \rho_b * B * d$$

$$A_{S\text{máx}} = 0.50 * 0.0369 * 325 * 36.39 = 218.20 \text{ cm}^2$$

Límite de área del acero:

$$A_{S\text{mín}1} = 58.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{máx}}} = 218.20 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero:

Se basa en determinar la cantidad de acero necesaria para reforzar una estructura o elemento estructural, de acuerdo a las cargas y exigencias de diseño.

Propuesta:

Varillas No. 7 con un área de $3.88 \text{ cm}^2 = 16$ varillas y un área total de 62.07 cm^2 , entonces:

$$A_{\text{total}} = 62.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} \geq A_{S_{\text{req}}}$$

Con la condición analizada se observa que sí cumple.

$$62.07 \text{ cm}^2 \geq 58.92 \text{ cm}^2$$

Propuesta de espaciamiento según código de ACI 318-14 es de 7.5 cm:

$$S = 20 \text{ cm}$$

Donde:

S Espaciamiento entre varillas de acero número 7.

Momento resistente:

El momento resistente en una zapata se refiere a la capacidad de la zapata para resistir momentos de flexión inducidos por las cargas aplicadas sobre ella.

$$M_{\text{resistente}} = \Phi_1 * \left[A_{\text{total}} * f_y * \left(d - \frac{A_{\text{total}} * f_y}{1.7 * f'_c * B} \right) \right]$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 * \left[62.07 * 2810 * \left(36.39 - \frac{62.07 * 2810}{1.7 * 210 * 325} \right) \right]$$

$$M_{\text{resistente}} = 54.76 \text{ Ton} * \text{m}$$

Donde:

$M_{\text{resistente}}$ Momento resistente con el área de acero propuesto.

Condición de momentos, con lo observado se establece que sí cumple.

$$M_{\text{resistente}} \geq M_u$$

$$54.76 \text{ Ton} * \text{m} \geq 47 \text{ Ton} * \text{m}$$

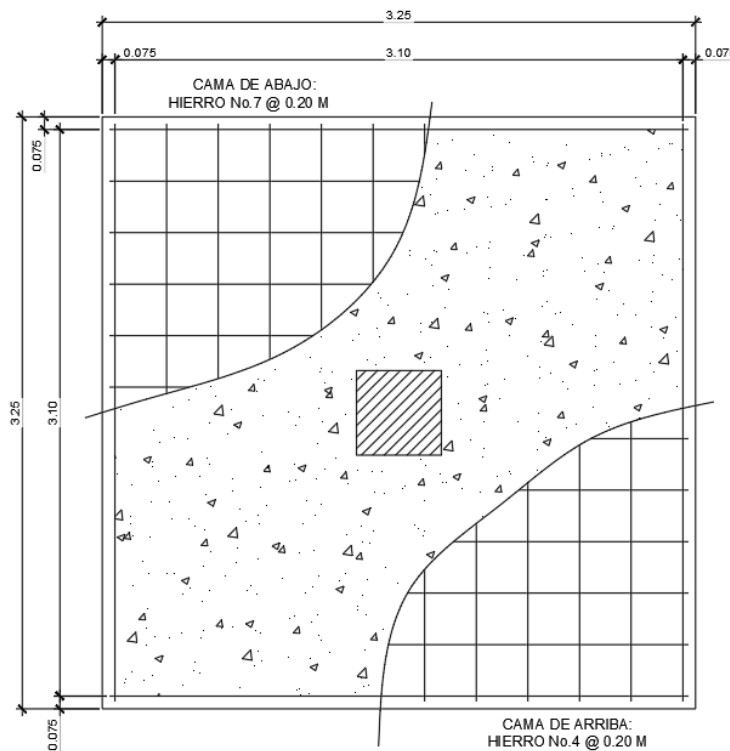
Puesto que la zapata es cuadrada, el acero es lo mismo para ambos lados.

Varillas No. 7 con un área de $3.88 \text{ cm}^2 = 16$ varillas y un área total de 62.07 cm^2

$$S = 20 \text{ cm}$$

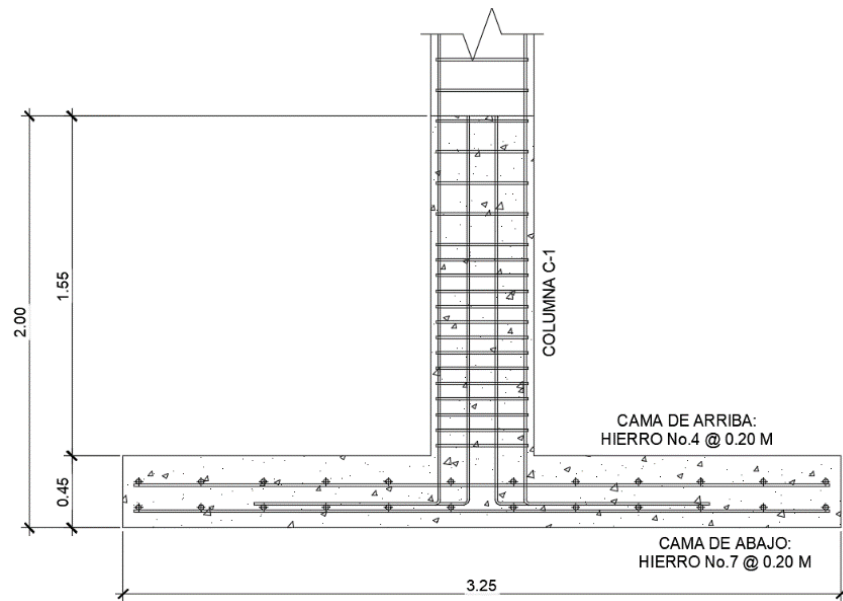
+ Cama adicional por el peralte de: Varillas No. 7 a cada 20 cm.

Figura 29. Detalla de Armado de la Zapata Z-1



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

Figura 30. Sección de la Zapata Z-1



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

3.9.5. Diseño de rampas y escaleras

Las escaleras de concreto son estructuras de construcción que están diseñadas para permitir el acceso a diferentes niveles en un edificio. Están compuestas por una serie de escalones que están unidos por una estructura de concreto armado.

Estas escaleras se construyen utilizando una combinación de hormigón y acero, lo que las hace muy robustas y duraderas. El hormigón proporciona la estructura y resistencia necesaria para soportar el peso de las personas que suben y bajan, mientras que el acero refuerza y evita que la estructura se agriete o se rompa.

Datos generales de las gradas:

$$B_{\text{huella}} = 30 \text{ cm}$$

$$H_{\text{contrahuella}} = 0.165 \text{ cm}$$

$$h = 3.40 \text{ m}$$

$$t = 12 \text{ cm}$$

Donde:

B_{huella} base de huella

$H_{\text{contra huella}}$ altura de contra huella

H altura por nivel del edificio

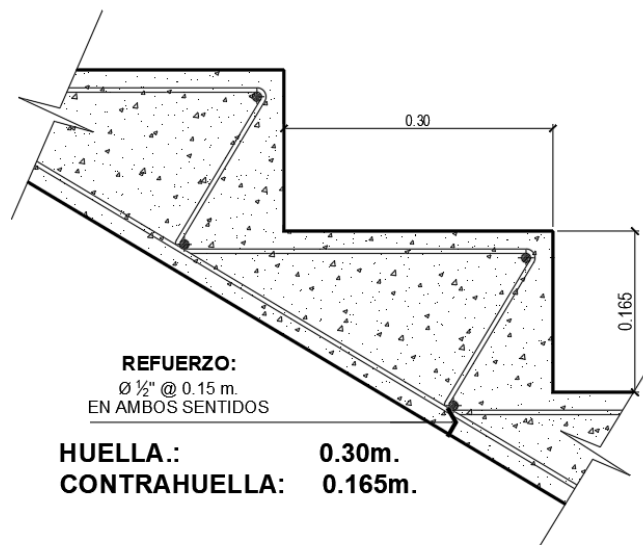
t espesor de losa para gradas.

Propuesta de armado de acero:

Varillas No. 4 refuerzo principal, espaciamento a cada 15 cm.

Varillas No. 3 refuerzo por temperatura, espaciamento a cada 20 cm.

Figura 31. Detalle de gradas



Fuente: Elaboración propia con software AutoCAD 2018.

3.9.6. Diseño de parqueo

El diseño del parqueo para el mercado municipal cuenta con varios aspectos importantes, como la capacidad de estacionamiento, la seguridad y la comodidad de los usuarios. A continuación, se presenta los requerimientos del diseño:

Cuenta con capacidad de estacionamiento, importante determinar la cantidad de espacios de estacionamiento necesarios en función de la cantidad promedio de visitantes al mercado. Se estudió la demanda y prever la posibilidad de ampliar la capacidad en el futuro.

En la distribución del espacio se tomó en cuenta el tamaño de los vehículos y dejar suficiente espacio entre los espacios de estacionamiento para que los conductores puedan maniobrar con facilidad, principalmente en los lugares a carga y descarga. Ver en anexos.

3.10. Salidas de emergencia

Representa el uso que se le da a cada nivel del edificio, se basa en normas como la NRD-2 y CONRED adecuado para evitar los desastres naturales y contar con salidas que favorezca a la rápida evacuación de las instalaciones, las normas establecen las limitaciones y brindan los requisitos de seguridad aplicadas en un edificio donde habrá mucha circulación de las personas.

Puesto que cada nivel es para uso diferente, la norma clasifica según la cantidad de personas permitidas en el espacio de los ambientes. A continuación, se da a conocer la ocupación que tendrá cada nivel en el diseño y las cuales estarán indicadas según presentado en los planos.

El Manual de uso para la NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES NÚMERO DOS -NRD2 da los parámetros para la carga de ocupación en la cual analiza el tipo de servicio que va a prestar un edificio, la norma para los cálculos brinda las ecuaciones según sea la necesidad y cantidad de personas.

La norma NRD-2 indica que: cualquier área que tenga una Carga de Ocupación de 50 o más personas, sin incluir áreas con asientos fijos, y que sea utilizada para reuniones, clases, restaurantes o usos similares a éstos, deberá tener un rótulo indicando la capacidad máxima del área, el cual será colocado en un lugar visible cerca de la salida principal. El diseño del rótulo debe cumplir con las siguientes características:

Figura 32. Rotulación de la carga ocupacional máxima



Fuente: Manual de uso para la Norma de Reducción de Desastres NRD-2.

A continuación, se muestra por cada nivel los espacios de ocupación:

Primer nivel:

- Vestíbulo
- Módulo de gradas

- Área para venta de pollo
- Área para venta de verduras
- Área para venta de frutas
- Área para venta de granos básicos
- Área para venta de lácteo
- Área para venta de marisco
- Área de carnicería
- Área para venta de especias
- Servicios sanitarios
- Cuarto de electricidad
- Cuarto de limpieza
- Área de control de carga

Segundo nivel:

- Área de juguetería
- Área de abarrotería
- Área de cerámica
- Área de mesas para comer
- Área de comedores
- Accesos de rampa y vestíbulo
- Módulo de gradas
- Cuarto de electricidad
- Área de gradas
- Servicios sanitarios

Tercer nivel:

- Área de zapatería
- Área de accesorios
- Área para venta de ropa
- Área de joyería
- Cuarto de electricidad
- Módulo de gradas
- Servicio sanitario
- Oficina de contabilidad
- Oficina de cobradores
- Cuarto de limpieza
- Vestíbulo y sala de espera
- Administración y gerencia
- Sala de juntas

En conclusión, es primordial cumplir con la normativa establecida para el diseño y construcción de edificios, siguiendo el cálculo del área de cada espacio y teniendo en cuenta los factores determinados en la NRD-2. Así mismo, es importante especificar el tipo de oficina a la que corresponde cada área y determinar la carga ocupacional que tendrá cada uno de ellos.

3.11. Planos Constructivos

El proceso de cálculo se da a conocer en los planos finales, donde se detalla cada planta con sus respectivas especificaciones y medidas que serán utilizadas en la construcción y adecuadas para la interpretación del supervisor y encargado de obra. Las

escalas de medición serán diferentes según el tipo de planta y los detalles, asegurando que sean visibles.

A continuación, se presenta el listado de planos como resultado final de los cálculos que se realizaron:

- Plano de localización y ubicación
- Plano de planta en conjunto
- Plano arquitectónico
- Plano de cotas y niveles
- Plano de acabados
- Plano de cimentación y ubicación de columnas
- Plano de losas y distribución de vigas
- Plano de instalación eléctrica, iluminación y fuerza
- Plano de drenaje sanitario
- Plano de instalación hidráulica
- Plano de señalización.

Cada plano es importante en la ejecución y cuenta con los respectivos detalles y simbologías para ubicar de mejor manera cada elemento del diseño.

3.12. Presupuestos y cronograma del proyecto

Para el presupuesto integrado se utilizaron los datos más recientes disponibles en el mercado local de municipio de San Marcos para elaborar el presupuesto. Se evaluaron detalladamente todos los elementos empleados en el proyecto, asegurando su precisión y teniendo en consideración la cantidad de accesorios utilizados en la instalación eléctrica, drenajes, iluminación, fuerza, cimentación. El presupuesto engloba los costos

de mano de obra, maquinaria y gastos directos para cada aspecto del trabajo separándolo mediante los renglones de trabajo.

El cronograma del proyecto muestra el tiempo estimado para completar cada fase del trabajo, el cual depende de la complejidad y naturaleza de las tareas. Es esencial tener en cuenta que los trabajos más complicados requerirán de un mayor tiempo de ejecución. Además, el cronograma ayuda a mantener un orden cumpliendo con lo establecido con los renglones de trabajo y garantizar el cumplimiento de los plazos establecidos.

3.13. Especificaciones técnicas y generales

Las especificaciones técnicas es la base principal respaldar en el proceso de la ejecución indicando los materiales que se utilizarán en un proyecto de construcción. Su finalidad es asegurar que se cumplan tanto el contrato como los planos establecidos. Es fundamental garantizar que la estructura cumpla con los requisitos necesarios para asegurar su resistencia y durabilidad ante fuerzas externas, cumpliendo siempre con las normas establecidas por las autoridades competentes del país. En las especificaciones técnicas se compone por generales y específicas, se encarga de que se cumpla con la calidad de los materiales utilizados, supervisada por un encargado designado para tal fin, el cual se encargará de llevar a cabo pruebas que garanticen que los materiales cumplen con los estándares de calidad establecidos.

3.14. Medidas de mitigación

La evaluación de impacto ambiental implica identificar y predecir los posibles efectos del proyecto en el medio ambiente y encontrar formas de mitigarlos. En los proyectos de mercados donde involucra todo tipo de productos es necesario contar con

plantas de tratamiento para reutilizar de una manera que no afecte al medio ambiente, esto trae consigo una mejor calidad de vida evitando enfermedades por la contaminación.

La evaluación de impacto ambiental es un procedimiento que tiene como objetivo prever las consecuencias que la construcción de obras civiles tendrá en el entorno natural. Esta evaluación es aplicable sin importar la magnitud del impacto, ya sea pequeño, moderado o significativo. Es por eso que se ha elaborado una lista detallada que clasifica los proyectos de acuerdo con su propósito.

Esta evaluación debe ser realizada por expertos en la materia, que están avalados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN-. Durante este proceso, se deben tener en cuenta diversos factores, como el tamaño del proyecto, su ubicación y otros indicadores observados durante la visita de campo.

A continuación, se presenta un listado de medidas de mitigación a considerarse:

- Remoción del suelo durante el proceso de zanqueo, traslado de la tierra a un lugar donde no cause accidentes.
- Para cada uno de los trabajadores, se equipará con equipo de protección personal que deberán utilizar en el proceso del proyecto.
- Evitar que las partículas del suelo estén secas, ya que puede influir con problemas de respiración y visualización en los trabajos.
- Para evitar el sonido en la obra a causa de maquinaria, se tiene la obligación de que las actividades que contemple el ruido sea en horarios diurno.
- Puesto que las maquinarias antiguas contaminan el medio ambiente, se evitará maquinarias que no cumpla con las condiciones que permita trabajar de la mejor manera posible.

- Las señalizaciones serán prioritarias para evitar accidentes de los trabajadores y principalmente, a terceras personas.
- En caso de haber tala de árboles, se compensará con árboles para reubicarlos en un lugar donde indique el Ministerio de Ambiente.
- En la obra se abastecerá con agua potable para uso de limpieza de los trabajadores y deberá contar con un lugar adecuado para desechar el agua que sea contaminada.

CONCLUSIONES

1. El diseño del edificio cumple con las normas estructurales ACI 318-14, AGIES NSE 2, NSE, CONRED NRD-2, garantizando la seguridad estructural del mismo y la protección de las personas.
2. Al distribuir los ambientes, es fundamental tener en cuenta a los usuarios y sus necesidades, garantizando un diseño funcional, eficiente y adaptable a los cambios futuros para asegurar su utilidad a lo largo del tiempo.
3. Se logró mejorar la distribución en el edificio considerando la comodidad de los usuarios, la fluidez del tráfico peatonal y la accesibilidad para personas con movilidad reducida, priorizando la eficiencia.
4. El diseño estructural del mercado cumple con todas las cargas y solicitaciones, garantizando su estabilidad y resistencia ante posibles fenómenos sísmicos y de viento. Se ha logrado una estructura segura y confiable para su funcionamiento.
5. El diseño del edificio se respalda en una memoria de cálculo detallada que justifica cada decisión tomada, basada en criterios técnicos y normativos para garantizar la seguridad y fiabilidad de la estructura, cumpliendo con los estándares de calidad requeridos.

RECOMENDACIONES

1. Respetar las especificaciones técnicas del mercado asegurando de que el diseño cumpla con todas las necesidades y requisitos funcionales del mercado.
2. Utilizar materiales duraderos y de calidad para garantizar la resistencia y durabilidad del edificio a largo plazo.
3. Implementar medidas de seguridad adecuadas, como sistemas de vigilancia y acceso controlado, para proteger los materiales.
4. Diseñar el edificio de manera sostenible, considerando la eficiencia energética y el uso de materiales y tecnologías respetuosas con el medio ambiente.
5. Realizar inspecciones periódicas del edificio para garantizar que cumpla con los estándares de seguridad y mantenimiento necesarios.
6. Realizar revisiones periódicas del equipo de seguridad y los sistemas de protección para verificar su correcto funcionamiento en la ejecución.
7. Considerar las características técnicas y los diseños de construcción para llevar a cabo adecuadamente los proyectos, ya que en ellos se señalan las dimensiones, proporciones y métodos de construcción.
8. El tanque de almacenamiento de agua potable con capacidad de 5,000 litros se deberá mantener limpio y buenas condiciones, Además debe contar con una tapa que se pueda abrir y cerrar de manera segura y permita el acceso para la limpieza regular.
9. Realizar el mantenimiento regular de la planta de energía eléctrica para que funcione de manera eficiente y confiable. Esto incluye limpieza, inspección de cables y conexiones, cambio de aceite y filtros.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318s. (2014). *American Concrete Institute Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural 318s-14* (Vols. 318s-14). (C. A. 318, Ed., & S. 318s, Trad.) USA. Recuperado el 11 de 06 de 2022
- AGIES. (15 de 08 de 2020). *Normas de seguridad estructural para Guatemala*. Obtenido de normas de seguridad estructural para guatemala: <https://www.agies.org/quien-es-agies/>
- ANFAH. (08 de 03 de 2023). *Acelerantes de Fraguado*. Obtenido de Acelerantes de Fraguado: <https://anfah.org/aditivos/que-son-los-aditivos/>
- McCormac, J. C., & Brown, R. (2017). *Diseño de Concreto Reforzado*. Ciudad de Mexico: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V., México.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (Vol. 12ma edicion). (E. A. H, Ed., & S. McGRAW-HILL INTERAMERICANA, Trad.) Santa Fé de Bogota, COLOMBIA: McGRAW-HILL INTERAMERICANA , S.A. Recuperado el 11 de 06 de 2022
- NRMCA. (18 de 03 de 2023). *Concreto Estructural de peso liviano*. Obtenido de Concreto Estructural de peso liviano: <https://industriales.cemexmexico.com/articulos-de-interes/-/articulo/concreto-ligero>
- PDM-OT . (2020-2032). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial (PDM-OT) de San Marcos 2020-2032*. Guatemala: CM, 2020. *Municipalidad de San Marcos. Concejo Municipal de San Marcos*. San Marcos . San Marcos Guatemala.: Secretaria de Planificación y Programación de la Presidencia - SEGEPLAN-. Recuperado el 04 de 06 de 2022
- Science Direct, 1. (01 de 01 de 2019). *REPOSITORIO DE LA UCV*. Obtenido de REPOSITORIO DE LA UCV: <https://www.elsevier.es/index.php?p=revista&pRevista=pdf-simple&pii=S0439568917300311&r=394>
- SEGEPLAN. (01 de Noviembre de 2020). *Departamento de San Marcos Mapa del de Guatemala*. Obtenido de Departamento de San Marcos Mapa del de Guatemala: [https://snip.segeplan.gob.gt/share/SCHE\\$SINIP/PLANOS_DISENOS/275738-HYHCRSMHMK.pdf](https://snip.segeplan.gob.gt/share/SCHE$SINIP/PLANOS_DISENOS/275738-HYHCRSMHMK.pdf)

ANEXO

Anexo 1. Libreta topográfica

LIBRETA TOPOGRÁFICA															
TAQUIMETRÍA												COORDENADAS			
EST.	P.O.	Hi.	AZIMUT			HILOS			ANG. VERTICAL			DIST.	X	Y	Z
			G	M	S	SUP	MED	INF	G	M	S				
E-1	E-1												100.00	100.00	100.000
E-1	1.1	1.51	193	36	17	0.7825	0.700	0.618	85	57	6	16.42	96.14	84.04	101.97
E-1	1.2	1.51	179	44	45	1.4140	1.400	1.386	90	13	8	2.80	100.01	97.20	100.10
E-1	1.3	1.51	118	12	10	1.0450	1.000	0.955	95	14	21	8.92	107.87	95.78	99.69
E-1	1.4	1.51	104	54	0	1.4875	1.400	1.313	92	37	30	17.46	116.88	95.51	99.31
E-1	1.5	1.51	97	57	58	1.3410	1.200	1.059	92	15	48	28.16	127.88	96.10	99.20
E-1	1.6	1.51	93	18	38	1.7140	1.600	1.486	92	47	51	22.75	122.71	98.69	98.80
E-1	1.7	1.51	83	59	29	1.8825	1.800	1.718	94	14	14	16.41	116.32	101.72	98.49
E-1	1.8	1.51	87	55	30	1.8470	1.800	1.753	96	12	50	9.29	109.28	100.34	98.70
E-1	1.9	1.51	45	37	38	1.4080	1.400	1.392	97	37	55	1.57	101.12	101.10	99.90
E-1	E-2	1.50	99	50	5	1.5660	1.300	1.034	89	42	46	53.20	152.42	90.91	100.47
E-2	2.1	1.50	222	26	3	1.2370	1.200	1.163	92	36	25	7.38	147.43	85.46	100.43
E-2	2.2	1.50	175	14	45	0.5560	0.500	0.444	90	29	39	11.20	153.35	79.75	101.37
E-2	2.3	1.50	119	53	17	1.2240	1.200	1.176	90	28	29	4.80	156.58	88.52	100.73
E-2	2.4	1.50	265	36	55	1.4100	1.400	1.390	93	12	4	1.99	150.43	90.76	100.46
E-2	E-3	1.50	195	30	13	0.8590	0.700	0.541	87	36	34	31.74	143.93	60.32	102.59
E-3	3.1	1.50	286	15	38	1.2800	1.100	0.920	90	50	28	35.99	109.38	70.40	102.46
E-3	3.2	1.50	285	7	46	1.2750	1.100	0.925	91	10	22	34.99	110.16	69.45	102.28
E-3	3.3	1.50	290	42	28	1.5100	1.400	1.290	91	32	14	21.98	123.37	68.10	102.10
E-3	3.4	1.50	322	51	23	1.2320	1.200	1.168	93	52	47	6.37	140.08	65.40	102.46
E-3	3.5	1.50	321	54	21	1.0270	1.000	0.973	96	48	54	5.32	140.65	64.51	102.46
E-3	3.6	1.50	6	40	55	1.1250	1.100	1.075	94	57	90	4.96	144.51	65.25	102.56
E-3	3.7	1.50	51	23	10	1.4290	1.400	1.371	91	5	28	5.80	148.46	63.94	102.58
E-3	3.8	1.50	115	57	58	1.2210	1.200	1.179	88	1	36	4.20	147.70	58.49	103.04
E-3	3.9	1.50	301	45	31	1.7500	1.700	1.650	90	26	36	10.00	135.43	65.59	102.31

FIN DE LIBRETA TOPOGRÁFICA

Fuente: Datos obtenidos con estación total.


Anexo 2. Presupuesto Integrado

PRESUPUESTO INTEGRADO					
POR YECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL, ALDEA SAN SEBASTIÁN					
MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.					
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Trabajos preliminares	1,265.00	m2	Q 8.00	Q 10,120.00
2	Zapata Z-1 de 3.25m*3.25m*0.45m	35.00	unidad	Q 4,500.00	Q 157,500.00
3	Columna C1 de 0.45m*0.45m	427.00	ml	Q 2,250.00	Q 960,750.00
4	Columna C2 de 0.15m*0.15m	663.00	ml	Q 435.00	Q 288,405.00
5	Columna C3 de 0.10m*0.15m	250.00	ml	Q 324.00	Q 81,000.00
6	Columna C4 de 0.15m*0.20m	250.00	ml	Q 375.00	Q 93,750.00
7	Solera hidrófuga de 0.15m*0.20m	240.00	ml	Q 225.00	Q 54,000.00
8	Solera de amarre de 0.15m*0.20m	45.00	ml	Q 225.00	Q 10,125.00
9	Viga de amarre de 0.20m*0.20m	40.00	ml	Q 350.00	Q 14,000.00
10	Solera intermedia de 0.15m*0.20m	450.00	ml	Q 225.00	Q 101,250.00
11	Solera corona de 0.15m*0.20m	720.00	ml	Q 235.00	Q 169,200.00
12	Solera sillar 0.15m*0.20m	147.00	ml	Q 125.00	Q 18,375.00
13	Viga V-1 de 0.30m*0.65m	580.00	ml	Q 1,525.00	Q 884,500.00
14	Viga V-2 de 0.25m*0.50m	290.00	ml	Q 1,250.00	Q 362,500.00
15	Viga V-3 de 0.20m*0.40m	30.00	ml	Q 858.00	Q 25,740.00
16	Muro de block de 0.14m*0.19m*0.39m	3,600.00	m2	Q 125.00	Q 450,000.00
17	Muro de block de 0.09m*0.19m*0.39m	240.00	m2	Q 105.00	Q 25,200.00
18	Losa de entrepiso t=0.10m	1,650.00	m2	Q 525.00	Q 866,250.00
19	Alisado en muros, vigas y columnas	7,200.00	m2	Q 68.00	Q 489,600.00
20	Cernido en losa de entrepiso	1,650.00	m2	Q 65.00	Q 107,250.00
21	Contrapiso de 5cm	1,654.00	m2	Q 180.00	Q 297,720.00
22	Piso cerámico antideslizante	140.00	m2	Q 135.00	Q 18,900.00

23	Piso cerámico	1,525.00	m2	Q 180.00	Q 274,500.00
24	Pintura en muros	7,200.00	m2	Q 25.00	Q 180,000.00
25	Puertas	27.00	unidad	Q 2,200.00	Q 59,400.00
26	Ventanas	268.00	m2	Q 750.00	Q 201,000.00
27	Instalación de agua potable	1.00	unidad	Q 73,600.00	Q 73,600.00
28	Instalación de drenajes más artefactos	1.00	unidad	Q 91,800.00	Q 91,800.00
29	Instalación de agua pluvial	1.00	unidad	Q 49,950.00	Q 49,950.00
30	Instalación eléctrica (iluminación)	1.00	unidad	Q 87,725.00	Q 87,725.00
31	Instalación eléctrica (fuerza)	1.00	unidad	Q 41,250.00	Q 41,250.00
32	Módulo de gradas	51.00	m2	Q 770.00	Q 39,270.00
33	Módulo de rampa	47.00	m2	Q 1,250.00	Q 58,750.00
34	Fachaleta	306.00	m2	Q 250.00	Q 76,500.00
35	Jardineras	14.00	m2	Q 275.00	Q 3,850.00
36	Rótulos de salida de emergencia	1.00	unidad	Q 5,800.00	Q 5,800.00
37	Piso de concreto en área de carga t = 0.10m	152.00	m2	Q 325.00	Q 49,400.00
38	Adoquín decorativo	379.00	m2	Q 250.00	Q 94,750.00
39	Limpieza final	1,265.00	m2	Q 6.00	Q 7,590.00
40	Medidas de mitigación ambiental	1.00	unidad	Q 38,600.00	Q 38,600.00
TOTAL					Q 6,919,870.00
El proyecto asciende a un costo total de:					
SEIS MILLONES, NOVECIENTOS DIECINUEVE MIL, OCHOCIENTOS SETENTA QUÉTZALES EXACTOS (Q 6,919,870.00)					

Fuente: Elaboración propia con software Excel 2018.

Anexo 3. Estudio de suelo



SAPON
LABORATORIOS DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
ISRAEL B. SAPON

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 MARCOS, SAN MARCOS.

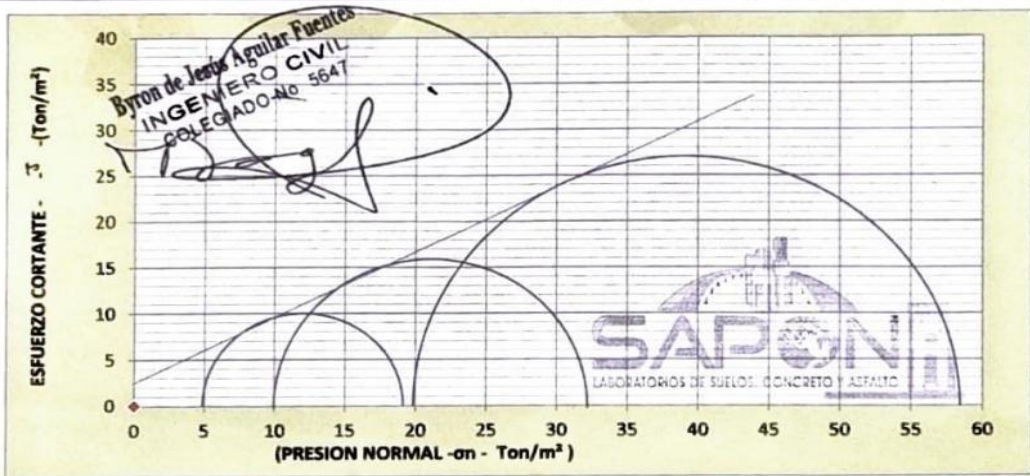
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL, ALDEA SAN SEBASTIAN MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

septiembre-2023

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR
NO DRENADO Y NO CONSOLIDADO**

PARAMETROS DE CORTE

ANGULO DE FRICCION INTERNA: $\phi = \text{GRADOS}^\circ$ 27.36	COHESION: $C_u =$ 1.33 <i>Ton/m²</i>
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"	
OBSERVACIONES MUESTRA TOMADA POR LABORATORIO "SAPON"	
PROBETA No.	1 2 3
PRESION LATERAL <i>(Ton/m²)</i>	5 10 20
DESVIADOR EN ROTURA <i>q(Ton/m²)</i>	14.75 23.45 38.42
PRESION INTERSTICIAL <i>u(Ton/m²)</i>	X X X
DEFORMACION EN ROTURA <i>Er (%)</i>	2.0 4.0 6.0
DENSIDAD SECA <i>(Ton/m³)</i>	1.09 1.09 1.09
DENSIDAD HUMEDA <i>(Ton/m³)</i>	1.51 1.51 1.51
HUMEDAD	38.25 38.25 38.25



DESCRIPCION DEL SUELO: LIMO ARENOARCILLOSO COLOR CAFÉ OSCURO

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

Fuente: Laboratorio de suelos, concreto y asfalto SAPÓN.