

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



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE  
SAN MARCOS.**

JORGE MARIO RAMOS DE LEÓN

SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.



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



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE  
SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:  
JORGE MARIO RAMOS DE LEÓN

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS  
REVISOR: ING. LUSBIN ELÍAS FUENTES PÉREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.



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

**MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO**

MSC. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

**DIRECTOR**

LICDA. ASTRID FABIOLA FUENTES MAZARIEGOS

**SECRETARIA CONSEJO DIRECTIVO**

ING. AGR. ROY WALTER VILLACINDA MALDONADO

**REPRESENTANTE DOCENTE**

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN

**REPRESENTANTE ESTUDIANTIL**

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ

**REPRESENTANTE ESTUDIANTIL**



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

**COORDINACIÓN ACADÉMICA**

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





COORDINADORA, EXTENSIÓN  
PLAN FIN DE SEMANA  
MALACATÁN

LICDA. JULIA MARITZA GÁNDARA  
GONZÁLEZ DE ALMENGOR

COORDINADOR, EXTENSIÓN  
TACANÁ

LIC. MARVIN EVELIO NAVARRO  
BAUTISTA

COORDINADOR, INSTITUTO DE  
INVESTIGACIONES –IDICUSAM–

DR. ROBERT ENRIQUE OROZCO  
SÁNCHEZ

COORDINACIÓN DE EXTENSIÓN

LIC. MARIO RENÉ REQUENA

COORDINADOR, CARRERA  
CONTADURÍA PÚBLICA Y  
AUDITORIA

LIC. CARLOS EDELMAR  
VELÁSQUEZ GONZÁLES

COORDINADOR, 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**

MSC. 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. LUSBIN ELÍAS FUENTES PÉREZ

**REVISOR**







# USAC

## TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, 22 de enero de 2024

Srs.

Unidad de EPS

Carrera de Ingeniería Civil

CUSAM-USAC

Estimada Unidad de EPS:

Por este medio atentamente les informo que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario **Jorge Mario Ramos de León**, con Registro Académico **201145819** y CUI **2167 11991 1209** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

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

Atentamente,

Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros

Colegiado activo 10212

Asesor de EPS

Luis Carlos Rodríguez C.  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No 10212





**USAC**  
TRICENTENARIA

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

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, 05 de marzo de 2024

Srs.

Unidad de EPS

Carrera de Ingeniería Civil

CUSAM-USAC

Estimada Unidad de EPS:

Por este medio atentamente le informo que, como Revisor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario **JORGE MARIO RAMOS DE LEÓN**, Registro Académico **201145819** y CUI **2167 11991 1209** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

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

Atentamente,

Ing. Civil Lusbin Elías Fuentes Pérez

Colegiado activo 15,134

Revisor de EPS

*Lusbin Elías Fuentes Pérez*  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No. 15,134



Quetzaltenango, 29 de agosto de 2024.

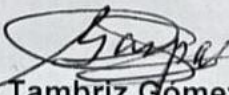
Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros  
Coordinador de Unidad de EPS  
Carrera de Ingeniería Civil  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
Centro Universitario de San Marcos -CUSAM-

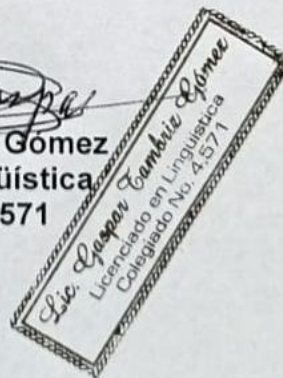
Respetable Ingeniero:

Por medio de la presente me dirijo a usted, para informarle que se procedió a la revisión y corrección de la parte lingüística al trabajo de graduación del estudiante JORGE MARIO RAMOS DE LEÓN, con Registro Académico 201145819, cuyo trabajo se titula: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"

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

Me suscribo de usted, atentamente,

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



c.c/arch





# USAC

## TRICENTENARIA

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

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, San Marcos

12 de septiembre de 2,024

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

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

Por este medio le envié el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado: "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**", que fue desarrollado por el estudiante universitario **Jorge Mario Ramos de León**, CUI **2167 11991 1209** y registro académico **201145819**, quien fue debidamente asesorado por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. Lusbin Elías Fuentes Pérez.

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 11-2024.

12 de septiembre de 2,024.

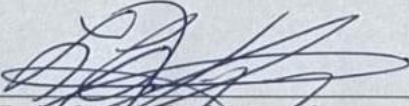
Ingeniero: Oscar Ernesto Chávez Ángel.  
Coordinador Carrera de Ingeniería Civil.  
Centro Universitario de San Marcos.

Para su conocimiento y efectos, transcribo a usted el punto CUARTO APROBACIÓN DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN 4.4 del acta no. 007-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 05 de septiembre de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 4 de septiembre del año 2,024, por el estudiante: **Jorge Mario Ramos de León**, carné **201145819** la cual dice:

Yo, **Jorge Mario Ramos de León**, con número de carné **201145819**, con cierre de pensum de la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, **DICTAMEN FINAL**, del tema: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, así mismo el revisor Ing. Lusbin Elías Fuentes Pérez, Lingüista, Lic. Gaspar Tambriz Gómez Coordinador EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales antes mencionados.

Para lo cual la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, de conformidad con el artículo 21 inciso c. del normativo vigente, por unanimidad, **APRUEBA** el Trabajo denominado: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, presentado por el estudiante: **Jorge Mario Ramos de León** carné **201145819**, 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.



## **ACTO QUE DEDICO A:**

**DIOS:** A Dios, fuente de toda sabiduría y fortaleza, por guiar cada uno de mis pasos, iluminar mi camino en los momentos de incertidumbre y brindarme la perseverancia para alcanzar esta meta. Sin Su amor y gracia, este logro no habría sido posible.

**MI MADRE:** Lidia de León, pilar inquebrantable, por ser mi fuente de fortaleza, que con su amor, sacrificio y esfuerzo me ha guiado hasta este momento tan importante, y que cada paso que doy es reflejo de su dedicación. Este logro también es suyo, porque sin ella, no habría sido posible. La amo, mami.

**MI PADRE:** Ismael Ramos, un ejemplo de perseverancia y trabajo duro, cuyo apoyo constante y sabias enseñanzas han sido una guía esencial en mi vida. Gracias por inculcarme la importancia de la disciplina y el esfuerzo, y por estar siempre a mi lado, motivándome a seguir adelante.

**MI PROMETIDA:** Lucero Alpírez, mi compañera de vida y mayor motivación, este logro no habría sido posible sin tu amor y apoyo incondicional, por creer en mí, incluso en los momentos más difíciles, y estar a mi lado en cada paso de este camino. También agradezco a tu familia por su constante apoyo moral cuando más lo necesitaba. Con profundo amor y gratitud, les dedico este momento.

**MIS HERMANOS:** Peter y Ale, ejemplo constante de dedicación y esfuerzo. A vos, Peter, como médico, que con tu vocación salvas vidas, y a vos, Ale, como abogada, que con tu determinación luchas por la justicia. Ambos me han inspirado a seguir adelante y perseguir mis sueños con pasión.

**JOSE CARLOS Y MARIO ROBERTO:** En memoria de mis amigos, quienes, a pesar del breve tiempo compartido con Mario y las muchas anécdotas vividas con José Carlos, me enseñaron que la amistad no depende del tiempo, sino de la actitud. Este logro es un tributo a su memoria y a la influencia positiva que dejaron en mí.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

**CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS:** Por darme la oportunidad de cumplir uno de mis mayores sueños en las aulas del CUSAM.

**COORDINACIÓN DE EPS:** Por brindarme su apoyo en cada etapa del Ejercicio Profesional Supervisado.

**COORDINACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL:** Por permitirme ser dirigente estudiantil durante mi etapa de estudio y poder llevar a cabo todas las actividades en pro de la carrera.

**ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS:** Por el apoyo técnico y asesoría incondicional durante mi proceso de graduación.

**DOCENTES DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL:** Que con sus enseñanzas me han formado como profesional.

**MIS AMIGOS:** y compañeros, con quienes compartí este emocionante viaje. Gracias por su apoyo y por los momentos que hicieron de esta etapa una experiencia inolvidable. Juntos enfrentamos retos, superamos obstáculos y celebramos cada logro.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VII
ÍNDICE DE TABLAS .....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XV
GLOSARIO .....	XXI
ACRÓNIMOS .....	XXV
RESUMEN .....	XXVII
INTRODUCCIÓN .....	XXIX
OBJETIVOS .....	XXXI
JUSTIFICACIÓN .....	XXXIII
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO.....	1
1.1. Antecedentes del municipio de San Pablo.....	1
1.1.1. Ubicación y localización del Estudio.....	1
1.1.2. Accesos.....	2
1.1.3. Historia .....	2
1.1.4. Colindancias.....	3
1.1.5. Topografía del Municipio .....	3
1.1.6. Población.....	3
1.1.7. Extensión Territorial.....	4
1.1.8. Actividades Económicas y Productivas .....	4
1.1.9. Deportes.....	5
1.1.10. Agricultura .....	5
1.1.11. Educación.....	5
1.2. Estado actual del Mercado Municipal de San Pablo .....	6

1.2.1.	Tipo de Proyecto .....	6
1.2.2.	Mantenimientos .....	6
1.2.3.	Necesidades.....	7
2.	MARCO TEÓRICO .....	9
2.1.	Definición de Mercado Municipal .....	9
2.2.	Elementos Estructurales .....	9
2.2.1.	Vigas.....	9
2.2.2.	Columnas .....	10
2.2.3.	Losas .....	10
2.2.4.	Concreto Armado .....	11
2.2.4.1.	Agregado Fino .....	11
2.2.4.2.	Agregado Grueso.....	12
2.2.4.3.	Cemento Portland .....	13
2.2.4.4.	Agua.....	13
2.2.4.5.	Aditivos .....	14
2.2.5.	Acero .....	15
2.3.	Normas de Diseño .....	15
2.3.1.	Normas de Seguridad Estructural AGIES.....	16
2.3.2.	Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318-19.....	16
2.3.3.	Norma para la Reducción de Desastre No. 2 CONRED.....	16
2.4.	Métodos de Construcción en Obra Civil.....	16
2.4.1.	Construcción Tradicional .....	17
2.4.2.	Sistema de Marcos Estructurales .....	17
2.5.	Criterios de Diseño.....	18
2.6.	Estudio Topográfico .....	18



2.6.1.	Altimetría .....	18
2.6.2.	Planimetría .....	19
2.7.	Diseño Arquitectónico .....	19
2.8.	Análisis de Marcos por el Método de Kani .....	19
3.	FASE DE ESTUDIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	21
3.1.	Descripción del Proyecto .....	21
3.2.	Estudio Topográfico .....	21
3.2.1.	Altimetría .....	21
3.2.2.	Planimetría .....	22
3.3.	Estudio de Suelos .....	23
3.3.1.	Ensayo de Compresión Triaxial.....	24
3.3.2.	Determinación del Valor Soporte del Suelo.....	24
3.4.	Diseño Arquitectónico .....	25
3.4.1.	Ubicación del Edificio en el Terreno .....	25
3.4.2.	Distribución de Ambientes.....	25
3.4.2.1.	Área de Parqueo (sótano).....	26
3.4.2.2.	Primer Nivel .....	27
3.4.2.3.	Segundo Nivel.....	27
3.4.3.	Altura del Edificio.....	28
3.5.	Selección del Sistema Estructural a utilizar .....	29
3.6.	Predimensionamiento Estructural .....	29
3.6.1.	Predimensionamiento de Columnas.....	30
3.6.2.	Predimensionamiento de Vigas.....	30
3.6.3.	Predimensionamiento de Losas .....	31
3.7.	Determinación de Cargas .....	31

3.7.1. Carga Viva.....	31
3.7.2. Carga Muerta.....	32
3.8. Análisis de Fuerzas por Marco Dúctil.....	33
3.8.1. Cargas Verticales .....	33
3.8.2. Cargas Horizontales .....	38
3.8.2.1. Cálculo de Ordenada Espectral Ajustada .....	38
3.8.2.2. Cálculo del Espectro Calibrado al Nivel de Diseño .....	43
3.8.2.3. Cálculo de Coeficiente Sísmico .....	45
3.8.2.4. Cortante Basal .....	56
3.9. Análisis de Marcos por el Método de Kani .....	58
3.10. Análisis de Marcos por Software (ETABS).....	71
4.11. Diagrama de Corte en Marcos Dúctiles .....	75
4.12. Diagrama de Momentos en Marcos Dúctiles.....	76
4.13. Momentos Últimos por Envolvente.....	76
4.23.1. Comparación entre ETABS y Kani .....	77
4.23.2. Derivas Laterales.....	79
4.23.2.1. Derivas Máximas en ETABS.....	79
4.23.2.2. Derivas Máximas Tolerables.....	81
4.23.2.3. Comparación de Derivas Laterales entre ETABS y AGIES .....	82
4.24. Diseño de Elementos Estructurales .....	83
4.24.1. Diseño de Losas.....	83
4.25.2. Diseño de Vigas .....	106
4.25.3. Diseño de Columnas .....	115
4.25.4. Diseño de Cimientos .....	134
4.25.5. Diseño de Rampas y Escaleras.....	154

4.25.5.1. Diseño de Rampa Vehicular .....	154
4.25.5.2. Diseño de Rampa Peatonal .....	159
4.25.5.3. Diseño de Escaleras .....	164
4.25.6. Diseño de Muro de Contención .....	169
4.26. Instalaciones .....	184
4.27.1. Instalaciones Eléctricas .....	184
4.27.2. Instalaciones Sanitarias.....	185
4.27.3. Instalaciones Hidráulicas .....	186
4.27.4. Instalaciones Pluviales .....	186
4.28. Salidas de Emergencia .....	187
4.29. Medidas de Mitigación Ambiental.....	190
4.31.1. Alteración de la Calidad del Aire.....	191
4.31.2. Manejo del Agua Potable.....	192
4.31.3. Gestión de Residuos .....	192
5. RESULTADOS.....	195
5.1. Planos Constructivos .....	195
5.2. Presupuesto .....	195
6.2.1. Presupuesto Integrado .....	195
6.2.2. Presupuesto Desglosado.....	196
CONCLUSIONES.....	197
RECOMENDACIONES .....	199
BIBLIOGRAFÍA .....	201
APÉNDICES .....	203
ANEXOS .....	305



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Localización del municipio de San Pablo .....	1
<b>Figura 2.</b> Curvas de nivel presentando las cotas del terreno.....	22
<b>Figura 3.</b> Vista en planta presentado las distancias horizontales del terreno .....	23
<b>Figura 4.</b> Planta amoblada del sótano .....	26
<b>Figura 5.</b> Planta amoblada del primer nivel .....	27
<b>Figura 6.</b> Planta amoblada del segundo nivel.....	28
<b>Figura 7.</b> Área tributaria eje C en dirección X-X para los tres niveles .....	33
<b>Figura 8.</b> Área tributaria eje 6 en dirección Y-Y para los tres niveles .....	34
<b>Figura 9.</b> Espectros genéricos probables .....	44
<b>Figura 10.</b> Espectro de respuesta sísmica .....	44
<b>Figura 11.</b> Espectros genéricos probables modificas .....	45
<b>Figura 12.</b> Espectro de respuesta modificado .....	46
<b>Figura 13.</b> Análisis de fuerzas de sismo en eje C.....	58
<b>Figura 14.</b> Ejemplo de iteración de carga muerta por el Método de Kani, eje C.....	68
<b>Figura 15.</b> Diagrama de corte por carga de sismo en el eje C .....	75
<b>Figura 16.</b> Diagrama de momentos por carga de sismo en el eje C.....	76
<b>Figura 17.</b> Desplazamiento máximo por la combinación CR4-4.....	80
<b>Figura 18.</b> Desplazamiento máximo por la envolvente .....	80
<b>Figura 19.</b> Casos de continuidad en losas.....	84
<b>Figura 20.</b> Planta de distribución por casos de continuidad en el Sótano .....	88
<b>Figura 21.</b> Planta de distribución por casos de continuidad en el primer nivel .....	88
<b>Figura 22.</b> Planta de distribución por casos de continuidad en el segundo nivel.....	89

<b>Figura 23.</b> Armado de refuerzo en losas .....	104
<b>Figura 24.</b> Detalle de armado de canasta.....	105
<b>Figura 25.</b> Armado y espaciamiento de la Viga V-1 .....	114
<b>Figura 26.</b> Detalle de la sección de la Viga V-1 .....	115
<b>Figura 27.</b> Estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral.....	121
<b>Figura 28.</b> Valores $K_x$ y $K_y$ .....	129
<b>Figura 29.</b> Detalle armado de refuerzo en columna C-1.....	133
<b>Figura 30.</b> Cortante en una dirección Z-1 .....	146
<b>Figura 31.</b> Cortante en dos direcciones Z-1 .....	148
<b>Figura 32.</b> Detalle de armado de refuerzo en zapata Z-1 .....	153
<b>Figura 33.</b> Sección de zapata Z-1 .....	154
<b>Figura 34.</b> Detalle de rampa vehicular.....	159
<b>Figura 35.</b> Detalle de rampa peatonal .....	164
<b>Figura 36.</b> Detalle del refuerzo en gradas .....	168
<b>Figura 37.</b> Predimensionamiento del muro.....	170
<b>Figura 38.</b> Esquema detallado del muro de contención.....	171
<b>Figura 39.</b> Dimensiones de los elementos del muro.....	172
<b>Figura 40.</b> Esquema para hallar la carga del suelo .....	173
<b>Figura 41.</b> Esquema de cargas que actúan horizontalmente .....	175

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Lugares poblados .....	4
<b>Tabla 2.</b> Principales productos agrícolas de San Pablo.....	5
<b>Tabla 3.</b> Establecimientos educativos según nivel y sector .....	6
<b>Tabla 4.</b> Tipos de Aditivos.....	14
<b>Tabla 5.</b> Determinación de la capacidad de carga del suelo.....	24
<b>Tabla 6.</b> Especificación del acero y concreto a utilizar.....	29
<b>Tabla 7.</b> Predimensionamiento de Columnas .....	30
<b>Tabla 8.</b> Predimensionamiento de vigas .....	31
<b>Tabla 9.</b> Predimensionamiento de losa.....	31
<b>Tabla 10.</b> Cargas vivas por nivel.....	32
<b>Tabla 11.</b> Cargas muertas mínimas de diseño .....	33
<b>Tabla 12.</b> CM en sótano, eje C .....	36
<b>Tabla 13.</b> CM en primer nivel, eje C.....	36
<b>Tabla 14.</b> CM en segundo nivel, eje C .....	37
<b>Tabla 15.</b> CM en sótano, eje 6.....	37
<b>Tabla 16.</b> CM en primer nivel, eje 6 .....	37
<b>Tabla 17.</b> CM segundo nivel, eje 6 .....	38
<b>Tabla 18.</b> Listado de amenaza sísmica.....	39
<b>Tabla 19.</b> Coeficiente de sitio Fa .....	40
<b>Tabla 20.</b> Coeficiente de sitio Fv.....	41
<b>Tabla 21.</b> Factor Na para períodos cortos de vibración .....	41
<b>Tabla 22.</b> Factor Nv para períodos largos de vibración .....	41

<b>Tabla 23.</b> Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	43
<b>Tabla 24.</b> Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del sótano .....	48
<b>Tabla 25.</b> Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del primer nivel .....	49
<b>Tabla 26.</b> Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del segundo nivel.....	49
<b>Tabla 27.</b> Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del sótano.....	50
<b>Tabla 28.</b> Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del primer nivel .....	50
<b>Tabla 29.</b> Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del segundo nivel .....	51
<b>Tabla 30.</b> Peso de las Columnas por los tres niveles .....	52
<b>Tabla 31.</b> Peso de las losas por los tres niveles .....	52
<b>Tabla 32.</b> Peso de la Sobrecarga por los tres niveles.....	53
<b>Tabla 33.</b> Peso de la Carga Viva por los tres niveles.....	53
<b>Tabla 34.</b> Sobrecarga por Block .....	54
<b>Tabla 35.</b> Resumen de Cargas por elemento estructural que actúan en cada nivel.....	55
<b>Tabla 36.</b> Resumen del Peso Propio del edificio .....	55
<b>Tabla 37.</b> Peso total sumando Carga Muerta + Carga Viva.....	55
<b>Tabla 38.</b> Resumen de Pesos.....	56
<b>Tabla 39.</b> Cargas con ajuste de factor de reducción.....	56
<b>Tabla 40.</b> Comprobación de cálculos.....	57
<b>Tabla 41.</b> Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.....	58
<b>Tabla 42.</b> Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en sótano, eje C.....	61
<b>Tabla 43.</b> Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en nivel 1, eje C.....	62
<b>Tabla 44.</b> Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en nivel 2, eje C.....	63
<b>Tabla 45.</b> Momentos de empotramiento por carga muerta de vigas en eje C.....	65



<b>Tabla 46.</b> Momentos de sujeción por carga muerta, eje C.....	66
<b>Tabla 47.</b> Fuerza Cortante por nivel provocada por carga de sismo, eje C .....	67
<b>Tabla 48.</b> Momentos finales por sismo en vigas del sótano, eje C .....	69
<b>Tabla 49.</b> Momentos finales por sismo en vigas del primer nivel, eje C.....	69
<b>Tabla 50.</b> Momentos finales por sismo en vigas del segundo nivel, eje C .....	70
<b>Tabla 51.</b> Momentos finales por sismo en columnas del sótano, eje C .....	70
<b>Tabla 52.</b> Momentos finales por sismo en columnas del primer nivel, eje C.....	71
<b>Tabla 53.</b> Momentos finales por sismo en columnas del segundo nivel, eje C.....	71
<b>Tabla 54.</b> Combinaciones de carga de gravedad .....	72
<b>Tabla 55.</b> Combinaciones de carga de sismo .....	72
<b>Tabla 56.</b> Combinaciones de carga de sismo CR4.....	73
<b>Tabla 57.</b> Combinaciones de carga de sismo CR5.....	74
<b>Tabla 58.</b> Combinaciones de carga de sismo CR5a .....	75
<b>Tabla 59.</b> Envolvente de momentos por Kani en vigas, sótano, eje C .....	77
<b>Tabla 60.</b> Comparación de momentos entre ETABS-Kani en vigas del Sótano .....	78
<b>Tabla 61.</b> Derivas máximas laterales por combinación de carga en ETABS .....	79
<b>Tabla 62.</b> Derivas Máximas Tolerables, NSE 3-2018 .....	81
<b>Tabla 63.</b> Verificación de Derivas Laterales Máximas en CR4-4.....	82
<b>Tabla 64.</b> Verificación de Derivas Laterales Máximas por Envolvente .....	82
<b>Tabla 65.</b> Resumen de losas en una o dos direcciones del sótano .....	85
<b>Tabla 66.</b> Resumen de losas en una o dos direcciones del primer nivel .....	86
<b>Tabla 67.</b> Resumen de losas en una o dos direcciones del segundo nivel.....	87
<b>Tabla 68.</b> Coeficientes de Losa 1 y 2.....	90

<b>Tabla 69.</b> Resumen de coeficientes para momentos en losas del sótano .....	91
<b>Tabla 70.</b> Resumen de coeficientes para momentos en losas del primer nivel .....	92
<b>Tabla 71.</b> Resumen de coeficientes para momentos en losas del segundo nivel.....	93
<b>Tabla 72.</b> Resumen de momentos positivos y negativos del sótano .....	95
<b>Tabla 73.</b> Resumen de momentos positivos y negativos del primer nivel.....	96
<b>Tabla 74.</b> Resumen de momentos positivos y negativos del segundo nivel .....	97
<b>Tabla 75.</b> Balanceo de momentos en losas del sótano, dirección X-X .....	99
<b>Tabla 76.</b> Balanceo de momentos en losas del primer nivel, dirección X-X.....	100
<b>Tabla 77.</b> Balanceo de momentos en losas del segundo nivel, dirección X-X.....	100
<b>Tabla 78.</b> Balanceo de momentos en losas del sótano, dirección Y-Y .....	101
<b>Tabla 79.</b> Balanceo de momentos en losas del primer nivel, dirección Y-Y.....	101
<b>Tabla 80.</b> Balanceo de momentos en losas del segundo nivel, dirección Y-Y .....	101
<b>Tabla 81.</b> Predimensionamiento de vigas .....	106
<b>Tabla 82.</b> Áreas de acero para Momentos Positivos y Negativos en viga V_1 .....	109
<b>Tabla 83.</b> Datos de los elementos para el diseño de la columna C-1 .....	115
<b>Tabla 84.</b> Resumen de momentos para el diseño de la columna C-1 .....	116
<b>Tabla 85.</b> Datos para el diseño de la Zapata Z-1 .....	134
<b>Tabla 86.</b> Cargas por gravedad .....	135
<b>Tabla 87.</b> Cargas por sismo en X .....	135
<b>Tabla 88.</b> Cargas por sismo en Y .....	135
<b>Tabla 89.</b> Propiedades de los materiales.....	169
<b>Tabla 90.</b> Propiedades del suelo .....	169
<b>Tabla 91.</b> Resumen de cálculos de cargas muertas por peso propio del muro .....	173

<b>Tabla 92.</b> Resumen de cálculos de cargas del suelo.....	174
<b>Tabla 93.</b> Resumen de cargas verticales.....	174
<b>Tabla 94.</b> Resumen de cargas horizontales.....	177
<b>Tabla 95.</b> Factores de estados límites aplicables y combinaciones de carga.....	177
<b>Tabla 96.</b> Cargas verticales ( $V_u$ ) .....	177
<b>Tabla 97.</b> Momento estabilizador por cargas verticales ( $M_{Vu}$ ) .....	178
<b>Tabla 98.</b> Cargas horizontales ( $H_u$ ) .....	178
<b>Tabla 99.</b> Momento de vuelco por cargas horizontales ( $M_{Hu}$ ).....	178
<b>Tabla 100.</b> Chequeo por vuelco.....	179
<b>Tabla 101.</b> Chequeo por deslizamiento .....	180
<b>Tabla 102.</b> Chequeo por punzonamiento.....	181
<b>Tabla 103.</b> Datos de diseño para el cálculo del acero por flexión.....	181
<b>Tabla 104.</b> Cargas de ocupación calculadas en sótano.....	188
<b>Tabla 105.</b> Cargas de ocupación calculadas en primer nivel.....	188
<b>Tabla 106.</b> Cargas de ocupación calculadas en segundo nivel .....	189
<b>Tabla 107.</b> Ocupación acumulada por los tres niveles.....	189
<b>Tabla 108.</b> Cantidad y dimensión de salidas de Emergencia .....	190



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>h</b>	Altura del elemento a diseñar
<b>Df</b>	Altura propuesta del desplante de la cimentación
<b>As</b>	Área de acero
<b>A</b>	Área del elemento a diseñar
<b>A<sub>v</sub></b>	Área efectiva de la varilla
<b>A<sub>losa</sub></b>	Área total de la losa por nivel
<b>A<sub>T</sub></b>	Área tributaria por losa que actúa sobre la viga
<b>No<sub>col-niv</sub></b>	Cantidad de columnas por nivel
<b>No<sub>losas-niv</sub></b>	Cantidad de losas por nivel
<b>Q<sub>a</sub></b>	Capacidad de carga admisible
<b>Q<sub>c</sub></b>	Capacidad de carga última
<b>P<sub>cr-x</sub></b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>P' o</b>	Carga que soporta el elemento sometido a carga axial pura
<b>C<sub>u</sub></b>	Carga última
<b>P<sub>U</sub></b>	Carga última axial actuante
<b>P' U</b>	Carga última con flexión biaxial que resistirá la columna
<b>CV</b>	Carga viva
<b>CVT</b>	Carga viva de techo
<b>μ<sub>ij</sub></b>	Coefficiente de giro
<b>F<sub>pga</sub></b>	Coefficiente de sitio
<b>F<sub>a</sub></b>	Coefficiente de sitio para períodos de vibración cortos

<b><math>F_v</math></b>	Coeficiente de sitio para períodos de vibración largos
<b><math>C_s</math></b>	Coeficiente sísmico
<b>PGA</b>	Coeficiente sísmico de aceleración
<b><math>c</math></b>	Cohesión
<b><math>V_B</math></b>	Cortante basal
<b><math>F_x</math></b>	Cortante de cedencia en el nivel “x” de la edificación
<b><math>V_{m\acute{a}x\_res}</math></b>	Cortante máximo resistente
<b><math>V_{m\acute{a}x\_act}</math></b>	Cortante máximo actuante
<b><math>V_u</math></b>	Cortante último
<b><math>\rho_b</math></b>	Cuantía balanceada para refuerzo longitudinal
<b><math>\rho_1</math></b>	Cuantía para hallar el acero requerido
<b><math>\rho_{b\acute{m}ax}</math></b>	Cuantía para zona sísmica
<b><math>\emptyset_{var}</math></b>	Diámetro de varilla
<b>E</b>	Efecto de esbeltez
<b><math>\sigma_{m\acute{a}x}</math></b>	Esfuerzo máximo
<b><math>\sigma_1</math></b>	Esfuerzo mínimo
<b>R</b>	Esfuerzo para cuantía de refuerzo
<b><math>\sigma_{\acute{u}ltimo}</math></b>	Esfuerzo último
<b>S</b>	Espaciamiento mínimo o máximo
<b><math>S_{1d}</math></b>	Espectro calibrado a 1 segundo
<b><math>S_{cd}</math></b>	Espectro calibrado al sismo de diseño
<b>E</b>	Excentricidades
<b><math>\beta_{dns}</math></b>	Factor de flujo plástico

<b>k</b>	Factor de longitud efectiva de la columna
<b><math>\gamma_{x,y}</math></b>	Factor de longitud efectiva en los ejes X y Y
<b><math>k_p</math></b>	Factor de longitud efectiva de pandeo (ecuaciones de Furlong)
<b><math>\delta_x</math></b>	Factor de magnificación de momentos
<b><math>\lambda</math></b>	Factor de modificación para el concreto de peso normal
<b><math>\psi</math></b>	Factor de modificación para la longitud de desarrollo
<b><math>\Phi</math></b>	Factor de reducción de resistencia
<b>FS</b>	Factor de seguridad
<b><math>N_a, N_v</math></b>	Factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales
<b><math>b_w</math></b>	Franja unitaria de 1 m
<b><math>I_0</math></b>	Índice de sismicidad
<b>I</b>	Inercia del elemento estructural en análisis
<b><math>l_v</math></b>	Longitud de la viga de eje a eje
<b><math>L_{per}</math></b>	Longitud perimetral del edificio donde llevarán los bloques
<b><math>E_c</math></b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>M</b>	Momento calculado
<b><math>S_{cs}</math></b>	Ordenada espectral con período de vibración corto
<b><math>S_{1r}</math></b>	Ordenada espectral de período 1 segundo del sismo extremo
<b><math>S_{cr}</math></b>	Ordenada espectral de período corto del sismo extremo
<b><math>S_{1s}</math></b>	Ordenada espectral en períodos de vibración de 1 segundo
<b>t</b>	Peralte
<b>d</b>	Peralte efectivo
<b><math>b_o</math></b>	Perímetro de corte

<b>T<sub>a</sub></b>	Período fundamental de vibración
<b>T<sub>L</sub></b>	Período largo
<b>T<sub>0</sub></b>	Período que define el inicio de la meseta de períodos cortos
<b>T<sub>S</sub></b>	Período que separa los períodos cortos de los largos
<b>P<sub>sc</sub></b>	Peso de sobrecarga
<b>W</b>	Peso
<b>P</b>	Peso del elemento en análisis
<b>γ<sub>c</sub></b>	Peso específico del concreto
<b>γ<sub>s</sub></b>	Peso específico del suelo
<b>W<sub>i</sub></b>	Peso sísmico efectivo del nivel
<b>σ</b>	Radio de giro
<b>r</b>	Recubrimiento
<b>β</b>	Relación entre el lado corto y lado largo de la columna
<b>f'c</b>	Resistencia especificada a la compresión del concreto
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
<b>V<sub>c</sub></b>	Resistencia nominal a cortante dada por el concreto
<b>V<sub>s</sub></b>	Resistencia nominal a cortante dada por el refuerzo de cortante
<b>V<sub>n</sub></b>	Resistencia nominal al cortante
<b>EI</b>	Rigidez de la columna
<b>K</b>	Rigidez de los elementos estructurales (vigas y columnas)
<b>k<sub>ij</sub></b>	Rigidez del elemento estructural en análisis
<b>∑F<sub>H</sub></b>	Sumatoria de fuerzas cortantes
<b>∑Q<sub>N</sub></b>	Sumatoria de fuerza cortante por nivel de análisis



$\sum \mathbf{M}_{ij}$	Sumatoria de momentos de empotramiento en el nodo de análisis
$\sum \mathbf{P}_{CM}$	Sumatoria de peso por carga muerta por nivel
$\sum \mathbf{k}_{ij}$	Sumatoria de rigideces en el nodo de análisis
$\sum \mathbf{W}_{SC}$	Sumatoria de sobrecarga
$\beta_1$	Valor para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos



## GLOSARIO

- ACERO MÍNIMO:** Es la cantidad de acero necesaria para evitar grietas o contracción, por temperatura se determinará mediante un cálculo específico según el tipo de elemento estructural que se esté utilizando.
- ADITIVO:** Sustancia añadida a un material para mejorar o modificar sus propiedades. Estos pueden mejorar la trabajabilidad, retardar o acelerar el tiempo de fraguado, o proporcionar resistencia adicional.
- CARGA AXIAL:** Es la magnitud de la fuerza que se aplica directamente a lo largo del eje central de un elemento estructural, como una columna.
- CARGA MUERTA:** Peso permanente o constante de los elementos estructurales, acabados y equipos fijos de una construcción.
- CARGA VIVA:** Carga temporal o variable que actúa sobre una estructura en forma de personas, mobiliario, equipo, vehículos u otros elementos móviles.
- CEDENCIA:** Deformación gradual y permanente de un material, como el acero estructural, bajo carga constante.
- COHESIÓN:** Propiedad importante que afecta su capacidad de carga y estabilidad.

<b>CONFINAMIENTO:</b>	Restricción o limitación de la expansión de un material, como el confinamiento del concreto por medio de acero de refuerzo en estructuras.
<b>CORTANTE:</b>	Fuerza que actúa perpendicularmente a la longitud de un elemento estructural, causando un esfuerzo de corte.
<b>CORTANTE BASAL:</b>	Fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura y que deben ser contrarrestadas para garantizar la estabilidad.
<b>CUANTÍA:</b>	Porcentaje del área transversal ocupada por barras de refuerzo.
<b>DUCTILIDAD:</b>	Capacidad de un material o estructura para deformarse plásticamente antes de alcanzar la ruptura.
<b>ENVOLVENTE:</b>	Límite exterior que rodea o encierra una estructura o área. En análisis estructural, se refiere a las envolventes de carga, que representan los valores extremos (máximos o mínimos) de una carga en un sistema.
<b>ESBELTEZ:</b>	Relación entre la altura y el espesor de un elemento estructural, como una columna.
<b>ESTRIBOS:</b>	Refuerzos transversales en forma de aros de acero colocados alrededor de barras longitudinales de refuerzo en estructuras de concreto, y que ayudan a confinar y proporcionar resistencia adicional a la compresión del concreto.
<b>EXCENTRICIDADES:</b>	Distancia entre el centro de gravedad de una sección transversal y la línea de acción de una fuerza aplicada.

- FLUENCIA:** Deformación permanente y progresiva de un material bajo carga constante a lo largo del tiempo.
- FLUJO PLÁSTICO:** Deformación continua y permanente de un material sin una reducción significativa de la carga aplicada y se observa en materiales que tienen comportamiento plástico.
- FRAGUADO:** Proceso de endurecimiento y adquisición de resistencia mecánica por parte del concreto o mortero a medida que se desarrolla la reacción química entre el cemento y el agua.
- FUERZA AXIAL:** Es la fuerza interna que se desarrolla dentro del elemento para equilibrar y resistir la carga axial aplicada.
- GRADACIONES:** Distribución de tamaños de partículas en un agregado, como en el caso de la gradación de un suelo o de los diferentes tamaños de agregados en una mezcla de concreto.
- GRANULOMETRÍA:** Estudio y análisis de la distribución de tamaños de partículas en un material, especialmente en suelos o agregados.
- GRAVA:** Agregado grueso compuesto por partículas de roca que proporcionan resistencia y estabilidad a las mezclas de concreto.
- HORMIGÓN:** Material compuesto por cemento, agua, agregados (como arena y grava) y aditivos.
- INERCIA:** La inercia es crucial para comprender el comportamiento de las estructuras ante fuerzas sísmicas y otras cargas dinámicas.

<b>LIMO:</b>	Suelo de granos finos con partículas más pequeñas que la arena, pero más grandes que la arcilla.
<b>MALEABILIDAD:</b>	Es la capacidad de un material para cambiar de forma sin perder su integridad.
<b>MAMPOSTERÍA:</b>	Sistema de construcción que utiliza unidades individuales (como ladrillos, bloques de concreto o piedras) unidas con mortero para formar paredes y otras estructuras.
<b>MARCOS DÚCTILES:</b>	Marcos diseñados para absorber y redistribuir la energía durante eventos sísmicos.
<b>MORTERO:</b>	Mezcla de cemento, arena, agua y posiblemente aditivos, utilizada para unir ladrillos, bloques de concreto u otras unidades, proporcionando cohesión y resistencia a las estructuras de mampostería.
<b>MURO PERIMETRAL:</b>	Estructura que rodea y delimita un área, proporcionando seguridad y privacidad.
<b>VANO:</b>	Espacio libre entre dos apoyos de una estructura, como entre dos columnas o pilares.
<b>ZAPATA:</b>	Cimiento superficial que distribuye la carga de una columna o pilar en el suelo.

## ACRÓNIMOS

- ACI:** Instituto Americano del Concreto -American Concrete Institute, ACI- organismo que se encarga de establecer los códigos y estándares para la construcción en hormigón en Estados Unidos y a nivel internacional.
- AGIES:** "Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica". - AGIES- promueve la investigación, difusión y aplicación de tecnologías y conocimientos relacionados con la ingeniería estructural y la mitigación de riesgos sísmicos.
- ASTM:** Sociedad Americana de Pruebas y Materiales -American Society for Testing and Materials-, es una organización internacional que desarrolla y publica estándares técnicos consensuados para una amplia gama de materiales, productos, sistemas y servicios relacionados al área Civil.
- COGUANOR:** Consejo Guatemalteco de Normas, entidad gubernamental responsable de la elaboración, revisión y actualización de normas técnicas en diversas áreas, como la construcción, la industria y los servicios.
- CONRED:** Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. Se encarga de asegurar que se cumplan las normativas de construcción, promueve la educación en seguridad estructural, evalúa y monitorea el estado de los edificios, y coordina la atención en situaciones de emergencia.
- EPS:** Ejercicio Profesional Supervisado, es un programa de prácticas que permite poner en práctica la teoría aprendida en un campo real aplicado al pónsum de la carrera en licenciatura que se haya cursado.
- ETABS:** Análisis Tridimensional Ampliado de Sistemas Constructivos - Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems, ETABS- es un software de y diseño estructural ampliamente utilizado en la Ingeniería Civil, que permite realizar cálculos precisos de cargas,

tensiones y comportamientos de las estructuras bajo diferentes condiciones, como cargas de sismo, peso propio, entre otros.

**INE:** Instituto Nacional de Estadística, es la entidad encargada de recopilar, analizar y difundir datos estadísticos oficiales del país de Guatemala.

**MAGA:** Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, es la institución gubernamental que promueve la implementación de programas de apoyo a los agricultores y ganaderos, así como la regulación y supervisión de las actividades agropecuarias del país de Guatemala.

**NRD-2:** Norma de Reducción de Desastres es una normativa de CONRED, específica de Guatemala que establece los requisitos y lineamientos para la elaboración, presentación y aprobación de estudios de riesgo y evaluaciones de vulnerabilidad en casos de proyectos de infraestructura civil.

**NSE:** “Norma de Seguridad Estructural”, es un conjunto de regulaciones técnicas establecidas de AGIES para garantizar que las construcciones cumplan con los estándares de seguridad adecuados.

**NTG:** Normas Técnicas Guatemaltecas, son documentos elaborados por COGUANOR que establecen criterios técnicos, especificaciones, directrices o características que deben cumplir productos, procesos, servicios o sistemas en diferentes sectores.

**RN1:** Ruta Nacional 1, es la arteria vehicular principal que conduce de la cabera departamental de San Marcos hacia el municipio de Malacatán, enlazando también a los municipios de San Rafael Pie de la Cuesta, San José el Rodeo y San Pablo.



## RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se desarrollan técnicas de Ingeniería Civil que permiten llevar a cabo el diseño estructural de un edificio destinado a funcionar como mercado municipal en la cabecera del municipio de San Pablo, San Marcos.

El diseño se compone de un edificio de tres niveles, que incluirá un parqueo subterráneo, locales para carnicerías, pollerías, marisquerías, granos básicos, comedores, y otros servicios. El acceso al edificio desde el exterior se realizará a través de dos entradas peatonales con gradas y una rampa para promover la inclusión. Además, se incluirán gradas desde el sótano hasta la azotea, así como una rampa que irá del primero al segundo nivel. El proyecto abarca aspectos esenciales como la topografía, el diseño estructural y la planificación financiera.

El informe está estructurado en cuatro secciones principales. La primera, presenta una monografía con detalles del municipio que brindan información básica para el diseño. La segunda sección, desarrolla el marco que establece una base conceptual sólida para el diseño del edificio. La tercera sección, aborda el Estudio Técnico Profesional, que incluye el estudio de suelos, la distribución arquitectónica y el análisis estructural realizado con el software ETABS, comparado con el método manual de Kani. Este análisis se complementa con el diseño estructural, utilizando normas y herramientas adecuadas que facilitan el cálculo. La cuarta sección, se basa en la estimación de los costos de construcción y presenta un conjunto de planos que ilustran el diseño propuesto del edificio.



## INTRODUCCIÓN

Durante el Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-, se realizó el diseño estructural de un edificio para mercado municipal con parqueo subterráneo en el municipio de San Pablo, San Marcos. Este proyecto es un desafío importante, ya que el mercado es esencial para el desarrollo urbano y el intercambio social y comercial en el municipio.

En la cabecera municipal de San Pablo, la disponibilidad limitada de espacio presenta desafíos considerables para infraestructuras con estacionamientos, haciendo que la innovación en el diseño estructural sea crucial para maximizar la eficiencia espacial sin comprometer la estabilidad y seguridad del edificio.

El diseño de este proyecto integra funcionalidad arquitectónica con soluciones en ingeniería civil basadas en las normas AGIES (2020) y ACI 318-19 (2019), para enfrentar los desafíos técnicos y logísticos relacionados con el diseño de un parqueo subterráneo, que incluirá un muro de contención perimetral para resistir las presiones laterales del suelo y garantizar la estabilidad del terreno.

Se realizaron cálculos detallados considerando geometría, materiales y métodos de diseño para lograr resultados satisfactorios, priorizando la seguridad estructural y la experiencia del usuario para un diseño funcional, inclusivo, seguro y estéticamente atractivo. Así mismo, busca satisfacer las necesidades prácticas de la cabecera municipal en términos de comercio y movilidad, contribuyendo a una transformación positiva del entorno urbano y promoviendo un desarrollo equitativo y sostenible.



## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General**

- Diseñar estructuralmente un mercado municipal con parqueo subterráneo en el municipio de San Pablo, departamento de San Marcos.

### **Objetivos Específicos**

- Realizar un estudio de suelos que permita conocer las características mecánicas del terreno y los factores externos que puedan afectar el funcionamiento adecuado del suelo donde se construirán los cimientos.
- Analizar el diseño estructural utilizando el software ETABS y compararlo con el método manual de Kani para asegurar la estabilidad y seguridad del mercado, considerando las cargas de diseño y la resistencia de los materiales utilizados.
- Calcular de manera eficiente todos los elementos estructurales para que sean sismo-resistentes cumpliendo con las normativas de diseño vigentes en Guatemala.
- Desarrollar planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones especiales detallados que representen fielmente el diseño conceptual del mercado municipal.
- Elaborar un presupuesto con los costos de construcción del mercado municipal, considerando materiales, mano de obra, equipo y gastos administrativos.



## JUSTIFICACIÓN

Proponer la construcción de un nuevo mercado municipal representa una oportunidad importante para mejorar la calidad de vida en el municipio de San Pablo. Actualmente, muchos vendedores se ven obligados a realizar sus ventas en la calle principal debido a la falta de espacios adecuados, lo que complica el tráfico peatonal y vehicular, arriesgando la integridad de las personas que transitan por esas calles.

El diseño de un nuevo edificio para el mercado busca ofrecer un espacio organizado y dedicado específicamente a la actividad comercial. Esto permitirá a los vendedores disponer de puestos de venta dignos y seguros, donde podrán exhibir y vender sus productos de manera cómoda y eficiente. Además, la población del casco urbano y extraurbano que suman alrededor de 54 mil habitantes, junto con los residentes de municipios vecinos, se beneficiarán de un edificio centralizado y accesible, donde podrán encontrar una variedad de productos y servicios de forma conveniente.

Más allá de satisfacer las necesidades de vendedores y consumidores, un diseño eficiente del mercado generará beneficios significativos para el casco urbano en general. Centralizar la actividad comercial, reducirá la ocupación de espacios en la calle, mejorará la circulación peatonal y, al contar con un parqueo subterráneo, permitirá una mayor fluidez vehicular, contribuyendo así a una mayor seguridad y comodidad para todos los habitantes.

El diseño estructural del mercado considerará aspectos de seguridad, resistencia, durabilidad, eficiencia y adaptabilidad. Estos elementos respaldan la importancia de un proyecto bien planificado y ejecutado, garantizando la funcionalidad, seguridad y durabilidad del mercado para futuras generaciones.





# 1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO

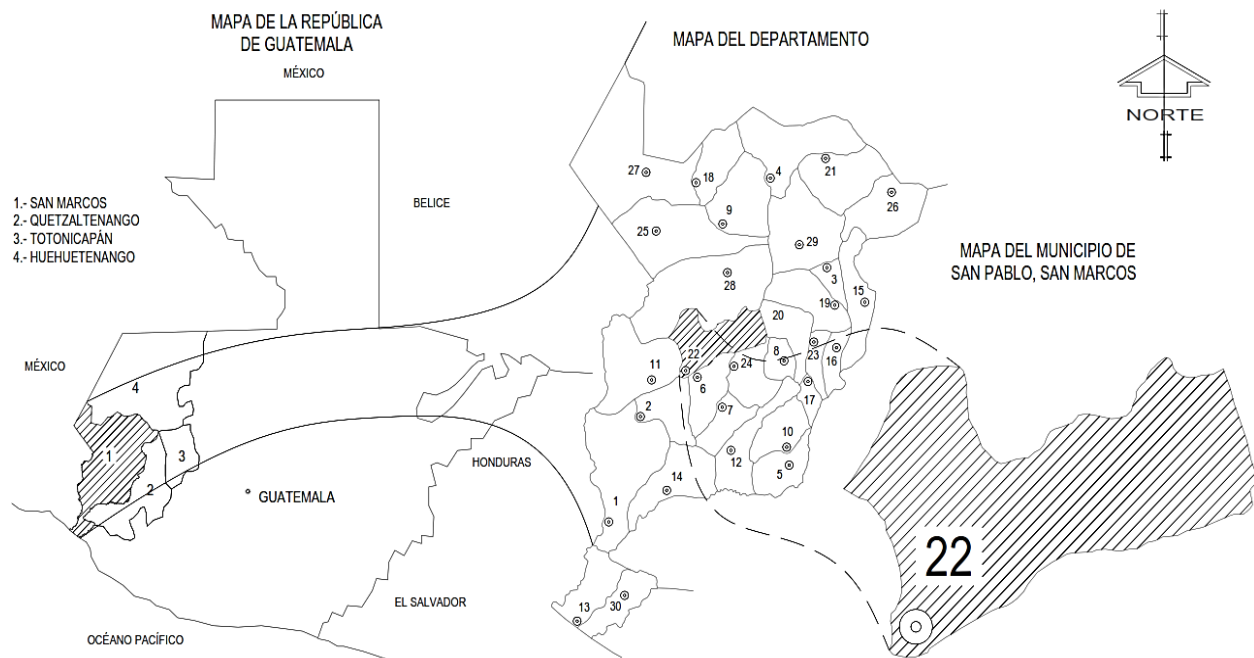
## 1.1. Antecedentes del municipio de San Pablo

### 1.1.1. Ubicación y localización del Estudio

San Marcos es un departamento de Guatemala que se encuentra ubicado en el suroccidente del país. Dentro de este departamento se encuentra el municipio de San Pablo, que es uno de los treinta municipios que conforman el departamento de San Marcos. “La cabecera municipal se ubica en las siguientes coordenadas; latitud 14°55'55” Norte y longitud de 92°00'16” Oeste, ubicándose a una altitud de 616 metros sobre el nivel del mar” (Municipalidad de San Pablo, 2020, pág. 16).

### Figura 1.

#### Localización del municipio de San Pablo



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### **1.1.2. Accesos**

El municipio de San Pablo se encuentra ubicado en el Suroccidente del departamento de San Marcos, en la región denominada boca-costa, a 48 kilómetros de la cabecera departamental de San Marcos y 286 kilómetros de ciudad capital de Guatemala por la carretera internacional del Pacífico (Municipalidad de San Pablo, 2020, pág. 16).

Sin embargo, según Caminos (2014), la distancia real de la cabecera departamental de San Marcos hacia el municipio de San Pablo es de 40 km por la RN1 y a 292 km de la ciudad de Guatemala.

### **1.1.3. Historia**

La historia del municipio de San Pablo es muy incierta ya que existen muchas referencias que no coinciden con datos específicos. Sin embargo, la municipalidad de San Pablo (2020), citando la información proporcionada por la municipalidad de San Pablo (2010) indica lo siguiente:

“Por el año 1780, los terratenientes Marquenses habían fundado innumerables hatos y estancias”, los que a medida que se poblaban, se convertían en pequeñas poblaciones, dice don J. Luis García, en su obra “Don Justo Rufino” y agrega: “cada uno de estos lugares fue denominado con un nombre nacido de las ocurrencias del propietario; en muchas ocasiones fue elegido el nombre de un santo, uno de los tales fue el de San Pablo, que aún no alcanzó la categoría de Municipio durante la colonia, y es sin duda, por eso que no aparece en el índice alfabético de las ciudades-villas y pueblos del Reino de Guatemala; pero sí está entre los pueblos del Estado de Guatemala; que fueron distribuidos para la

administración de justicia, por el sistema de Jurados, que adoptó el Código de Livingston, y fue decretado el 27 de agosto de 1836. Adscribiéndolo al circuito de El Barrio. Un corregidor político del Partido de Quetzaltenango fue quién dio la orden de fundación de este municipio, el cual llevó a cabo el ciudadano Alejandro Díaz Cabeza de Vaca y la Medida del casco la realizó el ingeniero José Carrascosa (pág.16).

#### **1.1.4. Colindancias**

San Pablo está ubicado en la región central del departamento de San Marcos. Limita al Norte con el municipio de Tajumulco, al Este con San Marcos y San Rafael Pie de La Cuesta, al Sur con San Rafael Pie de La Cuesta y San José El Rodeo y al Oeste con Malacatán, todos municipios del departamento de San Marcos. (Municipalidad de San Pablo, 2020, pág. 17)

#### **1.1.5. Topografía del Municipio**

El municipio se caracteriza por pequeños cerros hacia los nacimientos de agua y riveras de los ríos principales, de ondulaciones suaves hacia la mitad del recorrido y casi plana en la parte baja del municipio, con las siguientes características: parte alta topografía inclinada, parte media topografía ondulada y parte baja topografía semiplana. (Municipalidad de San Pablo, 2020, pág. 18)

#### **1.1.6. Población**

Según la estimación realizada por el INE (2020), San Pablo presenta una población de aproximadamente 54,221 habitantes para el año 2023, con una proporción equilibrada de hombres y mujeres.

### **1.1.7. Extensión Territorial**

San Pablo presenta una extensión de 124 km<sup>2</sup>. La zona rural se separa por ocho categorías haciendo un total de 131 lugares poblados que se presentan de forma desglosada en la Tabla 1.

**Tabla 1.**

*Lugares poblados*

<b>CATEGORÍA</b>	<b>CANTIDAD</b>
Aldeas	8
Caseríos	52
Parajes	3
Colonias	17
Fincas	38
Labor	4
Comunidades agrarias	3
Sector	6
Total	131

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel basado en (Municipalidad de San Pablo, 2020, págs. 20-21).

### **1.1.8. Actividades Económicas y Productivas**

Según la Municipalidad de San Pablo (2020), la agricultura, especialmente el cultivo de café y granos básicos, es la actividad económica principal. Sin embargo, debido a que la producción se destina principalmente al autoconsumo, no todas las familias tienen acceso a recursos suficientes para cubrir otras necesidades básicas, como educación y salud, afectando principalmente a las mujeres, niños y niñas que viven en el área rural (pág.45).

### **1.1.9. Deportes**

En San Pablo se practican varios deportes, como fútbol masculino, baloncesto masculino y femenino, y voleibol masculino y femenino. El fútbol es el más popular.

### **1.1.10. Agricultura**

En la Tabla 2 se presentan los bienes producidos en el municipio y han sido ordenados de acuerdo con su importancia y la cantidad de producción.

**Tabla 2.**

*Principales productos agrícolas de San Pablo*

<b>CATEGORÍA</b>	<b>LISTADO</b>
Primera	Café, cardamomo, banano
Segunda	Maíz, frijol, cacao, naranja, zapote, aguacate
Tercera (árboles frutales)	Limón, mandarina, lima, coco, papaya
Cuarta (otros productos)	Miel, cera, quina mimbre, gigante, pimienta izote

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel basado en información del MAGA.

### **1.1.11. Educación**

El Tercer Viceministerio de Prevención de la Violencia y el Delito, Guatemala (2017-2020) muestra que aproximadamente el 85% de los centros educativos en el municipio son del sector público, mientras que el 12% son privados y el 3% están administrados por cooperativas (pág.8). Al observar la distribución de estas instituciones, se nota que la mayoría ofrece servicios a nivel primario, disminuyendo en cantidad a medida que aumenta la complejidad del plan educativo.

En la Tabla 3 se indica la cantidad de establecimientos por niveles.

**Tabla 3.***Establecimientos educativos según nivel y sector*

<b>NIVEL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>PÚBLICO</b>	<b>PRIVADO</b>	<b>COOPERATIVA</b>
Preprimaria	61	56	5	0
Primaria	73	66	7	0
Básico	19	11	4	4
Diversificado	7	3	3	1

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel citado en el (Tercer Viceministerio de Prevención de la Violencia y el Delito, Guatemala, 2017 - 2020, pág. 8).

## **1.2. Estado actual del Mercado Municipal de San Pablo**

### **1.2.1. Tipo de Proyecto**

El edificio del Mercado Municipal de San Pablo, es un proyecto de infraestructura pública cuya última remodelación data del año 1982. Se trata de un espacio destinado a albergar puestos de venta y promover el comercio local en la comunidad. Su infraestructura está compuesta por concreto reforzado con muros de bloque, su techo consta de láminas con vigas de madera.

### **1.2.2. Mantenimientos**

El edificio, actualmente utilizado como mercado municipal ha sufrido un grave deterioro debido a la falta de mantenimiento durante varios años.

El techo está deteriorado, con desprendimientos de material y filtraciones de agua. Las paredes presentan desconchones y grietas que las debilitan, además de manchas de humedad visibles. El piso está muy dañado, con partes desportilladas que pueden representar un peligro, y la pintura ha ido cayendo gradualmente, dejando expuesta la estructura del edificio.

### **1.2.3. Necesidades**

El Mercado necesita una infraestructura sólida para satisfacer las necesidades del municipio. Carece de áreas de estacionamiento, no es accesible para personas con discapacidades y tiene un diseño que dificulta la circulación fluida de los visitantes. Además, requiere de instalaciones sanitarias modernas y limpias, así como espacios de almacenamiento adecuados.





## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Definición de Mercado Municipal**

Los mercados municipales ofrecen una amplia gama de bienes y servicios para satisfacer las necesidades locales, como productos frescos e insumos a granel a precios competitivos. También sirven como lugares de encuentro comunitario donde se abordan temas importantes. Por lo general, estos mercados cuentan con áreas al aire libre, locales comerciales, tiendas minoristas y mayoristas, restaurantes y estacionamientos.

### **2.2. Elementos Estructurales**

#### **2.2.1. Vigas**

Según la norma del ACI (2019), una viga se define como "Miembro sometido principalmente a flexión y cortante, con o sin fuerza axial o de torsión. Las vigas en pórticos resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas laterales son miembros predominantemente horizontales" (pág.49).

Son elementos fundamentales en la construcción de infraestructuras como edificios, carreteras, puentes, presas, túneles y otras estructuras. Estos componentes están diseñados y fabricados para soportar diversos tipos de esfuerzos según el material disponible.

En Guatemala, se utilizan varios tipos de vigas en la construcción. Entre los más comunes se encuentran las vigas de concreto armado, madera y metálicas, entre otros.

La elección del tipo de viga depende de factores como el tipo de construcción, el presupuesto, la disponibilidad de materiales y las regulaciones locales.

### **2.2.2. Columnas**

La columna es un “miembro, usualmente o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, pero que también puede resistir momentos, cortantes o torsión” (ACI 318-19, 2019, pág. 37).

En Guatemala, los tipos más comunes de columnas en la construcción son las de concreto armado, acero y madera, siendo esta última la menos utilizada.

La elección del tipo de columna depende del tipo de construcción, el presupuesto, la disponibilidad de materiales y las normas locales. Es fundamental cumplir con los estándares de seguridad y construcción establecidos para garantizar la estabilidad y resistencia de las columnas.

### **2.2.3. Losas**

Una losa generalmente está compuesta de hormigón armado u otro material resistente. Su propósito principal es distribuir grandes cantidades de peso y presión sobre áreas extensas. Según Arthur H. Nilson en su libro "Diseño de Estructuras de Concreto" (1999), define que “una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado” (pág.365). Las losas están diseñadas para resistir cargas verticales de un edificio y también cargas horizontales, como viento o terremotos.

Existen varios tipos de losas utilizadas en la construcción, los más comunes son: Losas de concreto armado, losas aligeradas, losas reticulares, y losas postensadas.

#### **2.2.4. Concreto Armado**

El concreto armado es un tipo de construcción que combina el concreto y el acero para crear una estructura resistente y duradera. Consiste en colocar barras de acero, también conocidas como refuerzo, dentro de la masa de concreto antes de que fragüe.

Este se utiliza ampliamente en la construcción de diversos elementos estructurales, como columnas, vigas, losas y cimientos. El acero actúa como refuerzo, proporcionando resistencia a la tracción, que es una debilidad propia del concreto. El concreto, por su parte, proporciona resistencia a la compresión. Esto permite que el concreto armado sea capaz de soportar cargas y fuerzas de manera eficiente.

El concreto está compuesto principalmente por agregados (como arena y grava), cemento, agua y, en algunos casos, aditivos. Otra definición dice que el concreto es una "mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos" (ACI 318-19, 2019, pág. 37).

El proceso de fabricación del concreto implica mezclar los componentes en proporciones específicas según las necesidades del proyecto.

##### **2.2.4.1. Agregado Fino**

Un agregado fino, también conocido como arena, es un tipo de material utilizado en la preparación de concreto y se utiliza en la fabricación de concreto para llenar los espacios entre los agregados gruesos y el cemento, formando una matriz cohesionada.

El ingeniero civil Otto Javier Sarg Rodríguez, en su trabajo de graduación titulado "Caracterización Física y Mecánica del Agregado del Banco La Isla del Municipio de Santa Cruz, Alta Verapaz (2010)", resalta la importancia de conocer las propiedades físicas y mecánicas del agregado para garantizar su calidad y adecuado rendimiento en

la construcción exponiendo de forma literal el análisis granulométrico de la siguiente manera:

El agregado fino no deberá tener más de 45 por ciento retenido entre 2 tamices consecutivos y su módulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.1. Si el agregado no cumple con estos requisitos puede utilizarse siempre y cuando cumpla con la prueba de esfuerzo del mortero que establece la norma C 87, donde es aceptada si después de los siete días la prueba presenta el 95% de su resistencia de diseño. (pág.3)

El agregado fino consiste principalmente en granos de arena que se obtienen de fuentes naturales como los ríos, lechos marinos o canteras.

#### **2.2.4.2. Agregado Grueso**

Un agregado grueso es un tipo de material utilizado en la preparación de concreto. Ayuda a llenar los huecos entre las partículas de agregado fino, brindando una estructura más compacta y resistente. “El agregado grueso está formado fundamentalmente por gravas, gravas trituradas, piedra triturada, escoria de explosión, artesanal, concreto de cemento hidráulico, o bien de la combinación de las anteriores, con las características que establece la norma” (Sarg Rodríguez, 2010, pág. 5). Consiste en partículas sólidas con tamaños que generalmente van desde 4,75 mm hasta 75 mm, aunque esto puede variar según las normas locales y las especificaciones del proyecto.

Es importante seleccionar agregados gruesos de calidad, libres de impurezas y con una granulometría adecuada para garantizar que el concreto tenga la resistencia y durabilidad adecuadas.

### **2.2.4.3. Cemento Portland**

El cemento es un material en polvo, de color grisáceo, que forma una pasta cuando se mezcla con agua. Es uno de los componentes principales del concreto y se utiliza ampliamente en la construcción debido a sus propiedades aglomerantes y endurecedoras. “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” (Nilson, 1999, pág. 28).

El cemento Portland es un material grisáceo finamente pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio. El material se mezcla y se funde en un horno hasta obtener el Clinker, que se enfría, se muele para lograr la finura requerida. (Grijalva, 2020, pág. 7)

Cuando se mezcla con agua, el cemento forma una pasta que actúa como un agente de unión y se endurece con el tiempo, formando el concreto. La capacidad de endurecimiento del cemento es conocida como fraguado.

### **2.2.4.4. Agua**

La función del agua en el concreto es desempeñar un papel fundamental en el proceso de hidratación del cemento.

Adicionalmente al agua requerida para la hidratación, se necesita agua para humedecer la superficie de los agregados. A medida que se adiciona agua, la plasticidad y la fluidez de la mezcla aumentan (es decir, su manejabilidad mejora), pero su resistencia disminuye debido al mayor volumen de vacíos creados por el agua libre. Para reducir el agua libre y mantener la manejabilidad, es necesario agregar cemento; de esta manera, desde el punto de vista de la pasta de cemento,

la relación agua-cemento es el factor principal que controla la resistencia del concreto. Para una relación agua-cemento dada se selecciona la mínima cantidad de cemento que asegure la manejabilidad deseada. (Nilson, 1999, pág. 31)

#### **2.2.4.5. Aditivos**

Un aditivo es una sustancia química que se agrega en pequeñas cantidades a la mezcla de concreto con el objetivo de modificar sus propiedades o mejorar su desempeño en una determinada aplicación.

Los materiales que se agregan al concreto durante o antes del mezclado se denominan aditivos. Se usan para mejorar el desempeño del concreto en ciertas situaciones, así como para disminuir su costo. Hay un dicho bastante conocido relacionado con los aditivos, que dice que “son para el concreto lo que los artículos de belleza son para el pueblo”. (McCormack & Brown, 2011, pág. 9)

Existe una variedad de aditivos, de los cuales, la (COGUANOR, sf) en la tabla 4 los resalta.

**Tabla 4.**

*Tipos de Aditivos*

<b>No.</b>	<b>TIPO DE ADITIVO</b>	<b>FUNCIÓN DEL ADITIVO</b>
1	A	Aditivos reductores de agua
2	B	Aditivos retardadores
3	C	Aditivos aceleradores
4	D	Aditivos reductores de agua y retardadores
5	E	Aditivos reductores de agua y aceleradores
6	F	Aditivos reductores de agua, de alto rango
7	G	Aditivos reductores de agua, de alto rango y retardadores
8	S	Aditivos de desempeño específico

Fuente: (COGUANOR, sf).

### **2.2.5. Acero**

El acero es una aleación de hierro con pequeñas cantidades de otros elementos, como carbono, manganeso y silicio. Es ampliamente utilizado en la construcción debido a sus propiedades mecánicas únicas que lo hacen resistente, duradero y versátil. Entre los tipos de acero más comunes están el estructural al carbono, de alta resistencia y para refuerzo.

El refuerzo usado en las estructuras de concreto puede ser en forma de varillas o de malla soldada de alambre. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en sus superficies (los patrones difieren según los fabricantes) para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todas las aplicaciones. El alambre corrugado es dentado y no con protuberancias por laminado. Las varillas lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las varillas longitudinales, sobre todo en columnas. (McCormack & Brown, 2011, págs. 21-22)

El acero desempeña varias funciones importantes en la construcción, como: Refuerzo estructural en estructuras de concreto armado, estructuras metálicas como marcos y vigas, en una variedad de edificios y construcciones. La durabilidad, la resistencia y la maleabilidad del acero lo convierten en una opción ideal para la construcción de diversas estructuras y componentes en el campo de la ingeniería civil.

### **2.3. Normas de Diseño**

Se refieren a los estándares y requisitos establecidos que guían el proceso de diseño para asegurar la seguridad, la funcionalidad y la durabilidad de la estructura.

### **2.3.1. Normas de Seguridad Estructural AGIES**

Las Normas de Seguridad Estructural -NSE-, es un conjunto de Norma de la (AGIES, 2020). Tienen como objetivo garantizar que las construcciones cumplan con los requisitos de seguridad estructural. Utilizan los últimos desarrollos en conocimiento de la ingeniería para garantizar que todas las estructuras sean seguras y se comporten de manera predecible, incluso durante cambios o condiciones extremas de sismo.

### **2.3.2. Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318-19**

El Código del Instituto Americano del Concreto ACI es el conjunto de normas de diseño y constructivas internacionalmente aceptadas para proyectos de hormigón, producción, instalación y mantenimiento. Establece prácticas de seguridad, especificaciones para materiales, análisis de estructuras, requisitos para la resistencia de fondo, métodos para la cohesión de la mezcla y para la consolidación del hormigón.

### **2.3.3. Norma para la Reducción de Desastre No. 2 CONRED**

La Norma NRD-2 de la (CONRED, 2019) establece los requerimientos básicos que se deben tener en cuenta para salvaguardar la seguridad en las rutas de evacuación y salidas de emergencia de edificios e instalaciones a las que se permita el acceso a terceras personas, y que ha sido implementado con el propósito de contribuir a la reducción de los efectos causados por las catástrofes naturales o artificiales (pág. 5).

## **2.4. Métodos de Construcción en Obra Civil**

Estas son técnicas utilizadas para desarrollar proyectos de construcción. Los métodos de construcción en obras civiles determinan el modo en que los materiales, el equipo y el personal se utilizan para completar el proyecto. Los métodos de construcción también pueden ajustarse según el entorno de la obra y el objetivo específico.



#### **2.4.1. Construcción Tradicional**

Este es un enfoque de construcción que se basa en técnicas y materiales utilizados durante mucho tiempo. Este método implica la construcción física de un edificio mediante el uso de una variedad de herramientas y técnicas.

En este método se emplean procesos de construcción más sencillos y menos mecanizados en comparación con los métodos modernos. Este enfoque tiene sus raíces en la experiencia acumulada y el conocimiento transmitido de generación en generación, lo que lo convierte en una forma de construcción arraigada en la cultura y tradiciones locales. Aunque puede ser más lento y requerir más mano de obra que los métodos modernos, el método de construcción tradicional se valora por su estética histórica, su durabilidad y su respeto por el entorno natural.

#### **2.4.2. Sistema de Marcos Estructurales**

Una de las definiciones más claras sobre el Sistema de Marcos Estructurales se encuentra en la NSE 3-2018 (2020) donde se establece que se trata de:

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. (pág. 1-12)

Este sistema proporciona resistencia y estabilidad a la estructura, distribuyendo las cargas de manera eficiente a través de los elementos estructurales. Ofrecen una excelente resistencia a los sismos y la flexibilidad para responder a los cambios de las condiciones climáticas.

## **2.5. Criterios de Diseño**

Los criterios de diseño de un edificio son los principios y pautas que se tienen en cuenta al diseñar una estructura arquitectónica. Estos criterios se basan en aspectos funcionales, estéticos y técnicos para lograr un diseño eficiente, seguro y atractivo. Algunos de los criterios comunes de diseño de un edificio incluyen: Funcionalidad, Eficiencia espacial, Seguridad estructural, Eficiencia energética, Estética y contexto y, por último, Accesibilidad y usabilidad.

## **2.6. Estudio Topográfico**

“Un levantamiento topográfico es un grupo de trabajos que se ejecutan para obtener una representación gráfica de una superficie contemplando el relieve o elevaciones del terreno y de todos los elementos existentes” (Nájera Ortega, 2014, pág. 25).

Este estudio permite determinar las coordenadas geográficas de un punto desconocido utilizando como referencia otro punto conocido. Además, también se utiliza para orientar la dirección norte mediante la lectura hacia atrás.

### **2.6.1. Altimetría**

Es una técnica que empleada en topografía para medir y representar las curvas de nivel con el fin de obtener información sobre la orografía de un terreno. Este tipo de información resulta esencial en la elaboración de la planificación del edificio.

“Altimetría, la cual toma en cuenta las diferencias de elevación de un terreno respecto a un plano horizontal de referencia” (Nájera Ortega, 2014, pág. 25).

### **2.6.2. Planimetría**

Esta disciplina permite la representación gráfica de la posición y forma de objetos en el plano, sin tener en cuenta su altura o profundidad.

“Planimetría, que se encarga de las proyecciones del terreno en un plano horizontal imaginario midiendo distancias horizontales y áreas de un terreno” (Nájera Ortega, 2014, pág. 25).

### **2.7. Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico de un edificio para mercado municipal constituye un desafío complejo que requiere una planificación meticulosa y una integración armoniosa de diversos elementos funcionales, estéticos y comunitarios. Este tipo de infraestructura no solo debe satisfacer las necesidades comerciales del lugar, sino también fomentar un entorno inclusivo y accesible para todos los usuarios.

### **2.8. Análisis de Marcos por el Método de Kani**

Se basa en aproximaciones sucesivas y la distribución de momentos para representar las rotaciones y desplazamientos en los nodos. Este enfoque iterativo desarrollado por G. Kani, es altamente efectivo para analizar diversas estructuras convencionales de edificios de múltiples pisos bajo diferentes condiciones de carga.

Al realizar las iteraciones para los momentos en los extremos desconocidos, el Método de Kani proporcionará la precisión deseada en los momentos finales de los extremos de los miembros. Para fines prácticos, la obtención de los momentos finales con este método se dará cuando los valores de iteraciones se repiten en el 50 por ciento de los nudos de la estructura.

El Método de Kani es fácil y rápido, y también tiene incorporada la capacidad de eliminación de errores. Esto significa que los errores computacionales desaparecerán automáticamente en operaciones subsecuentes. Sin embargo, este método solamente sirve para analizar marcos rígidos rectangulares, formados por columnas verticales (que pueden tener distintas longitudes).

El autor del método (G. Kani) recomienda iniciar los cálculos en el nudo más descompensado y elegir una ruta que facilite los cálculos siguientes. Sin embargo, debido a la naturaleza de este método, esto no es estrictamente necesario. La desventaja de no utilizar una ruta que cumpla con el criterio anterior es que puede ser posible que la convergencia de las iteraciones requiera más ciclos. (Valdez Méndez, 2014, pág. 52)

En otras palabras, el método manual de Kani es una técnica utilizada en el análisis estructural que facilita el estudio de una estructura al descomponerla en partes más pequeñas. El procedimiento comienza calculando los coeficientes de giro y desplazamiento, seguido de la determinación de los momentos de empotramiento y de piso. Se elabora un diagrama de la estructura donde se anotan estos valores calculados. Luego, se recorre la estructura comenzando en el nudo con el mayor momento de fijación aplicando la ecuación de momento de giro a cada elemento que converge en ese nudo. Este procedimiento se repite para todos los nodos, y posteriormente se calculan los momentos. La aplicación de los momentos de giro y el cálculo de los momentos de empotramiento se repiten de manera iterativa hasta que los valores convergen alcanzando un valor aceptable.

### **3. FASE DE ESTUDIO TÉCNICO PROFESIONAL**

#### **3.1. Descripción del Proyecto**

El diseño estructural del edificio será destinado para el uso de mercado municipal, creando un espacio público que fomente el comercio local, la sostenibilidad, la convivencia y el desarrollo económico y social del municipio. El edificio debe ofrecer productos de calidad, frescos y variados, que satisfagan las necesidades y preferencias de los consumidores.

El edificio cubre un área aproximada de 1,215 m<sup>2</sup> por nivel, considerando que son tres niveles. El sistema estructural a utilizar es de marcos dúctiles de concreto reforzado con losas planas de concreto armado y muros de contención con columnas embebidas en el área de parqueo.

#### **3.2. Estudio Topográfico**

Este se realizó utilizando una Estación Total de la marca Ruide RCS. El instrumento opera utilizando un principio geométrico llamado triangulación, que es un proceso sencillo.

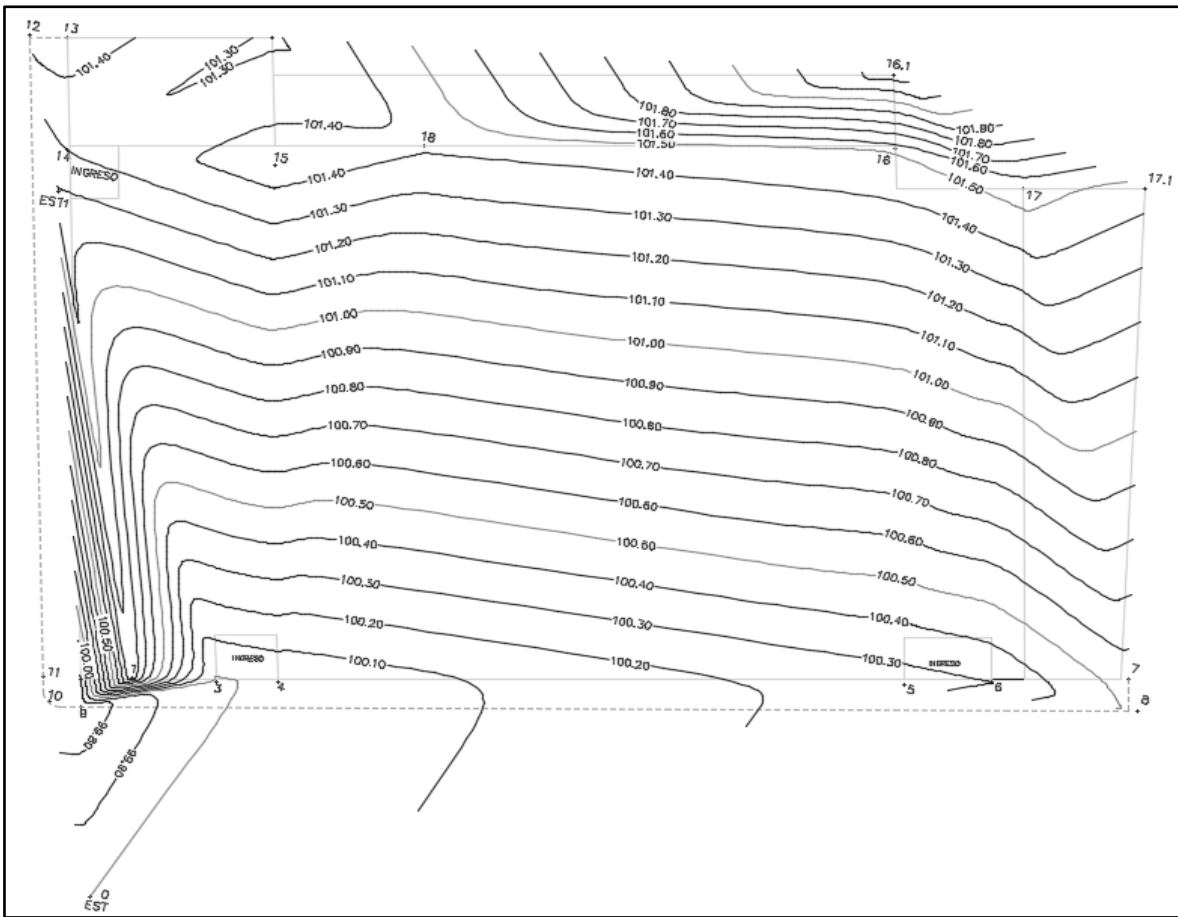
##### **3.2.1. Altimetría**

El terreno cuenta con una pendiente de aproximadamente el 4.70%, información relevante para la implementación de los sistemas de agua potable, pluvial y drenaje.

Asimismo, los datos de las curvas de nivel permitirán tomar en cuenta consideraciones importantes para el diseño del parqueo subterráneo, así como para el diseño del muro de contención, que protegerá al edificio de las fuerzas laterales y desprendimientos del suelo circundante.

**Figura 2.**

*Curvas de nivel presentando las cotas del terreno*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

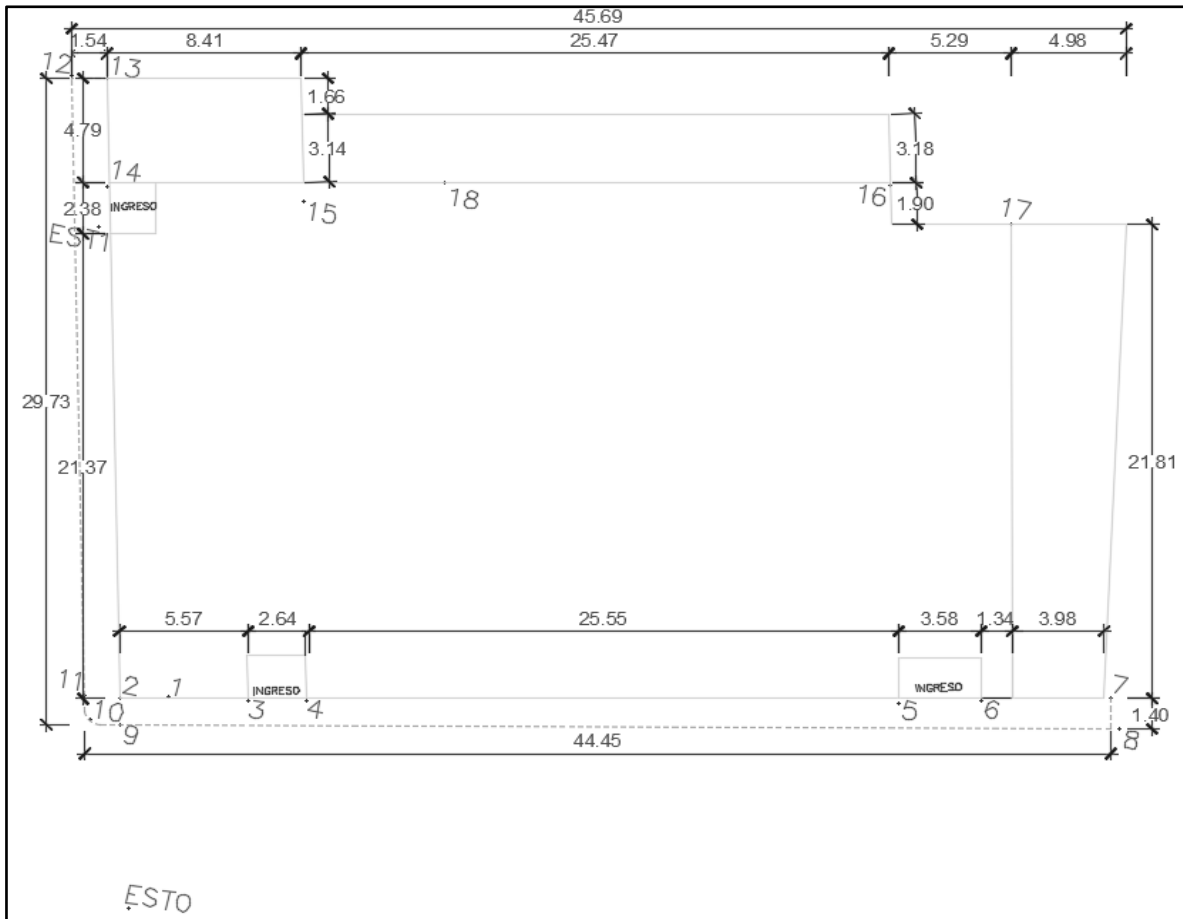
### **3.2.2. Planimetría**

Se consideraron las colindancias del terreno para obtener la información del área de diseño. Cabe mencionar que el inmueble a medir ya cuenta con una construcción, lo cual dificultó la realización de la topografía debido al tipo de obra que impide realizar una radiación y obtener los puntos de forma inmediata.

La obtención de los datos se llevó a cabo mediante el posicionamiento de la Estación Total en dos estaciones conocidas. Los demás puntos fueron medidos por radiación y la información adicional se obtuvo mediante el uso de una cinta métrica.

**Figura 3.**

*Vista en planta presentado las distancias horizontales del terreno*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### 3.3. Estudio de Suelos

Se tomó una muestra de suelo sin alterar de la bodega ubicada en el área seleccionada para la construcción del edificio. El ensayo triaxial se realizó en el Laboratorio de suelos y concreto CIVDO ubicada en el municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos. Los resultados serán empleados en el diseño de la base de la edificación. Los cálculos se detallan en la sección correspondiente de este trabajo.

### 3.3.1. Ensayo de Compresión Triaxial

Se realizó una calicata de 1.50 m<sup>3</sup>, del cual se extrajo una muestra de suelo inalterada de 0.30 m<sup>3</sup> que fue protegida con una cubierta de plástico para Paletizar. Se realizó el ensayo de Compresión Triaxial del cual se obtuvieron los datos representados en la Tabla 5.

**Tabla 5.**

*Determinación de la capacidad de carga del suelo*

ESPECÍMEN No. 0.1		VALOR
Suelo Limo Arcilloso con presencia de roca		
Datos	Profundidad de desplante, D <sub>f</sub> (m)	1.50
	Peso volumétrico del suelo, $\gamma_m \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right)$	1.45
	Cohesión del suelo, c; $\left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right)$	3.58
	Ángulo de fricción interna del suelo $\phi$ (Grados)	25.00
	Ancho o Radio del cimiento Propuesto, B o R; (m)	1.00
	Tipo de suelo	1.00
Factor de Seguridad, FS		
Factores dependientes del ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ )		
Cálculos	Factor de Cohesión, N <sub>c</sub> =	5.7207
	Factor de Sobrecarga, N <sub>q</sub> =	2.3338
	Factor de piso, N <sub><math>\gamma</math></sub> =	2.7988

Fuente: Elaboración propia basado en los resultados del Laboratorio de Suelos y Concreto CIVDO (2023).

### 3.3.2. Determinación del Valor Soporte del Suelo

Para la determinación de la Carga Admisible o Valor Soporte del suelo, se utilizará el método de Terzaghi para cimiento cuadrado:

$$Q_c = 1.15(1.3cN_c + \gamma_m D_f N_q + 0.4\gamma_m B N_\gamma)$$



$$Q_a = \frac{Q_c}{FS}$$

Donde:

$Q_c$  Capacidad de carga última.

$Q_a$  Capacidad de carga admisible.

Entonces:

$$Q_c = 1.15[1.3(3.58)(5.7207) + 1.45(1)(2.3338) + 0.4(1)(2.7988)] = 36.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Q_a = \frac{36.38}{3} = 12.13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

### **3.4. Diseño Arquitectónico**

Es esencial tener en cuenta una disposición de espacios adecuados con servicios esenciales. Para lograr una estructura sólida, se recomienda una distribución equilibrada que facilite su planificación y construcción.

#### **3.4.1. Ubicación del Edificio en el Terreno**

El diseño propuesto ocupa el 99% del espacio disponible para distribuir los diferentes ambientes del mercado, dejando un pequeño porcentaje para unir la geometría del edificio y lograr simetría entre ellos, dado que el terreno tiene una forma irregular.

#### **3.4.2. Distribución de Ambientes**

El diseño del edificio presenta en su estructura y distribución una configuración regular proporcionando espacios internos simétricos y funcionales para la comodidad de los usuarios. Se ha tenido en cuenta sus necesidades y se han asegurado medidas adecuadas para su movilidad.

En el diseño del edificio se dispone de la siguiente distribución de espacios:

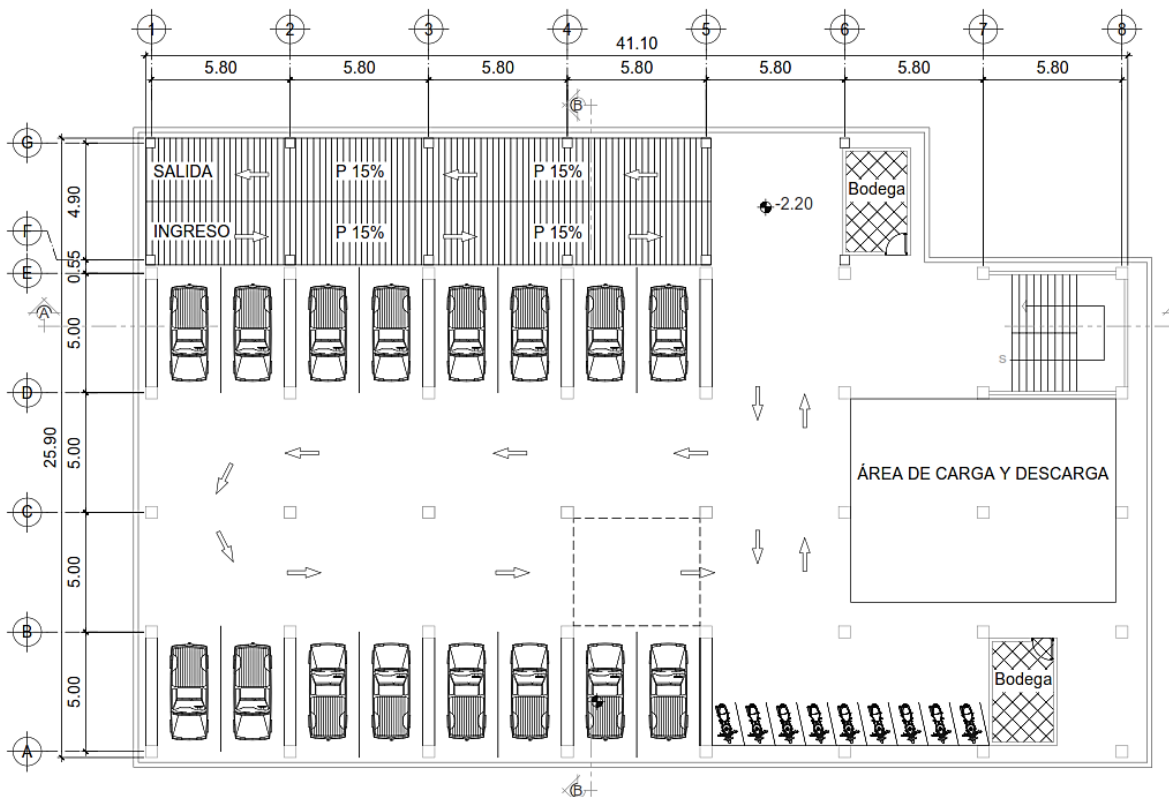
### 3.4.2.1. Área de Parqueo (sótano)

Para el diseño se han considerado diversos aspectos como la accesibilidad, la capacidad y la integración con el entorno urbano.

Contará con una capacidad para albergar vehículos y motocicletas, asimismo, el parqueo subterráneo contará con entradas y salidas mediante la construcción de rampas y escaleras que conectan directamente con el interior del mercado, facilitando así el acceso a los comerciantes y clientes, contribuyendo al mejoramiento en el flujo del tráfico en los alrededores del mercado.

**Figura 4.**

*Planta amoblada del sótano*



**PLANTA SOTANO - ARQUITECTURA  
MERCADO MUNICIPAL**

SIN ESCALA

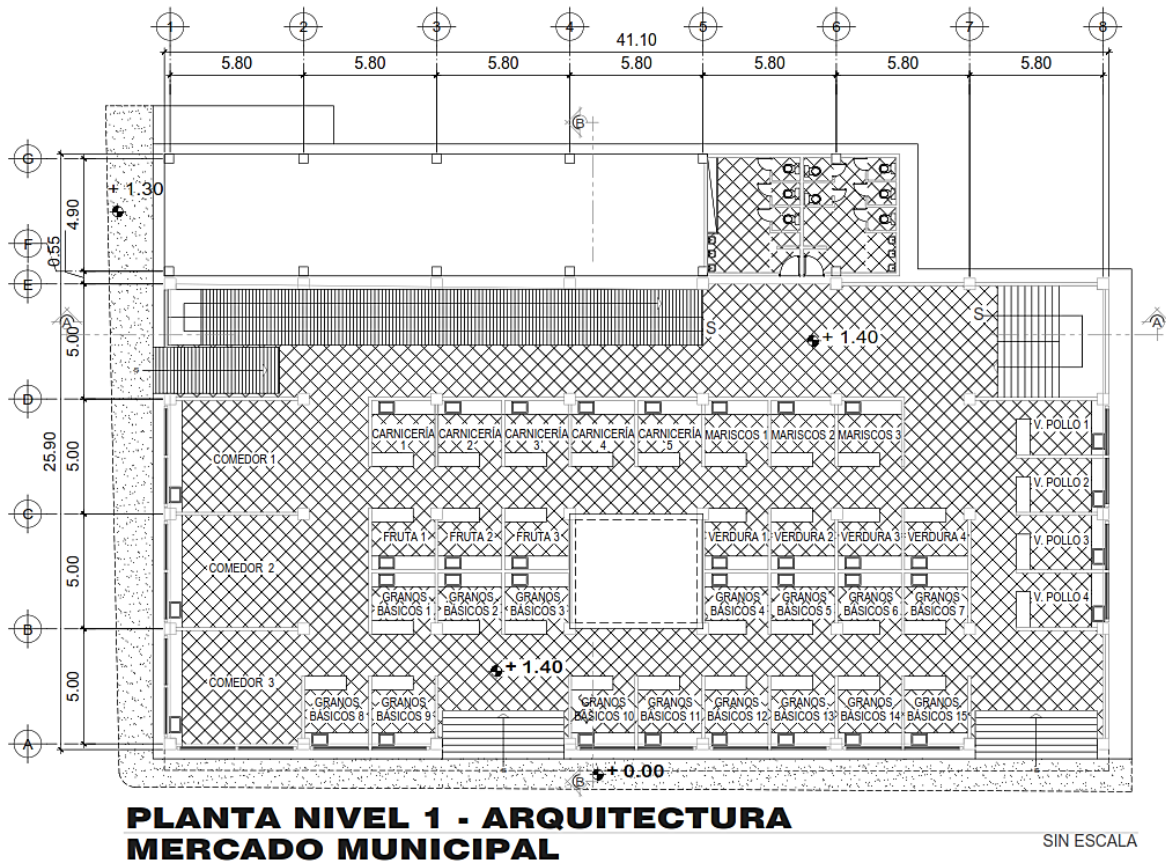
Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### 3.4.2.2. Primer Nivel

El primer nivel contará con: servicios sanitarios, carnicerías, pollerías, marisquerías, granos básicos, comedores, verduras y frutas.

**Figura 5.**

*Planta amoblada del primer nivel*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

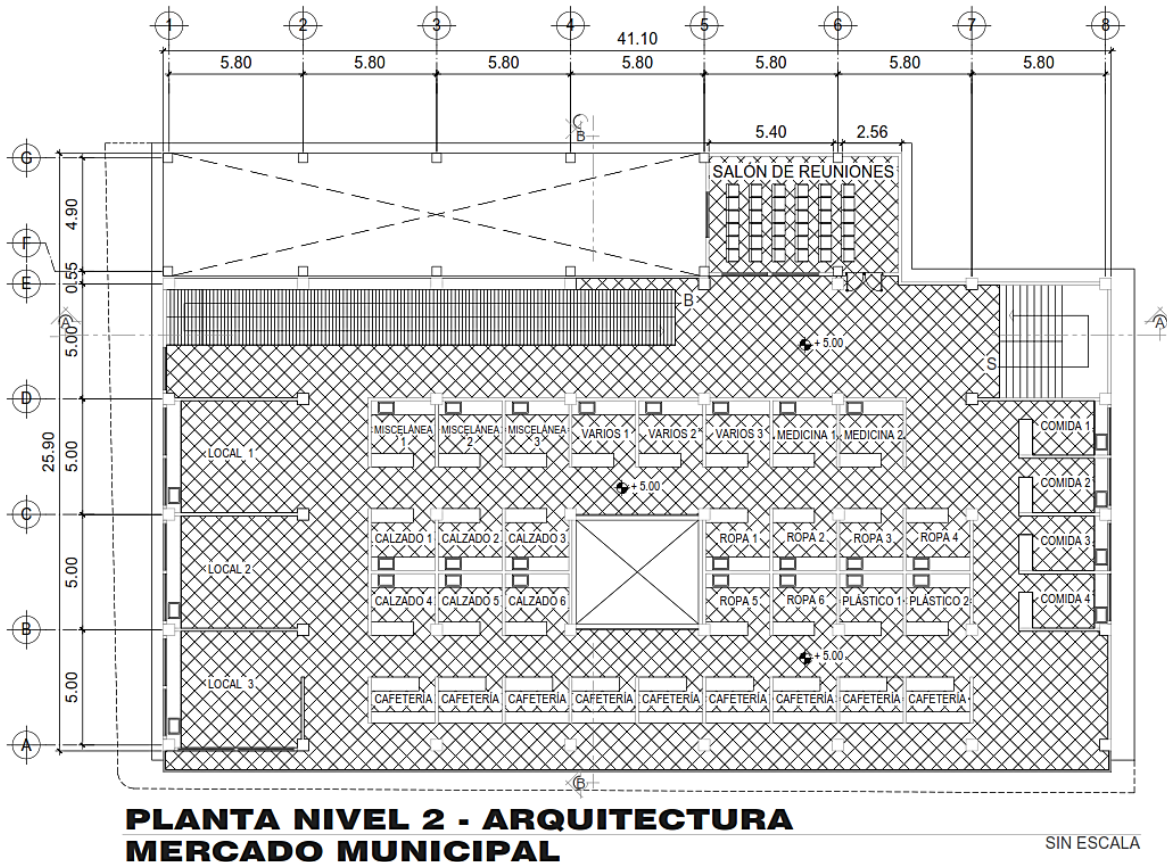
### 3.4.2.3. Segundo Nivel

El segundo nivel contará con: administración y salón de reuniones, misceláneas, calzado y ropa, comedores, cafeterías, farmacias y productos varios.

Esto proporciona una amplia gama de servicios y productos que satisfacen las necesidades de la comunidad local y promueven un ambiente dinámico y diverso.

**Figura 6.**

*Planta amoblada del segundo nivel*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### **3.4.3. Altura del Edificio**

Si se tiene en cuenta que, en las horas de mayor afluencia, las zonas de mayor consumo en el lugar son la sección de frutas y verduras y los comedores, es esencial garantizar una adecuada iluminación, ventilación y apariencia tanto en el primero como en el segundo piso, así como en el área de parqueo.

Por esta razón, se ha decidido que la altura de cada nivel sea de 3,60 metros, alcanzando una altura total de 10,8 metros. Sin embargo, considerando que el parqueo será subterráneo, 2,20 metros estarán por debajo del nivel del suelo y 8,60 metros estarán por encima de la superficie.

### 3.5. Selección del Sistema Estructural a utilizar

El sistema estructural a utilizar es el Sistema de Marcos Resistentes a Momento. Este sistema consiste en marcos compuestos por columnas y vigas que son capaces de soportar tanto la carga vertical como las sollicitaciones horizontales.

Para garantizar la resistencia sísmica, los marcos deben estar unidos entre sí mediante diafragmas de piso y deben cumplir con los requerimientos según las normas de AGIES (2020).

En este sistema, se recomienda que los marcos sean de concreto reforzado y de tipo DA =Alta Ductilidad, lo que les confiere mayor capacidad para resistir eventos sísmicos.

### 3.6. Predimensionamiento Estructural

El proceso de predimensionamiento se lleva a cabo mediante la aplicación de distintas reglas y estándares, con el fin de encontrar la sección idónea o las dimensiones adecuadas de los elementos que conforman la estructura.

Los datos de diseño a utilizar para hallar el predimensionamiento de los elementos estructurales se detallan en la Tabla 6.

**Tabla 6.**

*Especificación del acero y concreto a utilizar*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Resistencia especificada a la compresión del concreto	$f'c$	$280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo	$f_y$	$4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del concreto	$\gamma_c$	$2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### 3.6.1. Predimensionamiento de Columnas

El ACI 318-19 (2019), en su sección 18.7.2.1, establece que:

“La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm” (pág. 316).

“La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4” (pág.316).

Considerando las restricciones establecidas por el ACI, en la Tabla 7, hay una fórmula sencilla que permitirá calcular las dimensiones mínimas de la columna.

**Tabla 7.**

*Predimensionamiento de Columnas*

ELEMENTO	LUZ	FÓRMULA	DIMENSIONES EN (m)	
			Altura (H)	Base (B)
Columna	3.60	$H, B = \frac{Luz}{10}$	0.36	0.36

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El cálculo indica que las dimensiones de la columna deben ser de 0.36\*0.36 m cumpliendo con las limitantes del ACI. Sin embargo, por razones de diseño, se utilizarán columnas de 0.50\*0.50 m.

### 3.6.2. Predimensionamiento de Vigas

Para la estimación preliminar de la viga, se ha comprobado a través de la práctica en el campo del diseño que, por cada metro de longitud de una viga, su altura aumenta en ocho centímetros y su ancho es equivalente a la mitad de su altura, también se cuenta con un recubrimiento de cuatro centímetros.

**Tabla 8.***Predimensionamiento de vigas*

ELEMENTO	LUZ (L)	FÓRMULA		DIMENSIONES	
		Altura (H)	Base (B)	H (m)	B (m)
Viga V1	5.80	$(0.08 * L) + 0.04$	$B = \frac{H}{2}$	$0.504 \cong 0.70$	0.35
Viga V2	5.00	$(0.08 * L) + 0.04$	$B = \frac{H}{2}$	$0.44 \cong 0.60$	0.30

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**3.6.3. Predimensionamiento de Losas**

Para realizar el predimensionamiento del peralte de la losa, primero se calcula el perímetro de la losa que presenta la mayor luz entre ejes, y se divide entre 180. En este caso, todas las losas presentan una misma dimensión.

En la Tabla 9, se muestra la fórmula para el predimensionamiento de la losa.

**Tabla 9.***Predimensionamiento de losa*

ELEMENTO	X	Y	FÓRMULA	PERALTE t (m)
Losa crítica	5.80	5.00	$t = \frac{(2 * X) + (2 * Y)}{180}$	0.12

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**3.7. Determinación de Cargas**

El cálculo de peso vivo y muerto de un edificio sirve para determinar la carga total que debe soportar la estructura del edificio y garantizar su estabilidad y seguridad.

**3.7.1. Carga Viva**

En el diseño del Mercado, la carga viva estaría compuesta por las personas, los equipos, los productos, entre otros elementos.

En este caso, fue esencial tener en cuenta la carga viva al diseñar la estructura, ya que ésta afecta la resistencia y la capacidad de carga necesaria para mantener la estabilidad y seguridad del edificio.

En la Tabla 10, se presentan las cargas vivas según el tipo de uso que se le dará a cada nivel según la sección 3.7 de la NSE 2-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 10.**

*Cargas vivas por nivel*

<b>ENTREPISO</b>	<b>TIPO DE OCUPACIÓN O USO</b>	<b>CARGA VIVA <math>W_v</math> <math>\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)</math></b>
1	Almacenes minoristas	500
2	Almacenes minoristas	500
3	Azoteas con acceso horizontal o inclinadas	200

Fuente: Elaboración propia basado en la tabla 3.7, NSE 2-2018 de AGIES (2020).

### **3.7.2. Carga Muerta**

El peso muerto en el diseño estructural del edificio se refiere a la carga permanente generada por los elementos constructivos y materiales propios del edificio. Esta carga se produce por la fuerza de gravedad y se mide en unidades de fuerza por unidad de área.

En la Tabla 11, se detallan las sobrecargas muertas a trabajar según el Anexo B de las Cargas Muertas Mínimas de Diseño de la NSE 2-2018 de (AGIES, 2020).



**Tabla 11.**

*Cargas muertas mínimas de diseño*

COMPONENTE	CARGA ( $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ )
Repello sobre baldosa o concreto	24
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobre lecho de mortero de 13 mm	77
Ventanas, vidrio y marco	38
Block sin graut de soga de 152 mm, densidad de $1964 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	135
Total, sobrecarga (SC)	274

Fuente: Elaboración propia basado en el anexo B, NSE 2-2018 de AGIES (2020).

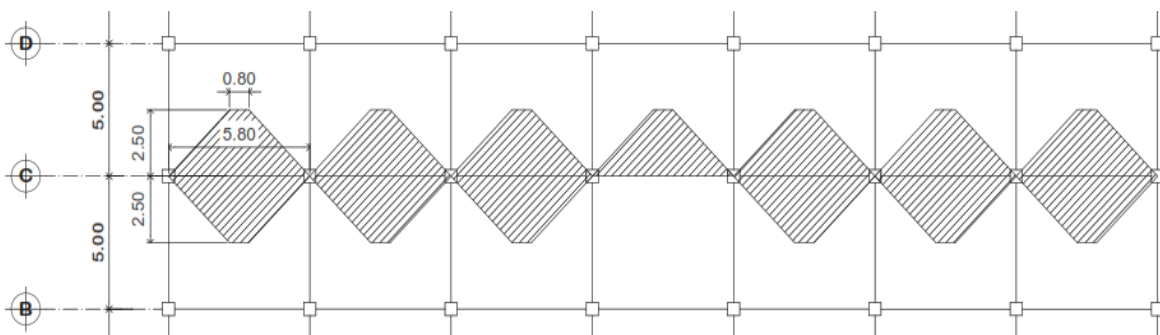
### 3.8. Análisis de Fuerzas por Marco Dúctil

#### 3.8.1. Cargas Verticales

Las cargas verticales en el diseño estructural de un edificio son las fuerzas o cargas que actúan perpendicularmente al suelo. Estas se transmiten desde los elementos constructivos hasta los cimientos y el suelo subyacente.

**Figura 7.**

*Área tributaria eje C en dirección X-X para los tres niveles*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

El área tributaria del eje C forma la figura de un trapecio, lo cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_T = \frac{B + b}{2} * h$$

Donde:

B            base grande

b            base pequeña

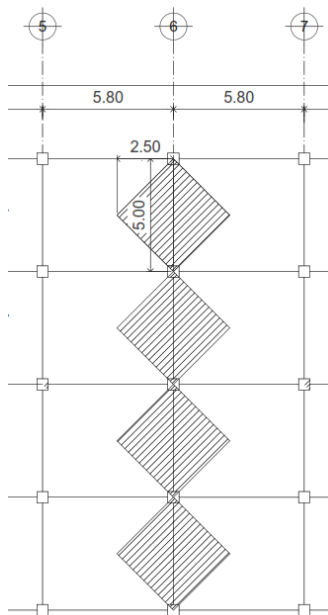
h            altura

Entonces:

$$A_{T-XX} = \frac{5.80 + 0.80}{2} * 2.5 = 8.25 * 2 \text{ lados} = 16.50 \text{ m}^2$$

**Figura 8.**

*Área tributaria eje 6 en dirección Y-Y para los tres niveles*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

El área tributaria del eje 6 forma la figura de un triángulo, lo cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{T-YY} = \frac{b * h}{2} = \frac{5 * 2.5}{2} = 6.25 * 2 \text{ lados} = 12.50 \text{ m}^2$$

- **Cargas muertas:**

$$W_{\text{losa}} = \frac{A_T * t * \gamma_c}{l_v}$$

$$W_{\text{viga}} = A_{\text{viga}} * \gamma_c$$

$$W_{\text{sc}} = \frac{A_T * P_{\text{sc}}}{l_v}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{sc}}$$

Donde:

t Peralte de la losa

$l_v$  Longitud de la viga de eje a eje

$A_{\text{viga}}$  Área de la viga

$W_{\text{sc}}$  Carga distribuida por sobrecarga

$P_{\text{sc}}$  Peso de sobrecarga.

Se realizará el ejemplo para el vano 1-2 de la siguiente manera:

$$W_{\text{losa}} = \frac{16.50 * 0.12 * 2400}{5.80} = 819.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{viga}} = 0.245 * 2400 = 588 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{sc}} = \frac{16.50 * 274}{5.80} = 779.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{total}} = 819.31 + 588.00 + 779.48 = 2186.79 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Considerando el ejemplo anterior, a continuación, se presenta un resumen de carga muerta de los tres pisos, tanto en la dirección X como para la dirección Y.

Las Tablas 12, 13 y 14 muestran los datos de Carga Muerta (CM) por nivel en el eje C, en dirección X-X, con vigas de 0.35\*0.70 m, mientras que las Tablas 15,

16 y 17 presentan los datos de CM por nivel en el eje 6, en dirección Y-Y, con vigas de 0.30\*0.60 m. Los ejes C y 6 son los que presentan las mayores cargas, por lo tanto, se tomarán como ejemplo.

**Tabla 12.**

*CM en sótano, eje C*

<b>VANO</b>	<b><math>I_{v-1}</math></b>	<b><math>A_T</math></b>	<b><math>W_{losa}</math></b>	<b><math>W_{viga}</math></b>	<b><math>W_{sc}</math></b>	<b><math>W_{total}</math></b>
1-2	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
2-3	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
3-4	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
4-5	5.80	8.25	409.66	588.00	389.74	1387.40
5-6	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
6-7	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
7-8	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 13.**

*CM en primer nivel, eje C*

<b>VANO</b>	<b><math>I_{v-1}</math></b>	<b><math>A_T</math></b>	<b><math>W_{losa}</math></b>	<b><math>W_{viga}</math></b>	<b><math>W_{sc}</math></b>	<b><math>W_{total}</math></b>
1-2	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
2-3	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
3-4	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
4-5	5.80	8.25	409.66	588.00	389.74	1387.40
5-6	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
6-7	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79
7-8	5.80	16.50	819.31	588.00	779.48	2186.79

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 14.***CM en segundo nivel, eje C*

<b>VANO</b>	$I_{v-1}$	$A_T$	$W_{losa}$	$W_{viga}$	$W_{sc}$	$W_{total}$
1-2	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59
2-3	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59
3-4	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59
4-5	5.80	8.25	409.66	588.00	34.14	1031.79
5-6	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59
6-7	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59
7-8	5.80	16.50	819.31	588.00	68.28	1475.59

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 15.***CM en sótano, eje 6*

<b>VANO</b>	$I_{v-1}$	$A_T$	$W_{losa}$	$W_{viga}$	$W_{sc}$	$W_{total}$
A-B	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
B-C	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
C-D	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
D-E	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 16.***CM en primer nivel, eje 6*

<b>VANO</b>	$I_{v-1}$	$A_T$	$W_{losa}$	$W_{viga}$	$W_{sc}$	$W_{total}$
A-B	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
B-C	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
C-D	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00
D-E	5.00	12.50	720.00	432.00	685.00	1837.00

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 17.**

*CM segundo nivel, eje 6*

<b>VANO</b>	<b><math>I_{v-1}</math></b>	<b><math>A_T</math></b>	<b><math>W_{losa}</math></b>	<b><math>W_{viga}</math></b>	<b><math>W_{sc}</math></b>	<b><math>W_{total}</math></b>
A-B	5.00	12.50	720.00	432.00	60.00	1212.00
B-C	5.00	12.50	720.00	432.00	60.00	1212.00
C-D	5.00	12.50	720.00	432.00	60.00	1212.00
D-E	5.00	12.50	720.00	432.00	60.00	1212.00

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

### **3.8.2. Cargas Horizontales**

El cálculo de las cargas horizontales en un edificio es fundamental para garantizar la estabilidad y resistencia de la estructura ante fuerzas laterales, como los sismos.

Estas cargas pueden generar fuerzas horizontales que pueden provocar desplazamientos laterales, torsiones y aumentar los esfuerzos en los elementos estructurales del edificio.

- **Método Estático Equivalente:**

Según la NSE 3-2018 de AGIES (2020) en la sección 2.1.1, inciso (b), indica que: “El Método Estático Equivalente también será un instrumento de calibración. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las sollicitaciones sísmicas” (Pág.2-1).

#### **3.8.2.1. Cálculo de Ordenada Espectral Ajustada**

Clasificación de obras: en ésta se considera el tipo de categoría ocupacional a la que podría pertenecer la obra.

Para el mercado municipal se tomará como tipo de obra categoría III, la cual lo clasifica como obra importante basándose en la sección 3.1.4 de la norma NSE 1-2018 de AGIES (2020).

Clasificación de sitio: considerando el estudio de suelos y realizando el análisis del Anexo A de la norma NSE 2.1-2018 de AGIES (2020), que se refiere a la clasificación de tipos de suelo, se establece que el tipo de suelo en el área de la obra es de Clase D con un perfil de suelo firme y rígido.

**Tabla 18.**

*Listado de amenaza sísmica*

No.	MUNICIPIO	DEPARTAMENTO	$I_0$	SUELO TIPO D		
				$S_{cr}$	$S_{1r}$	$T_L$
246	San Pablo	San Marcos	4.1	1.68	0.93	3.67

Fuente: Elaboración propia basado la Tabla A-1, NSE 2-2018 de AGIES (2020).

Donde:

No. Número de municipio según el orden alfabético.

$I_0$  Índice de sismicidad.

$T_L$  Períodos largos.

$S_{cr}$  Ordenada espectral de período corto del sismo extremo.

$S_{1r}$  Ordenada espectral de período 1 segundo del sismo extremo.

El ajuste según la clase de sitio es un proceso empleado en el diseño estructural para tener en cuenta las características específicas del suelo al calcular el coeficiente sísmico. Este ajuste se basa en la clasificación del sitio según su respuesta sísmica relativa.

El ajuste por clase de sitio es importante para tener en cuenta las propiedades del suelo en el diseño estructural, ya que la respuesta sísmica de un edificio puede variar significativamente según la clase de sitio en el que se encuentra.

En ocasiones, es necesario realizar ajustes adicionales a los valores de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  debido a la posibilidad de que se produzcan vibraciones más intensas en el lugar. Identificada la información en el lugar del proyecto, se tendrá en consideración lo indicado en la sección 4.5.3 de la norma NSE 2-2018 de AGIES (2020):

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

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

Donde:

- $S_{cs}$  Ordenada espectral con período de vibración corto.
- $S_{1s}$  Ordenada espectral por períodos de vibración de 1s.
- $F_a$  Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.
- $F_v$  Es el coeficiente de sitio para períodos largos.
- $N_a, N_v$  Factores generados por la proximidad de amenazas.

**Tabla 19.**

*Coeficiente de sitio  $F_a$*

CLASE DE SITIO	ÍNDICE DE SISMICIDAD			
	2	3	4.1	4.2
AB	1	1	1	1
C	1	1	1	1
D	1	1	1	1
E	1	1	1	1

Fuente: Tabla 4.5-1, Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).



**Tabla 20.***Coefficiente de sitio  $F_v$* 

CLASE DE SITIO	ÍNDICE DE SISMICIDAD			
	2	3	4.1	4.2
AB	1	1	1	1
C	1	1	1	1
D	1	1	1	1
E	1	1	1	1

Fuente: Tabla 4.5-2, Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 21.***Factor  $N_a$  para períodos cortos de vibración*

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MÁS CERCANA A FUENTE SÍSMICA		
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: Tabla 4.6.2-2 Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 22.***Factor  $N_v$  para períodos largos de vibración*

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MÁS CERCANA A FUENTE SÍSMICA			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
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: Tabla 4.6.2-3 Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

Se establecen los valores de  $F_a$ ,  $F_v$ ,  $N_a$  y  $N_v$  con un valor de 1 para ambos casos:

$$S_{cs} = 1.68 * 1.0 * 1.0 = 1.68$$

$$S_{1s} = 0.93 * 1.0 * 1.0 = 0.93$$

Los Períodos de Vibración de Transición son los tiempos de vibración característicos de una estructura que se emplean en el cálculo del coeficiente sísmico o del espectro de respuesta elástica. Estos períodos son cruciales para determinar cómo responderá una estructura ante un terremoto.

Éste se refiere al tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo de vibración después de ser excitada por un terremoto. Cada estructura tiene sus propios períodos de vibración, que dependen de su rigidez lateral y su masa

El coeficiente sísmico se utiliza para determinar la carga sísmica que actúa sobre la estructura y se basa en el espectro de respuesta elástica. El espectro de respuesta elástica es una curva que relaciona la aceleración sísmica con la frecuencia o período de vibración de la estructura.

Para crear los espectros de diseños genéricos, es necesario establecer los siguientes intervalos de vibración dado en segundos:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.554$$

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.11$$

Donde:

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

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

### 3.8.2.2. Cálculo del Espectro Calibrado al Nivel de Diseño

Se calculará la probabilidad de que ocurra el terremoto de diseño, de acuerdo al nivel de protección sísmica necesaria utilizando uno de los factores  $K_d$ .

Para ello se deberá considerar el sismo de diseño en la Tabla 23, basándose en la clase de obra definida para el proyecto:

**Tabla 23.**

*Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño*

ÍNDICE DE SISMICIDAD	CLASE DE OBRA			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: Tabla 4.2.2-1 Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

Al ser el proyecto una clase de obra importante, se tomará como una probabilidad del 5% de exceder el sismo de diseño en 50 años, considerándolo sismo severo. Para ello el factor  $K_d$  será de 0.80 basándose en la Tabla 4.5.5-1 de la norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

Los parámetros del espectro serán ajustados de acuerdo a la probabilidad especificada mediante las siguientes expresiones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0.80 * 1.68 = 1.344$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0.80 * 0.93 = 0.744$$

Donde:

$S_{cd}$  Espectro calibrado al sismo de diseño.

$S_{1d}$  Espectro calibrado a 1 segundo.

**Figura 9.**

*Espectros genéricos probables*

$$S_a(T) := \begin{cases} \text{if } T < T_0 \\ \quad \left| \left| \left| S_{cd} \cdot \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \right. \right. \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_0 \leq T \leq T_s \\ \quad \quad \left| \left| S_{cd} \right. \right. \\ \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \text{if } T_s < T < T_l \\ \quad \quad \quad \quad \left| \left| \frac{S_{ld}}{T} \right. \right. \\ \quad \quad \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \text{if } T \geq T_l \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \left| \left| \frac{S_{ld}}{T^2} \cdot T_l \right. \right. \end{cases}$$

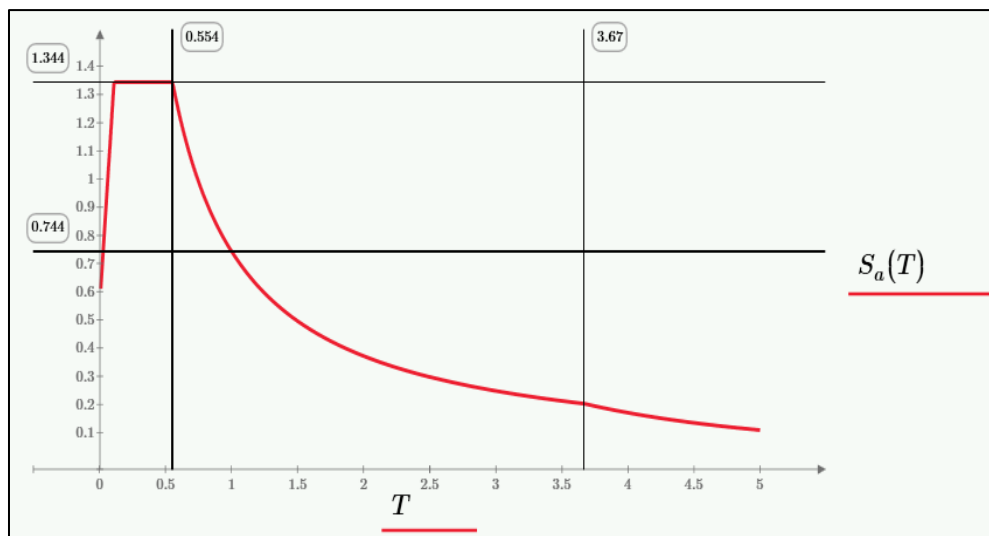
Fuente: Elaboración propia utilizando el programa Mathcad Prime 7.0.0.0 basado en la sección 4.5.6 Norma NSE 2-2018 de AGIES (2020).

$$T = 0.01, 0.02, .5$$

El espectro de respuesta es una representación de la respuesta máxima de una estructura a un terremoto, en función de la frecuencia o período de vibración.

**Figura 10.**

*Espectro de respuesta sísmica*



Fuente: Elaboración propia utilizando el programa Mathcad Prime 7.0.0.0.

### 3.8.2.3. Cálculo de Coeficiente Sísmico

El R es un espectro modificado de Respuesta Sísmica, el cual se utilizará para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio. El valor de R depende de las características generales del sistema estructural escogido.

El sistema a utilizar es el E1 que es un Sistema Estructural de Marcos de Alta Ductilidad (Tipo DA) basado en la sección 1.6.2 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020), por ello se utiliza un factor de modificación R de 8 Sin Límite de Altura (SL).

$$S_{cd\text{modificado}} = \frac{S_{cd}}{R} = \frac{1.344}{8} = 0.168$$

$$S_{1d\text{modificado}} = \frac{S_{1d}}{8} = \frac{0.744}{8} = 0.093$$

Estos son factores modificados que permitirán obtener los espectros genéricos probables, Modificados según la sección 4.5.6 de la norma NSE 2-2018 de AGIES (2020):

**Figura 11.**

*Espectros genéricos probables modificas*

$$S_{aMod}(T) := \begin{cases} \text{if } T < T_0 \\ \left\| \left\| \left\| S_{cdModificado} \cdot \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \right\| \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left\| \left\| \text{if } T_0 \leq T \leq T_s \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \left\| S_{cdModificado} \right\| \right\| \right\| \\ \left\| \left\| \left\| \text{else} \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \left\| \text{if } T_s < T < T_l \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \left\| \left\| \frac{S_{1dModificado}}{T} \right\| \right\| \right\| \right\| \\ \left\| \left\| \left\| \left\| \text{else} \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \left\| \left\| \text{if } T \geq T_l \right. \right. \right. \\ \left\| \left\| \left\| \left\| \left\| \left\| \frac{S_{1dModificado}}{T^2} \cdot T_l \right\| \right\| \right\| \right\| \right\| \right\| \end{cases}$$

Fuente: Elaboración propia utilizando el programa Mathcad Prime 7.0.0.0.

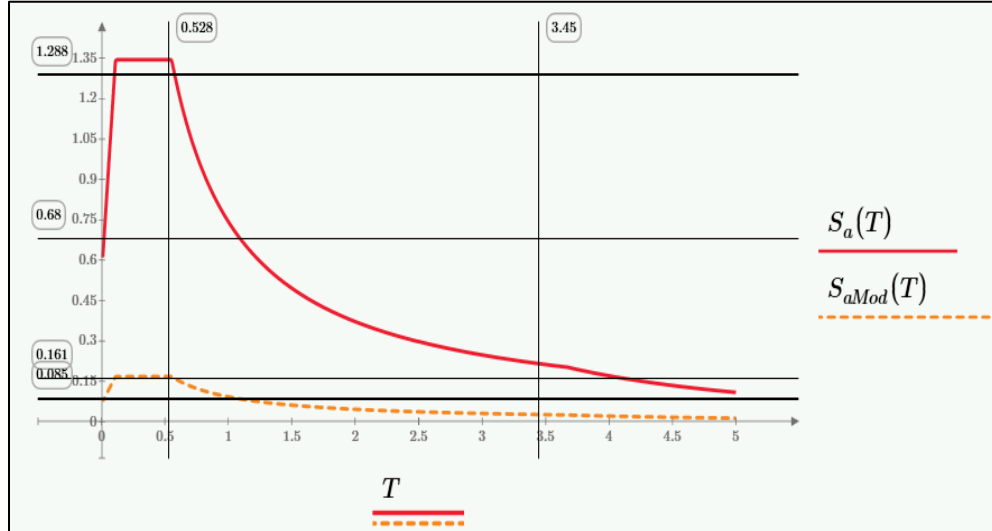
$$T = 0.01, 0.02, .5$$

El Espectro de Respuesta Modificado es esencial en el diseño de estructuras sísmicamente resistentes, ya que ayuda a estimar las fuerzas sísmicas que afectarán a un edificio según su ubicación geográfica, las propiedades del suelo y las características dinámicas de la estructura.

Al modificar el espectro de respuesta, se tienen en cuenta factores específicos de la ubicación del proyecto, como la intensidad y la duración del sismo esperado, así como las propiedades del suelo local. Esto permite adaptar el diseño estructural para garantizar que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas de manera segura y eficiente.

**Figura 12.**

*Espectro de respuesta modificado*



Fuente: Elaboración propia utilizando el programa Mathcad Prime 7.0.0.0.

Para el período fundamental de Vibración de una edificación, la NSE 3-2018 de AGIES (2020) define que:

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

Donde:

$T_a$  Período fundamental de vibración.

$K_T$ , Sistemas estructurales E1, se definen como 0.047 y 0.90.

$h_n$  Altura total del edificio, en metros, desde la base definida en la Sección 1.11.4 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020).

Datos:

$$h_n = 10.8 \text{ m}$$

Entonces:

$$T_a = 0.047 * (10.8)^{0.90} = 0.40$$

El coeficiente sísmico al límite de cedencia  $C_s$  según sección 2.1.3 de norma NSE 3-2018 de AGIES (2020) se define de la siguiente manera:

$$\beta_d = \frac{4}{1 - \ln(\epsilon)} = \frac{4}{1 - \ln(0.05)} = 1$$
$$C_s = \frac{S_{\text{amodificado}}(T)}{\beta_d} = \frac{0.168}{1} = 0.168$$

Los valores mínimos de  $C_s$  deberán cumplir con la ecuación 2.1.4-1 de la sección 2.1.4 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020) de la siguiente manera:

$$C_s \geq \frac{0.044 * S_{cd} * F_d}{\beta_d} \geq 0.01$$

$$F_d = \left(0.59 + \frac{4.77 * S_{1d}}{S_{cd} * T_f * R}\right) * \left(\frac{1}{K_d}\right) = \left(0.59 + \frac{4.77 * 0.744}{1.344 * 0.40 * 8}\right) * \left(\frac{1}{0.80}\right) = 1.769$$

$$\frac{0.044 * S_{cd} * F_d}{\beta_d} = \frac{0.044 * 1.344 * 1.769}{1} = 0.105$$

$$0.168 \geq 0.105 \geq 0.01 = \text{SÍ CUMPLE}$$

Por lo tanto, el valor de  $C_s$  será de 0.168.

Para determinar el Peso de la edificación,  $W_s$  representa la carga ejercida por la masa involucrada en el sismo. Según la sección 1.11.3 de la NSE 3-2018 de AGIES (2020) se refiere a los siguientes elementos:

- El peso propio de la estructura.
- La carga muerta superpuesta de la edificación sin contar tabiques.
- El mejor estimado del peso de los tabiques interiores (o  $75 \text{ kg/m}^2$  mínimo).
- Peso de fachadas.
- El 25% de las cargas vivas de  $500 \text{ kg/m}^2$  o más.
- El 25% de las cargas vivas en azoteas con acceso al público.

$$P_{\text{viga}} = \gamma_{\text{concreto}} * L * b * h$$

Donde:

$P_{\text{viga}}$                       Peso de las vigas, elemento estructural.

L                                Longitud total de viga de eje a eje.

b                                Base de la viga.

h                                Altura de la viga.

**Tabla 24.**

*Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del sótano*

EJES	L (m)	b (m)	h (m)	$P_{\text{viga}}$ (ton)
A	37.1	0.35	0.7	21.815
B	37.1	0.35	0.7	21.815
C	37.1	0.35	0.7	21.815
D	37.1	0.35	0.7	21.815
E	37.1	0.35	0.7	21.815
TOTAL				109.074

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.



**Tabla 25.***Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del primer nivel*

<b>EJES</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>P<sub>viga</sub> (ton)</b>
A	37.1	0.35	0.7	21.815
B	37.1	0.35	0.7	21.815
C	37.1	0.35	0.7	21.815
D	37.1	0.35	0.7	21.815
E	37.1	0.35	0.7	21.815
TOTAL				109.074

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 26.***Peso de las Vigas V-1, dirección X-X del segundo nivel*

<b>EJES</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h</b>	<b>P<sub>viga</sub> (ton)</b>
A	37.1	0.35	0.7	21.815
B	37.1	0.35	0.7	21.815
C	37.1	0.35	0.7	21.815
D	37.1	0.35	0.7	21.815
E	37.1	0.35	0.7	21.815
TOTAL				109.074

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Después de realizar los cálculos del peso de las vigas en dirección X-X, en las Tablas 27, 28 y 29, se presentan las tablas de datos con los cálculos para hallar el peso de las vigas V1 en la dirección Y-Y para los tres niveles:

**Tabla 27.***Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del sótano*

<b>EJES</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h</b>	<b>P<sub>viga</sub> (ton)</b>
1	18	0.35	0.7	10.584
2	18	0.3	0.6	7.776
3	18	0.3	0.6	7.776
4	18	0.3	0.6	7.776
5	18	0.3	0.6	7.776
6	18	0.3	0.6	7.776
7	18	0.3	0.6	7.776
8	18	0.35	0.7	10.584
<b>TOTAL, NIVEL 1</b>				<b>67.824</b>

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 28.***Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del primer nivel*

<b>EJES</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h</b>	<b>P<sub>viga</sub> (ton)</b>
1	18	0.35	0.7	10.584
2	13.5	0.3	0.6	5.832
3	13.5	0.3	0.6	5.832
4	13.5	0.3	0.6	5.832
5	18	0.3	0.6	7.776
6	18	0.3	0.6	7.776
7	18	0.3	0.6	7.776
8	18	0.35	0.7	10.584
<b>TOTAL</b>				<b>61.992</b>

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 29.***Peso de las Vigas V-1 y V-2, dirección Y-Y del segundo nivel*

<b>EJES</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h</b>	<b>P<sub>viga</sub> (ton)</b>
1	18	0.3	0.6	7.776
2	18	0.3	0.6	7.776
3	18	0.3	0.6	7.776
4	18	0.3	0.6	7.776
5	18	0.3	0.6	7.776
6	18	0.3	0.6	7.776
7	18	0.3	0.6	7.776
8	18	0.3	0.6	7.776
<b>TOTAL</b>				<b>62.208</b>

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El peso del elemento estructural será calculado por medio de la siguiente fórmula:

$$P_{col} = \gamma_{concreto} * h * a * b * No_{col-niv}$$

Donde:

$P_{col}$             Peso de las columnas, elemento estructural.

$h$                 Altura de la columna.

$a$                 Lado a de la columna.

$b$                 Lado b de la columna.

$No_{col-niv}$       Cantidad de columnas por nivel.

En la Tabla 30 se presentan los datos consolidados de las columnas, junto con los cálculos realizados para determinar el peso de las columnas en los tres niveles del edificio.

**Tabla 30.***Peso de las Columnas por los tres niveles*

<b>NIVEL</b>	<b>h (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>No<sub>col-niv</sub></b>	<b>P<sub>col</sub> (ton)</b>
SÓTANO	3.6	0.5	0.5	40	86.40
1	3.6	0.5	0.5	40	86.40
2	3.6	0.5	0.5	40	86.40
TOTAL					259.20

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El peso del elemento estructural se calcula considerando diversos factores, como el área que representa cada losa y la cantidad de losas que hay por nivel:

$$P_{losa} = \gamma_{concreto} * A * t * No_{losas-niv}$$

Donde:

$P_{losa}$                       Peso de las columnas, elemento estructural.

$A$                               Área que presenta cada losa.

$No_{losas-niv}$               Cantidad de losas por nivel.

**Tabla 31.***Peso de las losas por los tres niveles*

<b>NIVEL</b>	<b>A (m2)</b>	<b>t (m)</b>	<b>No<sub>losas-niv</sub></b>	<b>P (ton)</b>
SÓTANO	29	0.12	26	217.152
1	29	0.12	22	183.744
2	29	0.12	26	217.152
TOTAL				618.048

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El cálculo de la sobrecarga estructural se realizará utilizando la siguiente fórmula:

$$P_{SC} = \dot{A}_{losa} * \sum W_{SC}$$

Donde:

$\dot{A}_{losa}$  Área total de la losa por nivel.

$\Sigma W_{SC}$  Sumatoria de Sobrecarga.

**Tabla 32.**

*Peso de la Sobrecarga por los tres niveles*

<b>NIVEL</b>	<b><math>\dot{A}_{losa}</math> (m2)</b>	<b><math>\Sigma W_{SC}</math> (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>P<sub>SC</sub> (kg)</b>	<b>P<sub>SC</sub> (ton)</b>
SÓTANO	754.00	274.00	206596.00	206.60
1	638.00	274.00	174812.00	174.81
2	754.00	24.00	18096.00	18.10
TOTAL				399.50

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

La Carga Viva de la estructura será calculado por medio de la siguiente fórmula:

$$P_{CV} = \dot{A}_{losa} * W_{CV}$$

Donde:

$P_{CV}$  Peso de la carga viva.

$W_{CV}$  Carga Viva, Tabal 3.7.3-1 norma NSE 2-2018, AGIES (2020).

**Tabla 33.**

*Peso de la Carga Viva por los tres niveles*

<b>NIVEL</b>	<b><math>\dot{A}_{losa}</math> (m2)</b>	<b><math>W_{CV}</math> (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>P<sub>CV</sub> (kg)</b>	<b>P<sub>CV</sub> (ton)</b>
SÓTANO	754.00	500	377000.00	377.00
1	638.00	500	319000	319.00
2	754.00	200	150800	150.80
TOTAL				846.80

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Para la carga por muros de mampostería reforzada, se deberá considerar una Sobrecarga de Block debido a las fachadas y cerramientos perimetrales que considera la sección 2.4.4 de la norma NSE 2-2018 de AGIES (2020), donde los elementos de cierre perimetral se tratarán como cargas lineales uniformemente distribuidas a lo largo del borde del entrepiso.

La Sobrecarga de Block en la estructura será calculado con la siguiente fórmula:

$$P_{\text{block}} = L_{\text{per}} * W_{\text{block}}$$

Donde:

$P_{\text{block}}$             Peso de la Sobrecarga provocada por Block.

$L_{\text{per}}$             Longitud perimetral del edificio donde llevarán los bloques.

$W_{\text{block}}$             Sobrecarga de Block, Tabla B-1 de norma NSE 2-2018, AGIES (2020).

En la Tabla 34, se presentan los cálculos por la Sobrecarga de Block que se considera como muro perimetral. En la azotea no se considera la Sobrecarga ya que no llevará muro perimetral.

**Tabla 34.**

*Sobrecarga por Block*

<b>NIVEL</b>	<b><math>L_{\text{per}}</math> (m)</b>	<b><math>W_{\text{block}}</math> (kg/m)</b>	<b><math>P_{\text{block}}</math> (kg)</b>	<b><math>P_{\text{block}}</math> (ton)</b>
1	121.20	453	54903.6	54.90
2	121.20	453	54903.6	54.90
Total				109.80

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

De la Tabla 35 a la Tabla 38, se presenta un resumen de los pesos que actúan por nivel sobre la estructura del edificio, haciendo una sumatoria total para la obtención del Peso Propio del edificio.

**Tabla 35.**

*Resumen de Cargas por elemento estructural que actúan en cada nivel*

<b>NIVEL</b>	<b>VIGAS (ton)</b>	<b>COLUMNAS (ton)</b>	<b>LOSA (ton)</b>
SÓTANO	176.898	86.400	217.15
1	171.066	86.400	183.74
2	171.282	86.400	217.15
Total	519.246	259.200	618.048

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 36.**

*Resumen del Peso Propio del edificio*

<b>ELEMENTO</b>	<b>PESO (ton)</b>
Vigas	519.246
Columnas	259.200
Losa	618.048
Peso Propio	1396.490

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 37.**

*Peso total sumando Carga Muerta + Carga Viva*

<b>NIVEL</b>	<b>CM (ton)</b>	<b>CV (ton)</b>	<b>CM + CV (ton)</b>
SÓTANO	741.950	377	836.200
1	670.926	319	750.676
2	492.930	150.8	530.630
Total	1905.8052	846.80	2117.505

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 38.***Resumen de Pesos*

<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>PESO (ton)</b>
Peso propio (PP)	1396.490
Sobrecarga ( $P_{SC}$ )	399.500
Sobrecarga por Block ( $P_{block}$ )	109.800
Carga Muerta + Carga Viva (CM + CV)	2117.510

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**3.8.2.4. Cortante Basal**

El cortante basal  $V_B$  juega un papel crucial en el diseño de los cimientos y sistemas estructurales, determinando las dimensiones y la resistencia necesaria para evitar el colapso durante un evento sísmico.

Para el  $W_S$ , a los pesos definidos en la Tabla 39, se aplicarán los factores de reducción según la sección 1.11.3 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 39.***Cargas con ajuste de factor de reducción*

<b>CARGA</b>	<b>PP</b>	<b><math>P_{block}</math></b>	<b>CV</b>	<b><math>P_{SC}</math></b>	<b>CVT</b>
$F_Z$	1396.49	109.80	696.00	399.50	150.80
FR	1	1	0.25	1	0.25
$W \text{ (ton)} = F_Z * FR$	1396.49	109.80	174.00	399.50	37.70

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Donde:

CVT Carga viva de techo.

Entonces se procede a realizar la sumatoria de todas las cargas  $W$ :

$$W_S = PP + P_{block} + CV + P_{SC} + CVT$$

$$W_S = 1396.49 + 109.80 + 174.00 + 399.50 + 57.70 = 2117.50$$



La fórmula para hallar el cortante basal según la sección 2.1.2 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020), es la siguiente:

$$V_B = C_S * W_S$$

$$V_B = 0.168 * 2117.50 = 355.74 \text{ ton} \cong 355,740.00 \text{ kg}$$

Para determinar las cargas horizontales debidas a las fuerzas sísmicas, se realiza una distribución de la fuerza sísmica en el edificio, la cual depende del número de niveles y está relacionada con el peso y la altura de la estructura.

Se utilizará el factor  $k = 1$  para períodos de vibración donde  $T \leq 0.5 \text{ s}$ .

**Tabla 40.**

*Comprobación de cálculos*

NIVEL	$h_x$ (m)	$W_x$ (kg)	$W_x * h_x^k$ (ton * m)
2	10.80	530630.00	5730804.00
1	7.20	750676.00	5404867.20
SÓTANO	3.60	836200.00	3010320.00
Total $\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)$			14145991.20

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

La distribución de fuerzas sísmicas verticales se rige por las pautas establecidas en la sección 2.2.1 de la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020):

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

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

Donde:

$F_x$  Cortante de cedencia en el nivel “x” de la edificación.

$h_x$  Altura del nivel “x” sobre la base sísmica.

$W_i$  Peso sísmico efectivo del nivel.

**Tabla 41.**

*Distribución vertical de las fuerzas sísmicas*

NIVEL	Cxy	Fx (kg)
2	0.405	144074.70
1	0.382	135892.68
SÓTANO	0.213	75772.62
Total	1.000	355740

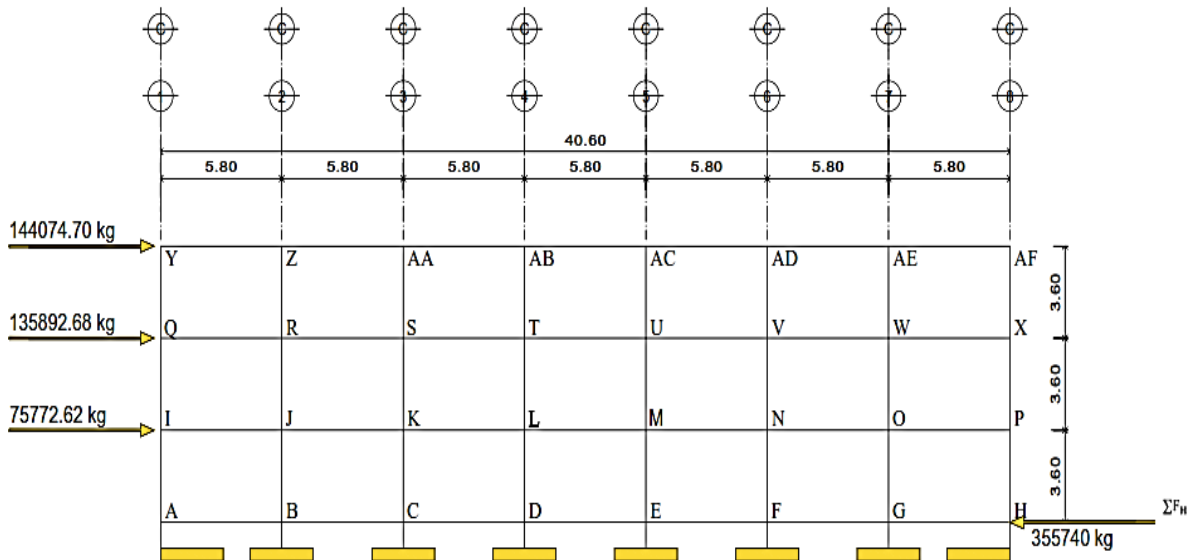
Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

### 3.9. Análisis de Marcos por el Método de Kani

Se analizará el eje C, dirección X-, considerando la carga muerta.

**Figura 13.**

*Análisis de fuerzas de sismo en eje C*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

La rigidez de los elementos se refiere a la capacidad de un elemento estructural para resistir deformaciones y mantener la estabilidad frente a las cargas que actúan sobre los elementos estructurales.

La fórmula para hallar la rigidez (K) es la siguiente:

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

Donde:

K rigidez de los elementos estructurales.

I inercia del elemento estructural en análisis.

L longitud del elemento estructural en análisis.

La inercia para momentos rectangulares:

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

Donde:

b base del elemento estructural en análisis.

h altura del elemento estructural en análisis.

Inercia de columnas:

$$I_{col} = \frac{0.50 * (0.50)^3}{12} = 0.0052 \text{ cms}^4$$

Inercia de vigas V\_1 y V\_2:

$$I_{V_1} = \frac{0.35 * (0.70)^3}{12} = 0.0100 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_2} = \frac{0.30 * (0.60)^3}{12} = 0.0054 \text{ cm}^4$$

Rigidez en columnas:

$$K_{col} = \frac{I}{L} = \frac{0.00521}{3.60} = 0.00145$$

Rigidez en vigas V\_1 y V\_2:

$$K_{V_1} = \frac{0.0100}{5.80} = 0.00172$$

$$K_{V_2} = \frac{0.0054}{5.80} = 0.00093$$

Coefficiente de giro ( $\mu_{ij}$ ):

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

Donde:

$\mu_{ij}$             coeficiente de giro.

$k_{ij}$             rigidez del elemento estructural en análisis.

$\sum k_{ij}$         sumatoria de rigideces en el nodo de análisis.

Los coeficientes de giro serán:

$$\mu_{I-A} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00172}{0.00172 + 0.00145 + 0.00145} = -0.186$$

$$\mu_{I-Q} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00145}{0.00172 + 0.00145 + 0.00145} = -0.157$$

$$\mu_{I-J} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00145}{0.00172 + 0.00145 + 0.00145} = -0.157$$

$$\sum \mu = \mu_{I-A} + \mu_{I-Q} + \mu_{I-J} = (-0.186) + (-0.157) + (-0.157) = -0.50$$

Se ve que la condicionante sí se cumple.

De la Tabla 42 a la 44, se presentan los resúmenes de los coeficientes de giro utilizando las ecuaciones dadas en el ejemplo anterior:

**Tabla 42.***Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en sótano, eje C*

De nodo:	a nodo:	$\mu$	$\Sigma\mu$
I	J	-0.187	
	Q	-0.157	
	A	-0.157	-0.50
J	I	-0.136	
	K	-0.136	
	R	-0.114	
K	B	-0.114	-0.50
	J	-0.136	
	L	-0.136	
L	S	-0.114	
	C	-0.114	-0.50
	K	-0.136	
M	M	-0.136	
	T	-0.114	
	D	-0.114	-0.50
N	L	-0.136	
	N	-0.136	
	U	-0.114	
O	E	-0.114	-0.50
	M	-0.136	
	O	-0.136	
P	V	-0.114	
	F	-0.114	-0.50
	N	-0.136	
P	P	-0.136	
	W	-0.114	
	G	-0.114	-0.50
P	O	-0.187	
	X	-0.157	
	H	-0.157	-0.50

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 43.***Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en nivel 1, eje C*

De nodo:	a nodo:	$\mu$	$\Sigma\mu$
Q	R	-0.187	
	Y	-0.157	
	I	-0.157	-0.50
R	Q	-0.136	
	S	-0.136	
	Z	-0.114	
S	J	-0.114	-0.50
	R	-0.136	
	T	-0.136	
T	AA	-0.114	
	K	-0.114	-0.50
	S	-0.136	
U	U	-0.136	
	AB	-0.114	
	L	-0.114	-0.50
V	T	-0.136	
	V	-0.136	
	AC	-0.114	
W	M	-0.114	-0.50
	U	-0.136	
	W	-0.136	
X	AD	-0.114	
	N	-0.114	-0.50
	V	-0.136	
X	X	-0.136	
	AE	-0.114	
	O	-0.114	-0.50
X	W	-0.187	
	AF	-0.157	
	P	-0.157	-0.50

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 44.***Resumen de coeficientes de giro por carga muerta en nivel 2, eje C*

<b>De nodo:</b>	<b>a nodo:</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\Sigma\mu</math></b>
Y	Z	-0.196	
	Q	-0.304	-0.50
Z	Y	-0.141	
	AA	-0.141	
	R	-0.219	-0.50
AA	Z	-0.141	
	AB	-0.141	
	S	-0.219	-0.50
AB	AA	-0.141	
	AC	-0.141	
	T	-0.219	-0.50
AC	AB	-0.141	
	AD	-0.141	
	U	-0.219	-0.50
AD	AC	-0.141	
	AF	-0.141	
	V	-0.219	-0.50
AE	AD	-0.141	
	AF	-0.141	
	W	-0.219	-0.50
AF	AE	-0.196	
	X	-0.304	-0.50

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Cálculo de momentos de empotramiento: Se analizarán ambos extremos de la viga que van del nodo I hacia el nodo J con una carga muerta de  $2186.79 \frac{kg}{m}$ .

$$ME = \pm \frac{W * l^2}{12}$$

Donde:

ME Momento de empotramiento en cada extremo de las vigas.

W Carga muerta o viva distribuida en la viga.

l Longitud de la viga en análisis.

Se analizará el extremo izquierdo de la viga que va del nodo I al nodo J:

$$ME_{I-J} = \frac{2186.79 * 5.80^2}{12} = 6130.31 \text{ kg} - \text{m}$$

Se analizará el extremo derecho de la viga que va del nodo J al nodo I:

$$ME_{J-I} = -\frac{2186.79 * 5.80^2}{12} = -6130.31 \text{ kg} - \text{m}$$

Los Momentos de Sujeción se calculan sumando los momentos de empotramiento que llegan a cada nudo en sentido horizontal.

$$MS = \sum M_{ij}$$

Donde:

MS Momento de sujeción en el nudo de análisis.

$\sum M_{ij}$  Sumatoria de momentos de empotramiento en el nudo de análisis.

$$MS_L = M_{L-K} + M_{L-M} = -6130.31 + 3889.34 = -2240.97 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MS_M = M_{M-L} + M_{M-N} = -3889.34 + 6130.31 = 2240.97 \text{ kg} - \text{m}$$



**Tabla 45.***Momentos de empotramiento por carga muerta de vigas en eje C*

<b>ME</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>M.E.</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
<b>SÓTANO</b>			
I – J	6130.31	J – I	-6130.31
J – K	6130.31	K – J	-6130.31
K – L	6130.31	L – K	-6130.31
L – M	3889.34	M – L	-3889.34
M – N	6130.31	N – M	-6130.31
N – O	6130.31	O – N	-6130.31
O – P	6130.31	P – O	-6130.31
<b>PRIMER NIVEL</b>			
Q – R	6130.31	R – Q	-6130.31
R – S	6130.31	S – R	-6130.31
S – T	6130.31	T – S	-6130.31
T – U	3889.34	U – T	-3889.34
U – V	6130.31	V – U	-6130.31
V – W	6130.31	W – V	-6130.31
W – X	6130.31	X – W	-6130.31
<b>SEGUNDO NIVEL</b>			
Y – Z	4136.56	Z – Y	-4136.56
Z – AA	4136.56	AA – Z	-4136.56
AA – AB	4136.56	AB – AA	-4136.56
AB – AC	2892.46	AC – AB	-2892.46
AC – AD	4136.56	AD – AC	-4136.56
AD – AE	4136.56	AE – AD	-4136.56
AE – AF	4136.56	AF – AE	-4136.56

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 46.***Momentos de sujeción por carga muerta, eje C*

<b>NODO</b>	<b>MF</b>	<b>MS (kg – m)</b>
A	AB	0.00
B	BA + BC	0.00
C	CB + CD	0.00
D	DC + DE	0.00
E	ED + DF	0.00
F	FE + FG	0.00
G	GR + GH	0.00
H	HG	1.00
I	IJ	6130.31
J	JI + JK	0.00
K	KJ + KL	0.00
L	LK + LM	-2240.98
M	ML + MN	2240.98
N	NM + NO	0.00
O	ON + NP	0.00
P	PO	-6130.31
Q	QR	6130.31
R	RQ + RS	0.00
S	SR + ST	0.00
T	TS + TU	-2240.98
U	UT + UV	2240.98
V	VU + VW	0.00
W	WV + WX	0.00
X	XW	-6130.31
Y	YZ	4136.56
Z	ZY + Z-AA	0.00
AA	AA-Z + AA-AB	0.00
AB	AB-AA + AB-AC	-1244.10
AC	AC-AB + AC-AD	1244.10
AD	AD-AC + AD-AE	0.00
AE	AE-AD + AE-AF	0.00
AF	AF-AE	-4136.56

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 47.**

*Fuerza Cortante por nivel provocada por carga de sismo, eje C*

<b>NIVEL</b>	<b>FUERZA (F<sub>H</sub> en kg)</b>
SÓTANO	15140.55
1	27184.03
2	28823.34

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Sumatoria de la fuerza cortante por nivel:

$$\sum Q_N = \sum F_H$$

$$\sum Q_{\text{SÓTANO}} = 15140.55 + 27184.03 + 28823.34 = 71147.92 \text{ kg}$$

$$\sum Q_{N1} = 27184.03 + 28823.34 = 56007.37 \text{ kg}$$

$$\sum Q_{N2} = 28823.34 \text{ kg}$$

Los momentos de cada piso y las fuerzas horizontales dependerán de la altura que posea cada uno de los 3 niveles del edificio.

$$M_n = \frac{\sum Q_n * h_n}{3}$$

Donde:

$M_n$  Momento de piso en análisis.

$h_n$  Altura de piso en análisis.

$$M_{\text{SÓTANO}} = \frac{71147.92 * 3.60}{3} = 85377.50 \text{ kg * m}$$

$$M_{N1} = \frac{56007.37 * 3.60}{3} = 67208.84 \text{ kg * m}$$

$$M_{N2} = \frac{28823.34 * 3.60}{3} = 34588.01 \text{ kg * m}$$

El factor de corrimiento ayuda a estimar el desplazamiento lateral del edificio.

$$\mu_{ij} = -\frac{3}{2} \times \frac{K_{col}}{\sum K_{col}}$$

El resultado debe ser menor o igual a  $-1.50$ .

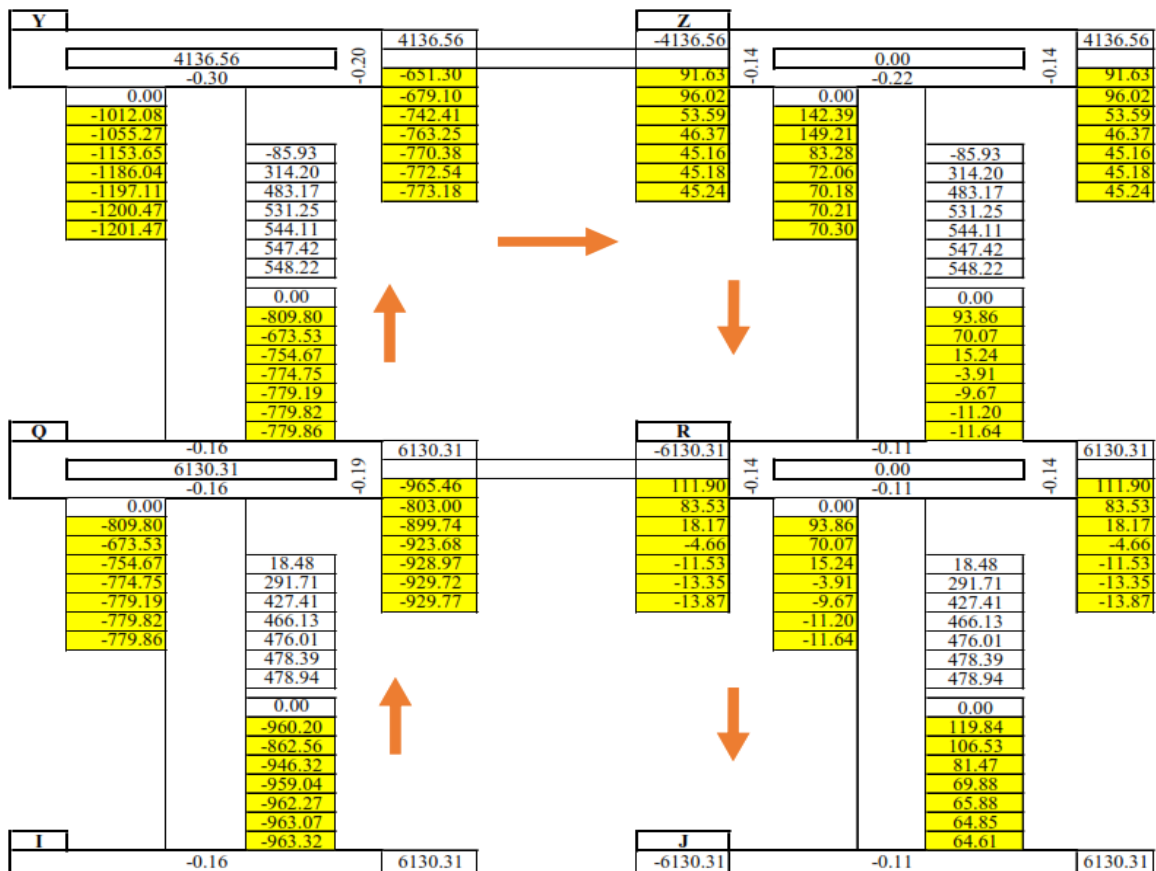
$$\mu_{ij} = -\frac{3}{2} * \frac{0.00145}{(0.00145 * 8)} = -0.1875$$

Se puede verificar que Sí se cumple con la condición requerida.

En la Figura 14, se presenta un ejemplo de iteración que servirá para obtener los momentos finales en vigas y columnas.

**Figura 14.**

*Ejemplo de iteración de carga muerta por el Método de Kani, eje C*



Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Momentos finales en vigas:

$$M_{ik} = M_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

Donde:

$M_{ij}$  Momento de empotramiento de la viga en análisis.

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

$$M_{AI} = 0 + (2 * 7090.39) + 4327.32 = 18508.10 \text{ kg} - \text{m}$$

**Tabla 48.**

*Momentos finales por sismo en vigas del sótano, eje C*

<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
I-J	22,209.72	J-I	13,540.72
J-K	20,022.38	K-J	10,052.77
K-L	21,044.86	L-K	10,484.20
L-M	19,921.86	M-L	9,224.82
M-N	20,553.32	N-M	10,911.85
N-O	20,287.70	O-N	9,943.23
O-P	22,042.76	P-O	13,508.15

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 49.**

*Momentos finales por sismo en vigas del primer nivel, eje C*

<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
Q-R	19,595.07	R-Q	11,556.59
R-S	18,029.19	S-R	9,708.56
S-T	18,276.67	T-S	10,425.58
T-U	14,367.03	U-T	6,436.12
U-V	18,353.66	V-U	10,407.15
V-W	18,106.88	W-V	9,530.64
W-X	19,078.30	X-W	11,695.58

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 50.***Momentos finales por sismo en vigas del segundo nivel, eje C*

<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>VIGA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
Y-Z	9,040.74	Z-Y	5,098.23
Z-AA	7,809.54	AA-Z	3,992.11
AA-AB	7,591.16	AB-AA	4,426.22
AB-AC	6,620.59	AC-AB	2,774.09
AC-AD	7,687.72	AD-AC	4,507.93
AD-AE	7,686.34	AE-AD	4,102.68
AE-AF	8,124.52	AF-AE	5,174.79

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Los momentos finales en columnas se generan en las columnas debido a la acción sísmica. Sirven para evaluar la capacidad de resistencia de las columnas y garantizar que cumplen con los requisitos de diseño.

**Tabla 51.***Momentos finales por sismo en columnas del sótano, eje C*

<b>COLUMNA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>COLUMNA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
A-I	-16,588.72	I-A	-9,045.28
B-J	-18,906.31	J-B	-8,402.18
C-K	-18,599.06	K-C	-7,624.34
D-L	-18,641.81	L-D	-9,586.00
E-M	-18,638.96	M-E	-9,582.29
F-N	-18,602.33	N-F	-6,454.24
G-O	-18,905.36	O-G	-6,934.76
H-P	-16,590.78	P-H	-9,368.15

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 52.***Momentos finales por sismo en columnas del primer nivel, eje C*

<b>COLUMNA</b>	<b>MMOMENTO (kg – m)</b>	<b>COLUMNA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
I-Q	-10,875.62	Q-I	-4,824.36
J-R	-12,170.95	R-J	-8,568.04
K-S	-11,865.14	S-K	-7,613.84
L-T	-10,800.17	T-L	-7,750.62
M-U	-11,057.87	U-M	-7,801.71
N-V	-11,930.31	V-N	-8,437.11
O-W	-12,163.69	W-O	-8,578.90
P-X	-4,279.00	X-P	-4,811.06

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 53.***Momentos finales por sismo en columnas del segundo nivel, eje C*

<b>COLUMNA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>	<b>COLUMNA</b>	<b>MOMENTO (kg – m)</b>
Q-Y	-7,123.01	Y-Q	-2,412.18
Z-W	-6,683.47	W-Z	-6,664.03
S-AA	-6,665.81	AA-S	-6,319.49
T-AB	-7,738.34	AB-T	-7,636.07
U-AC	-9,382.44	AC-U	-7,648.74
V-AD	-6,331.73	AD-V	-6,308.83
W-AE	-6,820.10	AE-W	-6,593.04
X-AF	-448.77	AF-X	-2,453.64

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**3.10. Análisis de Marcos por Software (ETABS)**

Para el análisis y diseño estructural del mercado municipal, se utilizó el programa ETABS como herramienta fundamental para modelar todos los elementos

estructurales del edificio. El objetivo principal fue la extracción de datos, como los momentos flectores y los esfuerzos cortantes, a través del método de elementos finitos.

- **Envolvente de Momentos:**

La envolvente de momentos establece los valores máximos de los momentos flectores a lo largo de un elemento estructural. Se determina encontrando los momentos máximos debido a diferentes combinaciones de carga o a la variación de la carga en el tiempo. La Norma NSE 2-2018 del AGIES (2020) ofrece combinaciones de carga de gravedad y sismo en las secciones 8.3.2 y 8.3.3, facilitando el cálculo de las solicitaciones máximas necesarias para el diseño estructural.

**Tabla 54.**

*Combinaciones de carga de gravedad*

<b>COMBINACIÓN</b>	<b>No. DE COMBINACIÓN</b>
1.4M	CR1
1.2M + 1.6V + 0.5CVT	CR2
1.2M + V + 1.6CVT	CR3

Fuente: Sección 8.3.2, NSE 2-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 55.**

*Combinaciones de carga de sismo*

<b>COMBINACIÓN</b>	<b>No. DE COMBINACIÓN</b>
$1.2M + V + S_{vd} \pm S_{hd}$	CR4
$0.9M - S_{vd} \pm S_{hd}$	CR5
$1.0M - S_{vd} \pm S_{hd}$	CR5a

Fuente: Sección 8.3.3, NSE 2-2018 de AGIES (2020).



En la combinación CR4 de carga de sismo, a la constante de 1.2 de carga muerta se le sumará el factor  $S_{vd}$ , de la siguiente manera:

$$S_{vd} = 0.2 * S_{cd} = 0.2 * 1.344 = 0.269$$

$$1.2 + S_{vd} = 1.2 + 0.269 = 1.469$$

En la Tabla 56 se muestran las combinaciones de carga conforme a la Norma NSE 3-2018, sección 4.2.1 inciso (b), que establece el uso de combinaciones de carga del 100% en la dirección analizada y del 30% en la otra dirección.

**Tabla 56.**

*Combinaciones de carga de sismo CR4*

COMBINACIÓN	No. DE COMBINACIÓN
$1.469M + V + S_x + 0.30S_y$	CR4-1
$1.469M + V + S_x - 0.30S_y$	CR4-2
$1.469M + V + S_y + 0.30S_x$	CR4-3
$1.469M + V + S_y - 0.30S_x$	CR4-4
$1.469M + V - S_x + 0.30S_y$	CR4-5
$1.469M + V - S_x - 0.30S_y$	CR4-6
$1.469M + V - S_y + 0.30S_x$	CR4-7
$1.469M + V - S_y - 0.30S_x$	CR4-8

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

En la combinación CR5 de carga sísmica, a la constante de 0.9 para la carga muerta se le restará el factor  $S_{vd}$ , presentándose de la siguiente manera:

$$S_{vd} = 0.2 * S_{cd} = 0.2 * 1.344 = 0.269$$

$$0.9 - S_{vd} = 0.9 - 0.269 = 1.469$$

Además, se aplicará una reducción del 30% a las cargas sísmicas tanto en la dirección X como en la dirección Y, al igual que en la combinación CR4.

**Tabla 57.***Combinaciones de carga de sismo CR5*

<b>COMBINACIÓN</b>	<b>No. DE COMBINACIÓN</b>
$0.631M + S_x + 0.30S_y$	CR5-1
$0.631M + S_x - 0.30S_y$	CR5-2
$0.631M + S_y + 0.30S_x$	CR5-3
$0.631M + S_y - 0.30S_x$	CR5-4
$0.631M - S_x + 0.30S_y$	CR5-5
$0.631M - S_x - 0.30S_y$	CR5-6
$0.631M - S_y + 0.30S_x$	CR5-7
$0.631M - S_y - 0.30S_x$	CR5-8

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

En la NSE 2-2018 de AGIES (2020) se presenta un apartado en la sección 8.3.3 que explica que para el diseño de columnas y cimientos existe una ecuación CR5a que se limita a:

$$1.0M - S_{vd} \pm S_{hd}$$

En la combinación CR5a de carga sísmica, a la constante de 1 para la carga muerta se le restará el factor  $S_{vd}$ , presentándose de la siguiente manera:

$$S_{vd} = 0.2 * S_{cd} = 0.2 * 1.344 = 0.269$$

$$1 - S_{vd} = 1 - 0.269 = 0.731$$

Además, se aplicará una reducción del 30% a las cargas sísmicas tanto en la dirección X como en la dirección Y, al igual que en la combinación CR4 y CR5.

En la Tabla 58, se presentan las combinaciones de carga a utilizar con el factor  $S_{vd}$ :

**Tabla 58.**

*Combinaciones de carga de sismo CR5a*

COMBINACIÓN	No. DE COMBINACIÓN
$0.731M + S_x + 0.30S_y$	CR5a-1
$0.731M + S_x - 0.30S_y$	CR5a-2
$0.731M + S_y + 0.30S_x$	CR5a-3
$0.731M + S_y - 0.30S_x$	CR5a-4
$0.731M - S_x + 0.30S_y$	CR5a-5
$0.731M - S_x - 0.30S_y$	CR5a-6
$0.731M - S_y + 0.30S_x$	CR5a-7
$0.731M - S_y - 0.30S_x$	CR5a-8

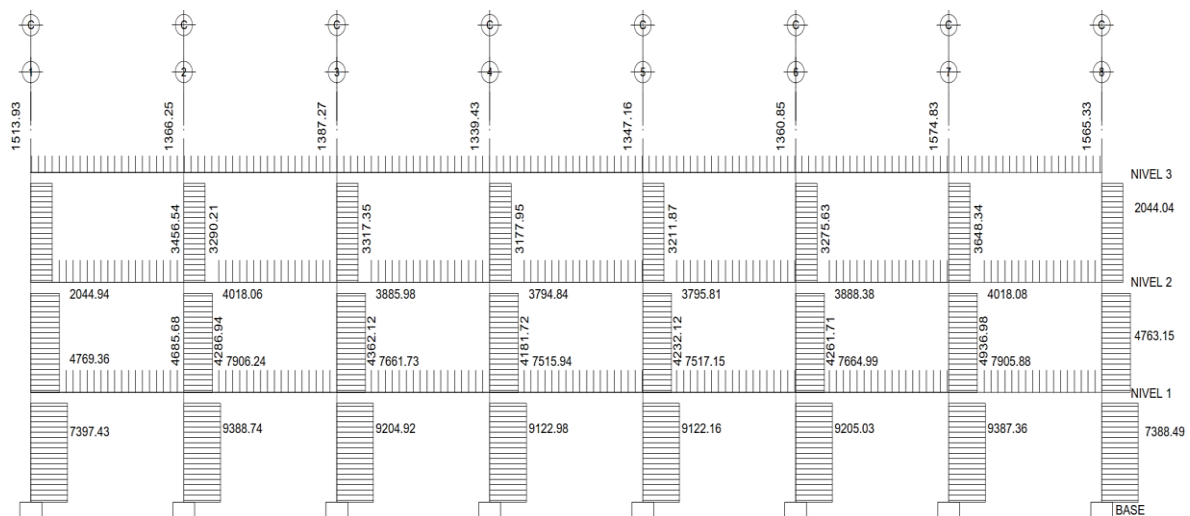
Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

#### 4.11. Diagrama de Corte en Marcos Dúctiles

En la Figura 15 se presenta una ejemplificación de los resultados obtenidos del modelado por carga de sismo realizado en ETBAS 2018.

**Figura 15.**

Diagrama de corte por carga de sismo en el eje C



Fuente: Elaboración propia con el software ETABS 2018.

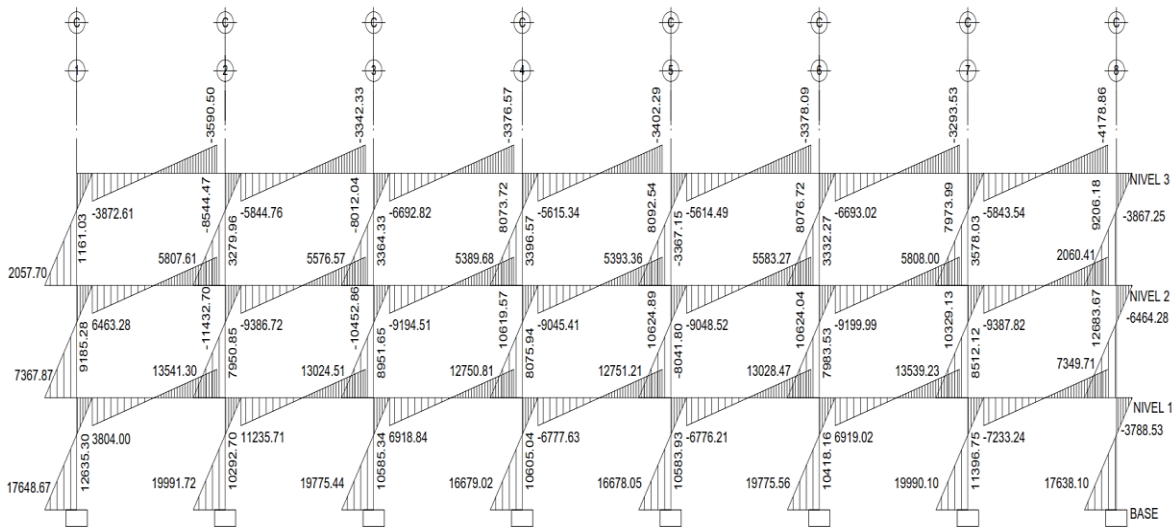
#### 4.12. Diagrama de Momentos en Marcos Dúctiles

Los diagramas de momento en marcos dúctiles son representaciones gráficas que muestran la variación del momento flector a lo largo de un elemento estructural, como una viga o columna.

En la Figura 16 se presenta una ejemplificación del diagrama de momentos generados por la carga de sismo realizado en ETBAS 2018.

**Figura 16.**

Diagrama de momentos por carga de sismo en el eje C



Fuente: Elaboración propia con el software ETABS 2018.

#### 4.13. Momentos Últimos por Envolvente

Se analizará los momentos últimos por envolvente en la dirección X, tanto por el método de Kani, como por el software ETABS 2018. Esto permitirá establecer una comparación entre el cálculo manual y el análisis de estructuras mediante el método de elementos finitos realizado por el software.

En la Tabla 59, se presenta el resumen de envolvente de momentos en vigas del Sótano por el método de Kani.

**Tabla 59.***Envolvente de momentos por Kani en vigas, sótano, eje C*

VIGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA SISMO	COMBINACIONES				ENVOLVENTE	
				CR5-1	CR5-3	CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
I-J	3910.35	2,558.68	22,209.72	24,677.15	9,130.34	-4,195.49	-19,742.29	30,622.19	-19,742.29
J-K	5847.59	3,987.09	20,022.38	23,712.21	9,696.54	-2,316.89	-16,332.55	32,763.31	-16,332.55
K-L	5823.16	4,042.19	21,044.86	24,719.27	9,987.87	-2,639.04	-17,370.44	33,804.32	-17,370.44
L-M	4009.31	2,143.76	19,921.86	22,451.74	8,506.43	-3,446.68	-17,391.99	28,067.56	-17,391.99
M-N	5331.47	3,321.40	20,553.32	23,917.47	9,530.15	-2,801.84	-17,189.16	31,855.92	-17,189.16
N-O	5904.89	3,858.96	20,287.70	24,013.69	9,812.30	-2,360.32	-16,561.71	32,986.29	-16,561.71
O-P	6329.78	4,324.99	22,042.76	26,036.84	10,606.92	-2,618.74	-18,048.67	35,843.42	-18,048.67
J-I	-4631.09	-3,242.60	13,540.72	10,618.50	1,140.00	-6,984.43	-16,462.94	10,618.50	-23,716.06
K-J	-3957.18	-2,835.64	10,052.77	7,555.79	518.85	-5,512.81	-12,549.76	7,555.79	-18,812.31
L-K	-4251.03	-2,878.72	10,484.20	7,801.80	462.86	-5,827.66	-13,166.60	7,801.80	-19,726.71
M-L	-1821.62	-1,155.45	9,224.82	8,075.38	1,618.01	-3,916.89	-10,374.26	8,075.38	-13,107.23
N-M	-3599.14	-2,593.62	10,911.85	8,640.80	1,002.50	-5,544.61	-13,182.91	8,640.80	-18,893.38
O-N	-3957.92	-2,824.03	9,943.23	7,445.79	485.52	-5,480.41	-12,440.68	7,445.79	-18,692.26
P-O	-4445.44	-2,935.49	13,508.15	10,703.08	1,247.37	-6,857.52	-16,313.23	10,703.08	-23,098.47

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

En el Apéndice se encuentran las envolventes de momentos por carga muerta, carga viva y de sismo, calculadas para vigas y columnas. Las envolventes han sido calculadas tanto por el método de Kani como por el software ETABS para los tres niveles del edificio.

#### **4.23.1. Comparación entre ETABS y Kani**

Se analizaron algunos factores, como la complejidad de la estructura, la precisión de los datos de entrada, las suposiciones realizadas en el método de cálculo manual,

entre otros. Sin embargo, como buena práctica, se busca que las diferencias entre los resultados de ambos métodos estén dentro de un rango tolerable.

Para realizar la comparación de resultados, se tomará los valores de los momentos máximos obtenidos en las envolventes de las vigas ubicadas en el eje C del sótano.

**Tabla 60.**

*Comparación de momentos entre ETABS-Kani en vigas del Sótano*

COLUMNAS	ENVOLVENTE ETABS		ENVOLVENTE KANI		% DE ERROR	
	M+ (kg-m)	M- (kg-m)	M+ (kg-m)	M- (kg-m)	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
A-I	15,590.17	-17,587.28	15,605.80	-17,799.34	0.10	1.21
B-J	19,026.69	-18,785.93	20,007.23	-19,788.47	5.15	5.34
C-K	18,626.93	-18,571.19	19,730.15	-19,781.25	5.92	6.52
D-L	19,018.60	-18,265.02	19,763.86	-18,948.38	3.92	3.74
E-M	18,290.40	-18,987.52	18,994.42	-19,759.78	3.85	4.07
F-N	18,650.72	-18,553.93	19,960.89	-19,872.37	7.02	7.11
G-O	18,970.35	-18,840.38	19,859.31	-20,000.45	4.69	6.16
H-P	17,591.98	-15,589.58	17,788.40	-15,602.12	1.12	0.08
I-A	7,982.95	-10,958.93	8,512.35	-10,200.18	6.63	6.92
J-B	8,563.30	-8,241.06	8,014.15	-7,808.79	6.41	5.25
K-C	7,670.94	-7,577.74	7,125.15	-7,024.57	7.11	7.30
L-D	10,124.68	-9,047.31	9,630.25	-9,268.85	4.88	2.45
M-E	9,057.03	-10,107.55	9,219.70	-9,573.02	1.80	5.29
N-F	6,511.04	-6,397.43	7,031.27	-6,935.17	7.99	8.41
O-G	6,828.97	-7,040.54	6,979.05	-7,446.59	2.20	5.77
P-H	10,826.94	-7,909.36	10,091.01	-8,395.27	6.80	6.14

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El porcentaje de diferencia entre las envolventes de momentos mediante el método de Kani como con el software ETABS se encuentra dentro de un rango tolerable. No existen discrepancias significativas entre ambos métodos, lo cual es aceptable.

#### 4.23.2. Derivas Laterales

Las derivas laterales, también conocidas como desplazamientos laterales o deformaciones laterales, son desplazamientos horizontales que experimentan las estructuras debido a cargas sísmicas, viento u otras fuerzas laterales. Estos desplazamientos se producen perpendicularmente a la dirección principal de la carga y pueden tener efectos significativos en la respuesta y el comportamiento estructural de un edificio o una estructura.

##### 4.23.2.1. Derivas Máximas en ETABS

Una vez que se han aplicado las cargas laterales, ETABS calcula automáticamente los desplazamientos laterales en cada nivel de la estructura. Las derivas laterales se expresan generalmente como desplazamientos relativos horizontales entre niveles adyacentes o entre puntos específicos de la estructura.

**Tabla 61.**

*Derivas máximas laterales por combinación de carga en ETABS*

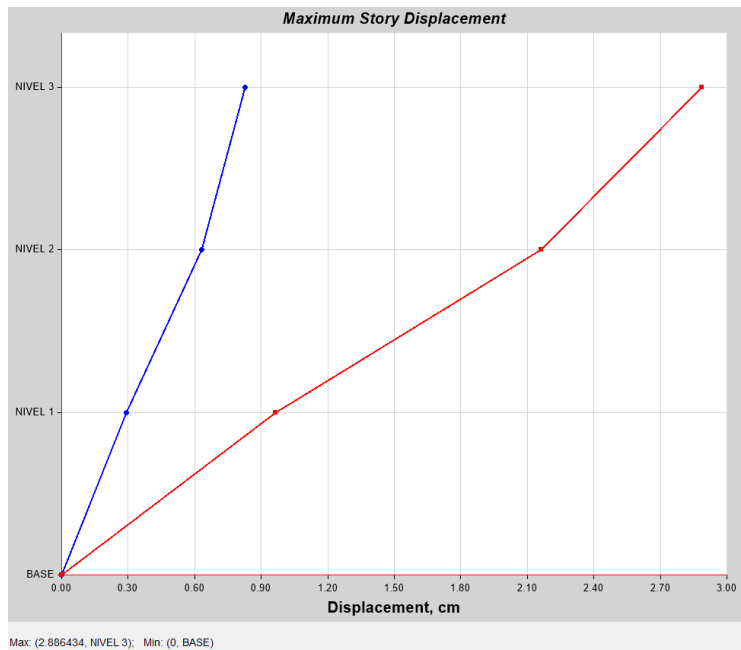
COMBINACIÓN	NIVEL	ELEVACIÓN (m)	EJE X (cm)	EJE Y (cm)
CR4-4	Nivel 2	10.80	0.825671	2.886434
	Nivel 1	7.20	0.63254	2.162911
	Sótano	3.60	0.29069	0.964387
ENVOLVENTE	Nivel 2	10.80	2.192616	2.886434
	Nivel 1	7.20	1.676505	2.162911
	Sótano	3.60	0.771853	0.964387

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

En las figuras 21 y 22 se presentan los diagramas de las derivas laterales máximas que están expresadas en ETABS.

**Figura 17.**

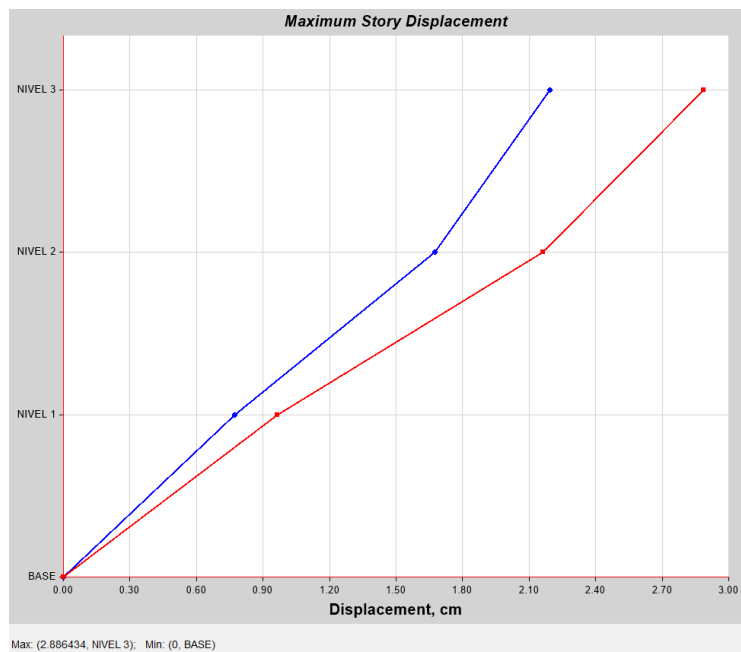
*Desplazamiento máximo por la combinación CR4-4*



Fuente: Elaboración propia con el software ETABS 2018.

**Figura 18.**

*Desplazamiento máximo por la envolvente*



Fuente: Elaboración propia con el software ETABS 2018.



#### 4.23.2.2. Derivas Máximas Tolerables

La Norma de Seguridad Estructural para Guatemala de AGIES (2020), en particular la norma NSE 3-2018 que aborda las Derivas últimas máximas tolerables en la tabla 4.3.3, incluye una fórmula que relaciona las derivas máximas tolerables con respecto a diferentes tipos de edificios y sus categorías correspondientes.

En la Tabla 62 se presentan las derivas máximas tolerables en la norma NSE 3-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 62.**

*Derivas Máximas Tolerables, NSE 3-2018*

ESTRUCTURA	CLASIFICACIÓN DE OBRA		
	CATEGORÍA II	CATEGORÍA III	CATEGORÍA IV
Edificaciones en general	0.020h <sub>p</sub>	0.020h <sub>p</sub>	0.015h <sub>p</sub>

Fuente: Elaboración propia basado en la Tabla 4.3.3 de la NSE 3-2018 de AGIES (2020).

El edificio destinado para el mercado municipal de San Pablo está comprendido como una obra de Categoría III, por lo tanto, se utilizará la fórmula de 0.020h<sub>p</sub>, la cual no ayudará a determinar si el diseño está dentro de los parámetros permitidos para poder desplazarse sin que se dañe la estructura.

Para ello, se hará el siguiente procedimiento:

$$D = 0.020h_p$$

Donde:

D Deriva lateral por piso de análisis.

h<sub>p</sub> Altura del piso para el que se realiza el análisis.

Entonces:

$$D_{\text{Sótano}} = 0.020 * (3.60) = 0.72 \text{ m} = 7.20 \text{ cm}$$

$$D_{\text{Nivel1}} = 0.020 * (7.20) = 0.144 \text{ m} = 14.40 \text{ cm}$$

$$D_{\text{Nivel2}} = 0.020 * (10.80) = 0.216 \text{ m} = 21.60 \text{ cm}$$

#### 4.23.2.3. Comparación de Derivas Laterales entre ETABS y AGIES

La comparación entre los resultados de ETABS y las normas de AGIES sirve como una validación del modelo analítico utilizado en el software.

En las Tablas 63 y 64 se presenta una comparación de Derivas laterales proporcionadas por ETABS como las derivas máximas permitidas por la NSE 3-2018 de AGIES (2020).

**Tabla 63.**

*Verificación de Derivas Laterales Máximas en CR4-4*

COMBINACIÓN	NIVEL	h <sub>p</sub>	DERIVA LATERAL		DERIVA MÁXIMA AGIES (CM)
			ETABS EJE X (CM)	DERIVA LATERAL ETABS EJE Y (CM)	
CR4-4	Nivel 2	10.80	0.825671	2.886434	21.60
	Nivel 1	7.20	0.63254	2.162911	14.40
	Sótano	3.60	0.29069	0.964387	7.20

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 64.**

*Verificación de Derivas Laterales Máximas por Envolvente*

COMBINACIÓN	NIVEL	h <sub>p</sub>	DERIVA LATERAL		DERIVA MÁXIMA AGIES (CM)
			ETABS EJE X (CM)	DERIVA LATERAL ETABS EJE Y (CM)	
Envolvente	Nivel 2	10.80	2.192616	2.886434	21.60
	Nivel 1	7.20	1.676505	2.162911	14.40
	Sótano	3.60	0.771853	0.964387	7.20

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Se puede corroborar que el diseño está dentro del desplazamiento lateral permisible que AGIES (2020) recomienda para edificios sismorresistentes.

#### **4.24. Diseño de Elementos Estructurales**

##### **4.24.1. *Diseño de Losas***

Una losa se utiliza para distribuir cargas sobre una superficie y actuar como cubierta o nivel intermedio. Estos elementos pueden resistir esfuerzos a compresión y cargas laterales, como las generadas por sismos. Se recomienda que las losas tengan suficiente espesor para soportar las cargas aplicadas sin deformarse excesivamente, y es beneficioso utilizar refuerzo de barras de acero para mejorar la resistencia a la flexión y distribuir las cargas de manera uniforme.

La losa maciza se utiliza ampliamente en la construcción debido a su capacidad para proporcionar resistencia estructural, rigidez y estabilidad a una edificación. Al ser continua y sin huecos, puede distribuir eficientemente las cargas verticales y horizontales sobre toda su superficie, transmitiéndolas a los elementos de soporte.

Es necesario determinar la dirección de aplicación de la carga mediante el análisis de los coeficientes de momento, priorizando que trabaje en dos direcciones para que la carga pueda ser transmitida en ambos sentidos de manera eficiente.

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

Donde:

a            Lado corto de la losa.

b            Lado largo de la losa.

si  $m < 0.5$ , la losa trabaja en una dirección

si  $m \geq 0.5$ , la losa trabaja en dos direcciones

Para efectos de ejemplo, se utilizarán los datos de la losa No. 1, ya que los marcos son simétricos y todas cuentan con las mismas dimensiones:

$$m = \frac{5.00}{5.80} = 0.86$$

Entonces:

$$0.86 \geq 0.5, \text{ la losa trabajará en dos direcciones}$$

Para poder determinar el peralte de la losa se utilizará la siguiente fórmula:

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

Donde:

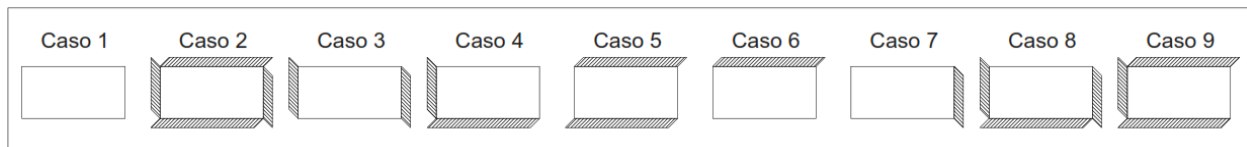
P Perímetro de la losa dado en m.

$$t = \frac{((2 * 5.80) + (2 * 5.00))}{180} = 0.12 \text{ m}$$

En la Figura 23, se presenta una ilustración con los diferentes coeficientes para los casos de continuidad basados en la Tabla 12.3 de Nilson (1999, pág. 378).

### Figura 19.

#### *Casos de continuidad en losas*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

De las Tablas 65 a la 67, se verificará que cada losa cumpla con los requerimientos de losas en dos direcciones y también se establecerá el tipo de ocupación que cada losa tendrá en el diseño.

**Tabla 65.***Resumen de losas en una o dos direcciones del sótano*

LOSA NO.	ANCHO	LARGO	ESPESOR	RELACIÓN	UNA O DOS DIRECCIONES	OCUPACIÓN SEGÚN DISEÑO
	a	b	t	$m = \frac{a}{b}$		
1	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
2	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
3	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
4	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
5	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
6	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
7	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
8	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
9	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
10	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
11	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
12	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
13	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
14	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
15	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
16	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
17	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
18	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
19	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
20	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
21	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
22	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
23	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
24	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
25	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
26	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 66.***Resumen de losas en una o dos direcciones del primer nivel*

LOSA NO.	ANCHO	LARGO	ESPESOR	RELACIÓN	UNA O DOS DIRECCIONES	OCUPACIÓN SEGÚN DISEÑO
	a	b	t	$m = \frac{a}{b}$		
1	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
2	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
3	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
4	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
5	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
6	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
7	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
8	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
9	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
10	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
11	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
12	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
13	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
14	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
15	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
16	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
17	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
18	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
19	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
20	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
21	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
22	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

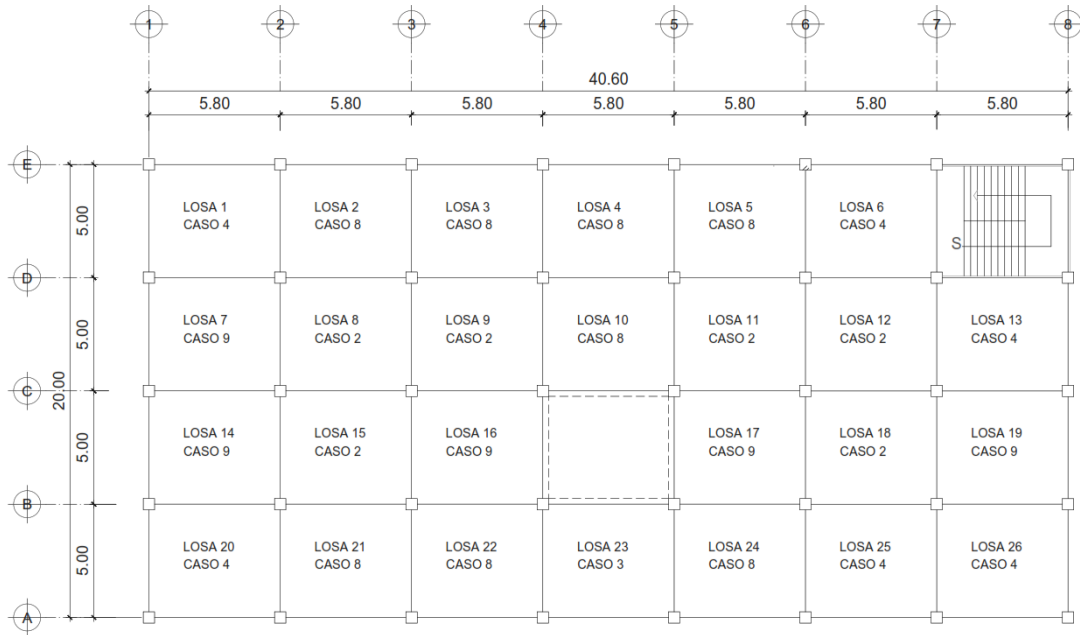
**Tabla 67.***Resumen de losas en una o dos direcciones del segundo nivel*

<b>NO. LOSA</b>	<b>ANCHO a</b>	<b>LARGO b</b>	<b>ESPESOR t</b>	<b>RELACIÓN <math>m = \frac{a}{b}</math></b>	<b>UNA O DOS DIRECCIONES</b>	<b>OCUPACIÓN SEGÚN DISEÑO</b>
1	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
2	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
3	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
4	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
5	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
6	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
7	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
8	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
9	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
10	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
11	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
12	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
13	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
14	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
15	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
16	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
17	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
18	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
19	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
20	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
21	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
22	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
23	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
24	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
25	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios
26	5.00	5.80	0.12	0.86	Dos direcciones	Almacenes minoritarios

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Figura 20.**

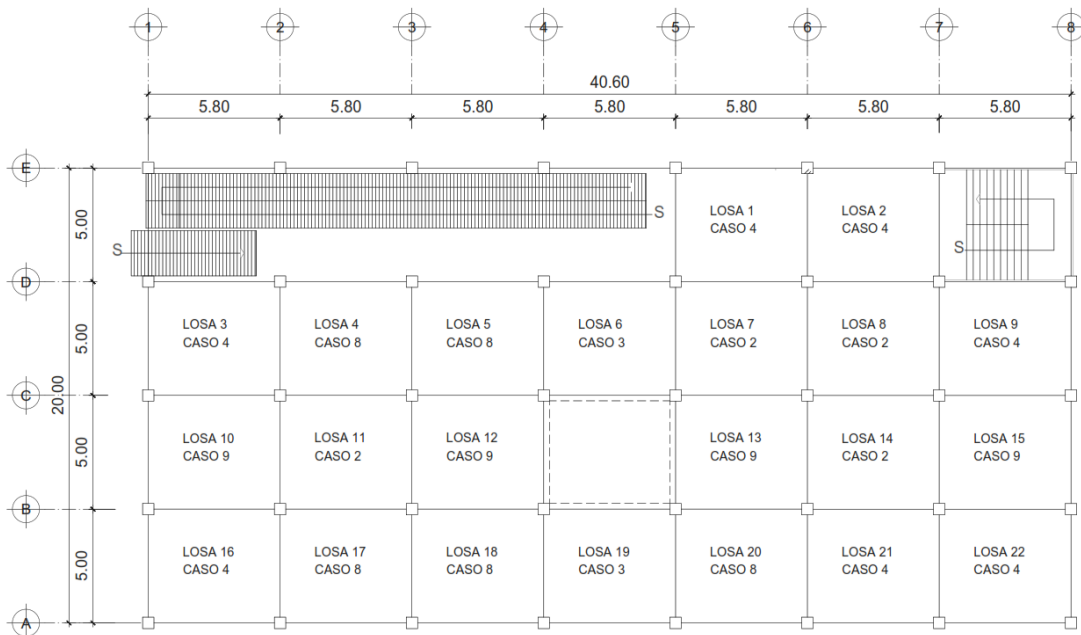
*Planta de distribución por casos de continuidad en el Sótano*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

**Figura 21.**

*Planta de distribución por casos de continuidad en el primer nivel*

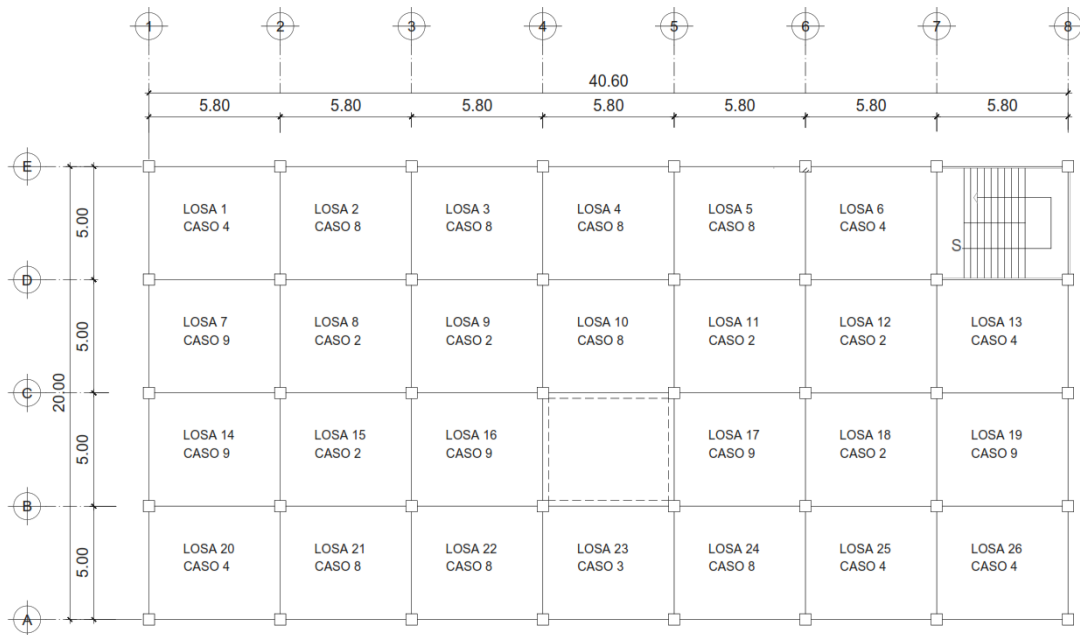


Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.



**Figura 22.**

*Planta de distribución por casos de continuidad en el segundo nivel*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

En el diseño estructural de una losa, se consideran diferentes tipos de cargas que actúan sobre ella, como cargas muertas, cargas vivas, entre otras. Estas cargas generan momentos flexionales y fuerzas de corte en la losa, que deben ser evaluados y tenidos en cuenta en el diseño.

El cálculo de coeficientes para momentos en losa permite determinar la magnitud y la ubicación de los momentos en la losa debido a las cargas aplicadas. Estos coeficientes se basan en consideraciones teóricas y en la distribución de cargas en la losa. Se utilizan fórmulas y métodos de cálculo para determinar estos coeficientes que dependen de factores como las dimensiones de la pérdida, la rigidez de soporte y la distribución de carga específica.

A continuación, se presenta el resumen del cálculo de coeficientes para momentos en losas en los tres niveles del edificio:

Carga última:

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

$$\text{Carga muerta} = CM = (\gamma_{\text{concreto}} * t) + SC = (2,400 * 0.12) + 274$$

$$\text{Carga muerta} = CM = 562 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga última} = C_u = 1.2(CM) + 1.6(CV) = 1.2 * (562) + 1.6(500)$$

$$\text{Carga última} = C_u = 1474.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la Tabla 68, se presentan los coeficientes de momentos que servirán para hallar los momentos positivos y negativos de las losas 1 y 2.

**Tabla 68.**

*Coefficientes de Losa 1 y 2*

MOMENTOS	LOSA 1 (Caso 4)		LOSA 2 (Caso 8)	
	Coefficiente Ca	Coefficiente Cb	Coefficiente Ca	Coefficiente Cb
Momento neg.	0.066	0.034	0.049	0.050
Momento pos. CM	0.036	0.019	0.029	0.017
Momento pos. CV	0.043	0.023	0.040	0.022

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Continuando con el procedimiento para el cálculo de coeficientes en todas las losas del sótano, primero y segundo nivel, las Tablas 69, 70 y 71 presentan un resumen de los coeficientes de momentos negativos en losas, coeficientes positivos debido a las cargas muertas y coeficientes positivos debido a cargas vivas en losas por nivel, siguiendo los pasos del ejemplo descrito en la Tabla 68.

**Tabla 69.***Resumen de coeficientes para momentos en losas del sótano*

LOSA No.	CASO No.	LADO		CARGAS		CARGA ÚLTIMA	Coef <sup>-</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CV	
		a	b	CV	Ca <sup>-</sup>		Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Ca <sup>-</sup>	Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>
1	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
2	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
3	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
4	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
5	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
6	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
7	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
8	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
9	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
10	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
11	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
12	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
13	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
14	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
15	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
16	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
17	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
18	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
19	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
20	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
21	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
22	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
23	3	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.000	0.065	0.029	0.022	0.040	0.024
24	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
25	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
26	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 70.***Resumen de coeficientes para momentos en losas del primer nivel*

LOSA No.	CASO No.	LADO		CV	CM	CARGA ÚLTIMA	Coef <sup>-</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CV	
		a	b	CV	CM	Ca <sup>-</sup>	Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Ca <sup>-</sup>	Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Cb <sup>+</sup>
1	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
2	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
3	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
4	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
5	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
6	3	5.00	5.80	500	562	1474.40	0	0.065	0.029	0.022	0.040	0.024
7	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
8	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
9	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
10	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
11	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
12	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
13	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
14	2	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
15	9	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
16	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
17	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
18	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
19	3	5.00	5.80	500	562	1474.40	0	0.065	0.029	0.022	0.040	0.024
20	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
21	8	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
22	4	5.00	5.80	500	562	1474.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 71.**

*Resumen de coeficientes para momentos en losas del segundo nivel*

LOSA No.	CASO No.	LADO		CARGAS		CARGA ÚLTIMA	Coef <sup>-</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CM		Coef <sup>+</sup> CV	
		a	b	CV	CM		Ca <sup>-</sup>	Cb <sup>-</sup>	Ca <sup>+</sup>	Cb <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Cb <sup>+</sup>
1	4	5.00	5.80	200	312	694.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
2	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
3	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
4	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
5	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
6	4	5.00	5.80	200	312	694.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
7	9	5.00	5.80	200	312	694.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
8	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
9	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
10	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
11	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
12	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
13	4	5.00	5.80	200	312	694.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
14	9	5.00	5.80	200	312	694.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
15	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
16	9	5.00	5.80	200	312	694.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
17	9	5.00	5.80	200	312	694.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
18	2	5.00	5.80	200	312	694.40	0.060	0.031	0.024	0.012	0.037	0.019
19	9	5.00	5.80	200	312	694.40	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.020
20	4	5.00	5.80	200	312	694.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023
21	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
22	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
23	3	5.00	5.80	200	312	694.40	0.000	0.065	0.029	0.022	0.040	0.024
24	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
25	8	5.00	5.80	200	312	694.40	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022
26	4	5.00	5.80	200	312	694.40	0.066	0.034	0.036	0.019	0.043	0.023

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

A continuación, se realizan los cálculos de momentos negativos y positivos para la Losa 1 y Losa 2:

LOSA 1, lado a:

$$M_a^- = C_u * a^2 * Ca_{neg} = 1474.40 * (5.00)^2 * 0.066 = 2432.76 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_a^+ = 1.2(CM * a^2 * Ca_{CMpos}) + 1.6(CV * a^2 * Ca_{CVpos})$$

$$M_a^+ = 1.2(562 * [5.00]^2 * 0.036) + 1.6(500 * [5.00]^2 * 0.043) = 1466.96 \text{ kg} * \text{m}$$

LOSA 1, lado b:

$$M_b^- = C_u * b^2 * Cb_{neg} = 1474.40 * (5.80)^2 * 0.030 = 1686.36 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_b^+ = 1.2(CM * b^2 * Cb_{CMpos}) + 1.6(CV * b^2 * Cb_{CVpos})$$

$$M_b^+ = 1.2(562 * [5.80]^2 * 0.019) + 1.6(500 * [5.80]^2 * 0.023) = 1050.03 \text{ kg} * \text{m}$$

LOSA 2, lado a:

$$M_a^- = C_u * a^2 * Ca_{neg} = 1474.40 * (5.00)^2 * 0.049 = 1806.14 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_a^+ = 1.2(CM * a^2 * Ca_{CMpos}) + 1.6(CV * a^2 * Ca_{CVpos})$$

$$M_a^+ = 1.2(562 * [5.00]^2 * 0.029) + 1.6(500 * [5.00]^2 * 0.040) = 1288.94 \text{ kg} * \text{m}$$

LOSA 2, lado b:

$$M_{bl2}^- = C_u * b^2 * Cb_{neg} = 1474.40 * (5.80)^2 * 0.050 = 2281.55 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{bl2}^+ = 1.2(CM * b^2 * Cb_{CMpos}) + 1.6(CV * b^2 * Cb_{CVpos})$$

$$M_{bl2}^+ = 1.2(562 * [5.80]^2 * 0.017) + 1.6(500 * [5.80]^2 * 0.022) = 977.74 \text{ kg} * \text{m}$$

De la Tabla 72 a la 74, se presenta el resumen de momentos negativos y positivos para el sótano, primero y segundo nivel, siguiendo los pasos del cálculo de momentos en losas 1 y 2.

**Tabla 72.***Resumen de momentos positivos y negativos del sótano*

<b>LOSA No.</b>	<b>Ma<sup>-</sup></b>	<b>Ma<sup>+</sup></b>	<b>Mb<sup>-</sup></b>	<b>Mb<sup>+</sup></b>
1	2132.76	1466.96	1686.36	1050.03
2	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
3	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
4	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
5	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
6	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
7	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
8	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
9	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
10	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
11	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
12	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
13	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
14	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
15	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
16	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
17	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
18	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
19	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
20	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
21	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
22	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
23	0.00	1288.94	3223.92	1145.00
24	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
25	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
26	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 73.***Resumen de momentos positivos y negativos del primer nivel*

<b>LOSA No.</b>	<b>Ma<sup>-</sup></b>	<b>Ma<sup>+</sup></b>	<b>Mb<sup>-</sup></b>	<b>Mb<sup>+</sup></b>
1	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
2	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
3	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
4	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
5	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
6	0.00	1288.94	3223.92	1145.00
7	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
8	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
9	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
10	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
11	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
12	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
13	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
14	2211.60	1144.64	1537.56	783.57
15	2653.92	1252.08	1041.58	833.17
16	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03
17	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
18	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
19	0.00	1288.94	3223.92	1145.00
20	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
21	1806.14	1288.94	2281.55	977.74
22	2432.76	1466.96	1686.36	1050.03

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.



**Tabla 74.***Resumen de momentos positivos y negativos del segundo nivel*

<b>LOSA No.</b>	<b>Ma<sup>-</sup></b>	<b>Ma<sup>+</sup></b>	<b>Mb<sup>-</sup></b>	<b>Mb<sup>+</sup></b>
1	1145.76	680.96	794.23	486.89
2	850.64	591.44	1074.54	450.94
3	850.64	591.44	1074.54	450.94
4	850.64	591.44	1074.54	450.94
5	850.64	591.44	1074.54	450.94
6	1145.76	680.96	794.23	486.89
7	1249.92	574.08	490.55	379.03
8	1041.60	520.64	724.15	355.67
9	1041.60	520.64	724.15	355.67
10	850.64	591.44	1074.54	450.94
11	1041.60	520.64	724.15	355.67
12	1041.60	520.64	724.15	355.67
13	1145.76	680.96	794.23	486.89
14	1249.92	574.08	490.55	379.03
15	1041.60	520.64	724.15	355.67
16	1249.92	574.08	490.55	379.03
17	1249.92	574.08	490.55	379.03
18	1041.60	520.64	724.15	355.67
19	1249.92	574.08	490.55	379.03
20	1145.76	680.96	794.23	486.89
21	850.64	591.44	1074.54	450.94
22	850.64	591.44	1074.54	450.94
23	0.00	591.44	1518.38	535.44
24	850.64	591.44	1074.54	450.94
25	850.64	591.44	1074.54	450.94
26	1145.76	680.96	794.23	486.89

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

En el balanceo de momentos, es fundamental minimizar las tensiones y deformaciones excesivas, lo que puede resultar en un diseño más eficiente y económico. Al reducir los momentos máximos, es posible utilizar secciones de losa más delgadas o requerir menos barras de refuerzo, lo que se traduce en ahorros en costos y materiales de construcción.

En el balanceo de momentos se debe considerar que el 80% del momento negativo máximo debe ser menor que momento negativo mínimo, de lo contrario deberá llevarse a cabo el balanceo de ambos momentos negativos como se presenta a continuación:

$$M_{b\_mín}^- < M_{b\_máx}^- * 0.80 = \text{Si balancear}$$

$$M_{b\_mín}^- \geq M_{b\_máx}^- * 0.80 = \text{No balancear}$$

$$M_{b\_mín}^- = 1686.36 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{b\_máx}^- = 2281.55 \text{ kg} * \text{m}$$

Entonces:

$$M_{b\_máx}^- = 2281.55 * 0.80 = 1825.24 \text{ kg} * \text{m}$$

$$1686.36 \text{ kg} * \text{m} < 1825.24 \text{ kg} * \text{m} = \text{Si balancear}$$

Rigidez de losas K:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{5.80} = 0.17$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{5.80} = 0.17$$

Factores de distribución D:

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0.17}{0.17 + 0.17} = 0.50$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0.17}{0.17 + 0.17} = 0.50$$

Momentos balanceados:

$$\text{Diferencia}_1 = (M_{b_2}^- - M_{b_1}^-) * D_1 = (2281.55 - 1686.36) * 0.5 = 297.59 \text{ kg * m}$$

$$\text{Diferencia}_2 = (M_{b_1}^- - M_{b_2}^-) * D_2 = (1686.36 - 2281.55) * 0.5 = -297.59 \text{ kg * m}$$

$$M_{\text{balanceado}1} = 1686.36 + 297.59 = 1983.95 \text{ kg * m}$$

$$M_{\text{balanceado}2} = 2281.55 - 297.59 = 1983.95 \text{ kg * m}$$

De la Tabla 75 a la 77, se presenta el resumen de cálculos para el balanceo de momentos en la dirección X-X.

**Tabla 75.**

*Balanceo de momentos en losas del sótano, dirección X-X*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup> Losa a	M <sup>-</sup> Losa b
	K1	K2	D1	D2				
1 - 2	0.17	0.17	0.50	0.50	297.59	-297.59	1983.95	1983.95
5 - 6	0.17	0.17	0.50	0.50	-297.59	297.59	1983.95	1983.95
7 - 8	0.17	0.17	0.50	0.50	247.99	-247.99	1289.57	1289.57
9 - 10	0.17	0.17	0.50	0.50	-371.99	371.99	1909.55	1909.55
10 - 11	0.17	0.17	0.50	0.50	-371.99	371.99	1909.55	1909.55
14 - 15	0.17	0.17	0.50	0.50	247.99	-247.99	1289.57	1289.57
15 - 16	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
17 - 18	0.17	0.17	0.50	0.50	247.99	-247.99	1289.57	1289.57
18 - 19	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
20 - 21	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
22 - 23	0.17	0.17	0.50	0.50	471.19	-471.19	2752.73	2752.73
23 - 24	0.17	0.17	0.50	0.50	-471.19	471.19	2752.73	2752.73
25 - 26	0.17	0.17	0.50	0.50	-297.59	297.59	1983.95	1983.95

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 76.***Balanceo de momentos en losas del primer nivel, dirección X-X*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup>	
	K1	K2	D1	D2			Losa a	Losa b
3 - 4	0.17	0.17	0.50	0.50	297.59	-297.59	1983.95	1983.95
5 - 6	0.17	0.17	0.50	0.50	-843.18	843.18	2380.74	2380.74
6 - 7	0.17	0.17	0.50	0.50	-843.18	843.18	2380.74	2380.74
10 - 11	0.17	0.17	0.50	0.50	247.99	-247.99	1289.57	1289.57
11 - 12	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
13 - 14	0.17	0.17	0.50	0.50	247.99	-247.99	1289.57	1289.57
14 - 15	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
16 - 17	0.17	0.17	0.50	0.50	-247.99	247.99	1289.57	1289.57
18 - 19	0.17	0.17	0.50	0.50	471.19	-471.19	2752.73	2752.73
19 - 20	0.17	0.17	0.50	0.50	-471.19	471.19	2752.73	2752.73
21 - 22	0.17	0.17	0.50	0.50	-297.59	297.59	1983.95	1983.95

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 77.***Balanceo de momentos en losas del segundo nivel, dirección X-X*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup>	
	K1	K2	D1	D2			Losa a	Losa b
1 - 2	0.17	0.17	0.50	0.50	140.16	-140.16	934.38	934.38
5 - 6	0.17	0.17	0.50	0.50	-140.16	140.16	934.38	934.38
7 - 8	0.17	0.17	0.50	0.50	116.80	-116.80	607.35	607.35
9 - 10	0.17	0.17	0.50	0.50	-175.20	175.20	899.35	899.35
10 - 11	0.17	0.17	0.50	0.50	-175.20	175.20	899.35	899.35
14 - 15	0.17	0.17	0.50	0.50	116.80	-116.80	607.35	607.35
15 - 16	0.17	0.17	0.50	0.50	-116.80	116.80	607.35	607.35
17 - 18	0.17	0.17	0.50	0.50	116.80	-116.80	607.35	607.35
18 - 19	0.17	0.17	0.50	0.50	-116.80	116.80	607.35	607.35
20 - 21	0.17	0.17	0.50	0.50	-116.80	116.80	607.35	607.35
22 - 23	0.17	0.17	0.50	0.50	221.92	-221.92	1296.46	1296.46
23 - 24	0.17	0.17	0.50	0.50	-221.92	221.92	1296.46	1296.46
25 - 26	0.17	0.17	0.50	0.50	-140.16	140.16	934.38	934.38

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

De la Tabla 78 a la 80, se presenta el resumen de cálculos para el balanceo de momentos en la dirección Y-Y.

**Tabla 78.**

*Balanceo de momentos en losas del sótano, dirección Y-Y*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup>	M <sup>-</sup>
	K1	K2	D1	D2			Losa a	Losa b
16 - 22	0.20	0.20	0.50	0.50	-423.89	423.89	2230.03	2230.03
17 - 24	0.20	0.20	0.50	0.50	-423.89	423.89	2230.03	2230.03

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 79.**

*Balanceo de momentos en losas del primer nivel, dirección Y-Y*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup>	M <sup>-</sup>
	K1	K2	D1	D2			Losa a	Losa b
5 - 12	0.20	0.20	0.50	0.50	423.89	-423.89	2230.03	2230.03
12 - 18	0.20	0.20	0.50	0.50	-423.89	423.89	2230.03	2230.03
13 - 20	0.20	0.20	0.50	0.50	-423.89	423.89	2230.03	2230.03

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 80.**

*Balanceo de momentos en losas del segundo nivel, dirección Y-Y*

LOSAS	RIGIDEZ		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		Dif-1	Dif-2	M <sup>-</sup>	M <sup>-</sup>
	K1	K2	D1	D2			Losa a	Losa b
16 - 22	0.20	0.20	0.50	0.50	-199.64	199.64	1050.28	1050.28
17 - 24	0.20	0.20	0.50	0.50	-199.64	199.64	1050.28	1050.28

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Diseño de armado de losa: Para determinar el diámetro del refuerzo y el espacio de las losas, se utilizará un metro de análisis ( $b_w = 100$  cm) como referencia. El enfoque será únicamente en esta dimensión para asegurar que el refuerzo y las losas sean adecuadas para soportar la carga y garantizar la estabilidad estructural.

Peralte efectivo de la losa: Se propone un recubrimiento de 2.5 cm basado en la Tabla 20.5.1.3.1 del ACI 318-19 (2019). Además, se proponen varillas de acero con un diámetro de  $\frac{3}{8}$ " (No. 3). El peralte efectivo se determina a través de la siguiente expresión:

$$d_{\text{llosa}} = t - r_{\text{llosa}} + \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

Donde:

$d_{\text{llosa}}$  Peralte efectivo de la losa.

$r_{\text{llosa}}$  Recubrimiento de losa.

$\phi_{\text{var}}$  Diámetro de varilla.

$$d_{\text{llosa}} = 12 - 2.5 - \frac{0.95}{2} = 9.025 \text{ cm}$$

El área mínima de refuerzo a flexión,  $A_{s_{\text{mín}}}$  cerca de la cara en tracción en la dirección de la luz bajo consideración será de acuerdo con la sección 8.6.1.1 del ACI 318-19 (2019), cuando  $f_y$  sea menor o igual a  $4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , se tomará la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0020 * A_g$$

Donde:

$A_g$  Área gruesa dada por el peralte de la losa y la franja unitaria de 1 m.

$A_{s_{\text{mín}}}$  Área de acero mínima según ecuación 9.6.1.2 inciso (b) del ACI 318-19 (2019).

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0020 * 100 * 9.025 = 1.81 \text{ cm}^2$$

El Momento para el área de acero mínimo  $A_{s_{\text{mín}}}$  se calculará con la siguiente expresión:

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = \Phi * A_{s_{\text{mín}}} * f_y * \left( d_{\text{llosa}} - \frac{A_{s_{\text{mín}}} * f_y}{1.7 * f'_c * b_w} \right)$$

Donde:

$M_{As\_mín}$  Momento para el área de acero mínimo.

$\Phi$  Factor de reducción de resistencia 0.90, Tabla 21.2.1, ACI 318-19.

$$M_{As\_mín} = 0.90 * 1.81 * 4200 * \left( 9.025 - \frac{1.81 * 4200}{1.7 * 280 * 100} \right) = 40659.70 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{As\_mín} = 406.60 \text{ kg} - \text{m}$$

Áreas de acero requeridas en Losa 1:

Lado A:

$$A_{S_{req\_A}} = \frac{M * A_{S_{mín}}}{M_{As\_mín}} = \frac{2132.76 * 1.81}{986.78} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Lado B:

$$A_{S_{req\_B}} = \frac{M * A_{S_{mín}}}{M_{As\_mín}} = \frac{1983.95 * 4.5}{986.78} = 3.64 \text{ cm}^2$$

El capítulo 25.2.1 dice que “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  $\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg}$ ” (ACI 318-19, 2019, pág. 485).

$$S_{mín} = 2.5 \text{ cm}$$

$$S_{mín} = d_b = \emptyset \text{ var} = 0.95 \text{ cm}$$

$$S_{mín} = \left(\frac{4}{3}\right) d_{agg} = \frac{4}{3} * \frac{3}{4} * 2.54 = 2.54 \text{ cm}$$

$$2.54 \text{ cm} > 2.5 \text{ cm} > 0.95 \text{ cm}$$

En la sección 8.7.2.2 del ACI 318-19 (2019), dice que para losas macizas no preesforzadas, el mayor valor permitido para el espaciado del refuerzo corrugado debe ser el menor entre dos veces la altura o 45 cm en las secciones críticas, y el menor entre tres veces la altura o 45 cm en las otras secciones.

Secciones críticas:

$$S_{\text{máx}} = 2 * h = 2 * 12 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Otras secciones:

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

$$S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

$$36 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Lado A:

$$S_A = \frac{A_{S_{\text{mín}}}}{A_{S_{\text{req\_A}}}} * 33 = \frac{1.81}{3.91} * 33 = 15.28 \text{ cm}$$

Lado B:

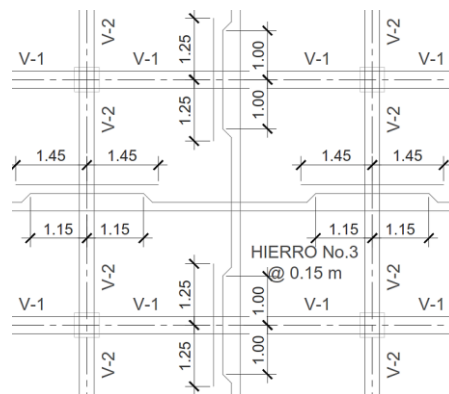
$$S_B = \frac{A_{S_{\text{mín}}}}{A_{S_{\text{req\_B}}}} * 33 = \frac{1.81}{3.64} * 33 = 16.41 \text{ cm}$$

Se sugiere un espaciamiento de  $S = 15 \text{ cm}$  para el área de acero mínimo.

$$2.54 \text{ cm} > 15 \text{ cm} > 24 \text{ cm}$$

**Figura 23.**

*Armado de refuerzo en losas*

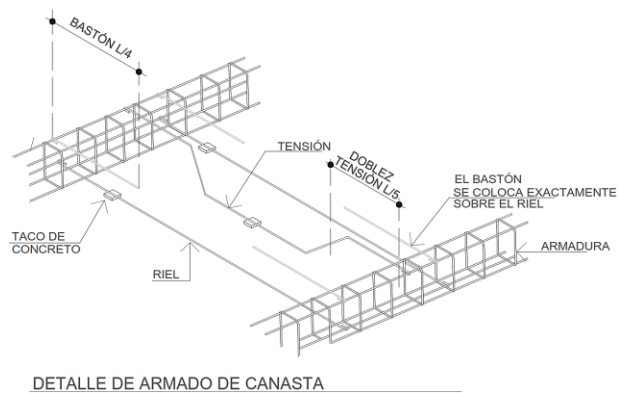


Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017



## Figura 24.

### Detalle de armado de canasta



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Chequeo por corte: Se lleva a cabo esta verificación para asegurarse de que el espesor de la losa sea adecuado para resistir las fuerzas de corte, ya que estas fuerzas recaen únicamente en el concreto. Para realizar este cálculo, se basa en la ecuación proporcionada por el Código ACI 318-19 (2019) en su sección 9.6.3.1. Para que esto se cumpla se llevará a cabo el procedimiento expresando que el Cortante máximo resistente debe ser mayor al Cortante máximo actuante.

Se expresa de la siguiente forma:

$$V_{\text{máx\_res}} > V_{\text{máx\_act}}$$

Donde:

$V_{\text{máx\_res}}$  Cortante máximo resistente.

$V_{\text{máx\_act}}$  Cortante máximo actuante.

Si se cumple esta condición, entonces el espesor de la losa es el adecuado; en caso contrario, será necesario incrementar dicho espesor.

$$V_{\text{máx\_res}} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d_{\text{llosa}} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 9.025 = 5198.69 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx\_act}} = \frac{C_u * l}{2} = \frac{1474.40 * 5.80}{2} = 4275.76 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx\_res}} > V_{\text{máx\_actu}}$$

$$5198.69 \text{ kg} > 4275.76 \text{ kg}$$

Al verificarlo, es evidente que el valor de resistencia al cortante es superior al valor de cortante accionante. Por lo tanto, se puede concluir que el espesor de la losa es el adecuado. Se aplicó el mismo diseño de losas a todo el edificio.

#### **4.25.2. Diseño de Vigas**

Según el predimensionamiento de vigas, se obtuvo como resultado dos vigas con dimensiones diferentes.

A continuación, se procede a verificar la capacidad de resistir las máximas tensiones y deformaciones permitidas en la Viga V-1. Esto implica verificar las deflexiones máximas, la resistencia a la flexión, la resistencia al corte, entre otros aspectos.

Los datos a considerar para el diseño serán tomados de la Tabla 81.

**Tabla 81.**

*Predimensionamiento de vigas*

<b>TIPO DE VIGA</b>	<b>ALTURA (h)</b>	<b>BASE (b)</b>
V_1	70 cm	35 cm

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Se realizará el diseño de la Viga V\_1 para el ejemplo, el diseño de la viga dos será omitido debido a que contará con características similares a la Viga V\_1 por criterio del diseñador.

Peralte efectivo de la viga V\_1: Para hallar el peralte efectivo de la viga se debe tomar en cuenta que los datos a utilizar serán el diámetro de la varilla y el recubrimiento que llevará el acero.

Se proponen barras de acero longitudinal No. 5 (5/8"), y un refuerzo lateral con barras de acero No. 3 (3/8").

Según la Tabla 20.5.1.3.1 del ACI 318-19 (2019), establece que para los elementos de concreto construidos en sitio que no están preesforzados, se puede determinar el recubrimiento especificado. En el caso de las vigas de concreto que no están expuestas a la intemperie ni en contacto con el suelo, la tabla dice que se requiere un recubrimiento mínimo de 40 mm. Sin embargo, como criterio de diseño, se ha decidido utilizar un recubrimiento de 60 mm.

El peralte efectivo de la viga se determina mediante la siguiente expresión:

$$d_{V_1} = h_{V_1} - \left( r_{\text{libre}} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2} \right) = 70 - \left( 6 - \frac{1.59}{2} \right) = 64.80 \text{ cm}$$

Donde:

$d_{V_1}$  peralte efectivo de la viga.

$h_{V_1}$  altura de la viga.

$r_{\text{libre}}$  recubrimiento.

$\phi_{\text{var}}$  diámetro de varilla.

Para el Área de Acero Mínimo en la viga, al igual que en la losa, el área de acero mínimo no debe ser menor que área de acero al límite. De lo contrario, se deberá tomar el área de acero al límite. A continuación, se analizan las ecuaciones en detalle:

$$A_{S\text{lím}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_{V_1} * d_{V_1} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4200} * 35 * 64.80 = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b_{V_{-1}} * d_{V_{-1}} = \frac{14}{4200} * 35 * 64.80 = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$7.56 \text{ cm}^2 > 7.23 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el  $A_{s_{\min}}$  de  $7.56 \text{ cm}^2$  para el resto del diseño ya que al analizar se nota que el  $A_{s_{\min}}$  es mayor que el  $A_{s_{\lim}}$ .

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)} = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6115}{4200 * (4200 + 6115)} = 0.029$$

Donde:

$\rho_b$             Cuantía balanceada para refuerzo longitudinal.

$\beta_1$             Valor para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto según Tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318-19 (2019).

Para el cálculo del Área de Acero Máximo, se considerará una cuantía máxima de acero. En zonas sísmicas se considera un factor de 0.50, mientras que en zonas no sísmicas se utiliza un factor de 0.75. Dado que el municipio de San Pablo se encuentra en una zona sísmica, se aplica el factor de 0.50.

$$A_{s_{\max}} = \rho_{b_{\max}} * \rho_b * b_{V_{-1}} * d_{V_{-1}} = 0.50 * 0.029 * 35 * 64.80 = 32.89 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{s_{\max}}$             Área de acero máximo.

$\rho_{b_{\max}}$             0.50 es el valor para zona sísmica.

Refuerzo longitudinal requerido: Para calcular el área de acero necesario para los momentos y cortantes presentes, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[ b_{V_{-1}} * d_{V_{-1}} - \sqrt{(b_{V_{-1}} * d_{V_{-1}})^2 - \frac{M_u * b_{V_{-1}}}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85 * f'_c}{f_y}$$

Es esencial establecer los límites del área de acero y verificar que el área de acero utilizada o requerida sea superior al área de acero mínima ( $A_{s\text{mín}}$ ) de  $7.56\text{ cm}^2$  y menor que el área de acero máximo ( $A_{s\text{máx}}$ ) de  $23.81\text{ cm}^2$ . En caso de no cumplir con esta condición, y si el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, se debe utilizar el área de acero mínimo.

$$A_{s_{\text{req}}}^- = \left[ 35 * 64.80 - \sqrt{(35 * 64.80)^2 - \frac{22147.21 * 35}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 9.38\text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}}^+ = \left[ 35 * 64.80 - \sqrt{(35 * 64.80)^2 - \frac{9148.41 * 35}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 3.79\text{ cm}^2$$

**Tabla 82.**

*Áreas de acero para Momentos Positivos y Negativos en viga V\_1*

<b>MOMENTOS EN VIGA V_1</b>	<b><math>M_u</math> (kg – m)</b>	<b><math>A_{s_{\text{req}}}</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b><math>A_{s_{\text{mín}}}</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b><math>A_{s_{\text{máx}}}</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b>As a usar (<math>\text{cm}^2</math>)</b>
$M^-$	22147.21	9.38	7.56	23.81	9.38
$M^+$	9148.41	3.79	7.56	23.81	7.56

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Una vez calculado el área de acero necesario para la viga, se ha determinado que para la parte inferior necesita un área de  $7.56\text{ cm}^2$ , mientras que para la parte superior se requiere de un área de  $9.51\text{ cm}^2$ .

La sección 18.6.3.1 del ACI 318-19 (2019), establece que las vigas deben contar con al menos dos barras continuas en su cara superior y también dos barras continuas en la cara inferior. Además, en cualquier sección de la viga, la cantidad de refuerzo no puede ser inferior a la requerida por el valor de  $A_{s_{\text{lím}}}$  o el  $A_{s_{\text{mín}}}$ .

Para la cama inferior se sugiere dos barras No. 6, que dan un área de 5.70 cm<sup>2</sup>, junto con dos barras No. 5, que dan un área de 3.98 cm<sup>2</sup>, con un total de 9.68 cm<sup>2</sup>. De esta manera, se cumple con el área necesaria para resistir el momento en la cama inferior.

$$9.68 \text{ cm}^2 > 7.56 \text{ cm}^2$$

Para la cama superior se sugiere dos barras No. 6, que dan un área de 5.70 cm<sup>2</sup>, junto con dos barras No. 5, que dan un área de 3.98 cm<sup>2</sup>, con un total de 9.68 cm<sup>2</sup>. De esta manera, se cumple con el área necesaria para resistir el momento en la cama superior.

$$9.68 \text{ cms}^2 > 9.51 \text{ cms}^2$$

- **Chequeo por corte:**

La Resistencia Nominal se calcula para determinar la capacidad de una estructura o componente de resistir fuerzas de corte o cortantes.

La sección 22.5.1.1 del ACI 318-19 (2019) establece que la resistencia nominal en dos direcciones, denominada  $V_n$ , debe ser calculada de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_n$  Resistencia nominal a cortante.

$V_c$  Resistencia nominal a cortante dada por el concreto.

$V_s$  Resistencia nominal a cortante dada por el refuerzo de cortante.

En los miembros no preesforzados que no tienen fuerza axial, se debe calcular  $V_c$  utilizando la ecuación 22.5.6.2 del ACI 318-19 (2019):

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_{V_1} * d_{V_1} = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 35 * 64.80 = 20113.98 \text{ kg}$$

Donde:

$\lambda$  Factor de modificación para concreto de peso normal según la sección 19.2.4.3 del ACI 318-19 (2019) es de 1.

El cálculo del cortante resistente del acero se debe realizar según la fórmula 22.5.8.5.3 del ACI 318-19 (2019):

$$V_s = \frac{(2 * A_v) * f_y * d_{v-1}}{S}$$

Donde:

$V_s$  Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo.

$A_v$  Área efectiva de la varilla que está dentro del espaciamiento  $S$  multiplicada por dos veces.

$S$  Espaciamiento longitudinal propuesto del refuerzo a cortante.

$$V_s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 64.80}{25} = 15458.69 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 20113.98 \text{ kg} + 15458.69 \text{ kg} = 35572.67 \text{ kg}$$

El análisis estructural ha dado un valor de cortante máximo debido a las fuerzas externas, que es equivalente a  $V_u = 16414.77 \text{ kg}$ . Ahora que se tiene esta información, se puede utilizar la ecuación proporcionada por la Sección 9.5.1.1 del ACI 318-19 (2019) para determinar el cortante máximo:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\Phi$  Factor de reducción de resistencia a corte dado en el inciso (c) de la Tabla 21.2.1 del ACI 318-19 (2019).

Por lo tanto:

$$\Phi V_n = 0.75 * 35572.67 \text{ kg} = 26679.50 \text{ kg}$$

Cumpliendo con la condición:

$$26679.50 \text{ kg} \geq 16414.77 \text{ kg}$$

Para el espaciamiento de estribos confinados, la sección 18.4.2.4 del ACI 318-19 (2019) establece:

- Que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud de  $2h$  medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz.
- Que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo.
- Que el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de los siguientes parámetros:

$$(a) \frac{d_{v-1}}{4} = \frac{64.80}{4} = 16.20 \text{ cm}$$

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

Varilla No. 5 con un diámetro de 1.59 cm

$$8 * \emptyset \text{ No. 5} = 8 * 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

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

Varilla No. 3 con un diámetro de 0,95 cm

$$24 * \emptyset \text{ No. 3} = 24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$$

- (d) 300 mm = 30 cm



Considerando que el espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder el menor de los parámetros, se deben colocar los estribos de confinamiento a cada 12 cm. El confinamiento tendrá una longitud de  $2 * 70 = 140$  cm a cada lado de la viga.

Al igual que en el resto de la viga, es importante asegurarse de no exceder el espaciamiento del refuerzo transversal, no debiendo exceder  $d/2$  en toda la longitud de la viga según la sección 18.4.2.5 del ACI 318-19 (2019). En el presente caso,  $d$  es igual a 64.80 cm, por lo tanto, el espacio máximo permitido es de 32.40 cm. Para facilitar la instalación en el campo, se decidió utilizar un espaciado de 25 cm.

La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción se refiere a la longitud mínima requerida de un gancho de refuerzo en una barra de acero que está bajo carga de tracción. Este concepto es importante porque se utilizan barras de refuerzo de acero para mejorar la resistencia y la capacidad de carga de la estructura.

Según el ACI 318-19 (2019) en la sección 25.4.3, la longitud mínima requerida para un gancho de refuerzo de acero en una barra que está bajo carga de tracción en una estructura de concreto reforzado, deberá ser la mayor de las siguientes fórmulas:

$$(a) \left( \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 8 * d_b$$

$$(c) 150 \text{ mm}$$

Donde:

$\lambda$  Concreto de peso normal con valor de 1.0, Tabla 25.4.3.2 del ACI 318-19 (2019).

$\psi_e$  Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) con valor de 1.0, Tabla 25.4.3.2 del ACI 318-19 (2019).

- $\psi_c$  Recubrimiento de 1.0, Tabla 25.4.3.2 del ACI 318-19 (2019).
- $\psi_r$  Confinamiento del refuerzo con valor de 1.0, Tabla 25.4.3.2 del ACI 318-19 (2019).
- $d_b$  Diámetro de la varilla del refuerzo longitudinal.

Se procede a realizar los cálculos para determinar el mayor de (a) hasta (c):

$$(a) \left( \frac{0.075 * 4200 * 1 * 1 * 1}{1 * \sqrt{280}} \right) * 1.59 = 29.93 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

$$(b) 8 * 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

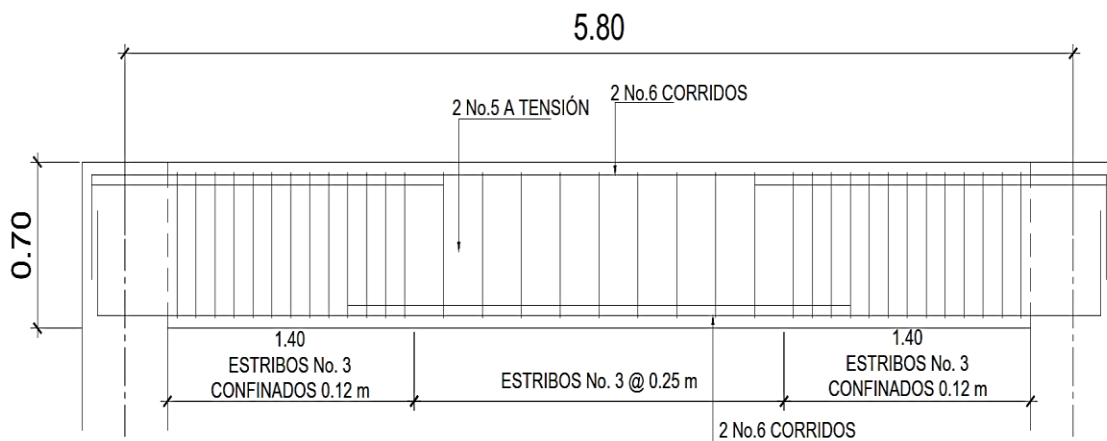
$$(c) 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

Como se puede notar, la longitud de desarrollo mayor de entre los tres es de 30 cm, por lo cual se determina que esa será la longitud de desarrollo mínima.

Se presenta las ilustraciones del armado según los cálculos anteriores:

**Figura 25.**

*Armado y espaciamiento de la Viga V-1*



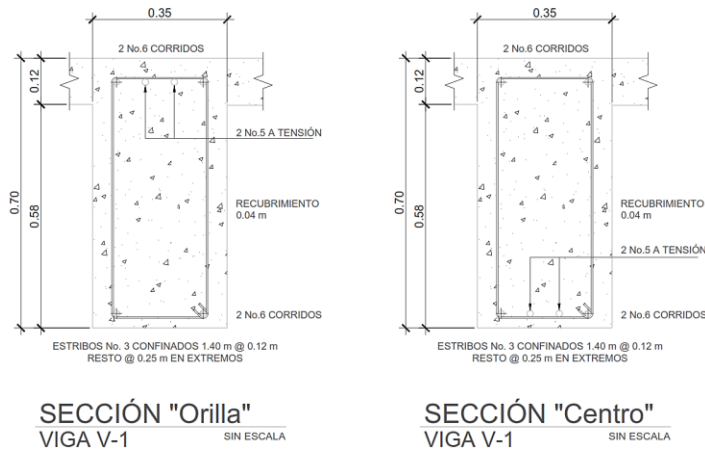
**SECCIÓN**  
**VIGA V-1**

SIN ESCALA

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

**Figura 26.**

*Detalle de la sección de la Viga V-1*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

#### **4.25.3. Diseño de Columnas**

El diseño de la columna implica un análisis estructural para calcular los momentos de flexión y esfuerzos cortantes. Se determina la cantidad de acero necesario según el área mínima requerida, que varía según la sección transversal. Se evalúa el refuerzo para asegurar que resista los esfuerzos cortantes y supere la carga aplicada.

Se presentan a continuación los datos requeridos para el diseño de la columna de mayor importancia. Esta columna se encuentra en el sótano, específicamente entre los ejes C y 6. Los datos necesarios se encuentran en la Tabla 83 y 84.

**Tabla 83.**

*Datos de los elementos para el diseño de la columna C-1*

NIVEL No.	$A_T$ ( $m^2$ )	COLUMNA (m)			VIGA V_1, eje X (m)			Viga V_2 eje Y (m)		
		a	b	$h_{col}$	$l_{v_1}$	$b_{v_1}$	$h_{v_1}$	$l_{v_2}$	$b_{v_2}$	$h_{v_2}$
1	25.22	0.50	0.50	3.60	5.80	0.35	0.70	5.00	0.30	0.60
2	25.22	0.50	0.50	3.60	5.80	0.35	0.70	5.00	0.30	0.60
3	25.22	0.50	0.50	3.60	5.80	0.35	0.70	5.00	0.30	0.60

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 84.***Resumen de momentos para el diseño de la columna C-1*

<b>MOMENTOS MÁXIMOS</b>	<b>Valor</b>
Momento máximo eje X	19916.63 kg * m
Momento máximo eje Y	19916.63 kg * m
Cortante máximo	9310.29 kg

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

La carga Axial es una fuerza que actúa a lo largo del eje central de una columna, ya sea en compresión (carga positiva) o en tensión (carga negativa). La carga axial es uno de los esfuerzos principales que una columna debe resistir.

Para encontrar la carga axial en una columna, se deben considerar los diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura. Estas cargas pueden incluir el peso propio de la columna, cargas permanentes, como el peso de elementos constructivos, y cargas variables, como cargas vivas.

$$P_{CV} = CV * A_{trib}$$

$$W_{v-x}, W_{v-y} = b_v * h_v * l_v * \gamma_c$$

$$\sum W_v = W_{v-x} + W_{v-y}$$

$$W_{col} = b_{col} * h_{col} * l_{col} * \gamma_c$$

$$P_{CM} = CM * A_{trib} + W_{viga} + W_{col}$$

Donde:

$W_{v-x}, W_{v-y}$	Peso de la viga en los ejes x y y.
$\sum W_v$	Sumatoria de las cargas de los ejes x y y.
$W_{col}$	Peso de la columna.
$\sum P_{CM}$	Sumatoria del peso por carga muerta por nivel.

Carga axial segundo nivel (Azotea con acceso):

$$CV = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CM = 312 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{CV-N2} = 200 * 25.22 = 5044 \text{ kg}$$

$$W_{v-x} = 0.35 * 0.70 * 5.80 * 2400 = 3410.40 \text{ kg}$$

$$W_{v-y} = 0.30 * 0.60 * 5.00 * 2400 = 2160.00 \text{ kg}$$

$$\sum W_v = 3410.40 + 2160.00 = 5570.40 \text{ kg}$$

$$W_{col} = 0.50 * 0.50 * 3.60 * 2400 = 2160.0 \text{ kg}$$

$$\sum P_{CM-N2} = (312 * 25.22) + 5570.40 + 2160.00 = 15599.04 \text{ kg}$$

Carga axial primer nivel (almacenes minoristas):

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

$$CM = 562 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{CV-N1} = 500 * 25.22 = 12610.00 \text{ kg}$$

$$W_{v-x} = 0.35 * 0.70 * 5.80 * 2400 = 3410.40 \text{ kg}$$

$$W_{v-y} = 0.30 * 0.60 * 5.00 * 2400 = 2160.00 \text{ kg}$$

$$\sum W_v = 3410.40 + 2160.00 = 5570.40 \text{ kg}$$

$$W_{col} = 0.50 * 0.50 * 3.60 * 2400 = 2160.0 \text{ kg}$$

$$\sum P_{CM-N1} = (562 * 25.22) + 5570.40 + 2160.00 = 21904.04 \text{ kg}$$

Carga axial sótano (almacenes minoristas):

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

$$CM = 562 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{CV-S} = 500 * 25.22 = 12610.00 \text{ kg}$$

$$W_{v-x} = 0.35 * 0.70 * 5.80 * 2400 = 3410.40 \text{ kg}$$

$$W_{v-y} = 0.30 * 0.60 * 5.00 * 2400 = 2160.00 \text{ kg}$$

$$\sum W_v = 3410.40 + 2160.00 = 5570.40 \text{ kg}$$

$$W_{col} = 0.50 * 0.50 * 3.60 * 2400 = 2160.0 \text{ kg}$$

$$\sum P_{CM-S} = (562 * 25.22) + 5570.40 + 2160.00 = 21904.04 \text{ kg}$$

Sumatorias de las cargas vivas y muertas por los tres niveles:

$$\sum P_{CV} = P_{CV-S} + P_{CV-N1} + P_{CV-N2}$$

$$\sum P_{CV} = 12610.00 + 12610.00 + 5044 = 30264.00 \text{ kg}$$

$$\sum P_{CM} = P_{CM-N1} + P_{CM-N2} + P_{CM-N3}$$

$$\sum P_{CM} = 21904.04 + 21904.04 + 15599.04 = 59407.12 \text{ kg}$$

La carga última es la carga máxima que una columna puede soportar antes de llegar al punto de falla o colapso, y garantizar su seguridad y capacidad de resistencia.

Para hallar esta carga se considerarán las áreas tributarias que actúan sobre la columna. Las áreas tributarias incluyen el peso propio de la losa, vigas, columna, sobrecargas permanentes y cargas vivas. En el cálculo de la columna, se toma en cuenta la carga axial actuante de los tres niveles de diseño.

$$P_U = 1.20(P_{CM}) + 1.60(P_{CV}) = 1.20(59407.12) + 1.60(30264.00) = 119710.94 \text{ kg}$$

Para los efectos de esbeltez, considera que una columna es esbelta cuando la relación entre el área de su sección transversal y su longitud total es pequeña. Se clasifica en tres categorías: columna corta, intermedia o larga. Estas categorías determinan el comportamiento de las columnas frente a las cargas axiales y los momentos flectores que actúan sobre ella.

Según la sección 6.2.5 del ACI 318-19 (2019), cuando la columna es corta, se diseña utilizando los datos obtenidos del análisis estructural. Sin embargo, si la columna es de longitud intermedia, se debe diseñar considerando una magnificación de los momentos actuantes. Por otro lado, si la columna es larga, se deben realizar modificaciones en las secciones, ya que no se recomienda trabajar con columnas largas debido a que pueden presentar fallas por pandeo.

Las características para determinar la categoría de las columnas son:

- (a) columna corta:  $E < 22$
- (b) columna intermedia:  $22 < E < 100$
- (c) columna larga:  $E > 100$

La esbeltez para columnas será obtenida por medio de la ecuación:

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

Donde:

- E efecto de esbeltez.
- $k_p$  factor de longitud efectiva de pandeo (ecuación de Furlong).
- $L_u$  longitud libre de la columna.
- $\sigma$  radio de giro.

Para el cálculo de la inercia en columnas y vigas se utilizarán las siguientes expresiones:

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

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

Donde:

$I_{\text{col}}$  inercia en columnas.

$I_{\text{viga}}$  inercia en vigas.

$b$  base de la columna o viga.

$h$  altura de la columna o viga.

Inercia de columna:

$$I_{\text{col}} = \frac{1}{12} * (0.50) * (0.50)^3 = 0.0052 \text{ mts}^4$$

Inercia de viga:

$$I_{\text{viga-x}} = \frac{1}{12} * (0.35) * (0.70)^3 = 0.01 \text{ mts}^4$$

$$I_{\text{viga-y}} = \frac{1}{12} * (0.30) * (0.60)^3 = 0.0054 \text{ mts}^4$$

Coefficiente de longitud efectiva: La expresión utilizada para calcular el coeficiente de longitud efectiva es la siguiente:

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

Donde:

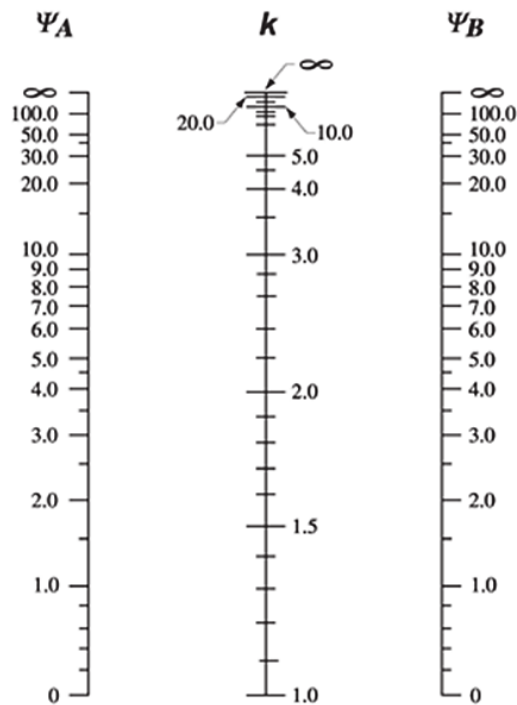
$k_p$  Factor de longitud efectiva de la columna para miembros no arriostrados según sección 6.6.4.4.3, ACI 318-19 (2019).



$\Psi$  Factor de modificación para la longitud de desarrollo según la gráfica R.6.2.5 del ACI 318-19 (2019).

**Figura 27.**

*Estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral*



Fuente: ACI (2014, pag.71).

Extremo superior de la columna:

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{col}}{h_{col}} + \frac{I_{col}}{h_{col}}}{\frac{I_{viga-x}}{l_{viga-x}} + \frac{I_{viga-x}}{l_{viga-x}}} = \frac{\frac{0.0052}{3.60} + \frac{0.0052}{3.60}}{\frac{0.01}{5.80} + \frac{0.01}{5.80}} = 0.84$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{col}}{h_{col}} + \frac{I_{col}}{h_{col}}}{\frac{I_{viga-y}}{l_{viga-y}} + \frac{I_{viga-y}}{l_{viga-y}}} = \frac{\frac{0.0052}{3.60} + \frac{0.0052}{3.60}}{\frac{0.0054}{5.00} + \frac{0.0054}{5.00}} = 1.34$$

El factor de modificación en la base de la columna se considera como cero debido a sus características de empotramiento en el extremo inferior de la columna.

$$\psi_B = 0$$

Al desarrollar la fórmula, se obtiene el valor correspondiente al coeficiente de longitud efectiva.

$$k_{p-x} = \frac{20 - \frac{0.84 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{0.84 + 0}{2}} = 1.17$$

$$k_{p-y} = \frac{20 - \frac{1.34 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{1.34 + 0}{2}} = 1.25$$

El radio de giro se puede calcular utilizando la ecuación del inciso (a) dada en la sección 6.2.5.1 del ACI 918-14:

$$\sigma = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_g}} = \sqrt{\frac{0.0052}{(0.50 * 0.50)}} = 0.1442$$

Teniendo ya todos los valores, se procede a calcular la esbeltez para la columna:

$$E_x = \frac{1.17 * 3.60}{0.1442} = 29.21$$

$$E_y = \frac{1.25 * 3.60}{0.1442} = 31.21$$

Según la condición de esbeltez, es necesario magnificar momentos ya que  $E_x$  y  $E_y$  están entre los valores de 22 y 100, lo cual indica que la columna es intermedia.

Según el ACI 318-19 (2019), en estructuras no arriostradas lateralmente, el diseño de columnas se basa en la magnificación de momentos. Durante eventos sísmicos, los desplazamientos laterales generan momentos adicionales en elementos como columnas, que pueden ser más críticos que en estructuras arriostradas. La magnificación de momentos se debe considerar, empleando métodos específicos para calcularlos y asegurar dimensiones adecuadas y resistencia frente a desplazamientos laterales.

En este caso se analizarán los dos ejes de diseño.

El cálculo del factor de flujo plástico es la relación utilizada para determinar la disminución de la rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes:

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 * CM}{CM_{\text{última}}}$$

Donde:

$\beta_{dns}$  Factor de flujo plástico.

Análisis en el eje X: Se requiere establecer una relación entre la carga axial máxima de un piso y la carga axial máxima incrementada, la cual se calcula utilizando la siguiente ecuación.

$$C_u = 1.2(CM) + 1.6(CV) = 1.2(562) + 1.6(500) = 1474.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2(CM)}{C_u} = \frac{1.2(562)}{1474.40} = 0.46$$

$$0 \leq \beta_{dns} \leq 1$$

$$0 \leq 0.46 \leq 1$$

Después de realizar los cálculos pertinentes, se verifica que la condición del factor de fluencia plástica cumple con lo establecido, por lo tanto, se continuará con el procedimiento correspondiente.

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

Donde:

EI rigidez de la columna.

$E_C$  módulo de elasticidad del concreto.

El módulo de elasticidad del concreto según la ecuación 19.2.2.1 en el inciso (b) del ACI 318-19 (2019) se determina de la siguiente manera:

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

$$E_c = 15100 * \sqrt{280} = 252671.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2526713.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Desarrollando la fórmula de rigidez por medio de la fórmula 6.6.4.4.4 (c) del ACI 318-19 (2019), se obtiene el siguiente resultado:

$$EI = \frac{2526713.28 * 0.0052}{2.5 * (1 + 0.46)} = 3599.70 \text{ ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo:

$$P_{cr-x} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{p-x} * L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 3599.70}{(1.17 * 3.60)^2} = 2002.58 \text{ ton}$$

Donde:

$P_{cr-x}$  Carga crítica de pandeo, sección 6.6.4.4.2 del ACI 318-19 (2019).

Cálculo de magnificador de momentos:

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{0.75 * P_{cr}}}$$

En el cálculo del factor de magnificación de momentos, se emplean los valores de la carga axial última en la columna siendo de  $P_U = 119.71 \text{ ton}$ . Asimismo, al determinar este factor, se considera un valor de  $\phi$  de 0.75 para la columna.

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{119.71}{0.75 * 2002.58}} = 1.09$$

Según el ACI 318-19 (2019) en su sección 6.6.4.5.2, se debe cumplir con la condición de magnificación de momentos donde  $\delta_x$  debe ser mayor o igual a 1:

$$1.09 \geq 1$$

Después de verificar los datos, se confirma que el factor de flujo plástico cumple con lo establecido en las normas o criterios establecidos.

Cálculo de momentos para el diseño de columna:

$$M_{dx} = \delta_x * M_{m\acute{a}x-x} = 1.09 * 19916.63 = 21709.13 \text{ kg} - \text{m}$$

Análisis en el eje Y:

$$C_u = 1.2(CM) + 1.6(CV) = 1.2(562) + 1.6(500) = 1474.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2(CM)}{(C_u)} = \frac{1.2(562)}{(1474.40)} = 0.46$$

$$0 \leq \beta_{dns} \leq 1$$

$$0 \leq 0.46 \leq 1 = \text{SÍ CUMPLE}$$

El cálculo de rigidez a flexión de la columna "EI" se calcula por medio de la fórmula 6.6.4.4.4 inciso (c) del ACI 318-19 (2019):

$$EI = \frac{E_C * I_{col}}{2.5 * (1 + \beta_{dns})} = \frac{2526713.28 * 0.0052}{2.5 * (1 + 0.46)} = 3599.70 \text{ ton} - \text{m}^2$$

Para el cálculo de la carga crítica de pandeo se utilizará la fórmula 6.6.4.4.2 del ACI 318-19 (2019):

$$P_{cr-y} = \frac{\pi^2 * EI}{(k_{p-y} * L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 3599.70}{(1.25 * 3.60)^2} = 1754.45 \text{ ton}$$

Cálculo de magnificador de momentos:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\phi * P_{cr-y}}} = \frac{1}{1 - \frac{119.71}{0.75 * 1754.45}} = 1.10$$

Según el ACI 318-19 (2019) en su sección 6.6.4.5.2, se debe cumplir con la condición de magnificación de momentos donde  $\delta_y$  debe de ser mayor o igual a 1:

$$1.10 \geq 1$$

Después de verificar los datos, se confirma que el factor de flujo plástico cumple con lo establecido en las normas o criterios establecidos.

Cálculo de momentos para el diseño de columna:

$$M_{dy} = \delta_y * M_{m\acute{a}x-y} = 1.10 * 19916.63 = 21908.29 \text{ kg} - \text{m}$$

Refuerzo longitudinal: Se utilizará el "método de las cargas recíprocas de Bresler" para verificar el comportamiento esperado de una columna, basándose en el armado propuesto. Este método simplifica los cálculos y ofrece una aproximación precisa.

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}}$$

Donde:

$P'_u$  Capacidad axial nominal (biaxial).

$P'_x$  Capacidad axial nominal con una sola excentricidad  $e_y$ .

$P'_y$  Capacidad axial nominal con una sola excentricidad  $e_x$ .

$P'_o$  Carga máxima axial con  $e_x = e_y = 0$  (compresión pura).

Para el cálculo del acero mínimo y máximo, de acuerdo con la sección 18.7.4.1 del Código ACI 318-19 (2019), en columnas ubicadas en zonas de alta actividad sísmica, el área de acero requerida no debe ser inferior al uno por ciento del área de la sección transversal  $A_g$ , ni superior al seis por ciento de  $A_g$ . Si la cantidad de acero requerida es inferior al uno por ciento, podría provocar una falla por flexión, mientras que si excede el seis por ciento, puede dar lugar a una falla por falta de ductilidad.

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 1\% * A_g = 0.01(50 * 50) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 6\% * A_g = 0.06(50 * 50) = 150 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se sugiere la utilización de ocho barras de acero No. 8 con área de  $5.07 \text{ cm}^2$  por barra, las cuales hacen un área total de  $40,56 \text{ cm}^2$ , representando un valor del 1,62%. Este valor está dentro del rango requerido que va del 1% al 6%.

Para garantizar la adecuación del área de acero propuesto, es necesario que la carga axial resistente generada por la sección de la columna y el refuerzo longitudinal supere la carga última accionante.

$$P'_U > P_U$$

Para poder determinar los valores de la curva se ayuda de los diagramas de interacción para diseño de columnas, los cuales involucran los siguientes valores:

Valores de la curva:

$$\rho_\mu = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g} = \frac{40.54 * 4200}{0.85 * 280 * 2500} = 0.29$$

Para determinar qué diagrama de interacción se utilizará, es necesario calcular el valor de  $\gamma$  de la siguiente manera:

$$\gamma_{x,y} = \frac{b - (2 * r_{col})}{h}$$

Donde:

$\gamma_{x,y}$  Factor de longitud efectiva en los ejes X y Y.

b, h Dimensiones de la columna en largo y ancho.

$r_{col}$  Recubrimiento de la columna en una cara.

$$\gamma_{x,y} = \frac{50 - (2 * 6)}{50} = 0.76$$

Cálculo de excentricidades:

$$E_{x,y} = \frac{M_{dx,y}}{P_U}$$

Donde:

$E_{x,y}$  Excentricidades en los ejes X y Y.

$M_{dx,y}$  Momentos para el diseño de la columna en los ejes X y Y.

$$E_x = \frac{21709.13}{119710.94} = 0.18$$

$$E_y = \frac{21908.29}{119710.94} = 0.18$$

Cálculo de parámetros independientes en las Diagonales X y Y:

$$D_x = \frac{E_x}{h_x} = \frac{0.18}{0.50} = 0.36$$

$$D_y = \frac{E_y}{h_y} = \frac{0.18}{0.50} = 0.36$$

Antes de poder utilizar la tabla de la figura 28, es necesario obtener los valores descritos en el libro "Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado" del Dr. Gonzales Cuevas. Estos valores se calculan de la siguiente forma.:

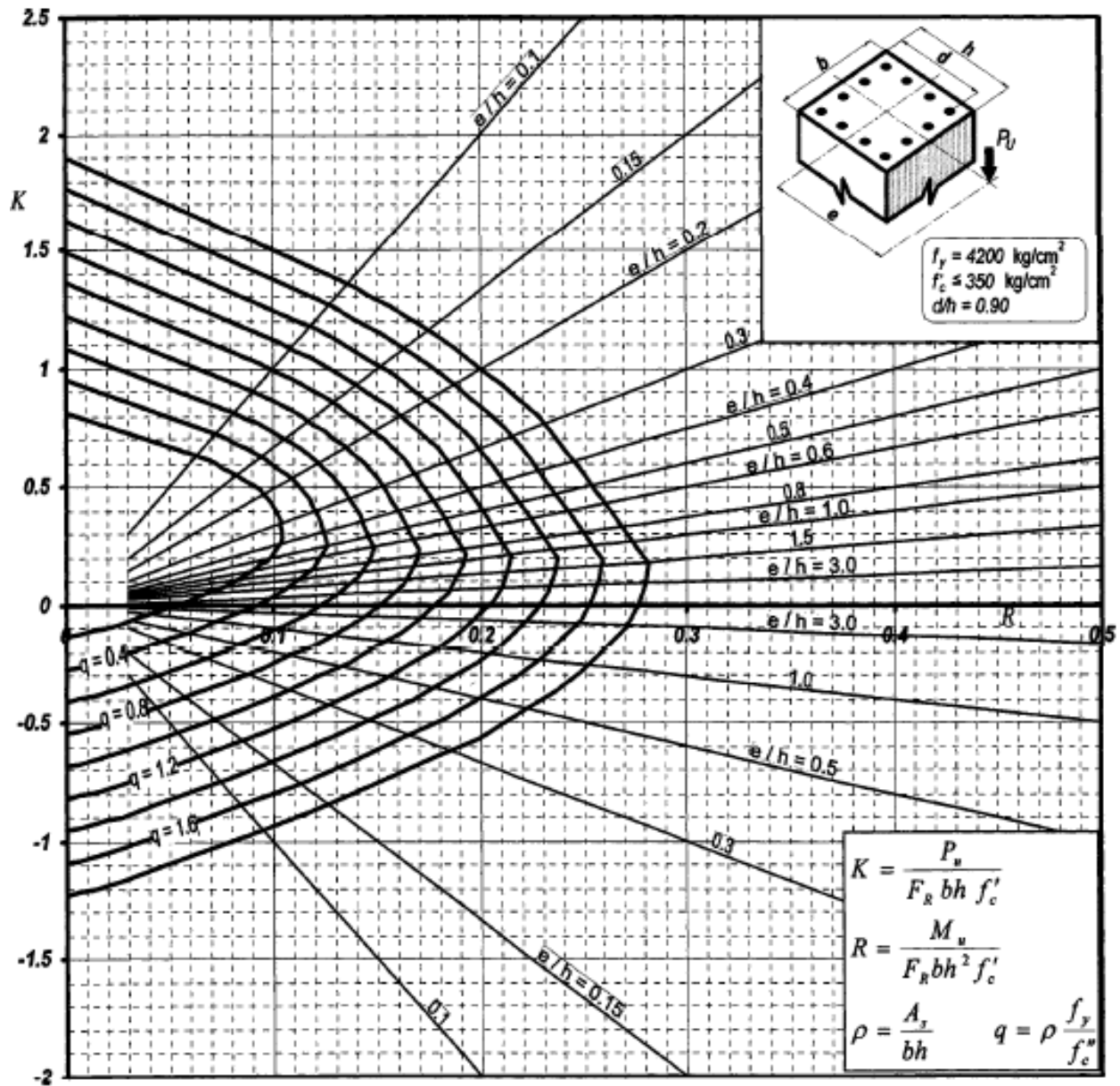
$$\frac{d}{h} = \frac{h - r}{h} = \frac{0.50 - 0.06}{0.50} = \frac{0.44}{0.50} = 0.88$$

Al utilizar este valor, junto con los parámetros independientes y los valores de la curva, se puede calcular los factores  $K_x$  y  $K_y$  mediante la figura 28.



Figura 28.

Valores  $K_x$  y  $K_y$



Fuente: Libro "Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado" del doctor Gonzales Cuevas.

De la Figura 28 se obtuvieron los siguientes valores de la gráfica:

$$K'_x = 0.38$$

$$K'_y = 0.38$$

Se procede a calcular las cargas resistentes de la columna con las excentricidades haciendo uso de las siguientes fórmulas:

$$P'_x = K'_x * f'_c * A_g = 0.38 * 280 * 2500 = 266000 \text{ kg}$$

$$P'_y = K'_y * f'_c * A_g = 0.38 * 280 * 2500 = 266000 \text{ kg}$$

Cálculo de carga última que resiste la columna:

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

$$P'_o = 0.75[(0.85 * 280 * (2500 - 40.54)) + (4200 * 40.54)] = 566714.61 \text{ kg}$$

Ahora se puede determinar el valor de esfuerzo resistente de la columna en función del armado propuesto con la fórmula de Bresler descrita anteriormente:

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{266000} + \frac{1}{266000} - \frac{1}{566714.61}} = 173784.88 \text{ kg}$$

Carga última actuante:

$$P_U = \frac{119710.94}{0.75} = 159614.59 \text{ kg}$$

$$P'_U \geq P_U$$

$$173784.88 \text{ kg} \geq 159614.59 \text{ kg}$$

Después de verificar que sí se cumple con la condición requerida, se determina que el área de acero propuesta es adecuada. En caso de que no exista el cumplimiento de la condición, se deberá aumentar la sección de la columna o el área de acero.

Acero transversal: La sección 18.4.3.2 del código ACI 318-19 (2019) establece que es necesario proporcionar refuerzo transversal en aquellas áreas donde pueda ocurrir fluencia por flexión, debido a los desplazamientos del pórtico bajo esfuerzos laterales.

Resistencia nominal del concreto: Para calcular el esfuerzo equivalente, primero se determina la resistencia nominal del concreto utilizando la ecuación indicada en la Sección 22.5.6.2 del ACI 318-19 (2019).

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 50 * 44 = 19510.91 \text{ kg}$$

El análisis estructural proporcionó un cortante último debido a las fuerzas externas equivalente a  $V_u = 9310.29 \text{ kg}$ .

Si  $V_c > V_u$  se colocan estribos a  $S = \frac{d}{2}$

Si  $V_c \leq V_u$  se diseñan los estribos por corte.

$$V_c \geq V_u$$

$$19510.91 \text{ kg} \geq 9310.29 \text{ kg}$$

Según la condición anterior, el refuerzo resistente del concreto es mayor que el esfuerzo cortante actuante. De esta forma, se colocarán estribos a una distancia de  $d/2$ , así como varillas No. 3, que es la mínima permitida.

Según la Tabla 10.7.6.5.2 del ACI 318-19 (2019), el espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante en columnas no preesforzadas se utilizará el menor de:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$$

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

La sección 18.7.5.5 del ACI 318-19 (2019), establece que, en el caso de estribos no confinados, la distancia entre ellos medida de centro a centro no debe exceder el menor valor entre seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm. Por lo tanto, se propone un espaciamiento de 15 cm en base a esta disposición.

Estribos cerrados de confinamiento: De acuerdo a lo especificado en la sección 18.7.5.3 del ACI 318-19 (2019), la separación del refuerzo transversal  $S_o$  dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor al mínimo de las siguientes condiciones:

(d) La cuarta parte de la dimensión mínima de la columna.

$$\frac{1}{4}(50) = \frac{1}{4}(50) = 12.5 \text{ cm}$$

(e) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal.

$$6(2.54) = 15.24 \text{ cm}$$

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

$$24(0.9525) = 22.86 \text{ cm}$$

El valor de  $S_o$  según la ecuación anterior no debe exceder los 150 mm, y no es necesario que sea menor a 100 mm.

Según la sección 18.6.4.4 del ACI 318-19 (2019), el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.

Por tal razón, 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. La longitud de confinamiento ( $l_o$ ) será de 0.60 m.

La Longitud de desarrollo de barras corrugadas a compresión dice qué longitud mínima requerida de estos elementos de refuerzo garantiza la transferencia de esfuerzos de compresión al concreto circundante en una estructura de concreto reforzado.

Según el ACI 318-19 (2019) en la sección 25.4.9, la longitud mínima requerida para un gancho de refuerzo de acero en una barra que está bajo carga de compresión en una estructura de concreto reforzado, deberá ser la mayor de las siguientes fórmulas:

$$(a) \left( \frac{0.075 * f_y * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.0044 * f_y * \psi_r * d_b$$

$$(c) 200 \text{ mm}$$

Donde:

$\lambda$  Concreto de peso normal de 1.0, Tabla 25.4.3.2, ACI 318-19 (2019).

$\psi_r$  Confinamiento del refuerzo de 1.0, Tabla 25.4.3.2 ACI 318-19 (2019).

$d_b$  Diámetro de la varilla del refuerzo longitudinal.

$$(a) \left( \frac{0.075 * 4200 * 1}{1 * \sqrt{280}} \right) * 2.54 = 47.82 \text{ cm} \cong 48 \text{ cm}$$

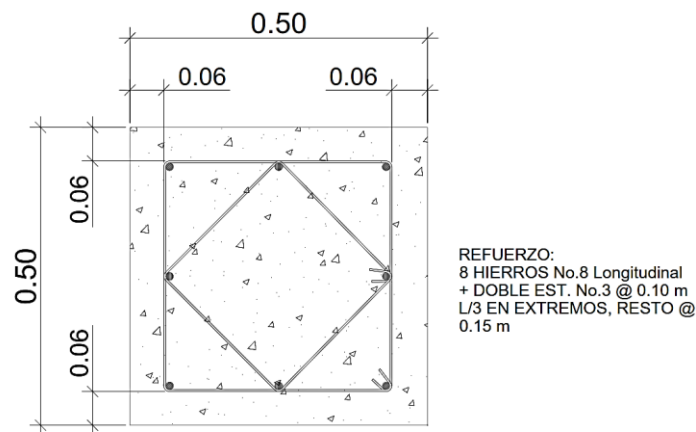
$$(b) 0.0044 * 4200 * 1 * 2.54 = 46.94 \text{ cm} \cong 47 \text{ cm}$$

$$(c) 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo mayor es de 48 cm, por lo cual se determina que esa será la longitud de desarrollo mínima a considerar para el diseño.

### Figura 29.

*Detalle armado de refuerzo en columna C-1*



### COLUMNA C-1

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

#### 4.25.4. *Diseño de Cimientos*

El diseño de cimientos considera diversos factores, como las características del suelo, las cargas a soportar, las normas de construcción y los factores de seguridad.

Para llevar a cabo el diseño de cimientos, se deben seguir los siguientes pasos: estudio del suelo, determinación de cargas, elección del tipo de cimientos, diseño estructural y la verificación de seguridad.

De la Tabla 85 a la 88, se presentan los datos a utilizar en el diseño del cimiento a utilizar.

**Tabla 85.**

*Datos para el diseño de la Zapata Z-1*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR	VARIABLE
Peso específico del suelo	$\gamma_s$	1450	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Peso específico del concreto	$\gamma_c$	2400	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Resistencia del concreto	$f'c$	280	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero	$f_y$	4200	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Capacidad admisible del suelo	$Q_{adm}$	12.13	$\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Altura propuesta del desplante de la cimentación	$D_f$	1.50	m
Lado B propuesto de la zapata	B	3	m
Lado A de la columna	$A_{col}$	0.50	m
Lado B de la columna	$B_{col}$	0.50	m
Peralte de la zapata	h	45	cm
Recubrimiento (Tabla 20.6.1.3.1 ACI 318-19, 2019)	$r_{zap}$	7.5	cm

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 86.***Cargas por gravedad*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VARIABLE
Carga muerta	$P_{cm}$	63588.98 kg
Carga viva	$P_{cv}$	35089.01 kg
Momento carga muerta en eje X-X	$M_{cm,x}$	-17.55 kg * m
Momento carga muerta en eje Y-Y	$M_{cm,y}$	-60.55 kg * m
Momento carga viva en eje X-X	$M_{cv,x}$	-17.23 kg * m
Momento carga viva en eje Y-Y	$M_{cv,y}$	-51.62 kg * m

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 87.***Cargas por sismo en X*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VARIABLE
Fuerza por Sismo en X	$P_{sismo,x}$	220.92 kg
Momento por Sismo X-X	$M_{sismo,xx}$	-385.58 kg * m
Momento por Sismo X-Y	$M_{sismo,xy}$	-19775.56 kg * m

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 88.***Cargas por sismo en Y*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VARIABLE
Fuerza por Sismo en Y	$P_{sismo,y}$	-48.13 kg
Momento por Sismo Y-X	$M_{sismo,yx}$	22143.90 kg * m
Momento por Sismo Y-Y	$M_{sismo,yy}$	-7.43kg * m

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

La función de la Determinación de las Cargas Axiales en el diseño de una cimentación es establecer la capacidad de carga vertical que la cimentación debe ser capaz de soportar. Las cargas axiales son las fuerzas verticales aplicadas al sistema

estructural, que incluyen el peso propio de la estructura, las cargas vivas (como personas y mobiliario), las cargas muertas (como paredes y techos), así como cualquier otra carga vertical aplicada.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} + P_{\text{sismo}_x} + P_{\text{sismo}_y}$$

$$P_{\text{total}} = 63588.98 + 35089.01 + 220.92 + 48.13 = 98947.04 \text{ kg} = 98.95 \text{ ton}$$

Para determinar el tipo de cimiento adecuado para resistir las cargas del edificio, se deben considerar varios factores clave como el estudio de suelo, cargas a soportar, las normativas de construcción y los tipos de cimientos comunes.

Para el diseño de cimientos del mercado municipal se utilizarán las zapatas aisladas. Éstas están compuestas de placas de hormigón armado que se colocan debajo de las columnas y transmiten la carga directamente al suelo. Se utilizan en edificaciones ligeras o de carga relativamente baja.

El dimensionamiento de las zapatas es el proceso mediante el cual se determina la geometría y las dimensiones adecuadas de estas estructuras de cimentación.

$$A = \frac{P_{\text{total}}}{B * Q_{\text{adm}}}$$

$$A_{\text{zapata}} = A * B$$

Donde:

A            Lado largo A de la zapata.

$A_{\text{zapata}}$         Área de la zapata.

Para hallar el lado largo A de la zapata se propondrá un lado B de 3.00 m.

$$A = \frac{98.95}{3 * 10.90} = 2.72 \text{ m}$$

$$A_{\text{zapata}} = 3 * 3 = 9 \text{ m}^2$$



Se utilizará una Zapata cuadrada de 3.00 m \* 3.00 m.

Los momentos de inercia y el radio de giro son parámetros utilizados en el diseño de cimentaciones para calcular la rigidez estructural, la capacidad de carga y las deformaciones esperadas. Estos parámetros ayudan a garantizar la estabilidad y la resistencia de la zapata, optimizando su diseño para satisfacer las exigencias del proyecto.

$$I_{x,y} = \frac{A * B^3}{12}$$
$$r_{x,y} = \sqrt{\frac{I_{x,y}}{A * B}}$$

Donde:

$I_{x,y}$  Inercia en X y Y.

$r_{x,y}$  Radio de giro en X y Y.

Entonces:

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

$$I_y = \frac{3 * 3^3}{12} = 6.75 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{6.75}{3 * 3}} = 0.866 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{6.75}{3 * 3}} = 0.866 \text{ m}$$

La Carga de Servicio por Gravedad se refiere al peso propio de la estructura y de los elementos que la componen, como muros, losas, vigas, columnas, entre otros. Es fundamental calcular y considerar estas cargas para determinar la capacidad de carga

que debe tener la cimentación, asegurando que pueda soportar adecuadamente el peso de la estructura.

$$P_{\text{servicio}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}}$$

$$E_{x,y} = \frac{M_{\text{cm},x,y} + M_{\text{cv},x,y}}{P_{\text{servicio}}}$$

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

$$x = \frac{A}{2}$$

$$y = \frac{B}{2}$$

Donde:

$P_{\text{servicio}}$  Carga de servicio por gravedad.

$\sigma_1$  Esfuerzo mínimo.

$x$  Centro del lado largo A en m convertido a cm.

$y$  Centro del lado largo B en m convertido a cm.

Entonces:

$$P_{\text{servicio}} = 63588.98 + 35089.01 = 98677.99 \text{ kg}$$

$$E_x = \frac{-17.55 + (-17.23)}{98677.99} = -0.035 \text{ cm}$$

$$E_y = \frac{-60.55 + (-51.62)}{98677.99} = -0.114 \text{ cm}$$

Coordenada 1,1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,1} = \frac{98677.99}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-0.035)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-0.114)}{(0.866)^2} \right) = 1.093 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada 1,-1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,-1} = \frac{98677.99}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-0.035)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-0.114)}{(0.866)^2} \right) = 1.098 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,-1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ m}$$

$$\sigma_{-1,-1} = \frac{98677.99}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-0.035)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-0.114)}{(0.866)^2} \right) = 1.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{-1,1} = \frac{98677.99}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-0.035)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-0.114)}{(0.866)^2} \right) = 1.095 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El Esfuerzo M

áximo en una zapata debe ser menor a la carga admisible del suelo por seguridad y estabilidad. La carga admisible es la máxima que el suelo puede soportar sin deformarse o fallar. Mantener el esfuerzo máximo bajo esta carga asegura límites seguros y un margen de seguridad adecuado para la cimentación y la estructura.

Para hallar el esfuerzo máximo, se realiza el siguiente procedimiento:

$$\sigma_{\text{máx\_SG}} = \text{máx}(\sigma_{1,1}, \sigma_{1,-1}, \sigma_{-1,-1}, \sigma_{-1,1}) = \text{máx}(1.093, 1.098, 1.1, 1.095) = 1.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq Q_{\text{adm}}$$

$$1.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.213 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{SÍ CUMPLE}$$

Carga de servicio por gravedad + sismo en X: Al realizar los cálculos del peso por gravedad más el sismo, se determina la carga total que actuará sobre la cimentación, lo que permite dimensionar adecuadamente la cimentación y seleccionar los materiales y el diseño estructural necesarios para garantizar su capacidad de carga suficiente y su resistencia a movimientos sísmicos.

$$P_{\text{servicio}_{sx}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} + P_{\text{sismo}_x}$$

$$E_x = \frac{M_{\text{cm}_x} + M_{\text{cv}_x} + M_{\text{sismo}_{xy}}}{P_{\text{servicio}_{sx}}}$$

$$E_y = \frac{M_{\text{cm}_y} + M_{\text{cv}_y} + M_{\text{sismo}_{xx}}}{P_{\text{servicio}_{sx}}}$$

Entonces:

$$P_{\text{servicio}_{sx}} = 63588.98 + 35089.01 + 220.92 = 98898.91 \text{ kg}$$

$$E_x = \frac{-17.55 + (-17.23) + (-19775.56)}{98898.91} = -20.031 \text{ cm}$$

$$E_y = \frac{-60.55 + (-51.62) + (-385.58)}{98898.91} = -0.503 \text{ cm}$$

Coordenada 1,1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,1} = \frac{98898.91}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-20.031)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-0.503)}{(0.866)^2} \right) = 0.648 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada 1,-1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,-1} = \frac{98898.91}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-20.031)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-0.503)}{(0.866)^2} \right) = 0.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,-1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{-1,-1} = \frac{98898.91}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-20.031)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-0.503)}{(0.866)^2} \right) = 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{-1,1} = \frac{98898.91}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-20.031)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-0.503)}{(0.866)^2} \right) = 1.528 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para hallar el esfuerzo máximo, se utilizará el siguiente método:

$$\sigma_{\text{máx}_G+X} = \text{máx}(0.648, 0.67, 1.55, 1.528) = 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El factor de seguridad de 1.33 se utiliza en el diseño de zapatas (y otras estructuras de cimentación) para proporcionar un margen adicional de seguridad. Al multiplicar la carga admisible del suelo por 1.33, se busca evitar que el esfuerzo máximo se acerque demasiado al límite máximo de carga que el suelo puede soportar.

$$\sigma_{\text{máx}} \leq 1.33 * Q_{\text{adm}}$$

$$1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.613 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{SÍ CUMPLE}$$

Carga de servicio por gravedad + sismo en Y:

$$P_{\text{servicio}_{sy}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} + P_{\text{sismo}_y}$$

$$E_x = \frac{M_{\text{cm}_x} + M_{\text{cv}_x} + M_{\text{sismo}_{yy}}}{P_{\text{servicio}_{sx}}}$$

$$E_y = \frac{M_{\text{cm}_y} + M_{\text{cv}_y} + M_{\text{sismo}_{yx}}}{P_{\text{servicio}_{sx}}}$$

$$P_{\text{servicio}_{sy}} = 63588.98 + 35089.01 + 48.13 = 98726.12 \text{ kg}$$

$$E_x = \frac{-17.55 + (-17.23) + (-7.43)}{98726.12} = -0.043 \text{ cm}$$

$$E_y = \frac{-60.55 + (-51.62) + (-22143.90)}{98726.12} = -22.316 \text{ cm}$$

Coordenada 1,1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,1} = \frac{98726.12}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-0.043)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-22.316)}{(0.866)^2} \right) = 1.586 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada 1,-1:

$$x = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,-1} = \frac{98726.12}{9} \left( 1 + \frac{150 * (-0.043)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-22.316)}{(0.866)^2} \right) = 0.606 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,-1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{-1,-1} = \frac{98726.12}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-0.043)}{(0.866)^2} + \frac{-150 * (-22.316)}{(0.866)^2} \right) = 0.608 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Coordenada -1,1:

$$x = -\frac{3}{2} = -150 \text{ cm} \quad y = \frac{3}{2} = 150 \text{ cm}$$

$$\sigma_{-1,1} = \frac{98726.12}{9} \left( 1 + \frac{-150 * (-0.043)}{(0.866)^2} + \frac{150 * (-22.316)}{(0.866)^2} \right) = 1.587 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para hallar el esfuerzo máximo, se utilizará el siguiente método:

$$\sigma_{\text{máx}_{G+Y}} = \text{máx}(1.586, 0.606, 0.608, 1.587) = 1.587 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El factor de seguridad de 1.33 se utiliza en el diseño de zapatas (y otras estructuras de cimentación) para proporcionar un margen adicional de seguridad. Al aumentar la carga admisible del suelo por un 33 por ciento, se busca evitar que el esfuerzo máximo sea al límite máximo de carga que el suelo puede soportar.

Entonces:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq 1.33 * Q_{\text{adm}}$$

$$1.587 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.613 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \text{SÍ CUMPLE}$$

Se determina la carga máxima de servicio de las tres cargas calculadas. Se debe utilizar la carga más alta. Es crucial tener en cuenta tanto las cargas estáticas como las cargas dinámicas generadas por eventos sísmicos. Al considerar el escenario de carga más exigente, se garantiza un diseño confiable y seguro de la cimentación para resistir condiciones de carga demandantes.

$$P_{\text{ser-máx}} = \text{máx}(P_{\text{servicio}}, P_{\text{servicio}_{sx}}, P_{\text{servicio}_{sy}})$$

$$P_{\text{ser-máx}} = \text{máx}(98677.99, 98898.91, 98726.12) = 98898.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La carga máxima es la carga de servicio por gravedad + sismo en el eje X.

Si la fuerza axial resultante de todas las combinaciones de carga está en el tercio central del espesor del muro, con una excentricidad menor o igual a  $\frac{h}{6}$ , en todas las secciones a lo largo del muro no deformado, no habrá tracción en el muro.

$$E_x \leq \frac{A}{6}$$

$$E_y \leq \frac{B}{6}$$

Se verificará si las excentricidades en los ejes X y Y cumplen con las condiciones mencionadas anteriormente. Cumpliendo dichas condiciones, se procede con el diseño.

$$E_x = -20.031 \text{ cm}$$

$$-20.031 \leq \frac{3}{6} \rightarrow -20.031 \leq 0.5$$

$$E_y = -0.503 \text{ cm}$$

$$-0.503 \leq \frac{3}{6} \rightarrow -0.503 \leq 0.5$$

En ambas secciones se verifica que sí se cumple con lo especificado.

Esfuerzos máximos y mínimos para excentricidades en el eje X:

$$\sigma_{\text{mín}_x} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * E_y}{L}\right)$$

$$\sigma_{\text{máx}_x} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * E_y}{L}\right)$$

Donde:

$\sigma_{\text{mín}_x}$  Esfuerzo mínimo en el eje X.

$A_{\text{zapata}}$  Área de la zapata.

$L$  Lado de la zapata.

Entonces:

$$\sigma_{\text{mín}_x} = \frac{98898.91}{9} * \left(1 - \frac{6 * (-0.20031)}{3}\right) = 15391.066 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}_x} = \frac{98898.91}{9} * \left(1 + \frac{6 * (-0.20031)}{3}\right) = 6589.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.659 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos máximos y mínimos para excentricidades en el eje Y:

$$\sigma_{\text{mín}_y} = \frac{98898.91}{9} * \left(1 - \frac{6 * (-0.00503)}{3}\right) = 11099.379 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}_y} = \frac{98898.91}{9} * \left(1 + \frac{6 * (-0.00503)}{3}\right) = 10878.157 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.088 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Este método se usa para determinar el valor más desfavorable que se utiliza para calcular tanto los esfuerzos mínimos como los máximos.



El Esfuerzo Último será calculada tomando el valor máximo entre los esfuerzos mínimos y máximos, ya sea en el eje X o en el eje Y, y luego se le aplicará un factor de seguridad  $F_s$  que es de 1.5.

$$\sigma_{\text{máx}} = \text{máx} (\sigma_{\text{mín}_x}, \sigma_{\text{máx}_x}, \sigma_{\text{mín}_y}, \sigma_{\text{máx}_y})$$

$$\sigma_{\text{último}} = F_s(\sigma_{\text{máx}})$$

Donde:

$\sigma_{\text{último}}$  Esfuerzo último.

$F_s$  Factor de seguridad es de 1.5.

Entonces:

$$\sigma_{\text{máx}} = (1.539, 0.659, 1.11, 1.088) = 1.539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{último}} = 1.5(1.539) = 2.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 23086.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peralte efectivo de la zapata:

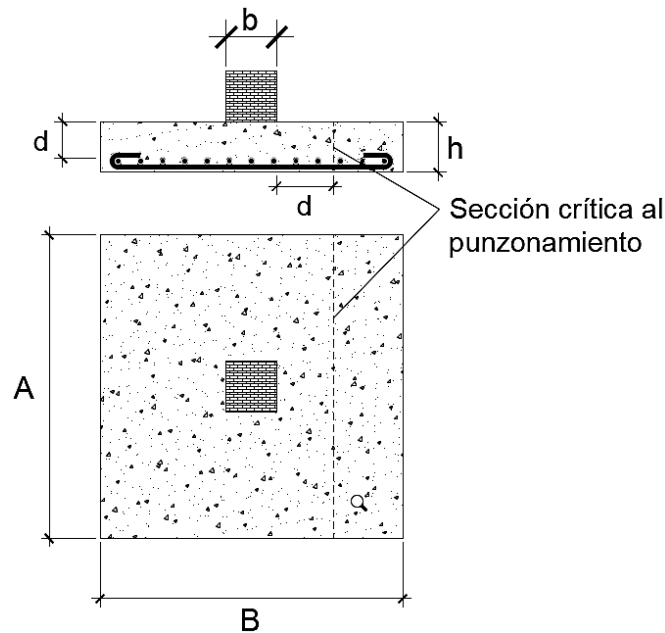
$$d = h - \left( r_{\text{libre}} + \frac{\phi \text{ varilla}}{2} \right) = 45 - \left( 7.5 + \frac{2.223}{2} \right) = 36.389 \text{ cm}$$

El chequeo de cortante en una dirección se refiere a la evaluación de la capacidad de la zapata para resistir las fuerzas de cortante que actúan predominantemente en una dirección, generalmente, en la dirección principal de carga vertical. Esto implica verificar si la zapata puede resistir las fuerzas de cortante que se generan debido a las cargas verticales y las reacciones de la estructura que descansan sobre la zapata.

Este chequeo se realiza en una dirección perpendicular a la dirección principal de la zapata. Se toma a una distancia horizontal igual al peralte efectivo y se origina desde la base de la columna, formando una línea diagonal con una inclinación de 45 grados.

**Figura 30.**

*Cortante en una dirección Z-1*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Al tratarse de una zapata cuadrada, el análisis del cortante actuante en una dirección se puede realizar tanto en el lado A como en el lado B. En este caso, se elige el lado A.

$$V_{u1} = \left( \frac{B}{2} - \frac{B_{col}}{2} - d \right) * A * \sigma_{\text{último}}$$

$$V_{u1} = \left( \frac{3}{2} - \frac{0.50}{2} - 0.364 \right) * 3 * 23086.598 = 61364.18 \text{ kg} = 61.372 \text{ ton}$$

Para calcular el cortante nominal del concreto en una dirección, la sección 22.5.6.2 del ACI 318-19 (2019) establece que, para miembros no preesforzados sin fuerza axial, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$V_{c1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A * d$$

$$V_{c1} = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 3 * 0.364 = 96815.14 \text{ kg} = 96.815 \text{ ton}$$

El cortante último es la máxima resistencia de la estructura a los esfuerzos de cortante, mientras que el cortante nominal es una estimación inicial o aproximada del esfuerzo de cortante esperado. Por lo tanto, el cortante último debe ser mayor que el cortante nominal para garantizar la seguridad y confiabilidad del diseño estructural.

$$\Phi * V_{c1} \geq V_{u1}$$

$$\Phi * V_{c1} = 0.75 * 96.815 = 72.611 \text{ ton}$$

$$72.611 \text{ ton} \geq 61.372 \text{ ton}$$

Luego de verificar la condición, se puede confirmar que el peralte de la zapata es capaz de resistir el cortante en una dirección.

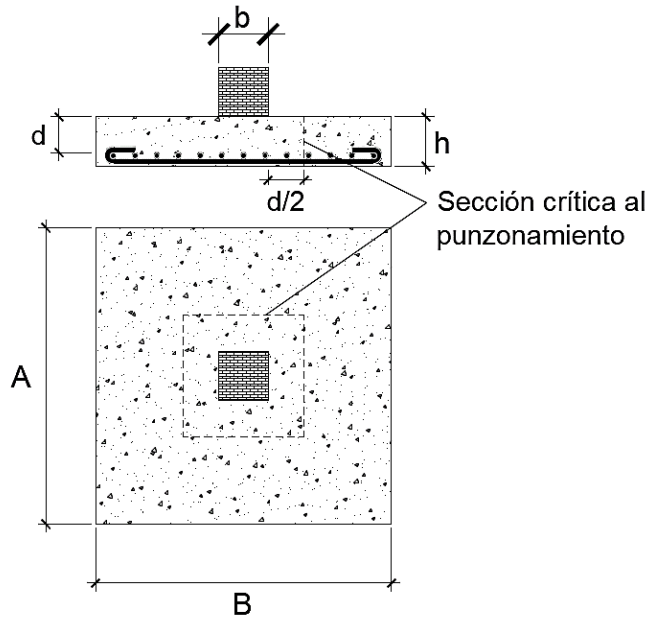
El chequeo de cortante en dos direcciones con columnas concéntricas implica calcular y verificar la capacidad de la zapata para resistir las fuerzas de cortante que actúan tanto en la dirección X como en la dirección Y, siendo estas direcciones perpendiculares entre sí.

Las fuerzas de cortante pueden surgir debido a cargas verticales aplicadas excéntricamente sobre las columnas o debido a cargas horizontales como el viento o las fuerzas sísmicas que generan momentos y fuerzas laterales en las columnas y, por lo tanto, en la zapata. Se deben tomar medidas adecuadas en el diseño, como el uso de refuerzos y técnicas de estabilidad, para asegurar que la zapata sea capaz de resistir los esfuerzos de corte en ambas direcciones y garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura en su conjunto.

En este caso, el cortante se produce a una distancia  $\frac{d}{2}$  del perímetro de la columna debido a los esfuerzos que la columna transmite hacia la zapata.

**Figura 31.**

*Cortante en dos direcciones Z-1*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Para hallar el esfuerzo cortante en dos direcciones se deben obtener los esfuerzos totales, tanto en el eje X como en el eje Y, de la siguiente manera:

$$\sigma_x = \sigma_{\text{mín}_x} + \sigma_{\text{máx}_x} = 1.539 + 0.659 = 2.1978 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 21.978 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_y = \sigma_{\text{mín}_y} + \sigma_{\text{máx}_y} = 1.11 + 1.088 = 2.1978 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 21.978 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Habiendo obtenido los esfuerzos en ambos ejes, se verifica que, al ser una zapata cuadrada, se presenta el mismo esfuerzo en todos los lados. A continuación, para obtener el esfuerzo último, se utilizará el esfuerzo en el eje X. Se dividirá este valor entre dos y se multiplicará el resultado por el factor de seguridad de 1.5:

$$\sigma_{\text{u2d}} = 1.5 \left( \frac{21.978}{2} \right) = 16.4835 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se debe determinar el área que se ve afectada por el esfuerzo cortante, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$A_{\text{cortante}} = A_{\text{zapata}} - [(A_{\text{col}} + d) * (B_{\text{col}} + d)]$$

$$A_{\text{cortante}} = 9 - [(0.50 + 0.364) * (0.50 + 0.364)] = 8.254 \text{ m}^2$$

Se continua con el procedimiento calculando el cortante actuante en dos direcciones de la siguiente manera:

$$V_{u2d} = A_{\text{cortante}} * \sigma_{u2d} = 8.254 * 16.4835 = 136.05 \text{ ton}$$

Para encontrar el cortante nominal del concreto en dos direcciones de acuerdo con la Tabla 22.6.5.2 del ACI 318-19 (2019), se tomará el valor mínimo de las siguientes tres ecuaciones:

$$(a) V_{c2.1} = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$(b) V_{c2.2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$(c) V_{c2.3} = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\Phi * V_{c2}$$

$V_{c2}$  Cortante nominal de concreto en una dirección.

$\lambda$  Factor de modificación, Tabla 19.2.4.3 del ACI 318-19 (2019).

$\Phi$  Factor de reducción de resistencia, Tabla 21.2.1 ACI 318-19 (2019).

$\beta$  Relación entre el lado corto y lado largo de la columna.

$\alpha_s$  Constante usada para calcular el cortante.

$b_o$  Perímetro de corte.

Entonces:

$$b_o = 2 * [(A_{\text{col}} + d) + (B_{\text{col}} + d)]$$

$$b_o = 2 * [(0.50 + 0.364) + (0.50 + 0.364)] = 3.456 \text{ mts}$$

Con la siguiente ecuación se obtiene la relación lado corto y lado largo:

$$\beta = \frac{A_{col}}{B_{col}} = \frac{0.50}{0.50} = 1$$

Para obtener el  $\alpha_s$  se verifica en la sección 22.6.5.3 del ACI 318-19 (2019) y se considera que, al ser una zapata con columnas interiores, se considerará el siguiente valor:

$$\alpha_s = 40$$

Se realiza la verificación del cortante nominal con los valores numéricos:

$$V_{c2.1} = 1.1 * 1 * \sqrt{280} * 345.60 * \zeta = 231551.08 \text{ kg} = 231.55 \text{ ton}$$

$$V_{c2.2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{280} * 345.60 * 36.40 = 334696.57 \text{ kg} = 334.70 \text{ ton}$$

$$V_{c2.3} = 0.27 * \left(2 + \frac{40 * 36.40}{345.60}\right) * 1 * \sqrt{280} * 345.60 * 36.40 = 353115.40 = 353.12 \text{ ton}$$

Se tomará el valor mínimo de los resultados anteriores:

$$V_{c2d} = \min[V_{c2.1}, V_{c2.2}, V_{c2.3}] = \min(231.55, 334.70, 353.12) = 231.55 \text{ ton}$$

$$\Phi * V_{c2d} \geq V_{u2d}$$

$$\Phi * V_{c2d} = 0.75 * 231.55 = 173.66 \text{ ton}$$

$$173.66 \text{ ton} \geq 136.05 \text{ ton}$$

Luego de verificar la condición, se puede confirmar que el peralte de la zapata es capaz de resistir el cortante en dos direcciones.

El Momento flexionante en el lado A se refiere al momento máximo que la zapata puede resistir sin experimentar un fallo estructural debido a las cargas aplicadas.

$$M_u = \left[ B * \left( \frac{A - A_{col}}{2} \right) \right] * \left( \frac{A - A_{col}}{4} \right) * \sigma_{\text{último}}$$

$$M_u = \left[ 3 * \left( \frac{3 - 0.50}{2} \right) \right] * \left( \frac{3 - 0.50}{4} \right) * 23086.60 = 54109.21 \text{ kg} * \text{m} = 54.109 \text{ ton} * \text{m}$$

Acero de refuerzo transversal:

$$R = \frac{M_u}{\Phi_1 * B * d^2}$$

$$\rho_1 = 0.85 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

Donde:

R Esfuerzo para cuantía de refuerzo.

$\Phi_1$  Factor de reducción de momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados según Tabla 21.2.1 del ACI 318-19 (2019).

$\rho_1$  Cuantía para hallar el acero requerido.

$$R = \frac{54.109}{0.90 * 3 * (0.364)^2} = 151.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 15.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_1 = 0.85 * \left( \frac{280}{4200} \right) * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.13}{0.85 * 280}} \right) = 0.0037$$

Área de acero requerido:

$$A_{\text{srequerido}} = \rho_1 * B * d = 0.0037 * 3 * 0.364 = 0.00404 \text{ m}^2 = 40.40 \text{ cm}^2$$

En la sección 9.6.1.2, el ACI 318-19 (2019), establece dos ecuaciones para determinar el área mínima del refuerzo de acero. Al evaluar estas ecuaciones, se asegura que el área mínima de acero debe ser mayor que las dos ecuaciones dadas.

$$A_{\text{smin}} = \frac{14}{f_y} * B * d = \frac{14}{4200} * 300 * 36.40 = 36.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}2}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * B * d = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4200} * 300 * 36.40 = 34.80 \text{ cm}^2$$

Cuantía de refuerzo:

$$\rho = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.028$$

Área de acero máximo:

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{b_{\text{máx}}} * \rho * B * d = 0.50 * 0.028 * 300 * 36.40 = 152.88 \text{ cm}^2$$

A continuación, se comparará el  $A_{s_{\text{requerido}}}$ ,  $A_{s_{\text{mín}}}$  y el  $A_{s_{\text{mín}2}}$ . Se seleccionará el máximo y se deberá verificar que este no exceda al  $A_{s_{\text{máx}}}$ .

$$A_s = \text{máx}(A_{s_{\text{requerido}}}, A_{s_{\text{mín}}}, A_{s_{\text{mín}2}}) = \text{máx}(40.40, 36.40, 34.40) = 40.40 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido para realizar el cálculo de acero a utilizar en el diseño será de  $40.40 \text{ cm}^2$  ya que es menor que el área de acero máximo que es de  $152.88 \text{ cm}^2$ .

Cálculo de acero a utilizar: Para cumplir con el área de acero requerido se proponen varillas No. 7 con un diámetro de 2.223 cm.

$$A_{\text{var}} = \frac{\pi}{4} (2.223)^2 = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{var}} = \frac{A_s}{A_{\text{var}}} = \frac{40.40}{3.88} = 10.41 \text{ varillas}$$

Como el cálculo de las varillas dio un resultado de 10.41 varillas, se le aproxima a 11 varillas. Al realizar el cálculo multiplicando las 11 varillas por el área de cada varilla, que es de  $3.88 \text{ cm}^2$ , se obtiene un total de  $42.68 \text{ cm}^2$ , lo cual es mayor que el área  $A_s$ , que era de  $40.40 \text{ cm}^2$ . La cantidad de varillas será la misma para el lado A y B.

Espaciamiento entre varillas:



$$S_{\text{final}} = \frac{B - 2(r_{\text{libre}})}{N_{\text{var}}} = \frac{300 - 2(7.5)}{11} = 25.91 \text{ cm}$$

Se propone un espaciamiento de 25 cm entre cada varilla de acero. El espaciamiento propuesto será el mismo para ambos lados de la cimentación.

Momento resistente:

$$M_{\text{resistente}} = \Phi_1 * \left[ A_{\text{total}} * f_y * \left( d - \frac{A_{\text{total}} * f_y}{1.7 * f'_c * B} \right) \right]$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 * \left[ 42.68 * 4200 * \left( 36.40 - \frac{42.68 * 4200}{1.7 * 280 * 300} \right) \right]$$

$$M_{\text{resistente}} = 5669909.46 \text{ kg} * \text{cm} = 56.70 \text{ ton} * \text{m}$$

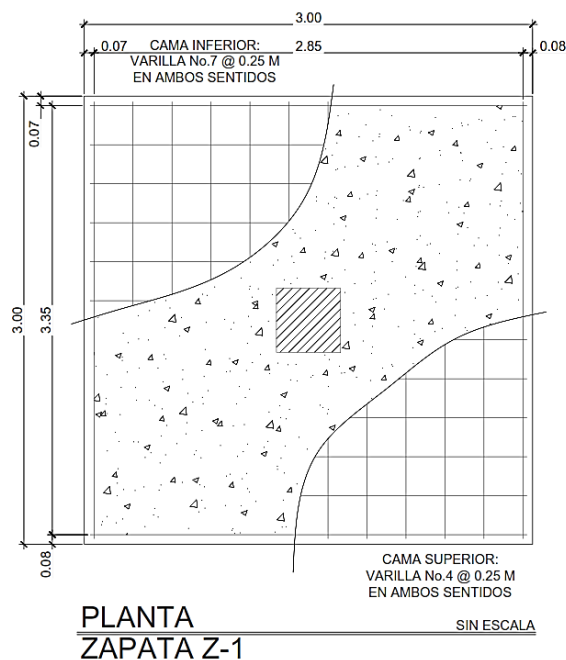
$$M_{\text{resistente}} \geq M_u$$

$$56.70 \text{ ton} * \text{m} \geq 54.109 \text{ ton} * \text{m}$$

Como se puede comprobar con la condición, se ve que sí se cumple.

**Figura 32.**

*Detalle de armado de refuerzo en zapata Z-1*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

**Figura 33.**

*Sección de zapata Z-1*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

#### **4.25.5. Diseño de Rampas y Escaleras**

##### **4.25.5.1. Diseño de Rampa Vehicular**

Una rampa vehicular es una estructura diseñada para permitir el acceso de vehículos a un edificio o área que esté a un nivel elevado. Las rampas vehiculares pueden ser utilizadas en estacionamientos, garajes, edificios comerciales, entre otros.

La importancia del diseño de una rampa vehicular radica en varios aspectos como: Accesibilidad, seguridad y eficiencia.

El diseño de una rampa vehicular debe cumplir con las regulaciones y normas vigentes, tanto en términos de accesibilidad como de seguridad. Es importante tomar en cuenta las normativas locales y nacionales para evitar problemas legales o de cumplimiento.

La rampa vehicular tendrá una altura de 3.60 m y una longitud de 23.20 m, con una inclinación del 15.52% aproximadamente.

Espesor de losa:

Se utiliza una regla empírica para estimar el espesor mínimo de una losa de concreto armado, la cual consiste en dividir el perímetro de la losa entre 180. De esta manera, se puede obtener una aproximación del espesor requerido:

$$t_{ram\_veh} = \frac{P}{180} = \frac{21.40}{180} = 0.12 \text{ m}$$

Carga muerta:

$$CM_{ram\_veh} = [\gamma_c * t_{ram\_veh}] + A_{ram\_veh}$$

Donde:

$CM_{ram\_veh}$  Carga muerta de rampa

$A_{ram\_veh}$  Acabado de 24  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Entonces:

$$CM_{ram\_veh} = [2400 * 0.12] + 24 = 312 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva:

Para rampas, la NSE 2-2018 de AGIES (2020), Tabla 3.7.1-1 especifica que la carga viva debe ser de:

$$CV_{ram\_veh} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga última:

$$CU_{ram\_veh} = 1.2(CM_{ram\_veh}) + 1.6(CV_{ram\_veh}) = 1.2(312) + 1.6(500) = 1174.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para poder calcular los momentos que actúan, es necesario contar con una carga distribuida. Por lo tanto, se analiza una franja de ancho unitario de  $b_{ram\_veh} = 1$  m para llevar a cabo el análisis.

$$WU_{ram\_veh} = CU_{ram\_veh} * b_{ram\_veh} = 1174.40 * 1 = 1174.40 \frac{kg}{m}$$

Momentos actuantes:

$$M^+ = \frac{WU_{ram\_veh} * l^2}{11} = \frac{1174.40 * 5.80^2}{11} = 3591.53 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^- = \frac{WU_{ram\_veh} * l^2}{16} = \frac{1174.40 * 5.80^2}{16} = 2469.18 \text{ kg} - \text{m}$$

Peralte efectivo:

$$d_{ram\_veh} = t_{ram\_veh} - \text{rec} - \frac{\emptyset \text{ varilla No. 5}}{2} \approx 12 - 2.5 - \frac{1.59}{2} = 8.71 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo:

$$AS_{lim} = \frac{14}{f_y} * b_{ram\_veh} * d_{ram\_veh} = \frac{14}{4200} * 100 * 8.71 = 2.90 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)} = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6115}{4200 * (4200 + 6115)} = 0.029$$

Área de acero máximo:

$$AS_{m\acute{a}x} = \rho_{b_{m\acute{a}x}} * \rho_b * b_{ram\_veh} * d_{ram\_veh}$$

$$\rho_{b_{m\acute{a}x}} = 0.50 \text{ zona s\acute{m}mica}$$

$$AS_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.029 * 100 * 8.71 = 12.63 \text{ cm}^2$$

Luego de calcular el área de acero mínimo y máximo, es importante que se encuentre dentro de los siguientes parámetros:

$$AS_{m\acute{i}n} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 12.63 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido:

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

Área de acero para Momento Positivo (+):

$$A_{s \text{ req}}^+ = \left[ 100 * 8.71 - \sqrt{(100 * 8.71)^2 - \frac{3591.53 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 12.49 \text{ cm}^2$$

Área de acero para Momento Negativo (-):

$$A_{s \text{ req}}^- = \left[ 100 * 8.71 - \sqrt{(100 * 8.71)^2 - \frac{2469.18 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$A_{s \text{ req}}^+ = 12.49 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{var\#}} = 5 \text{ in}$$

$$D_{\text{var}} = \frac{N_{\text{var\#}}}{8} * \text{in} = \frac{5}{8} * \text{in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$A_{\text{var}} = \frac{\pi}{4} * D_{\text{var}}^2 = \frac{\pi}{4} * (1.588)^2 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{var}} = \frac{A_{s \text{ req}}^+}{A_{\text{var}}} = \frac{12.49}{1.98} = 6.31 \cong 7 \text{ varillas}$$

$$S_{\text{final}} = \frac{b_{\text{ram\_veh}}}{N_{\text{var}}} = \frac{100}{7} = 14.29 \cong 14 \text{ cm}$$

Se proponen varillas No. 5 para la cama inferior con un espaciamento de 14 cm en ambos sentidos.

El Área de Acero por Temperatura, se refiere a la cantidad de refuerzo de acero necesaria para compensar los efectos de las variaciones de temperatura en la estructura. A medida que la temperatura aumenta o disminuye, los materiales de construcción, como el concreto y el acero, tienden a expandirse o contraerse. Esto puede generar tensiones y deformaciones en la estructura.

El ACI 318-19 (2019) en la sección 24.4.3.2 determina que la cuantía de refuerzo corrugado de temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto debe ser mayor o igual a 0.0018.

$$A_{s_{tem}} = 0.0020 * b_{ram_{veh}} * d_{ram_{veh}} = 0.0020 * 100 * 8.71 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento por temperatura:

$$A_{s_{tem}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$V_{var\#} = 3$$

$$D_{var} = \frac{V_{var\#}}{8} * \text{in} = \frac{3}{8} * \text{in} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * D_{var}^2 = \frac{\pi}{4} * (0.953)^2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$N_{var} = \frac{A_{s_{temp}}}{A_{var}} = \frac{1.57}{0.71} = 2.21 \cong 3 \text{ varillas}$$

$$S_{final} = \frac{b_{ram_{veh}}}{N_{var}} = \frac{100}{3} = 33.3 \cong 33 \text{ cm}$$

Según el ACI 318-19 (2019) en su sección 24.4.3.3 determina que el espaciamiento del refuerzo corrugado de temperatura debe ser menor que las siguientes especificaciones:

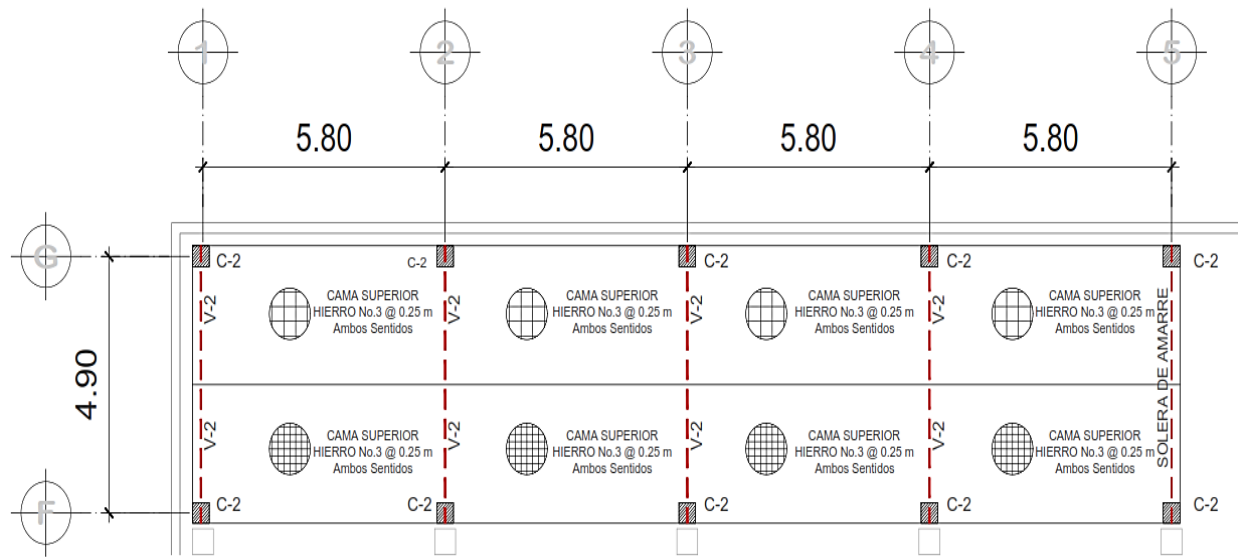
$$S_{m\acute{a}x_1} = 3h \approx 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x_2} = 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, si el  $S_{final}$  pide que sea de 33 cm, se puede proponer varillas No.3 para acero por temperatura con un espaciamiento de 25 cm.

**Figura 34.**

*Detalle de rampa vehicular*



**RAMPA VEHICULAR  
COLUMNAS + LOSA**

SIN ESCALA

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

**4.25.5.2. Diseño de Rampa Peatonal**

Una rampa peatonal es una estructura diseñada para permitir el acceso de personas a diferentes niveles o alturas en un edificio o espacio público. Las rampas peatonales están construidas con una pendiente suave y gradual para facilitar la movilidad de personas que utilizan sillas de ruedas, carritos de bebé, personas mayores o con movilidad reducida.

La importancia del diseño de una rampa peatonal radica en varios aspectos: Accesibilidad, Seguridad, Inclusión y Adaptabilidad.

El diseño de una rampa peatonal al igual que la rampa vehicular debe cumplir con las regulaciones y normas vigentes, tanto en términos de accesibilidad como de seguridad.

A continuación, se presenta el diseño de la rampa peatonal que conectarán los dos niveles con mayor afluencia peatonal del mercado municipal:

La rampa peatonal tendrá una altura de aproximadamente 1.80 m entre descansos y una longitud de aproximadamente 21.85 m entre descansos, con una inclinación de aproximadamente el 8%.

Espesor de losa:

$$t_{\text{ram\_pea}} = \frac{P}{180} = \frac{14}{180} = 0.08 \text{ m} \cong 0.12 \text{ m}$$

Carga muerta:

$$CM_{\text{ram\_pea}} = [\gamma_c * t_{\text{ram\_pea}}] + A_{\text{ram\_pea}}$$

Donde:

$CM_{\text{ram\_pea}}$  Carga muerta de rampa

$A_{\text{ram\_pea}}$  Acabado de 24  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Entonces:

$$CM_{\text{ram\_pea}} = [2400 * 0.12] + 24 = 312 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva:

$$CV_{\text{ram\_pea}} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga última:

$$CU_{\text{ram\_pea}} = 1.2(CM_{\text{ram\_pea}}) + 1.6(CV_{\text{ram\_pea}}) = 1.2(312) + 1.6(500) = 1174.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



Para calcular los momentos que actúan, es necesario considerar una carga distribuida. Por lo tanto, se realiza un análisis utilizando una franja de ancho unitario de  $b_{ram\_veh} = 1$  m para llevar a cabo el cálculo.

$$WU_{ram\_pea} = CU_{ram\_pea} * b_{ram\_pea} = 1174.40 * 1 = 1174.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momentos actuantes:

$$M^+ = \frac{WU_{ram\_pea} * l^2}{11} = \frac{1174.40 * 5.80^2}{11} = 3591.53 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^- = \frac{WU_{ram\_pea} * l^2}{16} = \frac{1174.40 * 5.80^2}{16} = 2469.18 \text{ kg} - \text{m}$$

Peralte efectivo:

$$d_{ram\_pea} = t_{ram\_pea} - \text{rec} - \frac{\emptyset \text{ varilla No. 5}}{2} \approx 12 - 2.5 - \frac{1.59}{2} = 8.71 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo:

$$As_{\text{lím}} = \frac{14}{f_y} * b_{ram\_pea} * d_{ram\_pea} = \frac{14}{4200} * 100 * 8.71 = 2.90 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)} = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6115}{4200 * (4200 + 6115)} = 0.029$$

Área de acero máximo:

$$As_{\text{máx}} = \rho_{b_{\text{máx}}} * \rho_b * b_{ram\_veh} * d_{ram\_veh}$$

$$\rho_{b_{\text{máx}}} = 0.50 \text{ zona sísmica}$$

$$As_{\text{máx}} = 0.50 * 0.029 * 100 * 8.71 = 12.63 \text{ cm}^2$$

Luego de calcular el área de acero mínimo y máximo, es importante que el área de acero se encuentre dentro de los siguientes parámetros:

$$As_{\text{mín}} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 12.63 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido:

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

Área de acero para Momento Positivo (+):

$$A_{s \text{ req}}^+ = \left[ 100 * 8.71 - \sqrt{(100 * 8.71)^2 - \frac{3591.53 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 12.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req}}(+) = 12.49 \text{ cm}^2$$

Área de acero para Momento Negativo (-):

$$A_{s \text{ req}}^- = \left[ 100 * 8.71 - \sqrt{(100 * 8.71)^2 - \frac{2469.18 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$A_{s \text{ req}}^+ = 12.49 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{var}\#} = 5$$

$$D_{\text{var}} = \frac{V_{\text{var}\#}}{8} * \text{in} = \frac{5}{8} * \text{in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$A_{\text{var}} = \frac{\pi}{4} * D_{\text{var}}^2 = \frac{\pi}{4} * (1.588)^2 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{var}} = \frac{A_{s \text{ req}}^+}{A_{\text{var}}} = \frac{12.49}{1.98} = 6.31 \cong 7 \text{ varillas}$$

$$S_{\text{final}} = \frac{b_{\text{ram\_pea}}}{N_{\text{var}}} = \frac{100}{7} = 14.29 \cong 14 \text{ cm}$$

Se proponen varillas No. 5 para la cama inferior con un espaciamiento de 14 cm en ambos sentidos.

El Código ACI 318-19 (2019) en la sección 24.4.3.2, determina que la cuantía de refuerzo corrugado por temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto, debe ser mayor o igual a 0.0018.

Por lo tanto, se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_{s_{tem}} = 0.0020 * b_{ram\_veh} * d_{ram\_veh} = 0.0020 * 100 * 8.71 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento por temperatura:

$$A_{s_{tem}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$V_{var\#} = 3$$

$$D_{var} = \frac{V_{var\#}}{8} * \text{in} = \frac{3}{8} * \text{in} = 0.953 \text{ cm}$$

$$A_{var} = \frac{\pi}{4} * D_{var}^2 = \frac{\pi}{4} * (0.953)^2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$N_{var} = \frac{A_{s_{temp}}}{A_{var}} = \frac{1.57}{0.71} = 2.21 \cong 3 \text{ varillas}$$

$$S_{final} = \frac{b_{ram\_veh}}{N_{var}} = \frac{100}{3} = 33.3 \cong 33 \text{ cm}$$

Según el ACI 318-19 (2019) en su sección 24.4.3.3 determina que el espaciamiento del refuerzo corrugado de temperatura debe ser menor que las siguientes especificaciones:

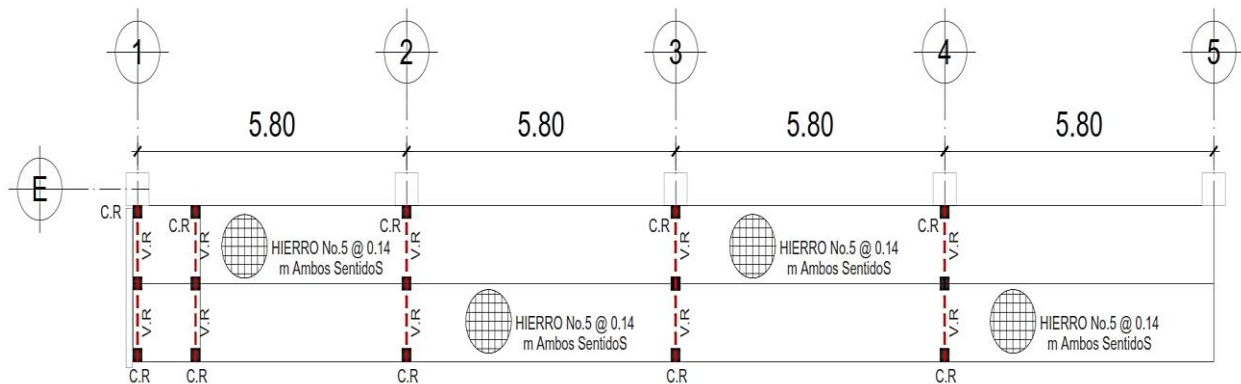
$$S_{m\acute{a}x\_1} = 3h \approx 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x\_2} = 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, si el  $S_{final}$  pide que sea de 33 cm, se puede proponer varillas No.3 para acero por temperatura con un espaciamiento de 25 cm.

**Figura 35.**

*Detalle de rampa peatonal*



## **RAMPA PEATONAL COLUMNAS + LOSA**

SIN ESCALA

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

### **4.25.5.3. Diseño de Escaleras**

Las escaleras son elementos arquitectónicos que están compuestos por una secuencia de peldaños o escalones, diseñados para permitir el desplazamiento vertical entre diferentes niveles de un edificio. Estas estructuras proporcionan una forma segura y conveniente de subir o bajar entrepisos y son una alternativa a los ascensores y las escaleras mecánicas. Las escaleras en los edificios cumplen una función fundamental para facilitar la accesibilidad de un nivel a otro, la distribución del espacio y la evacuación en caso de emergencia. Además, su diseño puede agregar valor estético y contribuir a la decoración general del edificio.

Las escaleras en los edificios están compuestas por varios elementos estructurales que les brindan estabilidad y resistencia. Estos elementos principales son:

Escalones: son las superficies horizontales en las que las personas caminan al subir o bajar las escaleras.

Huella y contrahuella: la huella es la parte horizontal de cada escalón donde se apoyan los pies y la contrahuella es la parte vertical que se encuentra entre un escalón y el siguiente.

Barandillas: son elementos de protección que se encuentran en los bordes de las escaleras y brindan seguridad a los usuarios.

Considerando estos requisitos específicos, se sugiere que cada huella de los escalones tenga una altura de 0.30 m y cada contrahuella tenga una longitud de 0.18 m.

Espesor de losa: el espesor mínimo de losas macizas en una dirección y que estén simplemente apoyadas deberán diseñarse basándose en la Tabla 7.3.1.1, del ACI 318-19 (2019), y se determina de la siguiente manera:

$$t_{esc} = \frac{l}{20} = \frac{2.50}{20} = 0.12 \text{ m}$$

Carga muerta: el peso específico del concreto será de  $2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  y la sobrecarga por acabados será de  $100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ .

$$CM_{esc} = PP_{esc} + SC_{esc}$$

$$CM_{esc} = \left[ \gamma_c * \left( t_{esc} + \frac{C}{2} \right) \right] + SC_{esc}$$

Donde:

$\gamma_c$             Peso específico del concreto

$C$                 Contrahuella en las escaleras

$SC_{esc}$         Sobrecarga por acabados que se le dará a las escaleras.

Entonces:

$$CM_{esc} = \left[ 2400 * \left( 0.12 + \frac{0.18}{2} \right) \right] + 100 = 604.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La carga viva para gradas será de  $500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$  tomada de la Tabla 3.7.1-1 de la NSE 2-2018 de AGIES (2020), basándonos que serán escaleras públicas.

Carga última:

$$CU_{\text{esc}} = 1.2(CM_{\text{esc}}) + 1.6(CV_{\text{esc}})$$

$$CU_{\text{esc}} = 1.2(604) + 1.6(500) = 1524.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para poder calcular los momentos que actúan, es necesario contar con una carga distribuida. Para ello, se realiza un análisis en una franja específica de anchura unitaria, donde se considera un valor de  $b_{\text{esc}} = 1 \text{ m}$ . De esta forma, se obtiene los resultados necesarios para el cálculo.

$$WU_{\text{esc}} = CU_{\text{esc}} * b_{\text{esc}} = 1524.80 * 1 = 1524.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

En los momentos actuantes, se deben determinar tanto los momentos positivos como los negativos aproximados en vigas continuas, basándose en la Tabla 6.5.2 del ACI 318-19 (2019), que proporciona las fórmulas adecuadas para los cálculos.

$$M^+ = \frac{WU_{\text{esc}} * l^2}{11} = \frac{1524.80 * (2.50)^2}{11} = 866.36 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^- = \frac{WU_{\text{esc}} * l^2}{16} = \frac{1524.80 * (2.50)^2}{16} = 595.63 \text{ kg} - \text{m}$$

Peralte efectivo:

$$d_{\text{esc}} = t_{\text{esc}} - r_{\text{esc}} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

Donde:

$r_{\text{esc}}$  Recubrimiento del refuerzo para elementos sin contacto con el suelo ni expuesto a la intemperie según la Tabla 20.6.1.3.1, ACI 318-19.

$\phi_{\text{var}}$  Diámetro de varilla No. 4.

Entonces:

$$d_{esc} = 12 - 2.5 - \frac{1.27}{2} = 8.87 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{mín}} = \frac{14}{f_y} * b_{esc} * d_{esc} = \frac{14}{4200} * 100 * 8.87 = 2.96 \text{ cm}^2$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * 6115}{f_y * (f_y + 6115)} = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6115}{4200 * (4200 + 6115)} = 0.029$$

Área de acero máximo:

$$A_{s_{máx}} = \rho_{b_{máx}} * \rho_b * b_{esc} * d_{esc} = 0.50 * 0.029 * 100 * 8.87 = 12.86 \text{ cm}^2$$

Después de determinar el área de acero mínimo y máximo, esta debe estar dentro del  $A_{s_{mín}}$  y el  $A_{s_{máx}}$ :

$$A_{s_{mín}} = 2.96 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{máx}} = 12.86 \text{ cm}^2$$

Para determinar el área de acero requerido para los momentos y cortantes actuantes se procede a realizar con la siguiente expresión:

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

Área de acero para Momento Positivo (+):

$$A_{s_{req}}^+ = \left[ 100 * 8.87 - \sqrt{(100 * 8.87)^2 - \frac{866.36 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Área de acero para Momento Negativo (-):

$$A_{s_{req}}^- = \left[ 100 * 8.87 - \sqrt{(100 * 8.87)^2 - \frac{595.63 * 100}{0.003825 * 280}} \right] * \frac{0.85 * 280}{4200} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de acero requerido tanto para el Momento Positivo como Negativo es menor al área de acero mínimo, se opta por utilizar el área de acero mínimo para ambos casos  $A_{s_{mín}} = 2.96 \text{ cm}^2$ .

Espaciamiento:

$$S_{esc(-)} = \frac{A_{s_{req}}^-}{A_{s_{mín}}} * 33 = \frac{1.81}{2.96} * 33 = 20.18 \text{ cm}$$

Se proponen varillas No. 3 para la cama inferior con un espaciamiento de 15 cm en ambos sentidos.

Área de acero por temperatura:

$$A_{s_{tem}} = 0.0020 * b_{esc} * d_{esc} = 0.0020 * 100 * 8.87 = 1.77 \text{ cms}^2$$

Espaciamiento por temperatura:

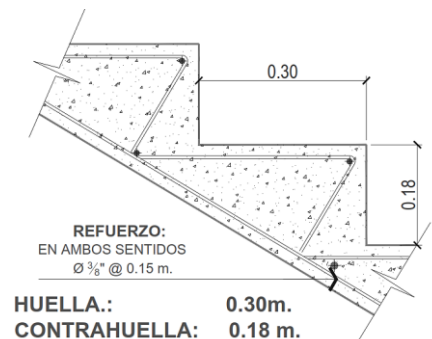
$$S_{esc(tem)} = \frac{A_{s_{req}}^-}{A_{s_{tem}}} * 33 = \frac{1.81}{1.77} * 33 = 33.19 \text{ cms}$$

$$S_{máx} = 3h = 3 * 12 = 36 \text{ cm y } 45 \text{ cm}$$

Se proponen varillas No. 3 para varillas de acero por temperatura a cada 15 cm.

**Figura 36.**

*Detalle del refuerzo en gradas*



**DETALLE 1** SIN ESCALA  
**ESCALÓN DE GRADA**

Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.



#### 4.25.6. *Diseño de Muro de Contención*

El muro de contención es una estructura diseñada para contener o retener la tierra u otros materiales en un área determinada y prevenir colapsos. Está diseñado para resistir la presión lateral del suelo y proporcionar estabilidad a terrenos inclinados o con pendientes pronunciadas.

**Tabla 89.**

*Propiedades de los materiales*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Altura propuesta de la cimentación	$D_f$	1.50 m
Peso específico del concreto	$\gamma_c$	$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Resistencia del concreto	$f'_c$	$280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero	$f_y$	$4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Recubrimiento de pantalla (Tabla 20.6.1.3.1, ACI 318-19, 2019)	$r_{\text{pant}}$	7.5 cm

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 90.**

*Propiedades del suelo*

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Peso específico del suelo	$\gamma_s$	$1450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Ángulo de fricción interna	$\phi_f$	$25^\circ$
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	$\theta$	$90^\circ$
Factor de seguridad	FS	3
Capacidad admisible del suelo	$Q_{\text{adm}}$	$1.113 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

A continuación, se presenta el coeficiente sísmico de aceleración que es un parámetro utilizado en ingeniería sísmica para evaluar el nivel de movimientos sísmicos esperados en una región y su impacto en las estructuras:

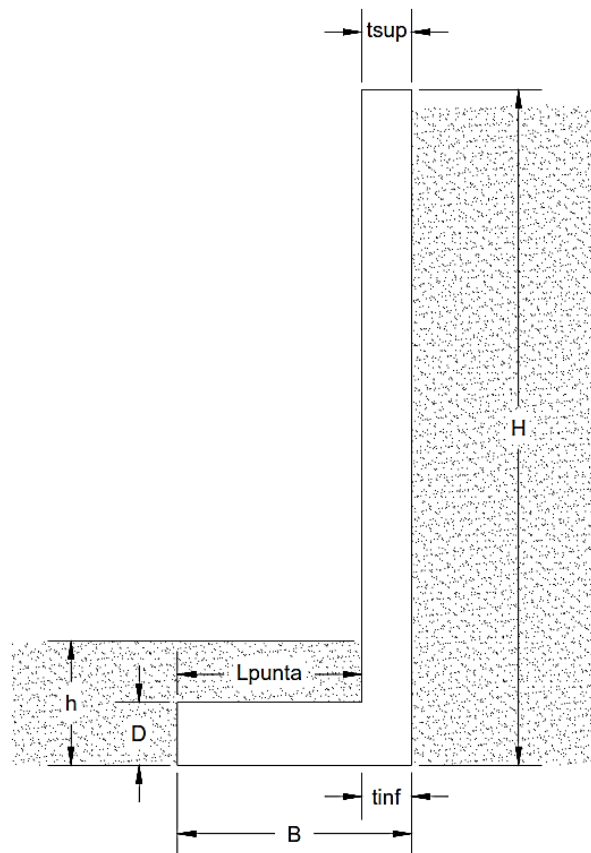
$$PGA = 0.168$$

También se presenta el coeficiente de sitio basados en la Tabla 4.5-1 de la NSE 2-2018 de AGIES (2020):

$$F_{pga} = 1$$

### Figura 37.

*Predimensionamiento del muro*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

El muro de contención en su parte mayor tendrá una altura de 3.60 m, a ello, se propuso un desplante de  $D_f = 1.50$  m. La altura total de la pantalla será de  $H = 5.10$  m.

Los cálculos del dimensionamiento del muro se realizan de la siguiente forma:

$$H = 5.10 \text{ m}$$

$$h = 0.30 * H = 0.30 * 5.10 \cong 1.50 \text{ m}$$

$$B = \frac{1}{2} * H = \frac{1}{2} * 5.10 \cong 2.50 \text{ m}$$

$$D = 0.10 * H = 0.10 * 5.10 \cong 0.50 \text{ m}$$

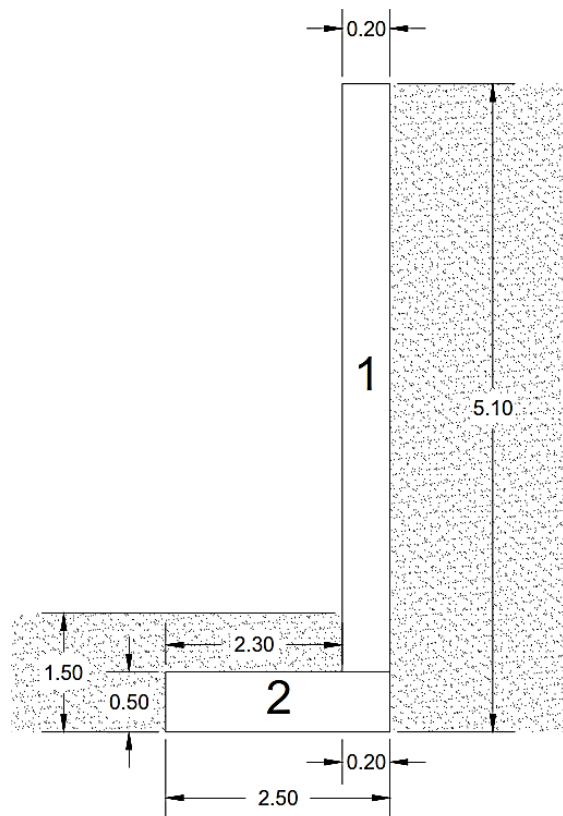
$$t_{\text{sup}} = \frac{1}{24} * H = \frac{1}{24} * 5.10 \cong 0.20 \text{ m}$$

$$t_{\text{inf}} = \frac{1}{24} * H = \frac{1}{24} * 5.10 \cong 0.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{punta}} = B - t_{\text{inf}} = 2.50 - 0.20 = 2.30 \text{ m}$$

**Figura 38.**

*Esquema detallado del muro de contención*



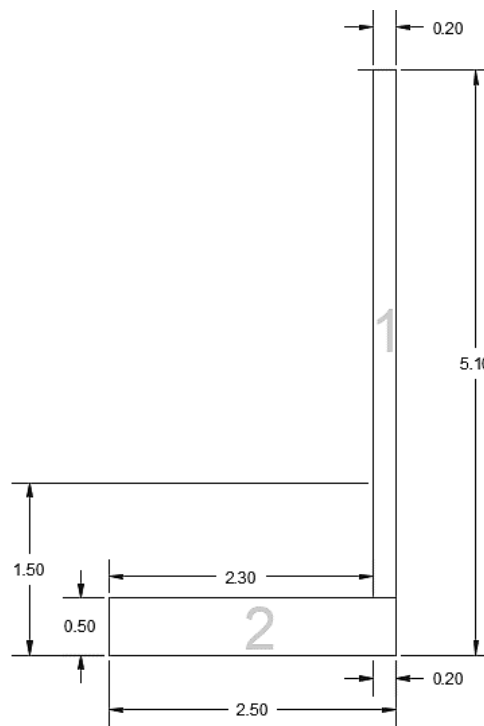
Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Cargas verticales: En la determinación del diámetro del refuerzo y el espacio del muro, se usará un ancho de un metro ( $b_w = 100 \text{ cms}$ ) como referencia.

Estas estructuras suelen tener longitudes considerablemente iguales. Por lo tanto, se enfoca únicamente en esta dimensión para asegurarse de que el refuerzo y el muro sean adecuados para soportar la carga y garantizar la estabilidad estructural.

**Figura 39.**

*Dimensiones de los elementos del muro*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Peso del muro:

$$\text{Vol} = (H - D) * t_{\text{inf}} * b_w$$

$$\text{DC} = \text{Vol} * \gamma_c$$

$$X_a = B - \frac{t_{\text{inf}}}{2}$$

$$Y_a = \frac{B}{2}$$

**Tabla 91.**

*Resumen de cálculos de cargas muertas por peso propio del muro*

ELEMENTO	Vol (m <sup>3</sup> )	DC ( $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$ )	Xa (m)	Ya (m)	Xa * DC	Ya * DC
1	0.92	2.21	2.400	2.800	5.30	6.18
2	1.25	3.00	1.250	0.250	3.75	0.75
Total		5.21			9.05	6.93

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Excentricidades en X y Y:

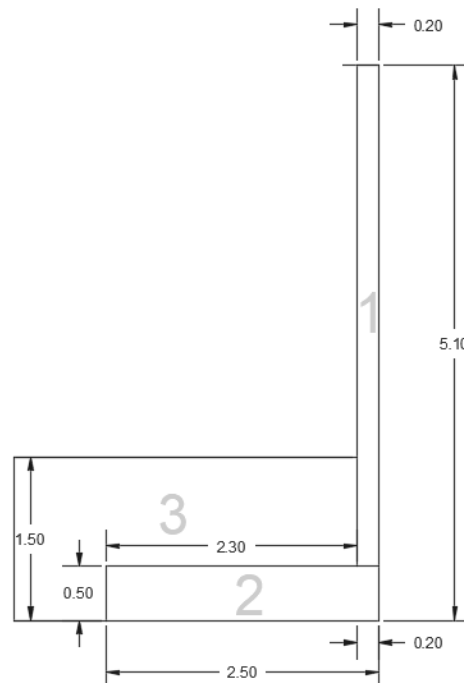
$$X_{DC} = \frac{X_a}{DC} = \frac{9.05}{5.21} = 1.74 \text{ m}$$

$$Y_{DC} = \frac{Y_a}{DC} = \frac{6.93}{5.21} = 1.33 \text{ m}$$

Peso del suelo:

**Figura 40.**

*Esquema para hallar la carga del suelo*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Se realiza el mismo procedimiento que para hallar el peso propio del muro.

**Tabla 92.**

*Resumen de cálculos de cargas del suelo*

ELEMENTO	Vol (m <sup>3</sup> )	EV $\left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)$	Xa (m)	Ya (m)	Xa * EV	Ya * EV
3	2.300	3.335	1.150	1	3.835	3.335
Total		3.335			3.835	3.34

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Excentricidades en X y Y:

$$X_{EV} = \frac{Xa}{EV} = \frac{3.835}{3.335} = 1.15 \text{ m}$$

$$Y_{EV} = \frac{Ya}{EV} = \frac{3.335}{3.335} = 1.00 \text{ m}$$

**Tabla 93.**

*Resumen de cargas verticales*

CARGA	TIPO	v $\left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)$	Xa (m)	M <sub>v</sub> $\left(\text{ton} - \frac{\text{m}}{\text{m}}\right)$
DC	PESO PROPIO	5.21	1.74	9.05
EV	SUELO	3.34	1.15	3.844
	Total	8.54		12.88

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Cargas Horizontales: a continuación, se calcularán las cargas horizontales que actuarán sobre el muro:

Coefficiente de presión activa del terreno:

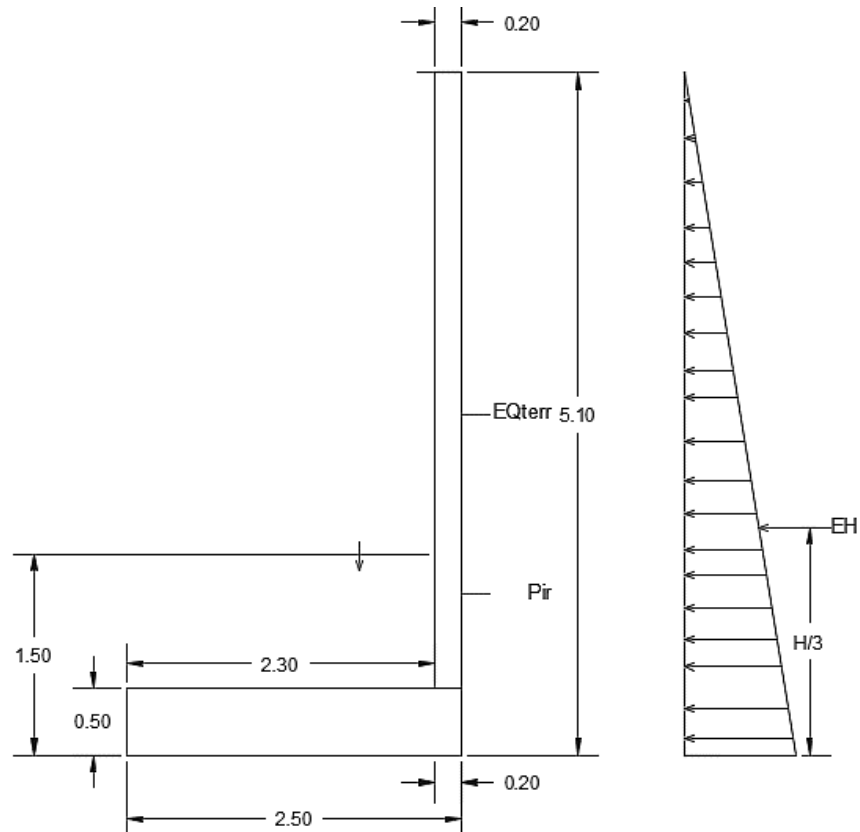
$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right)^2 = \tan\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right)^2 = 0.406$$

Donde:

K<sub>a</sub>                      Coeficiente de presión activa

**Figura 41.**

*Esquema de cargas que actúan horizontalmente*



Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2017.

Cargas por empuje horizontal (Presión lateral del terreno, EH):

$$p = K_a * H * \gamma_s = 0.406 * 5.10 * 1.45 = 3.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * p = \frac{1}{2} * 5.10 * 3 = 7.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_{EH} = \frac{1}{3} * H = \frac{1}{3} * 5.10 = 1.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cargas EQ de acción sísmica:

$$k_{ho} = F_{pga} * PGA = 1 * 0.168 = 0.168$$

Coefficiente de aceleración horizontal:

$$k_h = 0.5 * k_{ho} = 0.5 * 0.168 = 0.084$$

Coeficiente de aceleración vertical será de  $k_v = 0$ .

$$\Psi = \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \text{atan}\left(\frac{0.084}{1 - 0}\right) = 4.802^\circ$$

El ángulo del material del suelo con la horizontal será de  $i = 0^\circ$ .

$$\Psi_{\text{ver}} = (\phi_f > i) = (25^\circ > 0^\circ) = \text{Sí cumple}$$

$$k_{\text{AE}} = \frac{\cos(\phi_f - \Psi - \beta)^2}{\cos(\Psi) * \cos(\beta)^2 * \cos(\delta - \Psi - \beta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi_f) * \sin(\phi_f - \Psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \Psi) * \cos(i + \beta)}}\right)^2}$$

$$k_{\text{AE}} = \frac{\cos(25^\circ - 4.802^\circ - 0)^2}{\cos(4.802^\circ) * \cos(0)^2 * \cos(0 + 0 + 4.802^\circ) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(0 + 25^\circ) * \sin(25^\circ - 4.802^\circ - 0)}{\cos(0 + 0 + 4.802^\circ) * \cos(0 + 0)}}\right)^2}$$

$$k_{\text{AE}} = 0.464$$

Presión estática del terreno + efecto dinámico:

$$P_{\text{AE}} = \frac{1}{2} * k_{\text{AE}} * \gamma_s * H^2 = \frac{1}{2} * 0.464 * 1450 * (5.10)^2 = 8.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Acción sísmica del terreno:

$$EQ_{\text{terr}} = P_{\text{AE}} - EH = 8.75 - 7.65 = 1.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Fuerza inercial del estribo

$$P_{\text{IR}} = k_h * (DC + EV) = 0.084 * (5.21 + 3.34) = 0.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$0.5 * P_{\text{IR}} = 0.50 * 0.72 = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_{\text{PIR}} = \frac{DC * Y_{\text{DC}} + EV * Y_{\text{EV}}}{DC + EV} = \frac{(5.21 * 1.33) + (3.34 * 1)}{5.21 + 3.34} = 1.20 \text{ m}$$



**Tabla 94.***Resumen de cargas horizontales*

<b>CARGA</b>	<b>TIPO</b>	<b>H <math>\left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)</math></b>	<b>Y<sub>A</sub> (m)</b>	<b>M<sub>H</sub> <math>\left(\text{ton} * \frac{\text{m}}{\text{m}}\right)</math></b>
EH	EH	7.65	1.70	13.01
EQ <sub>terr</sub>	EQ	1.10	2.55	2.79
0.5P <sub>IR</sub>	EQ	0.36	1.20	0.43
Total		9.11		16.23

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 95.***Factores de estados límites aplicables y combinaciones de carga*

<b>ESTADO LÍMITE</b>	<b>Y<sub>DC</sub></b>	<b>Y<sub>EV</sub></b>	<b>Y<sub>EH</sub></b>	<b>Y<sub>EQ</sub></b>	<b>APLICACIONES</b>
Resistencia Ia	1.00	1.00	1.00	-	Deslizamiento y Vuelco
Resistencia Ib	1.00	1.00	1.00	-	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	1.00	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	-	Agrietamiento

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 96.***Cargas verticales (V<sub>u</sub>)*

<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>DC</b>	<b>EV</b>	<b>TOTAL (V<sub>u</sub>) (ton)</b>
V (ton)	5.21	3.34	8.54
Resistencia Ia	5.21	3.34	8.54
Resistencia Ib	5.21	3.34	8.54
Ev. Extremo I	5.21	3.34	8.54
Servicio I	5.21	3.34	8.54

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 97.***Momento estabilizador por cargas verticales (MVu)*

<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>DC</b>	<b>EV</b>	<b>TOTAL (M<sub>Vu</sub>) (ton – m)</b>
Mv (ton – m)	9.05	3.84	12.88
Resistencia Ia	9.05	3.84	12.88
Resistencia Ib	9.05	3.84	12.88
Ev. Extremo I	9.05	3.84	12.88
Servicio I	9.05	3.84	12.88

Fuente: Elaboración propia con el apoyo de Excel 2018.

**Tabla 98.***Cargas horizontales (Hu)*

<b>TIPO DE CARGA</b>	<b>EH</b>	<b>EQ<sub>terr</sub></b>	<b>0.5P<sub>IR</sub></b>	<b>TOTAL (H<sub>u</sub>) (ton)</b>
H (ton)	7.65	1.10	0.36	9.11
Resistencia Ia	7.65	0.00	0.00	7.65
Resistencia Ib	7.65	0.00	0.00	7.65
Ev. Extremo I	7.65	1.10	0.36	9.11
Servicio I	7.65	0.00	0.00	7.65

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 99.***Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu)*

<b>CARGA</b>	<b>EH</b>	<b>EQ<sub>terr</sub></b>	<b>0.5P<sub>IR</sub></b>	<b>TOTAL (M<sub>Hu</sub>) (ton – m)</b>
M <sub>H</sub> (ton – m)	13.01	2.79	0.43	16.23
Resistencia Ia	13.01	0.00	0.00	13.01
Resistencia Ib	13.01	0.00	0.00	13.01
Ev. Extremo I	13.01	2.79	0.43	16.23
Servicio I	13.01	0.00	0.00	13.01

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El chequeo por vuelco se realiza para asegurarse de que el muro sea capaz de resistir las fuerzas horizontales ejercidas por el suelo y otras cargas externas.

En el chequeo por vuelco dice que “ $e_{m\acute{a}x}$ ” debe ser mayor a “ $e$ ”. Para ello se proponen las f3rmulas siguientes:

$$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_o$$

**Tabla 100.**

*Chequeo por vuelco*

<b>ESTADOS</b>	<b>(<math>V_u</math>) (ton)</b>	<b>(<math>M_{V_u}</math>) (ton – m)</b>	<b>(<math>M_{H_u}</math>) (ton – m)</b>	<b><math>x_o</math> (m)</b>	<b><math>e</math> (m)</b>	<b><math>e_{m\acute{a}x}</math> (m)</b>	<b>OBSERVACI3N</b>
Resistencia Ia	8.54	7.65	13.01	-0.63	1.88	0.83	Revisar
Resistencia Ib	8.54	7.65	13.01	-0.63	1.88	0.83	Revisar
Evento Extremo I	8.54	9.11	16.23	-0.83	2.08	0.92	Revisar

Fuente: Elaboraci3n propia con el programa Excel.

El dise1o actual no cumple con el chequeo por vuelco debido a la ausencia del tal3n. La inclusi3n de un tal3n es crucial, ya que su geometr3a ensanchada proporciona mayor soporte y resistencia al muro, mejorando su capacidad para contrarrestar las fuerzas del suelo y otras cargas externas. Para atender las demandas por carga se sugiere instalar vigas conectoras que enlacen las columnas con el muro de contenci3n para prevenir el vuelco y garantizar su estabilidad.

Chequeo por deslizamiento: Un muro de contenci3n est3 expuesto a fuerzas laterales provocadas por la presi3n del suelo y otras cargas. El chequeo por deslizamiento asegura que el muro pueda resistir estas fuerzas y evitar movimientos horizontales que pongan en riesgo su estabilidad.

La resistencia se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_f = \mu(\varphi_T V_U)$$

La condicionante del chequeo por deslizamiento dice que la resistencia " $F_f$ " debe ser mayor que el actuante " $H_u$ ".

**Tabla 101.**

*Chequeo por deslizamiento*

<b>ESTADOS</b>	<b>(<math>V_u</math>) (ton)</b>	<b>RESISTENCIA <math>F_f</math> (<math>\frac{\text{ton}}{\text{m}}</math>)</b>	<b>ACTUANTE <math>H_u</math> (<math>\frac{\text{ton}}{\text{m}}</math>)</b>	<b>OBSERVACIÓN</b>
Resistencia Ia	8.54	3.98	9.75	REDISEÑAR
Resistencia Ib	8.54	3.98	9.75	REDISEÑAR
Evento Extremo I	8.54	3.98	11.21	REDISEÑAR

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

El muro actual no cumple con los requisitos de diseño para prevenir el deslizamiento. Por ello, se propone agregar un dentellón de concreto reforzado en la base del muro para mejorar su estabilidad y capacidad para resistir las fuerzas laterales del suelo. El dentellón tendrá dimensiones de 0.20 m de ancho en la base y una altura de 0.30 m que irá a lo largo de todo el muro.

El chequeo por punzonamiento se realiza cuando una carga puntual actúa sobre la placa de un muro de contención, generando fuerzas de corte y en una zona localizada.

El chequeo por punzonamiento ayuda a asegurar que el muro de contención tenga la resistencia necesaria para soportar las fuerzas de corte y esfuerzos concentrados en la zona crítica, típicamente cerca de los apoyos o bajo cargas puntuales.

El chequeo se realiza calculando "q" por medio de la siguiente fórmula:

$$q = \frac{V_U}{B - 2e}$$

**Tabla 102.***Chequeo por punzonamiento*

<b>ESTADOS</b>	$(V_u)$ (ton)	$(M_{Vu})$ (ton – m)	$(M_{Hu})$ (ton – m)	$x_o$ (m)	$e$ (m)	$q$ $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$q_R$ $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	<b>OBS</b>
Resistencia Ia	8.54	12.88	18.37	-0.64	1.89	-0.67	1.64	OK
Resistencia Ib	8.54	12.88	18.37	-0.64	1.89	-0.67	1.64	OK
Evento Extremo I	8.54	12.88	21.59	-1.02	2.27	-0.42	2.98	OK
Servicio I	8.54	12.88	18.37	-0.64	1.89	-0.67	0.99	OK

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Diseño de la pantalla:

**Tabla 103.***Datos de diseño para el cálculo del acero por flexión*

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>SÍMBOLO</b>	<b>VARIABLE</b>
Resistencia del concreto	$f'c$	$280 \frac{kg}{cm^2}$
Resistencia del acero	$f_y$	$4200 \frac{kg}{cm^2}$
Ancho de pantalla	$t_{inf}$	20 cm
Recubrimiento (Tabla 20.6.1.3.1 del ACI 318-19, 2019)	$r_{libre}$	5 cm
Diámetro del acero de refuerzo	$\emptyset_{var}$	$\frac{3}{4}'' = 1.905 \text{ cm}$
Ancho unitario	$b_w$	100 cm

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

$$M_u = 1.5M_{PEH} = 1.5(9.547) = 14.32 \text{ ton – m}$$

Peralte efectivo de la pantalla:

$$d_{pant} = t_{inf} - \left( r_{libre} + \frac{\emptyset_{var}}{2} \right) = 20 - \left( 5 + \frac{1.905}{2} \right) = 14.05 \text{ cm}$$

Acero nominal de refuerzo:

$$A_{spant} = 0.85 * b_w * d_{pant} \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{1 * 0.85 * f'_c * b_w * d_{pant}^2}} \right)$$

$$A_{spant} = 0.85 * 100 * 14.05 \left( \frac{280}{4200} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1432000.00}{1 * 0.85 * 280 * 100 * (14.05)^2}} \right)$$

$$A_{spant} = 29.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{vpant} = \frac{\pi}{4} (\phi_{var})^2 = \frac{\pi}{4} (1.905)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{var} = \frac{A_{spant}}{A_{vpant}} = \frac{29.87}{2.85} = 10.48 \text{ varillas} \cong 11 \text{ varillas}$$

$$S_{final} = \frac{b_w - 2r_{libre}}{N_{var}} = \frac{100 - 2(5)}{11} = 8.18 \text{ cm}$$

Acero por temperatura en pantalla: Para el acero por temperatura se utilizará varillas No. 4 con un diámetro de 1.27 cm.

$$h_{pant} = H - D - h_{par} = 5.10 - 0.50 = 4.60 \text{ m}$$

$$A_{stemp} = \frac{0.18(t_{inf} * h_{pant})}{2(t_{inf} + h_{pant})} = \frac{0.18(20 * 460)}{2(20 + 460)} = 1.725 \text{ cm}^2$$

Condicionantes:

$$\text{Si}(A_{stemp} \geq 2.33 \text{ cm}^2) = A_{stemp}$$

$$\text{Si}(A_{stemp} \leq 2.33 \text{ cm}^2) = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si}(A_{stemp} \leq 12.70 \text{ cm}^2) = A_{stemp}$$

$$\text{Si}(A_{stemp} \geq 12.70 \text{ cm}^2) = 12.70 \text{ cm}^2$$

Al cumplir con las restricciones, se observa que  $A_{stemp}$  es inferior a  $2.33 \text{ cm}^2$ , por lo tanto, se tomará el área de acero por temperatura de  $2.33 \text{ cm}^2$ .

$$A_{S_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{\pi}{4} (\phi_{var})^2 = \frac{\pi}{4} (1.27)^2 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N_{var} = \frac{A_{S_{temp}}}{A_v} = \frac{2.33}{1.27} = 1.83 \text{ varillas} \cong 2 \text{ varillas}$$

$$S_{final} = \frac{100}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Diseño de la punta:

$$V_{Maxzap} = 11.012 \text{ ton}$$

$$e_{Maxzap} = 2.376 \text{ m}$$

Presiones sobre el terreno:

$$q_{u1} = \frac{V_{Maxzap}}{B} * \left(1 + \frac{6 * e_{Maxzap}}{B}\right) = \frac{11.012}{2.5} * \left(1 + \frac{6 * 2.376}{2.5}\right) = 29.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_{u2} = \frac{V_{Maxzap}}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_{Maxzap}}{B}\right) = \frac{11.012}{2.5} * \left(1 - \frac{6 * 2.376}{2.5}\right) = -20.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Presiones sobre la cara exterior de la base de la pantalla:

$$q_{u3} = \frac{(B - L_{punta})}{B} * (q_{u1} - q_{u2}) + q_{u2}$$

$$q_{u3} = \frac{(2.5 - 2.3)}{2.5} * (29.52 - (-20.71)) + (-20.71) = -16.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Momento actuante en la sección crítica:

$$M_{ucritico} = \frac{(L_{punta})^2}{6} * (q_{u3} + (2 * q_{u1})) = \frac{(2.3)^2}{6} * (-16.69 + (2 * 29.52))$$

$$M_{ucritico} = 37.34 \text{ ton} - \text{m}$$

Peralte efectivo de la punta: En este caso, al encontrarse la punta del muro en contacto permanente con el suelo, el ACI 318-19 (2019) en la Tabla 20.6.1.3.1, dice que el recubrimiento mínimo debe ser de 7.5 cm.

$$d_{\text{punta}} = D - \left( r_{\text{libre}} + \frac{\phi_{\text{var}}}{2} \right) = 50 - \left( 7.5 + \frac{1.27}{2} \right) = 41.865 \text{ cm}$$

Acero nominal de refuerzo:

$$A_{S_{\text{punta}}} = 0.85 * b_w * d_{\text{punta}} \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{\text{ucrítico}}}{1 * 0.85 * f'_c * b_w * d_{\text{punta}}^2}} \right)$$

$$A_{S_{\text{punta}}} = 0.85 * 100 * 41.865 \left( \frac{280}{4200} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3734000.00}{1 * 0.85 * 280 * 100 * (41.865)^2}} \right)$$

$$A_{S_{\text{punta}}} = 24.90 \text{ cm}^2$$

Para el acero en la punta se utilizará las varillas No. 6.

$$A_{V_{\text{punta}}} = \frac{\pi}{4} (\phi_{\text{var}})^2 = \frac{\pi}{4} (1.905)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{var}} = \frac{A_{S_{\text{punta}}}}{A_{V_{\text{punta}}}} = \frac{24.90}{2.85} = 8.74 \text{ varillas} \cong 9 \text{ varillas}$$

$$S_{\text{final}} = \frac{b_w}{N_{\text{var}}} = \frac{100}{9} = 11 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

## 4.26. Instalaciones

Se realiza el diseño y se plasman en planos constructivos las diferentes instalaciones del mercado municipal, como las eléctricas, sanitarias, hidráulicas y pluviales, con el objetivo de garantizar el correcto funcionamiento de los servicios básicos. Esto adquiere una gran importancia para asegurar el correcto funcionamiento de las actividades del mercado.

### 4.27.1. *Instalaciones Eléctricas*

En el diseño de la iluminación del mercado municipal, se consideran diversos requisitos con el objetivo de crear condiciones visuales adecuadas. Estos requisitos incluyen lograr una iluminación uniforme y óptima, evitar brillos deslumbrantes, garantizar



condiciones de contraste y utilizar niveles de luz adecuados, entre otros aspectos necesarios para crear un ambiente visualmente cómodo y funcional. Por lo regular, se instalan sistemas de iluminación general que ofrecen una luminosidad uniforme en toda el área de trabajo

El diseño de las instalaciones eléctricas del mercado municipal se realizó considerando la cantidad de luz necesaria para cada área, así como la altura de los focos y los posibles reflejos.

En cuanto a la distribución, se respetó el límite de 10 unidades por circuito para la carga de fuerza y 12 unidades para la carga de iluminación.

Los calibres de los cables utilizados en las instalaciones eléctricas se seleccionaron según el tipo de carga que deban soportar. Para los circuitos de fuerza, se empleó un cable de calibre 10 THHN, mientras que para los circuitos de iluminación se utilizó un cable de calibre 12 THHN.

Se utilizó el poliducto reforzado con un diámetro de  $\frac{3}{4}$ " que irá en pared, piso y losa. Este poliducto proporciona un recubrimiento seguro para los cables de iluminación y fuerza, además de facilitar su instalación a lo largo de todo el edificio.

Los detalles específicos se encuentran en los planos 18, 19 y 20 del Apéndice D

#### **4.27.2.      *Instalaciones Sanitarias***

Los sistemas de suministro de agua y drenaje son componentes esenciales de las instalaciones sanitarias. Estos sistemas se diseñan considerando factores como el diámetro de las tuberías y la pendiente necesaria para asegurar el correcto flujo de agua y desechos.

En las instalaciones de drenaje, se utilizarán tuberías de PVC debido a las ventajas que ofrecen en términos de instalación, manejo, resistencia y durabilidad. Se utilizará un diámetro que será de 3" considerando la cantidad de residuos que se evacuarán del edificio.

Es importante considerar la pendiente de las tuberías, que será del 3%. La ubicación estratégica de los sumideros también será clave para asegurar el buen funcionamiento del sistema de drenaje.

Los detalles específicos se encuentran en los planos 21 y 22 del Apéndice D.

#### **4.27.3.      *Instalaciones Hidráulicas***

Se decidió utilizar tubería de PVC en las instalaciones hidráulicas del edificio municipal para mantener una presión adecuada del agua en el sistema. El PVC es ampliamente utilizado en este tipo de instalaciones debido a sus numerosas ventajas en comparación con otros materiales. Entre estas ventajas se encuentran su bajo costo, facilidad de manejo gracias a su ligereza, resistencia a altas presiones y capacidad para resistir la corrosión.

Por otro lado, la metodología de diseño Hunter se utilizó para asegurar un enfoque preciso en las instalaciones hidráulicas. Esta metodología asigna un número de unidades de gasto específico a cada aparato sanitario, el cual se determina mediante pruebas experimentales.

Los detalles específicos se encuentran en los planos 23 y 24 del Apéndice D.

#### **4.27.4.      *Instalaciones Pluviales***

El objetivo principal del diseño de las instalaciones de drenaje pluvial es garantizar una correcta evacuación del agua de lluvia generada en la azotea del edificio. Para esto,

se consideran diferentes salidas de agua pluvial mediante el uso de tuberías de PVC con un diámetro de 3”.

Se ha elegido una disposición segura para cada salida de agua de lluvia, utilizando tuberías de 3 pulgadas de diámetro para las conexiones adicionales necesarias.

Además, se ha considerado la implementación de un sistema de recolección de agua pluvial en los techos, que permitirá el drenaje del líquido a través de tuberías hacia una salida municipal adecuada.

De esta manera, se busca asegurar que el agua de lluvia se gestione de manera eficiente y segura, evitando problemas de inundaciones y contribuyendo al uso responsable y sostenible de este recurso.

Los detalles específicos se encuentran en los planos 22, 25y 26 del Apéndice D

#### **4.28. Salidas de Emergencia**

La NRD-2 de CONRED (2019), en su capítulo 9, define las salidas de emergencia como espacios o vías despejadas que se utilizan para evacuar hacia áreas abiertas y accesibles al público de manera permanente. Estas rutas pueden comprender pasillos, pasadizos, callejones de salida, puertas, portones, rampas, escaleras, gradas, entre otros elementos.

Los cálculos realizados para determinar la cantidad de salidas de emergencia necesarias en el edificio garantizan la seguridad en situaciones de emergencia. Se consideraron varios factores, como la capacidad de carga de ocupación del edificio, el número de ocupantes por nivel y las normativas vigentes.

De esta manera, se determinará el número adecuado de salidas de emergencia que debe tener el edificio para proporcionar una evacuación eficiente en caso de emergencia.

En las Tablas 104 a 107 se presentan los cálculos para determinar la cantidad de salidas de emergencia que se deberán colocar en el edificio.

**Tabla 104.**

*Cargas de ocupación calculadas en sótano*

No.	USO	TIPO DE OCUPACIÓN	ÁREA	FACTOR	CARGA DE OCUPACIÓN
1	Bodega	Bodegas	29	45	1
2	Sótano	Otros	318	9.3	34
		TOTAL			35

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 105.**

*Cargas de ocupación calculadas en primer nivel*

No.	USO	TIPO DE OCUPACIÓN	ÁREA	FACTOR	CARGA DE OCUPACIÓN
1	Comedores	Cocinas y áreas de comida en centros comerciales	87	18.5	5
2	Ventas de granos básicos	Tienda y salas de venta	141.75	2.78	51
3	Ventas de verduras y frutas	Tienda y salas de venta	56	2.78	20
4	Venta de carne	Tienda y salas de venta	96	2.78	35
5	Baños	Otros	42	9.3	5
6	Vestíbulo y área de circulación	Otros	775	9.3	83
		TOTAL			198

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 106.***Cargas de ocupación calculadas en segundo nivel*

No.	USO	TIPO DE OCUPACIÓN	ÁREA	FACTOR	CARGA DE OCUPACIÓN
1	Locales comerciales	Cocinas y áreas de comida en centros comerciales	87	2.78	31
2	Cafetería	Tienda y salas de venta	52.2	1.39	38
3	Ventas varias	Tienda y salas de venta	159.5	2.78	57
4	Comedores	Tienda y salas de venta	40.5	18.5	2
5	Salón de reuniones	Otros	42	1.39	30
6	Vestíbulo y área de circulación	Otros	775	9.3	83
TOTAL					242

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

**Tabla 107.***Ocupación acumulada por los tres niveles*

NIVEL	CARGA DE OCUPACIÓN POR NIVEL (PERSONAS)	PORCENTAJE DE NIVELES SUPERIORES	CARGA DE OCUPACIÓN ACUMULADA (PERSONAS)
		35 *100%	35
Sótano	35	198*50%	99
		242*25%	60
Nivel 1	198	198*100%	198
		242*50%	121
Nivel 2	242	242	242

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

Para determinar el ancho de los componentes de las salidas de emergencia, estas dependerán de la carga de ocupación de cada nivel, por lo cual se tomarán las siguientes consideraciones descritas en la sección 9.2 de la NRD-2 de CONRED (2019):

$$\text{Ancho (gradas o rampas)} = \text{Carga de ocupación acumulada} * 0.76$$

**Tabla 108.***Cantidad y dimensión de salidas de Emergencia*

<b>NIVEL</b>	<b>CARGA DE OCUPACIÓN ACUMULADA (PERSONA)</b>	<b>CANTIDAD DE SALIDAS DE EMERGENCIA</b>	<b>ANCHO MÍNIMO DE SALIDAS DE EMERGENCIA (CM)</b>
Sótano	194	2	Escaleras y rampas 148
Nivel 1	319	2	Escaleras y rampas 243
			Puertas 243
Nivel 2	242	2	Escaleras y rampas 184
			Puerta 184

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

- Si la carga de ocupación es menor a 50 personas, el ancho mínimo será: 90 cm.
- Si la carga de ocupación es mayor a 50 personas, el ancho mínimo será de 110 cm, o el valor que haya resultado de la Tabla 108.

Los detalles específicos se encuentran en los planos 27, 28 y 29 del Apéndice D

#### **4.29. Medidas de Mitigación Ambiental**

El objetivo es identificar los impactos positivos y negativos en el medio ambiente derivados de la ejecución del proyecto. Con base en este análisis, se buscarán soluciones óptimas para minimizar los impactos y lograr un equilibrio entre el desarrollo de la infraestructura y la protección del medio ambiente.

En Guatemala, se ha promulgado la Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente (Decreto Legislativo 68-86) con el objetivo de asegurar la protección y mejoramiento del medio ambiente como parte integral del desarrollo social y económico del país. Con base en esta ley, se ha establecido el Reglamento de evaluación, control

y seguimiento ambiental, el cual incluye un listado exhaustivo de proyectos, obras, industrias o actividades que requieren evaluación ambiental.

El reglamento clasifica los proyectos según sus fines y determina qué Evaluación Ambiental Inicial (EIA) corresponde a cada uno según su inclusión en dicho listado.

La Evaluación de Impacto Ambiental Inicial del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) es un instrumento de gestión ambiental utilizado en Guatemala para evaluar los posibles impactos ambientales de un proyecto, obra, industria o actividad en sus etapas iniciales. Tiene como objetivo identificar los posibles impactos negativos que el proyecto podría causar en el medio ambiente, así como las medidas de mitigación y compensación necesarias para minimizar o evitar dichos efectos adversos.

Esto implica el análisis detallado de varios aspectos, como la calidad del aire, la conservación de la biodiversidad, el manejo del agua, la gestión de residuos, el potencial impacto social y cultural, entre otros. Este proceso de evaluación toma en consideración los estudios técnicos e informes presentados por los solicitantes del proyecto, y busca garantizar una toma de decisiones informada y responsable.

#### **4.31.1. *Alteración de la Calidad del Aire***

La construcción de un mercado municipal puede impactar la calidad del aire de diferentes formas, principalmente, debido a las emisiones de contaminantes atmosféricos generados durante las actividades de construcción, así como por la posterior operación del mercado. Algunos de los posibles impactos incluyen:

- Emisiones de polvo durante la etapa de construcción.
- Emisiones de vehículos.

Para mitigar el impacto en la calidad del aire durante la construcción de un mercado municipal, se pueden implementar diversas medidas, como:

- Riego del suelo.
- Barreras y medidas de contención.
- Control de emisiones de vehículos.

#### **4.31.2. Manejo del Agua Potable**

El aumento de la demanda de agua por parte de los usuarios del mercado, la contaminación del agua durante la construcción y la generación de aguas residuales son factores fundamentales que pueden afectar el manejo de agua potable.

Algunos de los impactos potenciales en el manejo del agua potable podrían ser:

- Aumento de la demanda de agua.
- Contaminación del agua durante la construcción.
- Generación de aguas residuales.

Para mitigar estos impactos y manejar adecuadamente el agua potable durante la construcción de un mercado municipal, se pueden considerar las siguientes medidas:

- Planificación adecuada del suministro de agua.
- Control de erosión y sedimentación.
- Tratamiento y disposición adecuada de aguas residuales.
- Uso eficiente del agua.

#### **4.31.3. Gestión de Residuos**

La construcción del mercado municipal puede tener impactos significativos en la gestión de residuos, durante las etapas de construcción y en la operación posterior.



Algunos de los posibles impactos en la gestión de residuos podrían incluir:

- Generación de residuos de construcción.
- Generación de residuos operativos.

Para mitigar los impactos en la gestión de residuos durante la construcción y operación de un mercado municipal, se pueden considerar las siguientes medidas:

- Planificación adecuada de la gestión de residuos.
- Separación en la fuente.
- Implementación de programas de reciclaje.
- Utilización de materiales sostenibles.
- Compostaje y valorización.
- Educación y concientización.

Es importante trabajar en conjunto con las autoridades locales de gestión de residuos y cumplir con las regulaciones y normativas locales para garantizar una gestión adecuada de los residuos generados durante la construcción y operación del mercado municipal.



## 5. RESULTADOS

### 5.1. Planos Constructivos

Los planos constructivos son representaciones gráficas detalladas que muestran la distribución, dimensiones y características de los elementos de un edificio durante el proceso de diseño y construcción. Incluyen información esencial para la construcción del edificio, como la disposición de los espacios, las dimensiones de las habitaciones, la ubicación de las puertas y ventanas, así como las conexiones eléctricas, sanitarias y estructurales. Además, pueden contener detalles y secciones transversales que explican la forma en que los diferentes componentes del edificio se unen o interactúan entre sí.

Los planos del diseño estructural del Mercado Municipal del municipio de San Pablo se adjuntan en el Apéndice D.

### 5.2. Presupuesto

El presupuesto en el diseño de un edificio es un documento que detalla los costos estimados de construcción y otros gastos relacionados con el proyecto. Es una herramienta clave para planificar y controlar los aspectos económicos de la construcción.

#### 6.2.1. *Presupuesto Integrado*

Éste se enfoca en una combinación de todos los costos estimados del proyecto en una sola categoría general. En este caso, no hay un desglose detallado de los diferentes elementos o partidas del proyecto. El presupuesto integrado puede ser útil en los casos en los que se busca tener una visión general del costo total del proyecto, sin necesidad de entrar en detalles específicos.

El presupuesto integrado del proyecto se encuentra en el Apéndice E-1.

### **6.2.2. Presupuesto Desglosado**

Se refiere a una separación detallada de todos los costos estimados para cada elemento específico del proyecto. Es decir, se divide en diferentes renglones o conceptos específicos, como materiales, mano de obra, costos directos e indirectos, entre otros. Éste busca proporcionar una visión clara y detallada de cómo se distribuirán los recursos económicos en cada elemento del proyecto permitiendo un mayor control y seguimiento de los gastos, así como la identificación de áreas en las que se pueden realizar ajustes o reducir costos.

Los renglones y partidas del Presupuesto Desglosado del Mercado Municipal del municipio de San Pablo se adjuntan en el Apéndice E-2.

## CONCLUSIONES

- La elección del sistema E1 de marcos de vigas y columnas de concreto con una resistencia a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , reforzado con acero que soporta  $4,200 \text{ kg/cm}^2$  a fluencia, permitió un diseño eficiente, que garantiza la distribución efectiva de las cargas vivas y muertas, así como una alta resistencia estructural frente a cargas verticales y fuerzas sísmicas.
- El estudio de suelos mediante el ensayo triaxial mostró que la carga admisible del suelo es de  $12.13 \text{ ton/m}^2$ , que al aumentar esta carga en un 33%, el valor supera las  $15.39 \text{ ton/m}^2$  que el edificio ejercerá, corroborando que el suelo puede soportar la carga proyectada del edificio y garantizar la estabilidad estructural del proyecto.
- El software ETABS permitió evaluar el comportamiento estructural del edificio bajo distintas cargas, mostrando un desplazamiento máximo de 3 centímetros, mientras que el límite establecido por la NSE 3-2018 para el diseño del edificio es de 21 centímetros, lo que confirma que el diseño cumple con la normativa.
- La comparación entre las envolventes de momentos generadas entre el software ETABS y los cálculos manuales del método de Kani, que al considerar diversas combinaciones de carga, indica que la diferencia entre los momentos flectores negativos y positivos en vigas y columnas no supera el 9%. Esto permite que los elementos estructurales puedan resistir las cargas más desfavorables que podrían ocurrir en cualquier punto de la estructura.

- Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) de AGIES tienen en cuenta aspectos como el índice de sismicidad, la clasificación del proyecto y la masa involucrada en eventos sísmicos, lo que permitió determinar un cortante basal de 355 toneladas que actúan en la base del edificio. La aplicación de la norma ACI 318-19 en el diseño de losas, vigas, columnas y otros elementos estructurales también ayudó a reducir el riesgo de fallas estructurales.
- La implementación de la NRD-2 de CONRED permitió estimar que la carga de ocupación basada en el tipo de uso de todos los locales en el mercado será de 755 personas. Por lo tanto, según la norma, se consideraron dos salidas de emergencia por cada nivel, contribuyendo a una planificación de evacuación segura de los ocupantes en caso de sismo.
- La elaboración de 29 planos, que incluyen planos arquitectónicos, estructurales, instalaciones especiales y de salidas de emergencia, permitió asegurar que el proyecto cumpla con los requisitos funcionales, estéticos y estructurales.
- La elaboración del presupuesto para la construcción del mercado municipal permitió estimar con precisión los costos asociados, incluyendo materiales, mano de obra, equipo y gastos administrativos, entre otros. Al considerar estos aspectos, el cálculo de la inversión asciende a Trece millones, cuarenta y tres mil, seiscientos veintinueve quetzales exactos (Q. 13,043,629.00) distribuidos en 61 renglones de trabajo.

## RECOMENDACIONES

1. Se sugiere una colaboración estrecha entre las autoridades municipales y las del mercado municipal actual, para asegurar el cumplimiento de las normativas de diseño. Esta colaboración garantizará una correcta ejecución del proyecto y promoverá la participación comunitaria en el desarrollo y gestión del mercado municipal.
2. Es fundamental contar con personal capacitado para realizar el mantenimiento preventivo y correctivo durante la ejecución, operación y vida útil del proyecto. Esto ayudará a prolongar la durabilidad del mismo y a minimizar el riesgo de un deterioro prematuro de la edificación.
3. Aunque los cálculos de cargas proporcionan una base sólida para la seguridad estructural, es crucial realizar inspecciones regulares a través de un profesional de ingeniería Civil que evalúe los materiales utilizados para asegurar que sean de buena calidad y estén fabricados según las normas vigentes en Guatemala, previniendo así problemas a largo plazo por el uso de materiales inadecuados.
4. El presupuesto presentado se basa en precios que pueden variar con el tiempo. Por lo tanto, se recomienda actualizar los costos al momento de la licitación, aprobación y ejecución. Este presupuesto es solo una referencia y no debe considerarse definitivo para la construcción, ya que los precios de los materiales pueden aumentar con el tiempo.





## BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-19. (2019). *Institute American Concrete*. Obtenido de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, ACI 318-19: <https://www.udocz.com/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>
- AGIES. (2020). *Normas de Seguridad Estructural 2018*. Recuperado el 29 de mayo de 2023, de Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica: <https://www.agies.org/>
- Caminos. (2014). *Instituto Nacional Geográfico*. Obtenido de Mapa-SanMarcos2014: <https://caminos.gob.gt/files/Mapa-SanMarcos2014.pdf>
- COGUANOR. (sf). *Aditivos químicos para concreto. Especificaciones*. Obtenido de NTG 41070: [https://conred.gob.gt/normas/NRD3/5\\_aditivos/norma\\_coguanor\\_ntg\\_41070\\_ast\\_m\\_c\\_494-05.pdf](https://conred.gob.gt/normas/NRD3/5_aditivos/norma_coguanor_ntg_41070_ast_m_c_494-05.pdf)
- Comisión Guatemalteca de Normas, COGUANOR. (s.f.). *Norma Técnica Guatemalteca 41070, Aditivos químicos para concreto*. Recuperado el 5 de junio de 2023, de CONRED: [https://conred.gob.gt/normas/NRD3/5\\_aditivos/norma\\_coguanor\\_ntg\\_41070\\_ast\\_m\\_c\\_494-05.pdf](https://conred.gob.gt/normas/NRD3/5_aditivos/norma_coguanor_ntg_41070_ast_m_c_494-05.pdf)
- CONRED. (09 de 2019). *Norma de Reducción de Desastres Número Dos -NRD2-*. Obtenido de [https://conred.gob.gt/wp-content/uploads/Manual\\_NRD2.pdf](https://conred.gob.gt/wp-content/uploads/Manual_NRD2.pdf)
- Grijalva, C. (2020). *Concreto Armado 1*. Obtenido de División Ciencias de la Ingeniería CUNOC: <http://ingenieria.cunoc.usac.edu.gt/portal/articulos/f5fbdbe34a43844054e9e738c18b143f6361b1a7.pdf>
- INE. (2020). *Proyecciones Municipales, 2015-2035*. Recuperado el 25 de mayo de 2023, de Instituto Nacional de Estadística: <https://www.ine.gob.gt/proyecciones/>
- McCormack, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Vol. Octava edición). (L. Lomelí Díaz, Ed., & R. Arrijo Juárez, Trad.) Ciudad de México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. Obtenido de <https://aportesingecivil.com/disenio-de-concreto-reforzado-8va-edicion-mccormac/>

- Municipalidad de San Pablo. (2010). *Plan de Desarrollo San Pablo San Marcos*. Obtenido de [https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/07/PDM\\_1219.pdf](https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/07/PDM_1219.pdf)
- Municipalidad de San Pablo. (05 de 2020). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial, PDM-OT*. Obtenido de [https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/06/1219\\_PDM\\_OT\\_SAN-PABLO.pdf](https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/06/1219_PDM_OT_SAN-PABLO.pdf)
- Nájera Ortega, L. (2014). *Especificaciones Técnicas para Estudios Topográficos en Guatemala*. Obtenido de Biblioteca USAC: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3807\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3807_C.pdf)
- Nilson, A. (1999). *Diseños de Estructura de Concreto* (Vol. Duodécima edición). (E. Ariza H, Ed., & L. E. Yamín L, Trad.) Santa Fé de Bogotá, Colombia: McGRAW HILL INTERAMERICA, S.A. Recuperado el 28 de agosto de 2023, de <https://marodyc.files.wordpress.com/2014/06/disec3b1o-de-estructuras-de-concreto-nilson-arthur.pdf>
- Sarg Rodríguez, O. J. (noviembre de 2010). *Caracterización Física y Mecánica del Agregado del Banco La Isla del Municipio de Santa Cruz, Alta Verapaz*. Recuperado el 5 de junio de 23, de Biblioteca Central, USAC: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3200\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3200_C.pdf)
- Tercer Viceministerio de Prevención de la Violencia y el Delito, Guatemala. (2017 - 2020). *Política Pública Municipal para la Prevención de la Violencia y el Delito*. Recuperado el 29 de mayo de 2023, de Unidad para la Prevención Comunitaria de la Violencia, Ministerio de Gobernación, Guatemala: [https://upcv.gob.gt/polimuniarchivos/San\\_Marcos/1219-PPM-San-Pablo-San-Marcos.pdf](https://upcv.gob.gt/polimuniarchivos/San_Marcos/1219-PPM-San-Pablo-San-Marcos.pdf)
- Valdez Méndez, J. (2014). *Comparación del Análisis Estructural de Marcos Rígidos mediante Excel: Método Matricial de las Rigideces y Métodos Clásicos*. Obtenido de Biblioteca USAC: [https://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3798\\_C.pdf](https://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3798_C.pdf)

## APÉNDICES

### Apéndice A.

#### *Libreta Topográfica*

No. DE ESTACIÓN	X	Y	Z	REFERENCIA
0	500	1000	100	EST0
1	500	1009.878	100.897	NORTE
2	497.939	1009.404	101.435	ESQCENTRO
3	503.445	1010.275	101.634	ENTRADA1
4	505.944	1010.738	101.666	ENTRADA1
5	531.217	1015.049	100.248	ENTRADA1
6	534.73	1015.782	100.298	ENTRADA2
7	540.219	1016.881	100.543	ESQUINADER
8	540.873	1015.58	100.525	ESQDERBANQ
9	498.16	1008.235	99.731	BANQTUMUESQ
10	496.848	1008.221	99.729	BANQCURVAESQ
11	496.43	1009.296	99.771	BANQESQUICAJA
EST1	493.279	1030.594	101.191	PR1
12	490.896	1037.281	101.43	ESQBANQ
13	492.433	1037.416	101.458	ESQMERCADO
14	493.32	1032.524	101.311	ESQENTMERC
15	501.816	1033.294	101.464	ESQBODEPILA
16	526.72	1038.446	101.508	ESQINTER
17	532.179	1037.604	101.548	ESQINTERFONDO
18	507.705	1035.219	101.417	LINEAINTERIOR

Elaboración propia utilizando el programa Excel 2018.



## Apéndice B-1.

Envolvente de momentos por Kani en vigas, primer nivel, eje C

VIGA	CARGA			COMBINACIONES		ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO	CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
Q-R	4256.90	2,686.12	19,595.07	-3,192.42	-16,908.96	28,653.77	-16,908.96
R-S	5973.30	3,944.76	18,029.19	-1,639.61	-14,260.05	30,915.98	-14,260.05
S-T	6049.81	4,021.63	18,276.67	-1,665.57	-14,459.24	31,354.86	-14,459.24
T-U	3877.37	2,099.71	14,367.03	-1,863.49	-11,920.41	22,271.17	-11,920.41
U-V	5332.47	3,364.00	18,353.66	-2,141.31	-14,988.87	29,700.35	-14,988.87
V-W	5839.94	3,822.04	18,106.88	-1,747.06	-14,421.88	30,671.31	-14,421.88
W-X	6129.55	4,250.55	19,078.30	-1,855.74	-15,210.55	32,504.79	-15,210.55
R-Q	-4465.33	-3,269.54	11,556.59	-6,284.60	-14,374.21	8,738.97	-21,510.73
S-R	-4033.71	-2,897.57	9,708.56	-5,457.84	-12,253.84	7,163.29	-18,644.61
T-S	-4250.53	-3,109.47	10,425.58	-5,809.76	-13,107.67	7,743.50	-19,898.09
U-T	-2203.67	-1,203.16	6,436.12	-3,321.35	-7,826.63	5,045.60	-10,938.17
V-U	-4218.15	-2,969.36	10,407.15	-5,783.80	-13,068.80	7,745.50	-19,691.09
W-V	-4045.94	-2,887.76	9,530.64	-5,412.18	-12,083.63	6,977.66	-18,475.17
X-W	-4537.43	-2,981.69	11,695.58	-6,371.79	-14,558.69	8,832.46	-21,469.80

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-2.

Envolvente de momentos por Kani en vigas, segundo nivel, eje C

VIGA	CARGA			COMBINACIONES		ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO	CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
Y-Z	2213.76	1,102.82	9,040.74	-1,315.34	-7,643.85	13,457.56	-7,643.85
Z-AA	3562.12	1,572.60	7,809.54	-95.16	-5,561.85	14,714.64	-5,561.85
AA-AB	3800.22	1,605.66	7,591.16	120.59	-5,193.22	14,885.76	-5,193.22
AB-AC	2909.97	836.77	6,620.59	-149.99	-4,784.40	11,813.58	-4,784.40
AC-AD	3672.24	1,337.32	7,687.72	10.87	-5,370.54	14,522.39	-5,370.54
AD-AE	3957.25	1,639.03	7,686.34	191.13	-5,189.31	15,249.38	-5,189.31
AE-AF	4116.65	1,051.82	8,124.52	160.25	-5,526.91	15,338.97	-5,526.91
Z-Y	-3204.81	-1,374.89	5,098.23	-3,551.70	-7,120.46	3,075.99	-11,270.72
AA-Z	-2527.01	-1,137.40	3,992.11	-2,792.17	-5,586.65	2,397.57	-8,912.44
AB-AA	-2747.01	-1,032.40	4,426.22	-3,061.23	-6,159.58	2,692.85	-9,570.89
AC-AB	-1467.45	-426.85	2,774.09	-1,758.19	-3,700.05	1,848.13	-5,397.71
AD-AC	-2769.76	-1,229.43	4,507.93	-3,100.10	-6,255.65	2,760.21	-9,883.69
AE-AD	-2561.73	-1,153.19	4,102.68	-2,847.25	-5,719.13	2,486.23	-9,090.77
AF-AE	-3033.39	-1,157.67	5,174.79	-3,466.51	-7,088.86	3,260.72	-10,873.44

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

### Apéndice B-3.

*Envolvente de momentos por ETABS en vigas, sótano, eje C*

VIGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA SISMO	COMBINACIONES			ENVOLVENTE	
				CR5-3	CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
I-J	3757.17	2598.13	24106.79	9,602.81	-4,861.26	-21,736.02	32,329.40	-21,736.02
J-K	5368.17	3755.98	21988.25	9,983.79	-3,209.16	-18,600.93	33,780.38	-18,600.93
K-L	5414.06	3829.60	22391.12	10,133.61	-3,301.06	-18,974.85	34,325.57	-18,974.85
L-M	3659.62	2178.51	18292.23	7,796.89	-3,178.45	-15,983.01	25,949.19	-15,983.01
M-N	5495.64	3265.16	22607.08	10,249.87	-3,314.38	-19,139.33	34,099.21	-19,139.33
N-O	5445.88	3815.51	22147.21	10,080.51	-3,207.81	-18,710.86	34,115.20	-18,710.86
O-P	5780.38	4047.56	23955.90	10,834.19	-3,539.35	-20,308.48	36,656.69	-20,308.48
J-I	-4227.55	-3010.73	12210.19	995.47	-6,330.64	-14,877.77	9,542.61	-21,549.56
K-J	-3592.87	-2568.52	9093.20	460.86	-4,995.06	-11,360.30	6,826.10	-17,040.25
L-K	-3863.08	-2797.85	9938.65	543.99	-5,419.20	-12,376.25	7,501.05	-18,519.53
M-L	-1947.73	-1052.76	8411.56	1,294.45	-3,752.49	-9,640.58	7,182.54	-12,380.07
N-M	-3863.09	-2799.52	9953.18	548.34	-5,423.56	-12,390.79	7,515.57	-18,535.75
O-N	-3619.73	-2591.51	9148.41	460.47	-5,028.57	-11,432.46	6,864.36	-17,158.66
P-O	-4214.76	-3013.53	12158.48	988.03	-6,307.06	-14,817.99	9,498.97	-21,481.51

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

### Apéndice B-4.

*Envolvente de momentos por ETABS en vigas, primer nivel, eje C*

VIGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA SISMO	COMBINACIONES		ENVOLVENTE	
				CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
Q-R	4244.26	2852.77	21021.64	-3,628.36	-18,343.51	30,228.07	-18,343.51
R-S	5404.31	3797.48	19768.20	-2,520.34	-16,358.08	31,655.93	-16,358.08
S-T	5450.71	3855.77	19957.15	-2,547.75	-16,517.75	31,972.63	-16,517.75
T-U	3651.95	2196.45	15786.05	-2,431.43	-13,481.67	23,449.47	-13,481.67
U-V	5461.45	3369.96	19987.17	-2,549.98	-16,541.00	31,532.92	-16,541.00
V-W	5359.58	3776.85	19665.78	-2,517.84	-16,283.89	31,465.92	-16,283.89
W-X	5605.59	3943.55	20776.15	-2,695.72	-17,239.02	33,111.27	-17,239.02
R-Q	-4099.31	-2973.78	10711.87	-5,800.23	-13,298.53	8,125.21	-19,822.32
S-R	-3686.99	-2629.62	8752.09	-4,952.12	-11,078.58	6,425.60	-16,901.13
T-S	-3882.95	-2818.19	9420.32	-5,276.24	-11,870.46	6,970.18	-18,051.29
U-T	-2007.30	-1088.25	5880.99	-3,030.90	-7,147.60	4,614.38	-9,974.17
V-U	-3857.32	-2800.75	9378.11	-5,247.40	-11,812.08	6,944.14	-17,953.27
W-V	-3651.12	-2603.36	8661.09	-4,902.18	-10,964.95	6,357.23	-16,730.18
X-W	-4087.13	-2963.86	10691.79	-5,786.52	-13,270.77	8,112.81	-19,774.08

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-5.

*Envolvente de momentos por ETABS en vigas, segundo nivel, eje C*

VIGA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIONES		ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO	CR5-4	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg-m)	M <sup>-</sup> (kg-m)
Y-Z	2184.04	1097.87	8920.79	-1,298.11	-7,542.66	13,288.17	-7,542.66
Z-AA	3528.70	1481.77	8365.44	-283.02	-6,138.83	15,129.67	-6,138.83
AA-AB	3430.27	1467.68	8330.93	-334.78	-6,166.43	14,933.72	-6,166.43
AB-AC	2638.42	903.51	7250.09	-510.18	-5,585.25	12,103.31	-5,585.25
AC-AD	3499.77	1334.79	8451.60	-327.13	-6,243.25	15,025.55	-6,243.25
AD-AE	3576.97	1505.64	8453.40	-278.95	-6,196.33	15,313.76	-6,196.33
AE-AF	3744.91	1133.78	8885.96	-302.75	-6,522.92	15,625.87	-6,522.92
Z-Y	-2909.17	-1264.55	5595.63	-3,514.38	-7,431.32	3,759.94	-11,215.21
AA-Z	-2281.69	-1031.42	4362.34	-2,748.45	-5,802.09	2,922.59	-8,809.45
AB-AA	-2492.76	-1122.43	4824.33	-3,020.23	-6,397.26	3,251.40	-9,678.42
AC-AB	-1344.58	-388.15	2519.01	-1,604.13	-3,367.44	1,670.58	-4,920.00
AD-AC	-2500.90	-1123.83	4835.28	-3,028.65	-6,413.35	3,257.21	-9,702.96
AE-AD	-2315.94	-1053.17	4432.77	-2,791.19	-5,894.13	2,971.41	-8,952.90
AF-AE	-2897.02	-1256.06	5561.72	-3,496.54	-7,389.74	3,733.70	-11,154.62

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-6.

*Envolvente de momentos por Kani en columnas, sótano, eje C*

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIÓN	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
A-I	-1366.01	-989.76	-16,588.72	15,590.17	15,605.80	-17,799.34
B-J	164.68	116.01	-18,906.31	19,026.69	20,007.23	-19,788.47
C-K	38.13	28.62	-18,599.06	18,626.93	19,730.15	-19,781.25
D-L	515.44	453.58	-18,641.81	19,018.60	19,763.86	-18,948.38
E-M	-476.83	-421.28	-18,638.96	18,290.40	18,994.42	-19,759.78
F-N	66.21	56.50	-18,602.33	18,650.72	19,960.89	-19,872.37
G-O	88.90	52.28	-18,905.36	18,970.35	19,859.31	-20,000.45
H-P	1369.63	987.83	-16,590.78	17,591.98	17,788.40	-15,602.12
I-A	-2102.85	-1,479.17	-9,045.28	7,508.10	8,512.35	-10,200.18
J-B	220.41	153.11	-8,402.18	8,563.30	8,014.15	-7,808.79
K-C	63.75	51.12	-7,624.34	7,670.94	7,125.15	-7,024.57
L-D	736.91	652.24	-9,586.00	10,124.68	9,630.25	-9,268.85
M-E	-718.55	-631.70	-9,582.29	9,057.03	9,219.70	-9,573.02
N-F	77.70	64.29	-6,454.24	6,511.04	7,031.27	-6,935.17
O-G	-144.71	-91.92	-6,934.76	6,828.97	6,979.05	-7,446.59
P-H	1995.61	1,454.80	-9,368.15	10,826.94	10,091.01	-8,395.27

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-7.

### *Envolvente de momentos por Kani en columnas, primer nivel, eje C*

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIÓN CR5-5	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO		M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
I-Q	-3931.66	-2,972.42	-10,875.62	8,001.58	8,001.58	-13,749.67
J-R	334.05	250.14	-12,170.95	12,415.14	12,415.14	-11,926.76
K-S	130.98	97.71	-11,865.14	11,960.89	11,960.89	-11,769.39
L-T	1473.35	1,330.29	-10,800.17	11,877.19	11,877.19	-9,723.15
M-U	-1451.07	-1,568.06	-11,057.87	9,997.14	9,997.14	-12,118.61
N-V	127.50	117.38	-11,930.31	12,023.51	12,023.51	-11,837.11
O-W	-246.57	-171.62	-12,163.69	11,983.45	11,983.45	-12,343.94
P-X	3870.48	2,900.33	-4,279.00	7,108.32	9,285.10	-1,449.68
Q-I	-2146.32	-1,684.07	-4,824.36	3,255.40	3,255.40	-6,393.32
R-J	111.86	107.17	-8,568.04	8,649.81	8,649.81	-8,486.27
S-K	153.88	89.45	-7,613.84	7,726.32	7,726.32	-7,501.35
T-L	993.44	865.12	-7,750.62	8,476.82	8,476.82	-7,024.41
U-M	-849.83	-782.09	-7,801.71	7,180.48	7,180.48	-8,422.93
V-N	58.78	66.17	-8,437.11	8,480.08	8,480.08	-8,394.15
W-O	88.31	-81.03	-8,578.90	8,643.45	8,643.45	-8,514.34
X-P	2371.74	1,785.30	-4,811.06	6,544.80	6,544.80	-3,077.31

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-8.

### *Envolvente de momentos por Kani en columnas, segundo nivel, eje C*

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIONES CR5-5	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO		M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
Q-Y	-3551.82	-2,351.16	-7,123.01	4,526.63	4,526.63	-9,719.39
Z-W	231.91	116.55	-6,683.47	6,853.00	6,853.00	-6,513.95
S-AA	63.75	28.58	-6,665.81	6,712.41	6,712.41	-6,619.21
T-AB	1447.16	1,075.48	-7,738.34	8,796.21	8,796.21	-6,680.47
U-AC	-1292.42	-1,075.59	-9,382.44	8,437.68	8,437.68	-10,327.20
V-AD	81.09	60.14	-6,331.73	6,391.01	6,391.01	-6,272.45
W-AE	169.91	97.91	-6,820.10	6,944.31	6,944.31	-6,695.90
X-AF	3557.10	2,406.05	-448.77	3,049.01	8,118.20	2,151.47
Y-Q	-2634.58	-1,157.45	-2,412.18	486.30	486.30	-5,013.41
W-Z	247.17	56.56	-6,664.03	6,844.71	6,844.71	-6,483.35
AA-S	55.29	5.59	-6,319.49	6,359.90	6,359.90	-6,279.07
AB-T	910.48	600.54	-7,636.07	8,301.64	8,301.64	-6,970.51
AC-U	-747.91	-489.22	-7,648.74	7,102.02	7,102.02	-8,195.45
AD-V	50.48	3.05	-6,308.83	6,345.73	6,345.73	-6,271.93
AE-W	-163.60	24.09	-6,593.04	6,473.45	6,473.45	-6,712.64
AF-X	2851.44	1,143.78	-2,453.64	4,538.04	5,251.77	-369.24

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.



## Apéndice B-9.

### Envolvente de momentos por ETABS en columnas, sótano, eje C

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIONES CR5-5	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO		M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
A-I	-1500.37	-1087.95	16702.57	-17,799.34	15,605.80	-17,799.34
B-J	149.63	105.99	-19897.85	20,007.23	20,007.23	-19,788.47
C-K	-34.95	-26.18	19755.70	-19,781.25	19,730.15	-19,781.25
D-L	557.78	493.48	-19356.12	19,763.86	19,763.86	-18,948.38
E-M	-523.50	-460.20	19377.10	-19,759.78	18,994.42	-19,759.78
F-N	60.55	51.62	19916.63	-19,872.37	19,960.89	-19,872.37
G-O	-96.54	-56.73	19929.88	-20,000.45	19,859.31	-20,000.45
H-P	1495.41	1085.82	-16695.26	17,788.40	17,788.40	-15,602.12
I-A	2215.04	1610.61	8619.37	-7,000.18	10,238.56	-7,000.18
J-B	-201.53	-138.03	-7661.47	7,514.15	7,514.15	-7,808.79
K-C	68.80	55.55	7074.86	-7,024.57	7,125.15	-7,024.57
L-D	-799.31	-705.54	-8684.55	8,100.25	8,100.25	-9,268.85
M-E	784.32	691.21	8646.36	-8,073.02	9,219.70	-8,073.02
N-F	-71.07	-58.40	-7083.22	7,031.27	7,031.27	-7,135.17
O-G	159.00	100.28	7562.82	-7,446.59	7,679.05	-7,446.59
P-H	-2172.55	-1573.08	-8507.14	6,919.01	6,919.01	-10,095.27

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-10.

### Envolvente de momentos por ETABS en columnas, primer nivel, eje C

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIONES CR5-5	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO		M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
I-Q	-4302.34	-3229.20	11961.18	-15,106.19	8,816.17	-15,106.19
J-R	307.90	228.77	-13349.17	13,574.24	13,574.24	-13,124.10
K-S	-118.22	-106.81	12958.16	-13,044.58	12,871.74	-13,044.58
L-T	1603.09	1439.14	-11813.35	12,985.21	12,985.21	-10,641.49
M-U	-1593.57	-1428.87	11832.27	-12,997.17	10,667.37	-12,997.17
N-V	115.81	106.37	-12957.58	13,042.24	13,042.24	-12,872.92
O-W	-266.50	-188.07	13371.72	-13,566.53	13,176.91	-13,566.53
P-X	4244.12	3177.08	-4677.00	7,779.45	7,779.45	-1,574.55
Q-I	2341.85	1848.91	-4988.09	6,699.98	6,699.98	-4,717.23
R-J	-101.77	-97.95	9323.25	-9,397.64	9,248.86	-9,397.64
S-K	40.36	48.40	-9172.68	9,202.18	9,202.18	-9,143.18
T-L	-932.92	-858.84	8491.76	-9,173.72	7,809.80	-9,173.72
U-M	925.43	851.36	-8512.32	9,188.81	9,188.81	-7,835.83
V-N	-53.03	60.68	9166.77	-9,205.53	9,128.01	-9,205.53
W-O	96.71	87.65	-9327.18	9,397.88	9,397.88	-9,256.48
X-P	-2352.59	-1857.48	4983.24	-6,702.98	5,702.57	-6,702.98

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice B-11.

*Envolvente de momentos por ETABS en columnas, segundo nivel, eje C*

COLUMNA	CARGA	CARGA	CARGA	COMBINACIONES	ENVOLVENTE	
	MUERTA	VIVA	SISMO	CR5-5	M <sup>+</sup> (kg - m)	M <sup>-</sup> (kg - m)
Q-Y	-3899.20	-2570.49	7804.72	-10,655.04	4,954.40	-10,655.04
Z-W	210.93	106.33	6187.37	-6,033.18	6,341.56	-6,033.18
S-AA	-58.62	-45.00	-5702.67	5,659.82	5,659.82	-5,745.52
T-AB	1429.33	1177.25	8475.78	-7,430.94	9,520.62	-7,430.94
U-AC	-1415.65	-1171.41	-8474.88	7,440.04	7,440.04	-9,509.72
V-AD	73.82	54.79	5733.26	-5,679.30	5,787.22	-5,679.30
W-AE	-184.80	-89.15	-6152.25	6,017.16	6,017.16	-6,287.34
X-AF	3907.53	2576.06	404.07	2,452.33	5,053.88	2,452.33
Y-Q	2630.33	1260.66	-2213.56	4,136.33	4,136.33	-4,925.23
W-Z	-224.32	-51.05	-6051.24	5,887.26	5,887.26	-6,215.22
AA-S	50.38	5.11	5725.73	-5,688.90	5,762.56	-5,688.90
AB-T	-821.72	-542.79	-6909.60	6,308.92	6,308.92	-7,510.28
AC-U	812.72	536.72	6898.21	-6,304.11	7,492.31	-6,304.11
AD-V	-46.06	-2.76	-5723.39	5,689.72	5,689.72	-5,757.06
AE-W	179.20	21.85	5985.84	-5,854.84	6,116.84	-5,854.84
AF-X	-2597.34	-1238.82	2229.45	-4,128.11	4,762.86	-4,128.11

Fuente: Elaboración propia con el programa Excel.

## Apéndice C-1.

Diseño arquitectónico de fachada frontal



Fuente: Elaboración propia utilizando el software REVIT.

## Apéndice C-2.

Diseño arquitectónico de fachada lateral



Fuente: Elaboración propia utilizando el software REVIT.



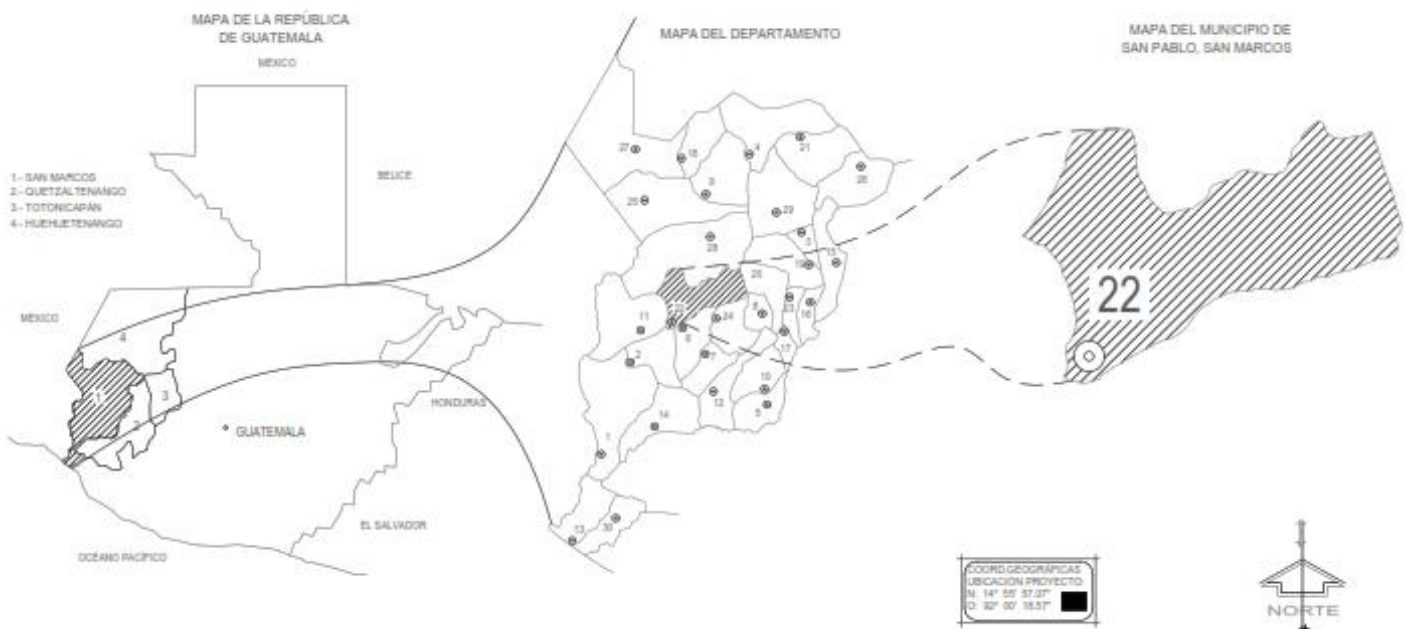
## **Apéndice D.**

### *Listado de Planos y Planos Estructurales*

- 1) Localización + Ubicación
- 2) Planta Sótano, Arquitectónica
- 3) Planta Nivel 1, Arquitectónica
- 4) Planta Nivel 2, Arquitectónica
- 5) Planta Sótano, Cotas y Niveles
- 6) Planta Nivel 1, Cotas y Niveles
- 7) Planta Nivel 2, Cotas y Niveles
- 8) Planta Sótano, Cimentación + Columnas
- 9) Planta Nivel 1, Columnas
- 10) Planta Nivel 2, Columnas
- 11) Planta Sótano, Losa + Vigas
- 12) Planta Nivel 1, Losa + Vigas
- 13) Planta Nivel 2, Losa + Vigas
- 14) Detalles Estructurales
- 15) Planta Sótano, Acabados + Puertas y Ventanas
- 16) Planta Nivel 1, Acabados + Puertas y Ventanas
- 17) Planta Nivel 2, Acabados + Puertas y Ventanas
- 18) Planta Sótano, Iluminación + Fuerza
- 19) Planta Nivel 1, Iluminación + Fuerza
- 20) Planta Nivel 2, Iluminación + Fuerza
- 21) Planta Nivel 1, Drenaje Sanitario

- 22) Elevación, Drenaje Sanitario y Pluvial + Detalle de Muro
- 23) Planta Nivel 1, Plomería
- 24) Planta Nivel 2, Plomería
- 25) Planta Nivel 1, Drenaje Pluvial
- 26) Planta Nivel 2, Drenaje Pluvial
- 27) Planta Sótano, Señalización y Salidas de Emergencia
- 28) Planta Nivel 1, Señalización y Salidas de Emergencia
- 29) Planta Nivel 2, Señalización y Salidas de Emergencia

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. LOCALIZACIÓN + UBICACIÓN
FECHA	
ELABORADO	
APROBADO	



- 1- AYUTLA
- 2- CATARINA
- 3- COMTANCILLO
- 4- CONCEPCION FUTUARA
- 5- EL QUITZAL
- 6- EL RODEO
- 7- EL TUMBADOR
- 8- ESQUERLAS PAJO GORDO
- 9- BOHQUIAN
- 10- LA REFORMA
- 11- MALACATAN
- 12- NUEVO PROGRESO
- 13- OCOB
- 14- TAJARITA
- 15- RIO BLANCO
- 16- SAN ANTONIO SACATEPEQUEZ
- 17- SAN CRISTOBAL CUCHO
- 18- SAN JOSE QUTENAM
- 19- SAN LORENZO
- 20- SAN MARCOS
- 21- SAN MIGUEL ISTHUACAN
- 22- SAN PABLO
- 23- SAN PEDRO SACATEPEQUEZ
- 24- SAN RAFAEL, RE DE LA CUESTA
- 25- SIBNAL
- 26- SIRACAPA
- 27- TACANA
- 28- TAJAMULCO
- 29- TEATULA
- 30- BLANCA

COORD. GEOGRAFICAS  
UBICACION PROYECTO  
N: 14° 55' 37.37"  
O: 92° 00' 18.57"

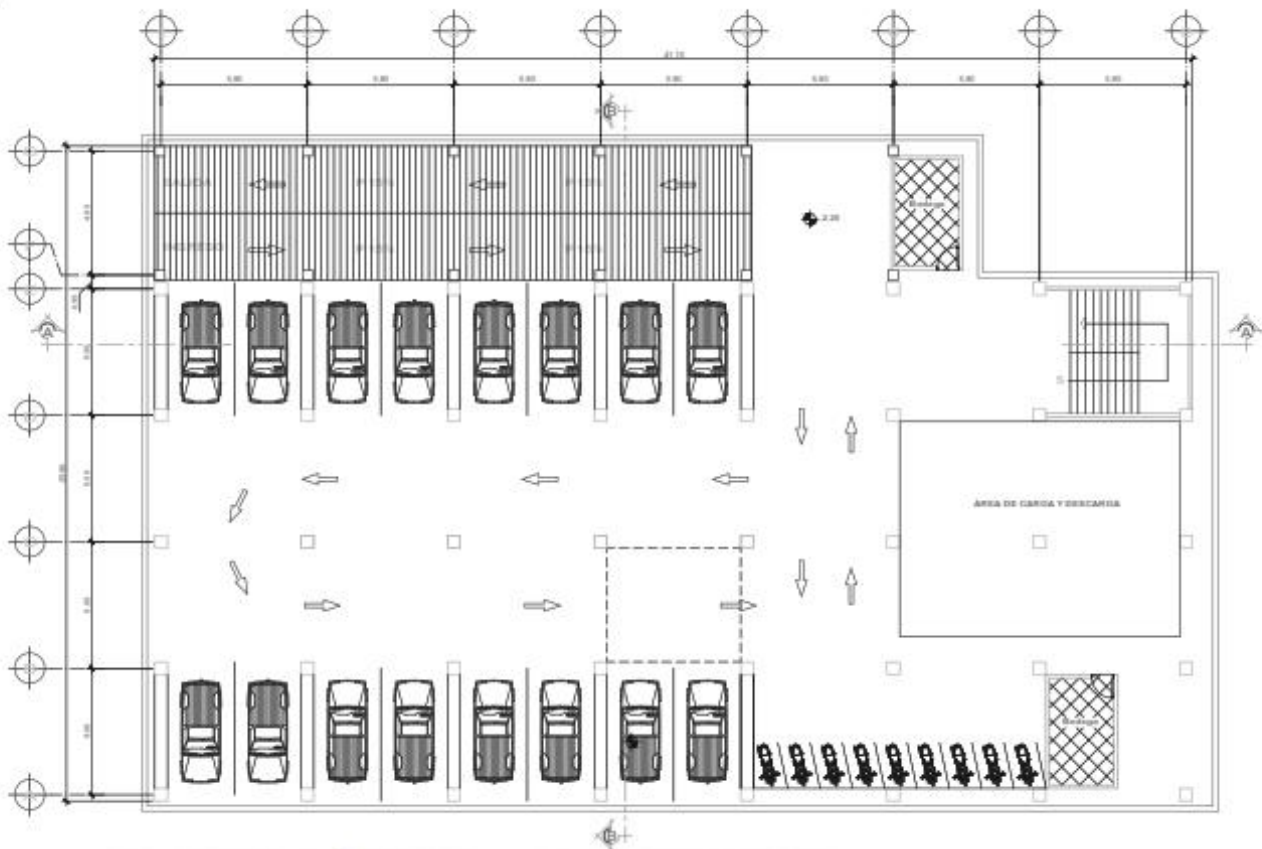


PLANO DE LOCALIZACIÓN + UBICACIÓN





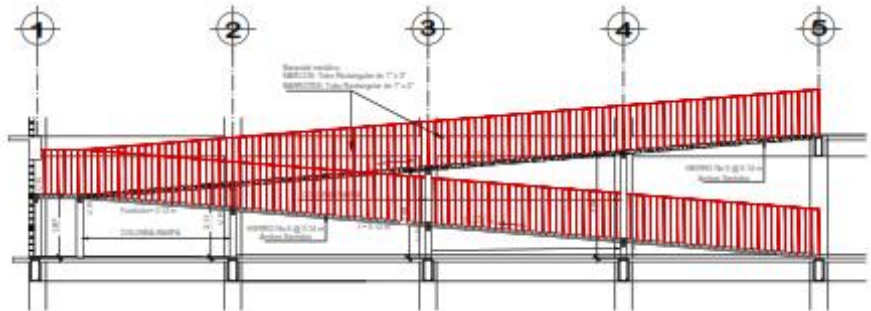




SIMBOLOGÍA	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
		INDICA SECCIÓN

**PLANTA SÓTANO - ARQUITECTURA  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1:100



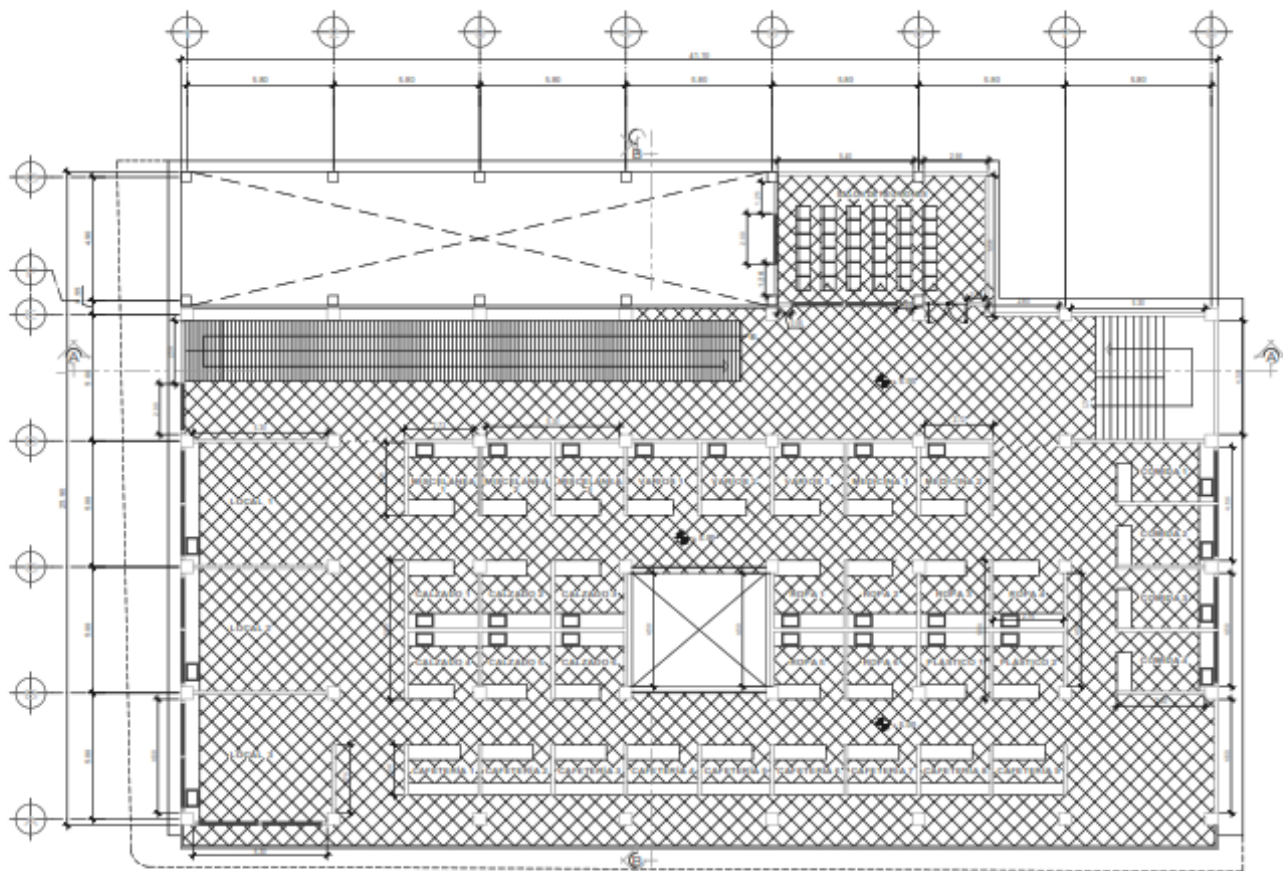
**SECCIÓN LONGITUDINAL  
RAMPA PEATONAL**

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	PLANTA SÓTANO ARQUITECTONICAL
FECHA	
PROYECTISTA	





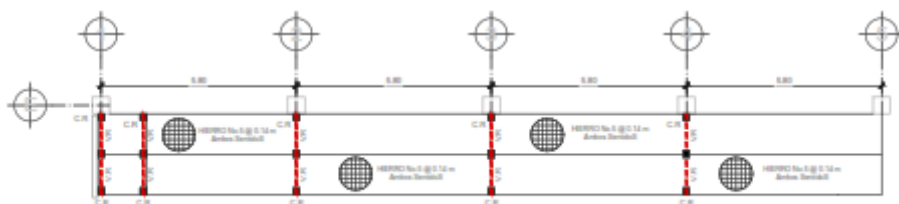




SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	
		NORTE

**PLANTA NIVEL 2 - ARQUITECTURA  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1:100

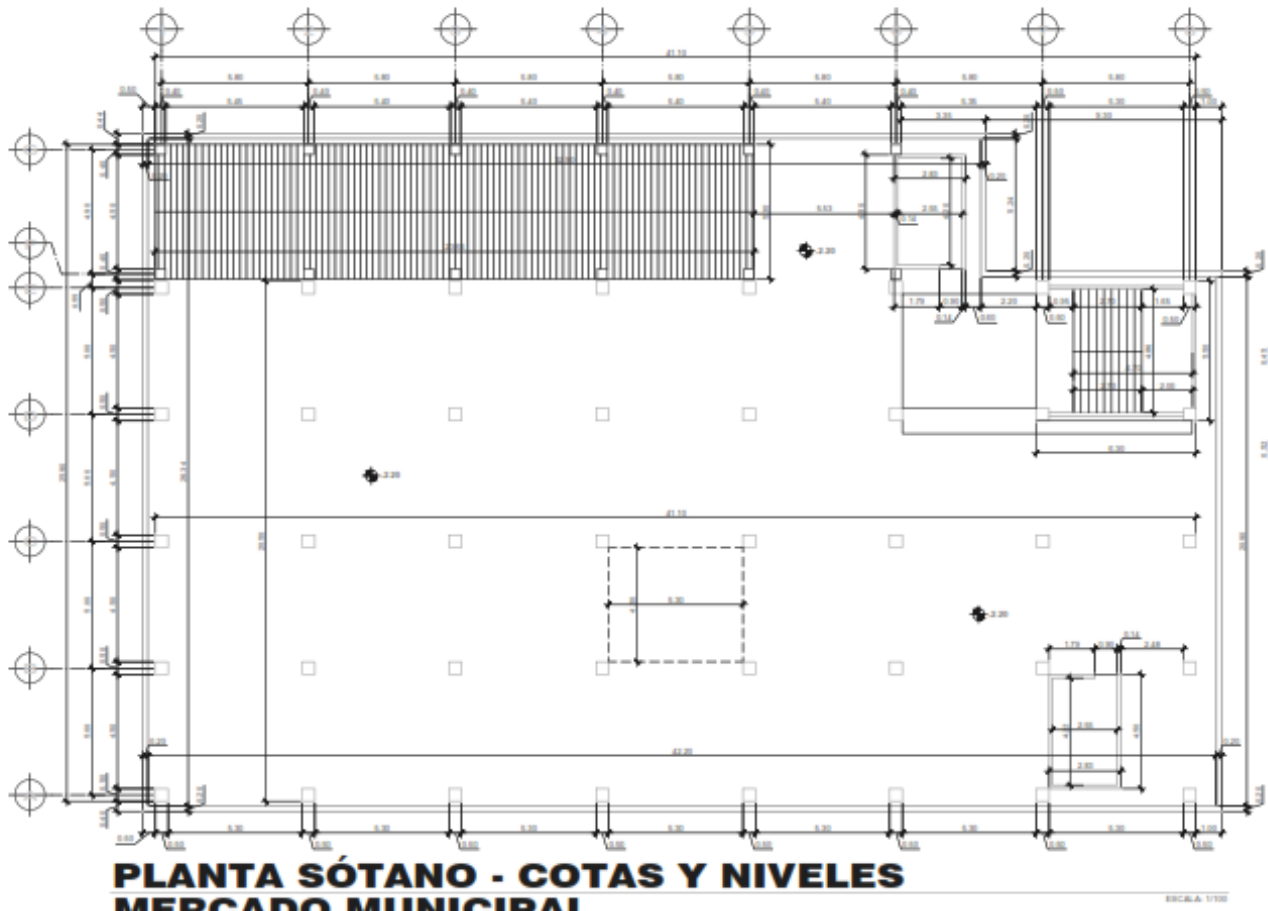


**RAMPA PEATONAL  
COLUMNAS + LOSA**

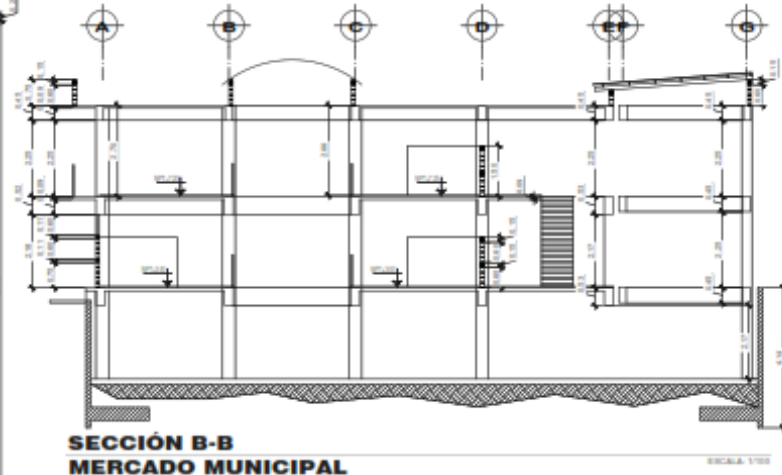
ESCALA 1:75

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. PLANTA NIVEL 2 ARQUITECTONICA
FECHA	2013
ESCALA	1:100
PROYECTISTA	2013
PROYECTISTA	2013

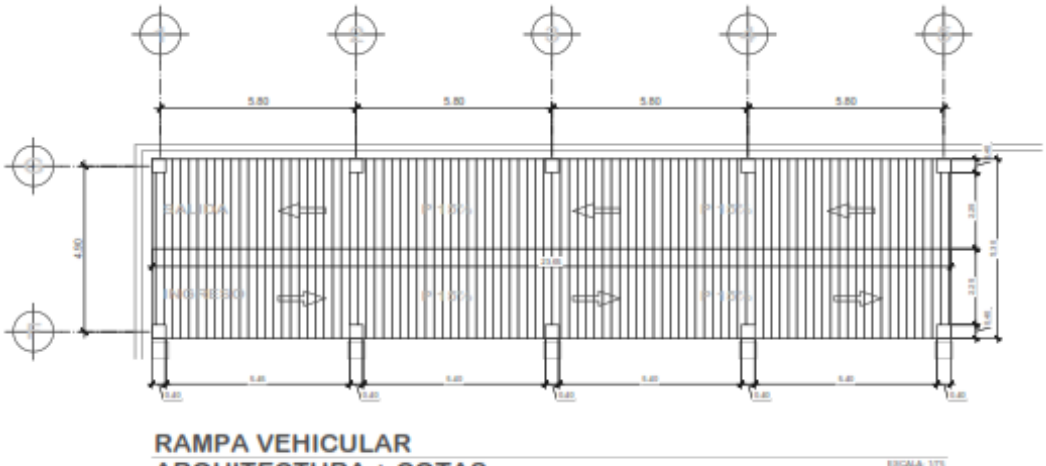




**PLANTA SÓTANO - COTAS Y NIVELES  
MERCADO MUNICIPAL**



**SECCIÓN B-B  
MERCADO MUNICIPAL**



**RAMPA VEHICULAR  
ARQUITECTURA + COTAS**



REFERENCIA  
EN ARQUITECTURA  
P27.g.010  
HUELLA: 0.30m.  
CONTRAHUELLA: 0.18 m.

**DETALLE 1  
ESCALÓN DE GRADA**

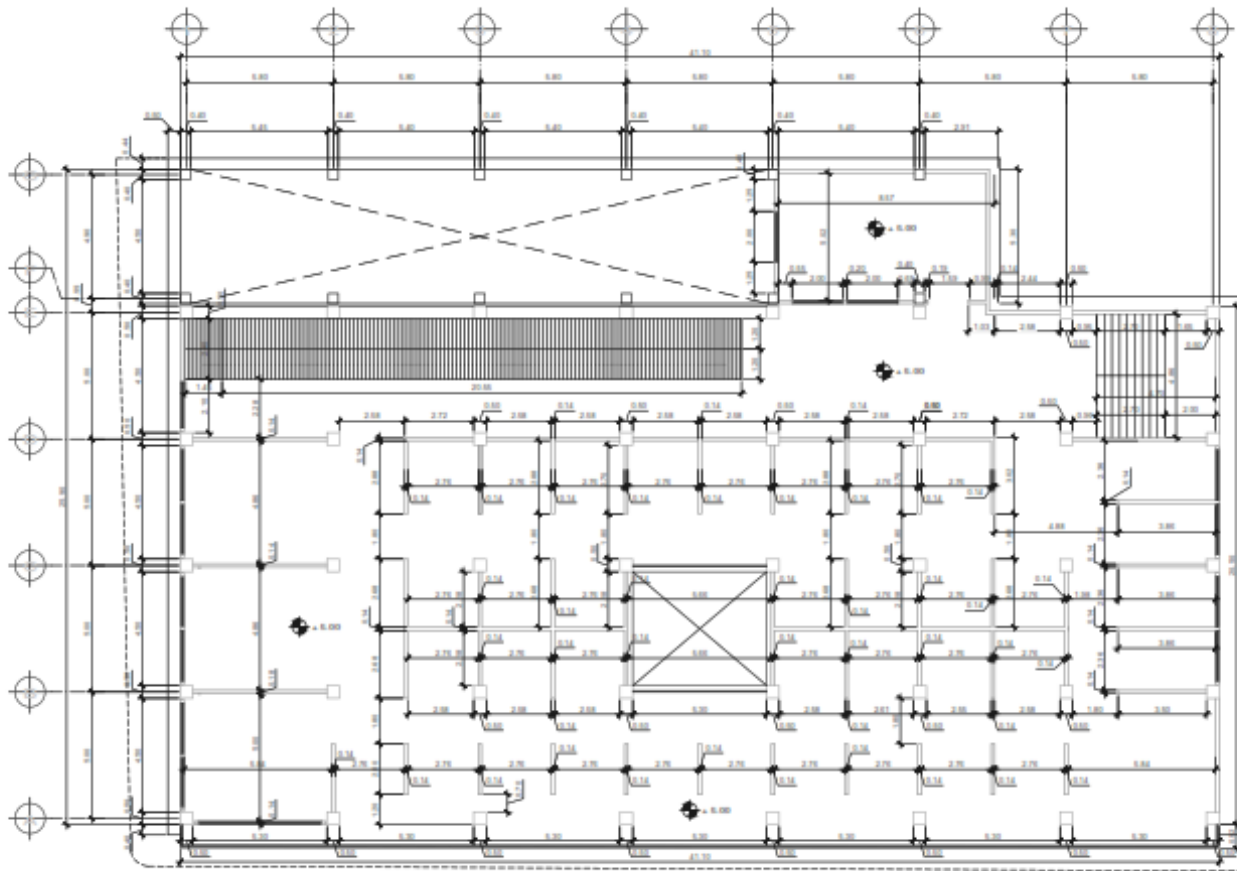
MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
TÍTULO	PROYECTO
01 PLANTA SÓTANO	
FECHA	UBICACIÓN
15/05/2018	COYAR Y NIVELES
PROYECTISTA	CLIENTE







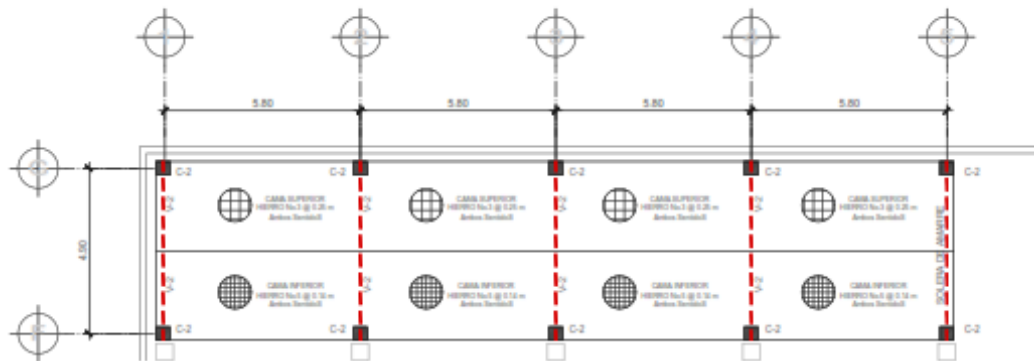




**PLANTA NIVEL 2 - COTAS Y NIVELES  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1/100

ESCALA 1/10

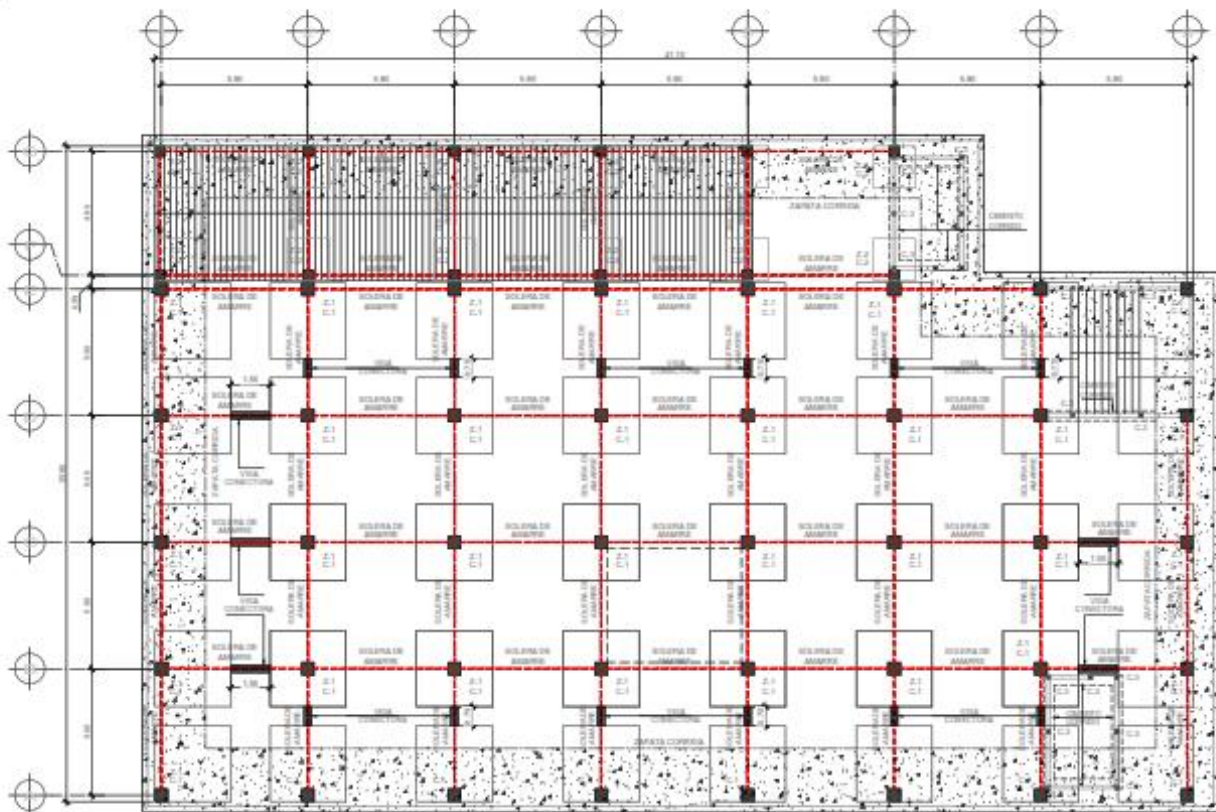


**RAMPA VEHICULAR  
COLUMNAS + LOSA**

ESCALA 1/10

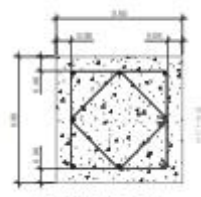
MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	CONSTRUCCION
ESTUDIO DE	1 PLANTA NIVEL 2
TITULO	COTAS Y NIVELES
FECHA	10/05/2010
PROYECTISTA	ING. J. J. J.
PROYECTISTA	ING. J. J. J.



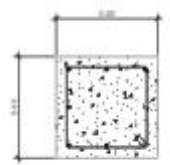


**PLANTA SÓTANO - CIMENTACIÓN + COLUMNAS**  
**MERCADO MUNICIPAL**

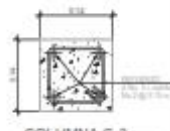
ESCALA 1:100



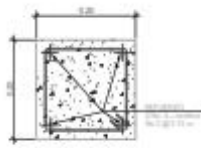
COLUMNA C-1  
DETALLE ESCALA 1:10



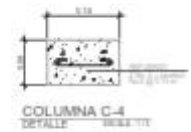
COLUMNA C-2  
DETALLE ESCALA 1:10



COLUMNA C-3  
DETALLE ESCALA 1:10



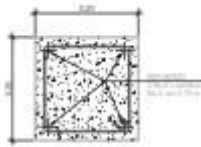
COLUMNA C-R  
DETALLE ESCALA 1:10



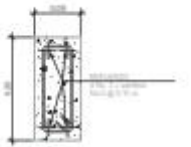
COLUMNA C-4  
DETALLE ESCALA 1:10



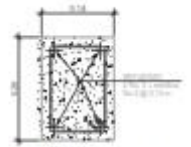
COLUMNA C-5  
DETALLE ESCALA 1:10



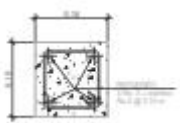
SOLERA DE AMARRE  
DETALLE ESCALA 1:10



SOLERA INTERMEDIA-2  
DETALLE ESCALA 1:10



SOLERA INTERMEDIA  
DETALLE ESCALA 1:10



SOLERA INTERMEDIA-1  
DETALLE ESCALA 1:10

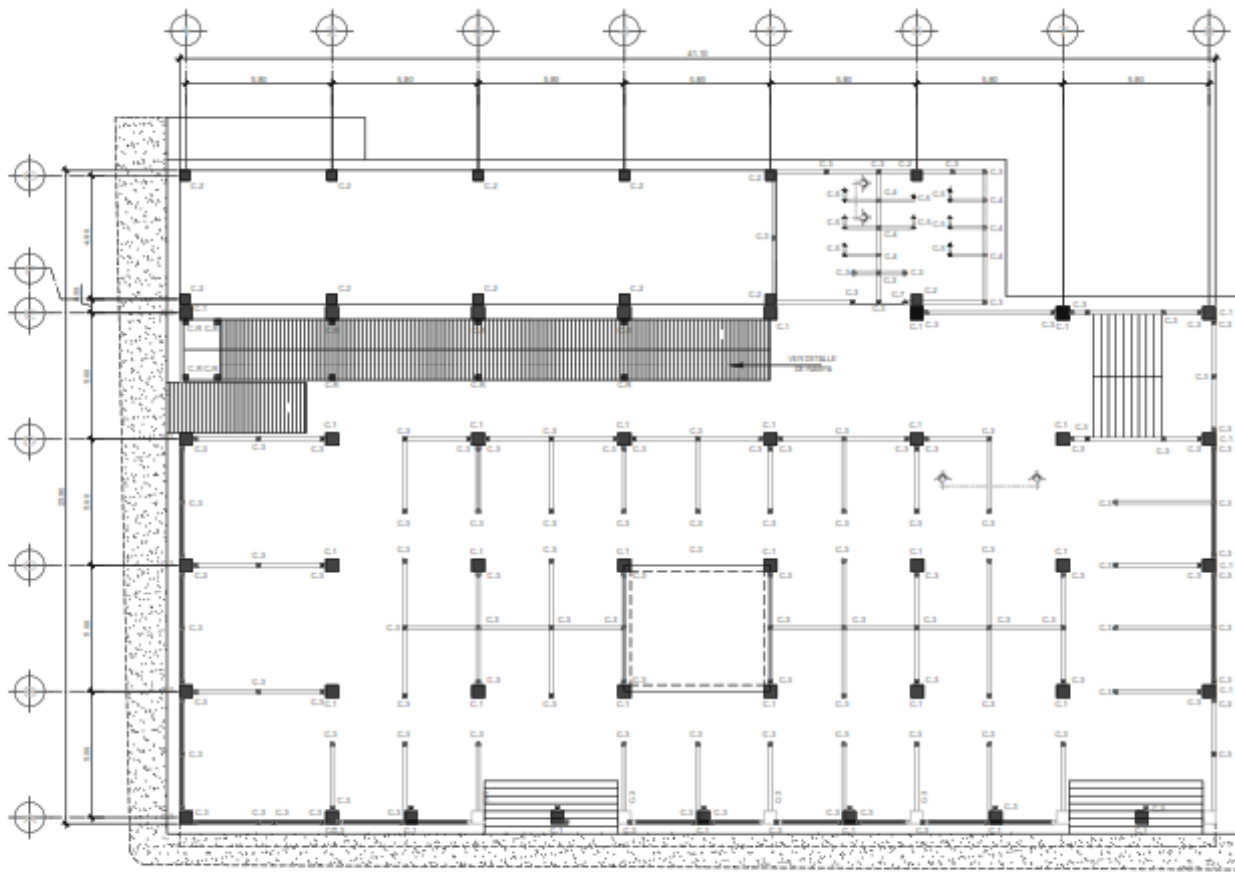


SECCIÓN S.C.  
MODULO GRADAS ESCALA 1:10

SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
Z-1	PLANTA SÓTANO
C-1	COLUMNA
C-R	COLUMNA
V-R	COLUMNA
C.C	COLUMNA
S.A	COLUMNA

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	PLANTA SÓTANO
FECHA	CONSTRUCCION + CIMENTACION
PROYECTISTA	
CLIENTE	
PROYECTO	

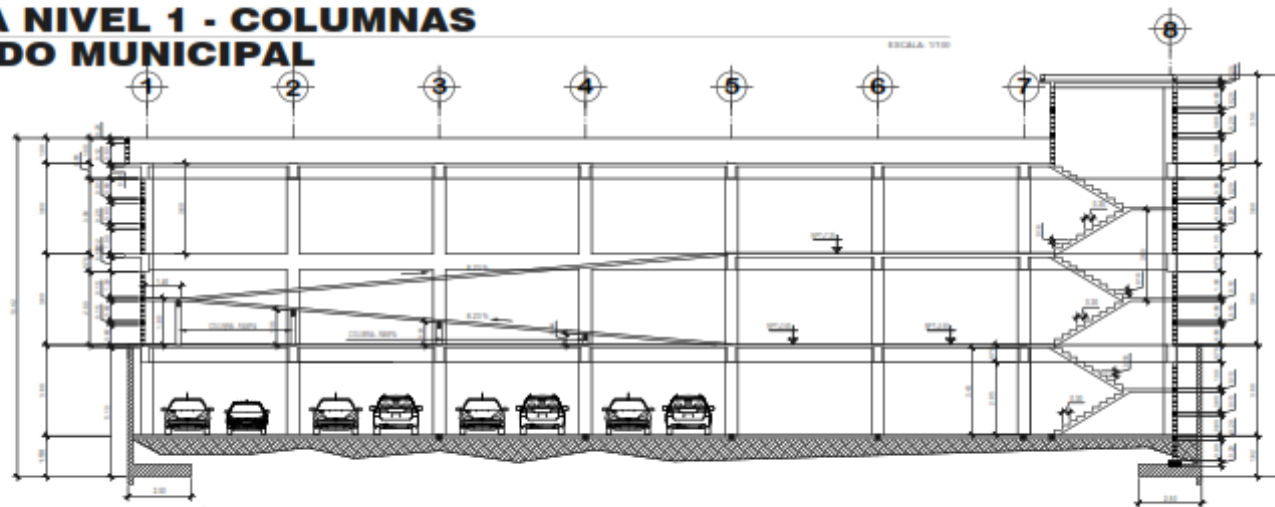




SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
Z-1	TIPO ZONA
C-1	TIPO COLUMNA
C-R	COLUMNA RETENIDA
V-R	VIGAS RETENIDAS
C.C	CORRIDO CENTRAL
SA	SANITARIO

**PLANTA NIVEL 1 - COLUMNAS  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1/50



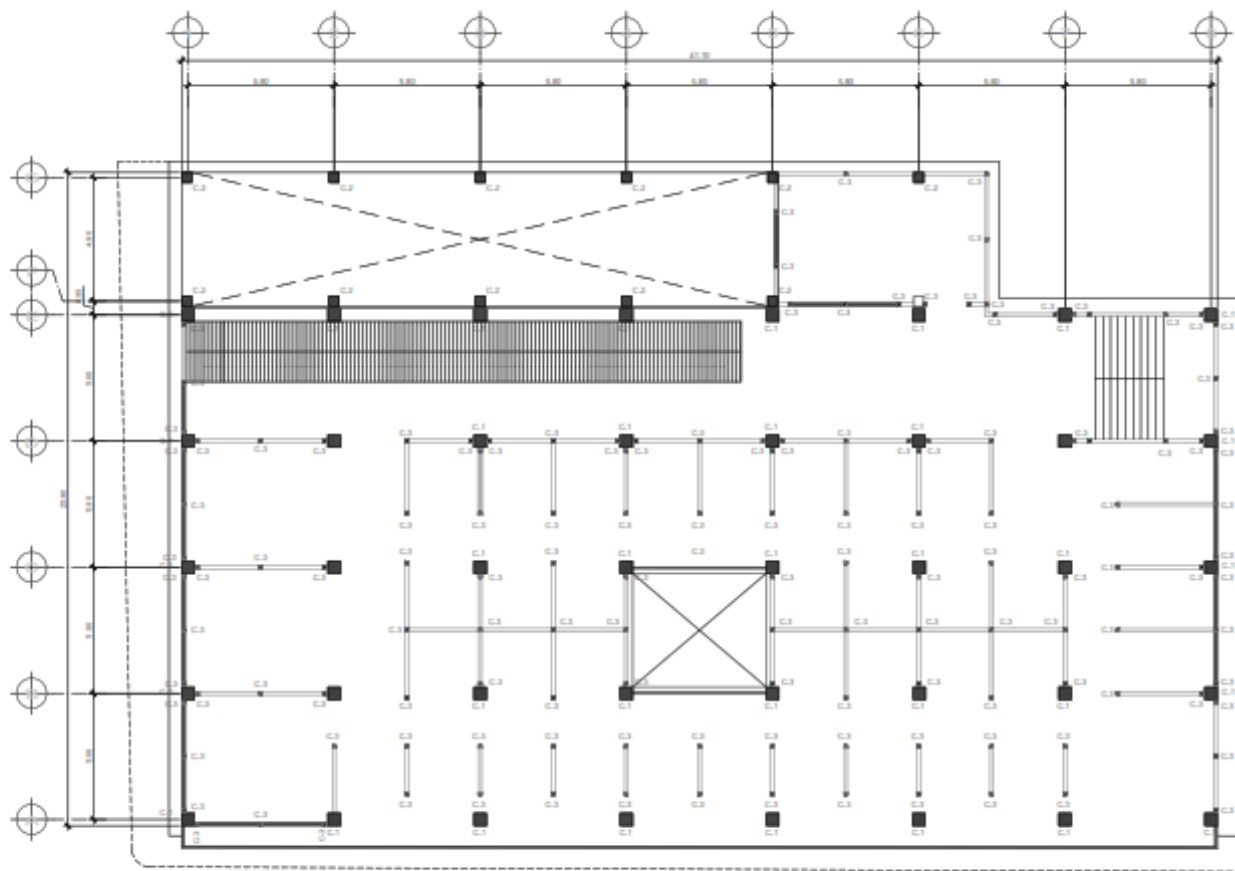
**SECCIÓN A-A  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1/50

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
TÍTULO: NOMBRE DEL PROYECTO: FECHA: ESCALA:	CONTENIDO: 1. PLANTA NIVEL 1 COLUMNARIAS
ELABORADO POR: DISEÑADO POR: APROBADO POR:	REVISADO POR: APROBADO POR:







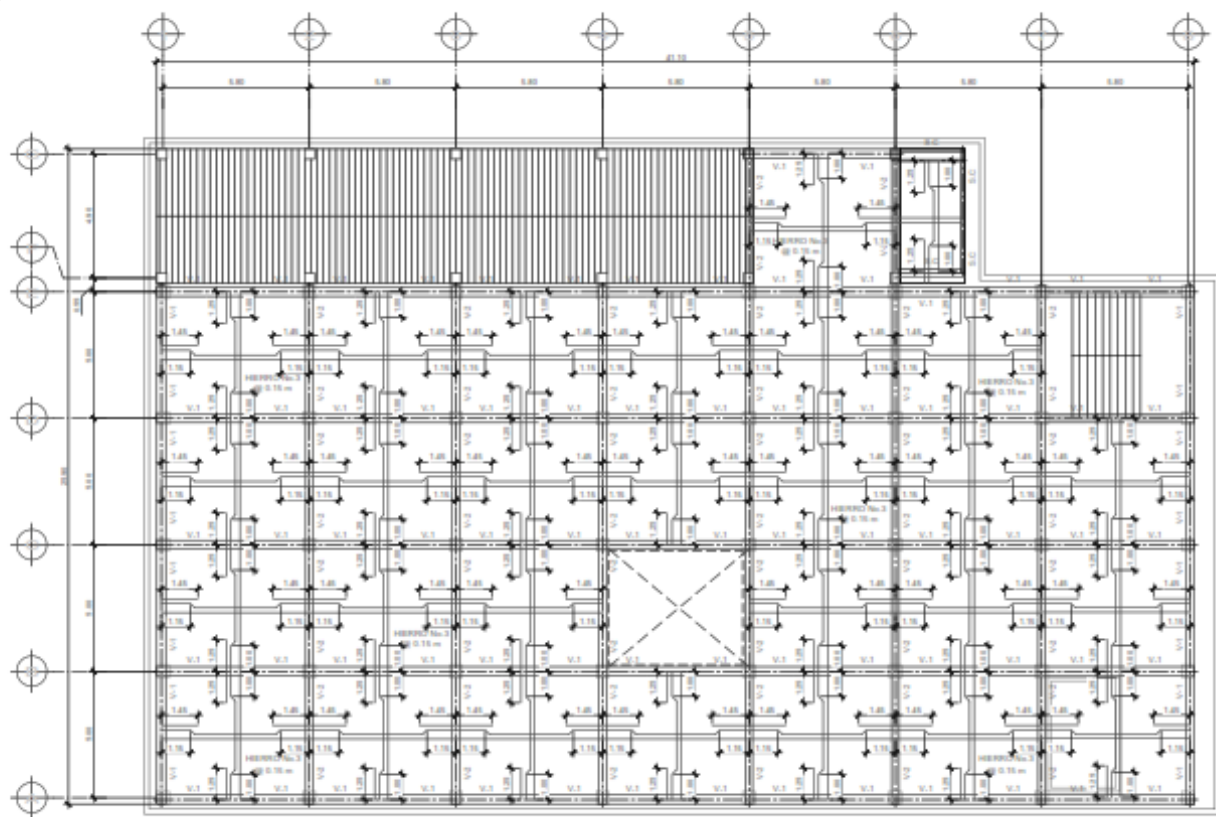
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
Z-1	TIPO ZAPATA
C-1	TIPO COLUMNA
C-R	COLUMNA RETANA
VR	VARILLAS
C.C	CERCA CERRADA
SA	ACEROS DE ARMADO

**PLANTA NIVEL 2 - COLUMNAS  
MERCADO MUNICIPAL**

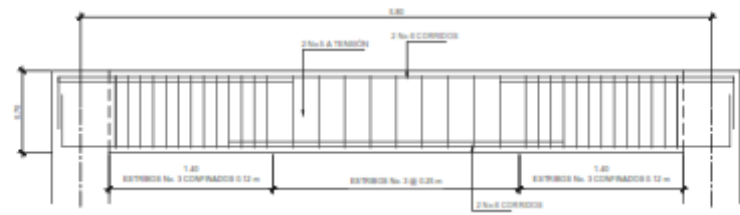
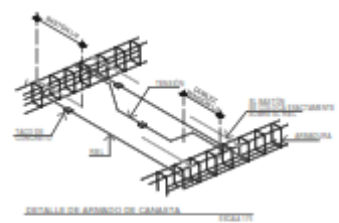
ESCALA 1:100

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA		
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.		
FECHA: AUTORIZADO POR: TITULO: AREA: VALOR: VALOR:	CONTENIDO: 1. PLANTA NIVEL 2 COLUMNAR	
_____ _____		





SÍMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
V-2	TRAVESANTE
⊕	ESPALDADO ARMADO



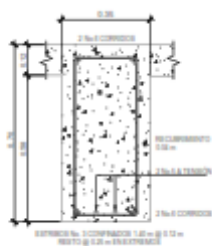
SECCIÓN VIGA V-1

# PLANTA SÓTANO - LOSAS + VIGAS MERCADO MUNICIPAL

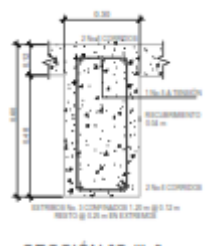
ESCALA 1:100



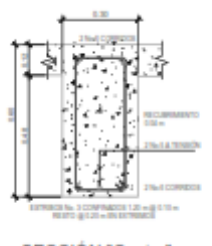
SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-1



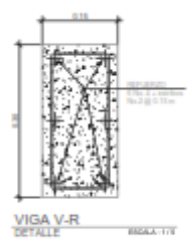
SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-1



SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-2



SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-2



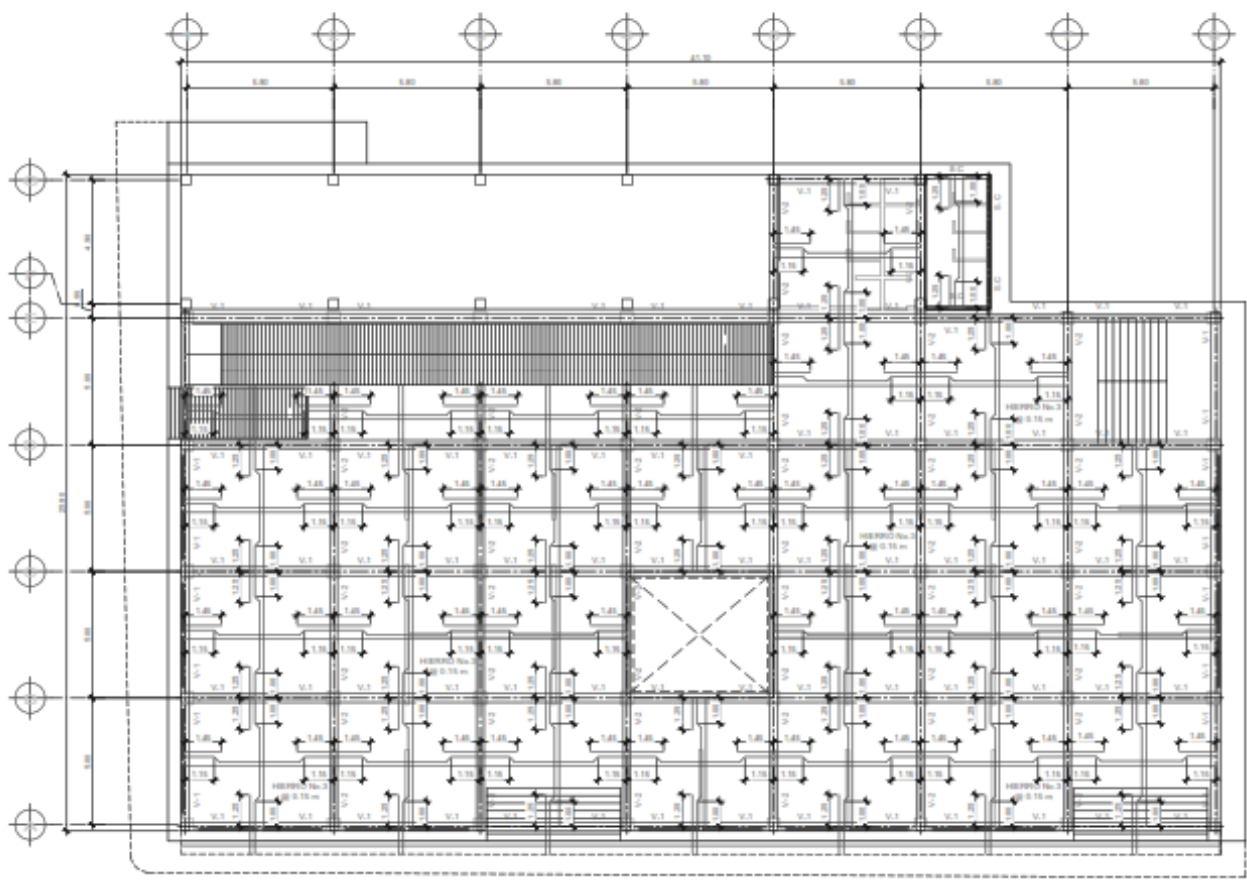
VIGA V-R  
DETALLE



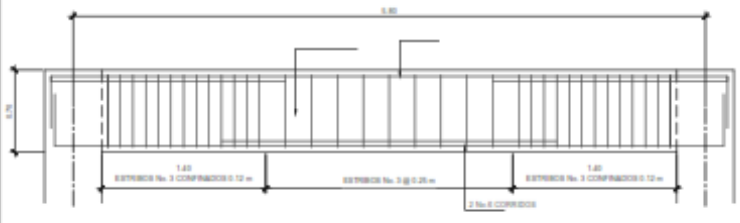
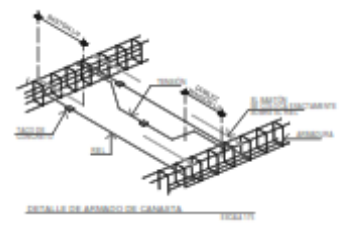
VIGA CONECTORA  
DETALLE

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. PLANTA SÓTANO LOSAS + VIGAS
FECHA	2012
PROYECTISTA	ING. JUAN JOSÉ...
PROYECTISTA	ING. JUAN JOSÉ...





SÍMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
V-2	TRINCHERA
⊕	SEPARACIÓN ARMADO

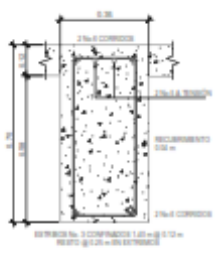


SECCIÓN VIGA V-1

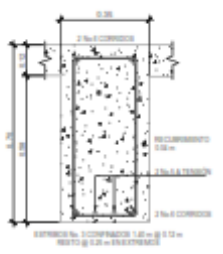
ESCALA 1/20

### PLANTA NIVEL 1 - LOSAS + VIGAS MERCADO MUNICIPAL

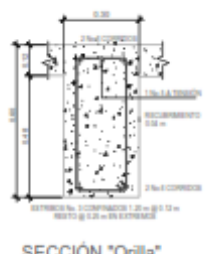
ESCALA 1/100



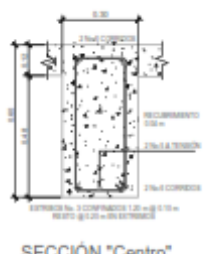
SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-1



SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-1



SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-2



SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-2



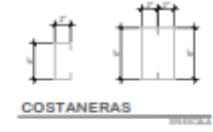
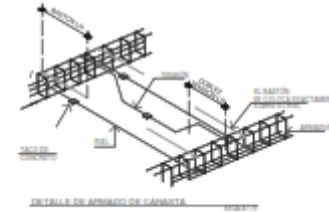
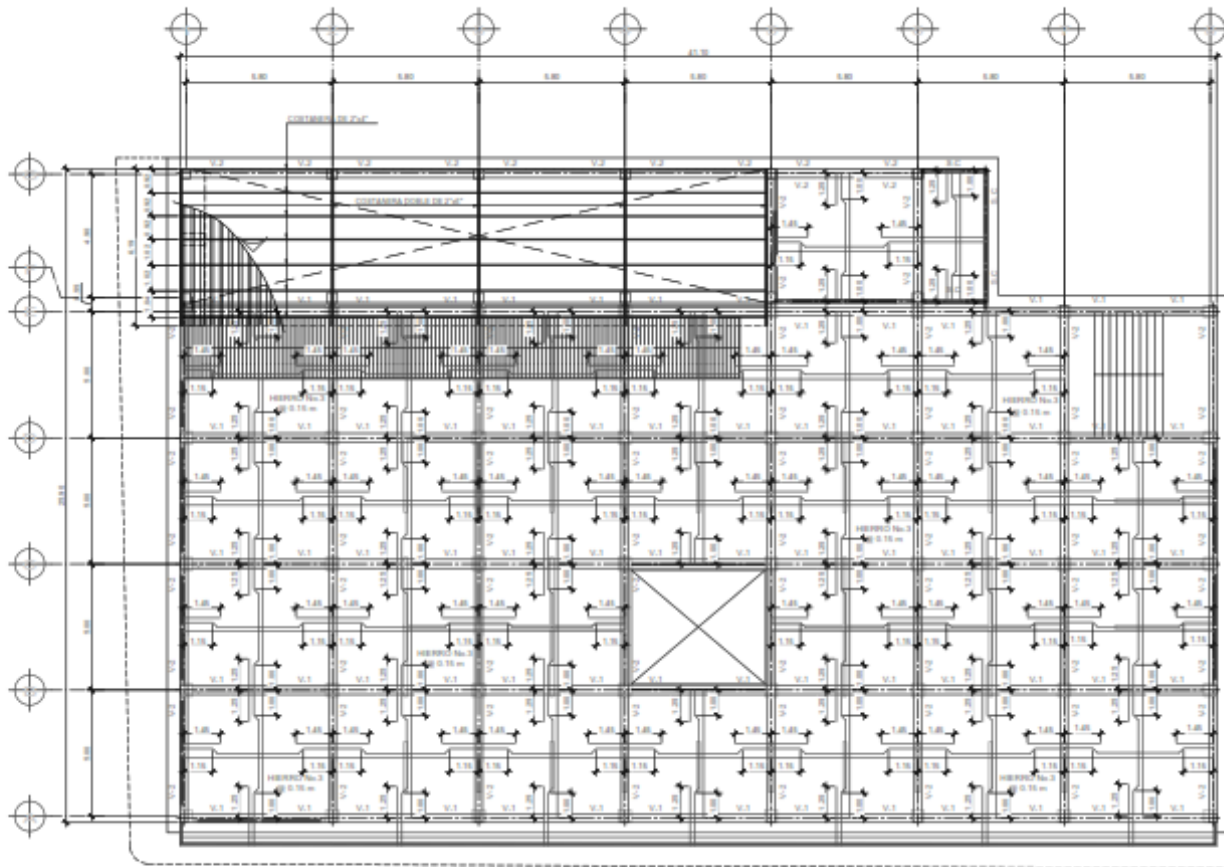
VIGA V-R  
DETALLE



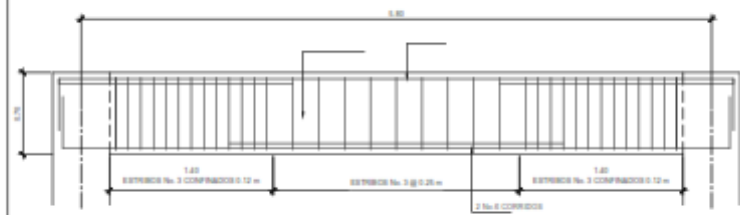
VIGA CONECTORA  
DETALLE

<b>MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO</b> SAN MARCOS, GUATEMALA	
<b>CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.</b>	
PROYECTO: 1. PLANTA NIVEL 1 LOSAS + VIGAS	
FECHA: _____ DISEÑO: _____ VERIFICADO: _____	ESCALA: _____ HOJA: _____ TOTAL: _____





SIMBOLÓGICA	DESCRIPCIÓN	
	V-2	VIGAS V-2
S	SEPARACIÓN DE LOSAS	



SECCIÓN VIGA V-1

ESCALA 1:20

**PLANTA NIVEL 2 - LOSAS + VIGAS  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1:100



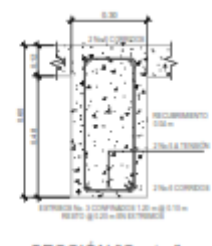
SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-1



SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-1



SECCIÓN "Orilla"  
VIGA V-2



SECCIÓN "Centro"  
VIGA V-2



VIGA V-R  
DETALLE



VIGA CONECTORA  
DETALLE

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. PLANTA NIVEL 2 LOSAS + VIGAS
FECHA	2023
PROYECTISTA	2023
PROYECTO	2023







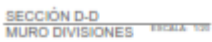
SECCIONES DE MUROS

ESCALA: 1/20



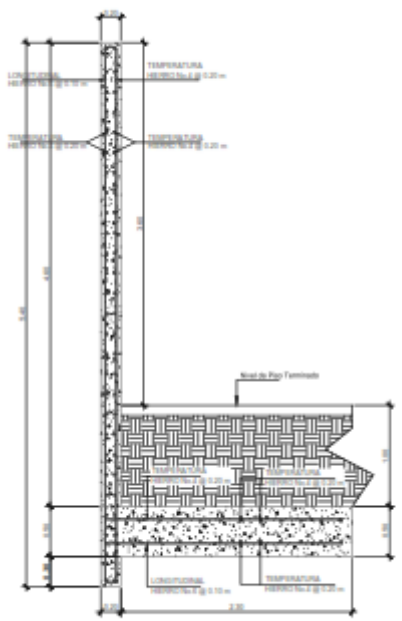
SECCIÓN C-C MURO BAÑOS

ESCALA: 1/20



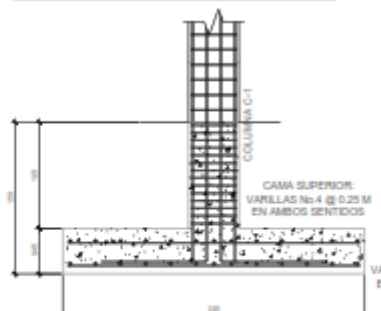
SECCIÓN D-D MURO DIVISIONES

ESCALA: 1/20



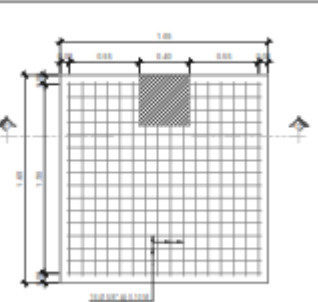
SECCIÓN MURO

ESCALA: 1/20



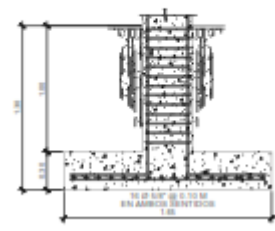
SECCIÓN ZAPATA Z-1

ESCALA: 1/20



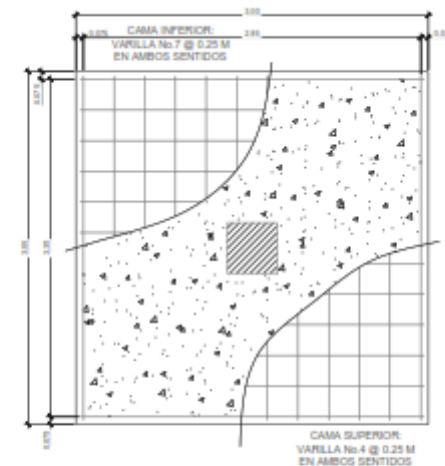
PLANTA ZAPATA Z-2

ESCALA: 1/20



SECCIÓN D-D ZAPATA Z-2

ESCALA: 1/20

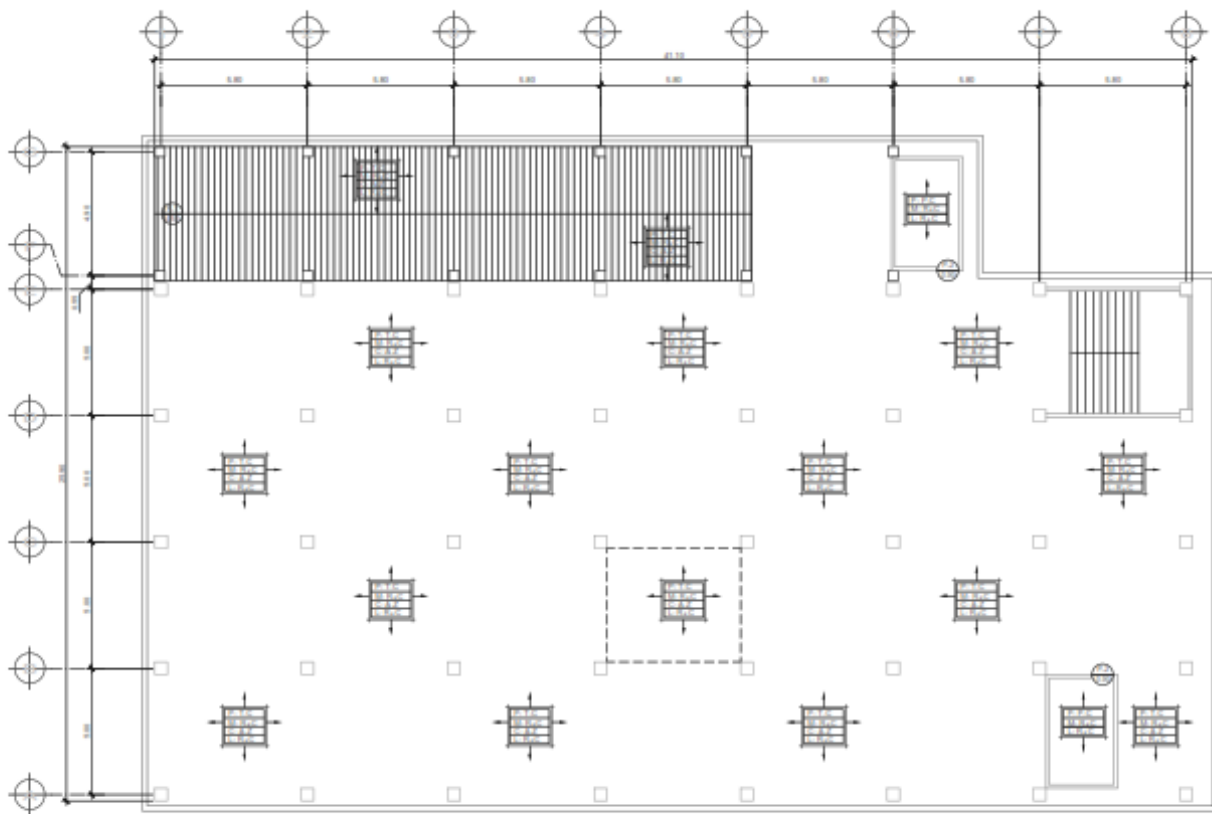


PLANTA ZAPATA Z-1

ESCALA: 1/20

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA		
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.		
TÍTULO: AUTORIZADO POR: FECHA: ESCALA: HOJA No.	CONTENIDO: OFICINA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL	HOJA No. 1 DE 2





**NOMENCLATURA DE ACABADOS**

AC	ACABADO EN PISO
AS	ACABADO EN MUR
AL	ACABADO EN LOSA
CC	ACABADO EN COLUMNA
P.C	PISO CONCRETO
P.A	PISO CONCRETO AMORTIGUADO
P.VC	REFLEJO + CONCRETO
A.Z	ALUCIDO

ACABADO ALTURA 1.80 M EN TODO EL AREA DE LOS SERVICIOS AUXILIARES

**TIPO DE PUERTA**

**PLANILLA DE PUERTAS**

TIPO	ANCHO	VANO	DINTEL	UNIDAD	MATERIAL
P.1	4.00	2.00	2.00	1	PERGAMIN
P.2	0.90	2.10	2.00	2	MADERA
P.3	2.00	2.00	2.00	1	METAL
P.4	0.90	2.00	2.00	2	PORTON
P.5	0.90	2.00	2.00	2	MADERA
P.6	0.90	1.70	1.70	9	METAL
P.7	2.70	2.00	2.00	28	METAL
P.8	2.00	2.00	2.00	28	METAL
P.9	1.80	2.00	2.00	2	METAL
P.10	2.00	2.00	2.00	9	METAL
P.11	4.00	2.00	2.00	2	METAL
P.12	1.80	2.10	3.00	1	METAL
P.13	1.80	2.10	3.00	1	METAL

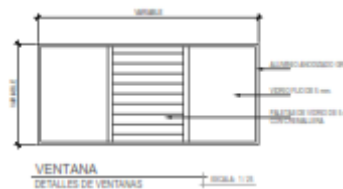
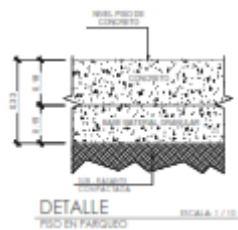
NOTA:  
ANTES DE FABRICAR LAS PUERTAS Y VENTANAS VERIFICAR MEDIDAS, ORIENTACION Y DISEÑO EN OBRA.  
PUERTA P.13 VA EN CARTEA DE UNIDAD.

**PLANILLA DE VENTANAS**

TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	ALTO	UNIDAD	M2	MATERIAL
V.1	2.00	1.50	2.00	1.70	2	6.00	CPVC VIDRIO
V.2	2.00	2.10	2.00	0.80	9	16.20	
V.3	1.80	2.10	2.00	0.80	10	16.20	
V.4	2.00	1.20	3.00	1.80	2	6.00	
V.5	1.80	1.20	3.00	1.80	10	36.00	
V.6	2.00	1.20	3.00	1.80	3	10.80	
<b>TOTAL = 90.7200</b>							

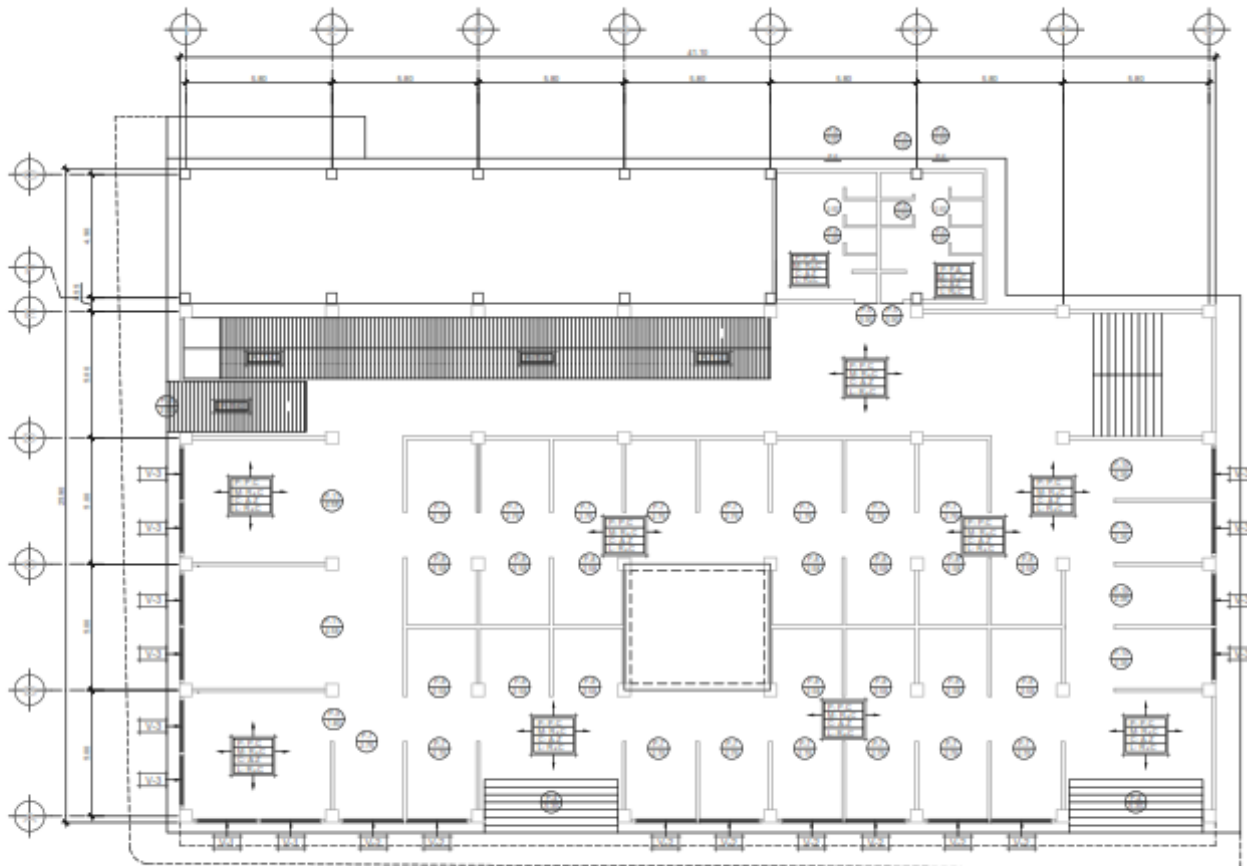
## PLANTA SÓTANO - ACABADOS PUERTAS Y VENTANAS MERCADO MUNICIPAL

ESCALA 1/100



MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO:	1. PLANTA SÓTANO ACABADOS Y PUERTAS Y VENTANAS
FECHA:	12/05/2016
PROYECTISTA:	ING. JUAN CARLOS
PROYECTO:	1. PLANTA SÓTANO ACABADOS Y PUERTAS Y VENTANAS
FECHA:	12/05/2016
PROYECTISTA:	ING. JUAN CARLOS





**NOMENCLATURA DE ACABADOS**

- ACABADO EN PISO
- ACABADO EN MURCO
- ACABADO EN LOMA
- ACABADO EN COLUMNA
- P.C PISO CONCRETO
- P.A PISO CONCRETO ANTICRESCENTE
- P.H.C PISO PULIDO + CONCRETO
- A.LZ ALICATADO
- ALICATADO ALTA Y BAJA EN TODA EL AREA DE LOS SERVICIOS SANITARIOS
- TIPO DE PUERTA

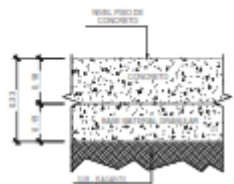
PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	VANO	DINTEL	UNIDAD	MATERIAL
P.1	2.00	2.00	2.00	1	PERFORADA
P.2	2.00	2.75	2.00	2	MADERA
P.3	2.00	2.00	2.00	1	METAL
P.4	3.00	2.00	2.00	2	PORTON
P.5	0.90	2.00	2.00	2	MADERA
P.6	0.90	1.75	1.75	8	METAL
P.7	2.75	2.00	2.00	20	METAL
P.8	2.00	2.00	2.00	20	METAL
P.9	1.40	2.00	2.00	2	METAL
P.10	2.30	2.00	2.00	8	METAL
P.11	4.00	2.00	2.00	4	METAL
P.12	1.40	2.75	2.00	1	METAL
P.13	1.00	2.75	2.00	1	METAL

NOTA:  
SERVE DE EMPICAR LAS PUERTAS Y VENTANAS CONFINAR MUEBLES, VENTILACION Y SILLAR EN OBRAS.  
PUERTA P.10 EN CUBETA DE GRASA

PLANILLA DE VENTANAS							
TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	ALTO	UNIDAD	M2	MATERIAL
V.1	2.00	1.75	2.00	1.75	2	4.38	CPVC + VIDRIO
V.2	2.00	2.75	2.00	2.00	6	10.50	
V.3	1.00	2.75	2.00	2.00	10	10.00	
V.4	2.00	1.20	2.00	1.80	2	3.60	
V.5	1.00	1.20	2.00	1.80	10	36.00	
V.6	2.00	1.20	2.00	1.80	2	10.80	
					TOTAL	84.7800	

**PLANTA NIVEL 1 - ACABADOS PUERTAS Y VENTANAS**  
**MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA: 1/20



DETALLE  
PISO EN FARGO  
ESCALA: 1/10



VENTANA  
DETALLES DE VENTANAS  
ESCALA: 1/20



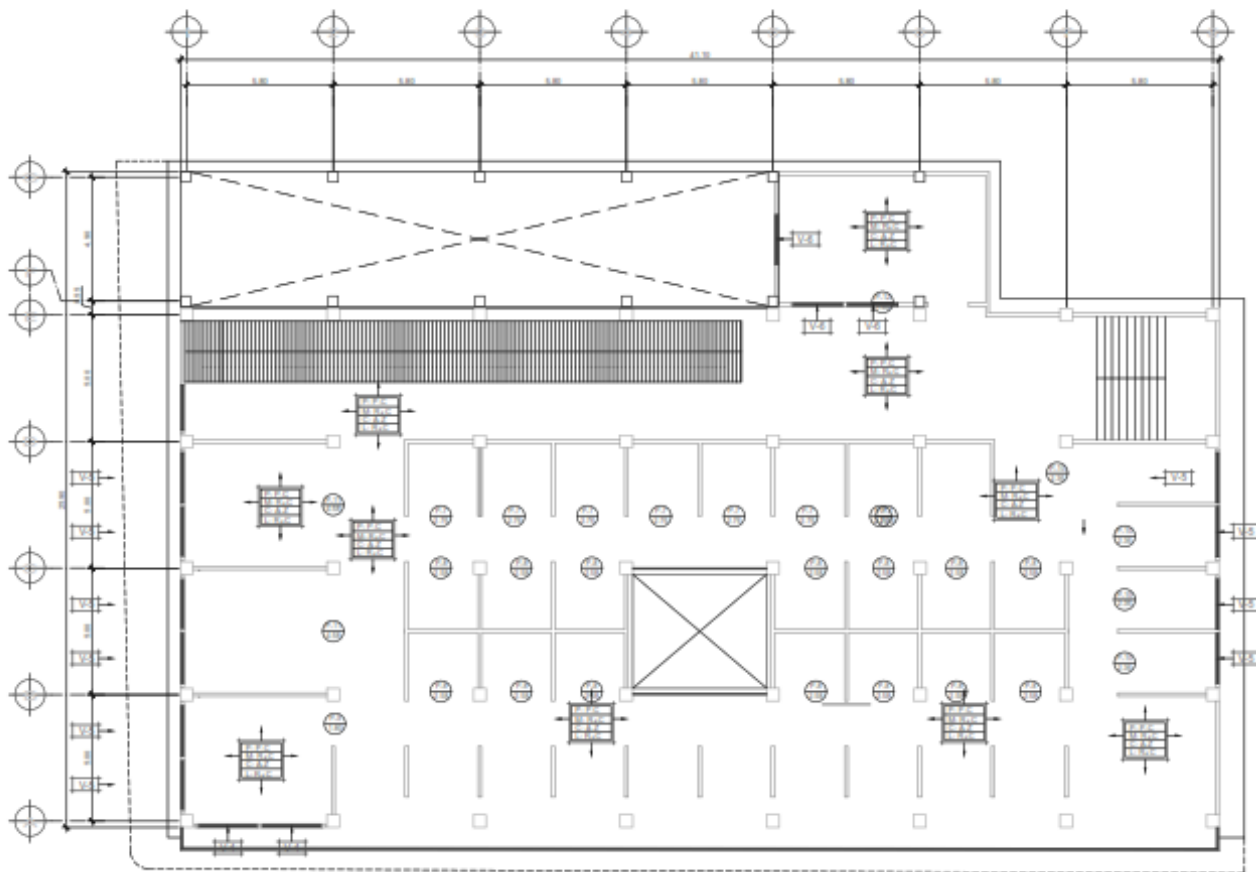
VENTANA  
DETALLES DE VENTANAS  
ESCALA: 1/20

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO  
SAN MARCOS, GUATEMALA

CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

PROYECTO	CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.
FECHA	2018
ESCALA	1/20
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
PROYECTO	CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.
FECHA	2018
ESCALA	1/20
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ





**PLANTA NIVEL 2 - ACABADOS PUERTAS Y VENTANAS**  
**MERCADO MUNICIPAL**

**NOMENCLATURA DE ACABADOS**

P	ACABADO EN PISO
PA	ACABADO EN PARED
PC	ACABADO EN COLUMNA
PL	ACABADO EN LANTARNA
PLA	ACABADO EN LANTARNA
P/C	PISO COMBIADO
P/A	PISO COMBIADO ANTIRREFLEJO
R/C	REFLEJO - CRANEO
AZ	ALUMINIO

ALZADO Y TALLADO EN UNO O DOS PL. ANTES DE LOS REVISIONES

TIPO DE PUERTA

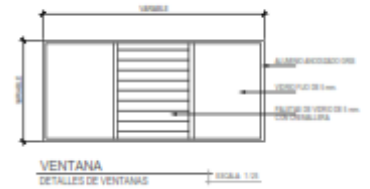
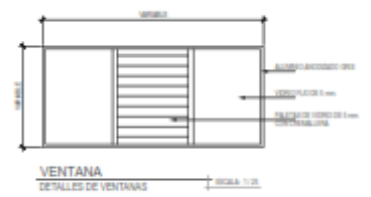
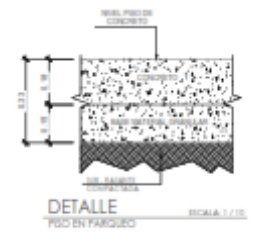
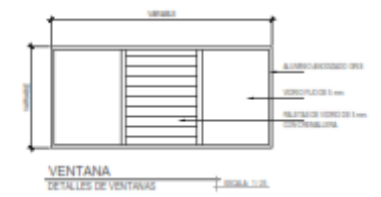
**PLANILLA DE PUERTAS**

TIPO	ANCHO	VANO	DINTEL	UNIDAD	MATERIAL
P.1	2.00	2.00	2.00	1	PERGAMINO
P.2	0.90	2.10	2.00	2	MADERA
P.3	2.00	2.00	2.00	1	METAL
P.4	1.50	2.00	2.00	2	PORTON
P.5	0.90	2.00	2.00	2	MADERA
P.6	0.90	1.70	1.70	8	METAL
P.7	2.00	2.00	2.00	26	METAL
P.8	2.00	2.00	2.00	26	METAL
P.9	1.80	2.00	2.00	2	METAL
P.10	2.00	2.00	2.00	8	METAL
P.11	2.00	2.00	2.00	4	METAL
P.12	1.80	2.10	2.00	1	METAL
P.13	1.80	2.10	2.00	1	METAL

NOTA: ANTES DE FABRICAR LAS PUERTAS Y VENTANAS VERIFICAR MEDIDA VERTICAL Y TALLADO EN OBRA.  
 PUERTA P.11 VENTANA CABIDA DE CRANEO

**PLANILLA DE VENTANAS**

TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	ALTO	UNIDAD	MG	MATERIAL
V.1	2.00	1.50	2.00	1.70	2	6.00	CPVC VIDRIO
V.2	2.00	2.10	2.00	0.80	8	16.80	
V.3	1.80	2.10	2.00	0.80	10	18.00	
V.4	2.00	1.20	2.00	1.80	2	6.00	
V.5	1.80	1.20	2.00	1.80	10	36.00	
V.6	2.00	1.20	2.00	1.80	2	12.00	
TOTAL:						87.60	



**MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO**  
 SAN MARCOS, GUATEMALA

**CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

PROYECTO: 01-PLANTA NIVEL 2 ACABADOS, PUERTAS Y VENTANAS

FECHA: 15/05/2024

PROYECTISTA: [Signature]

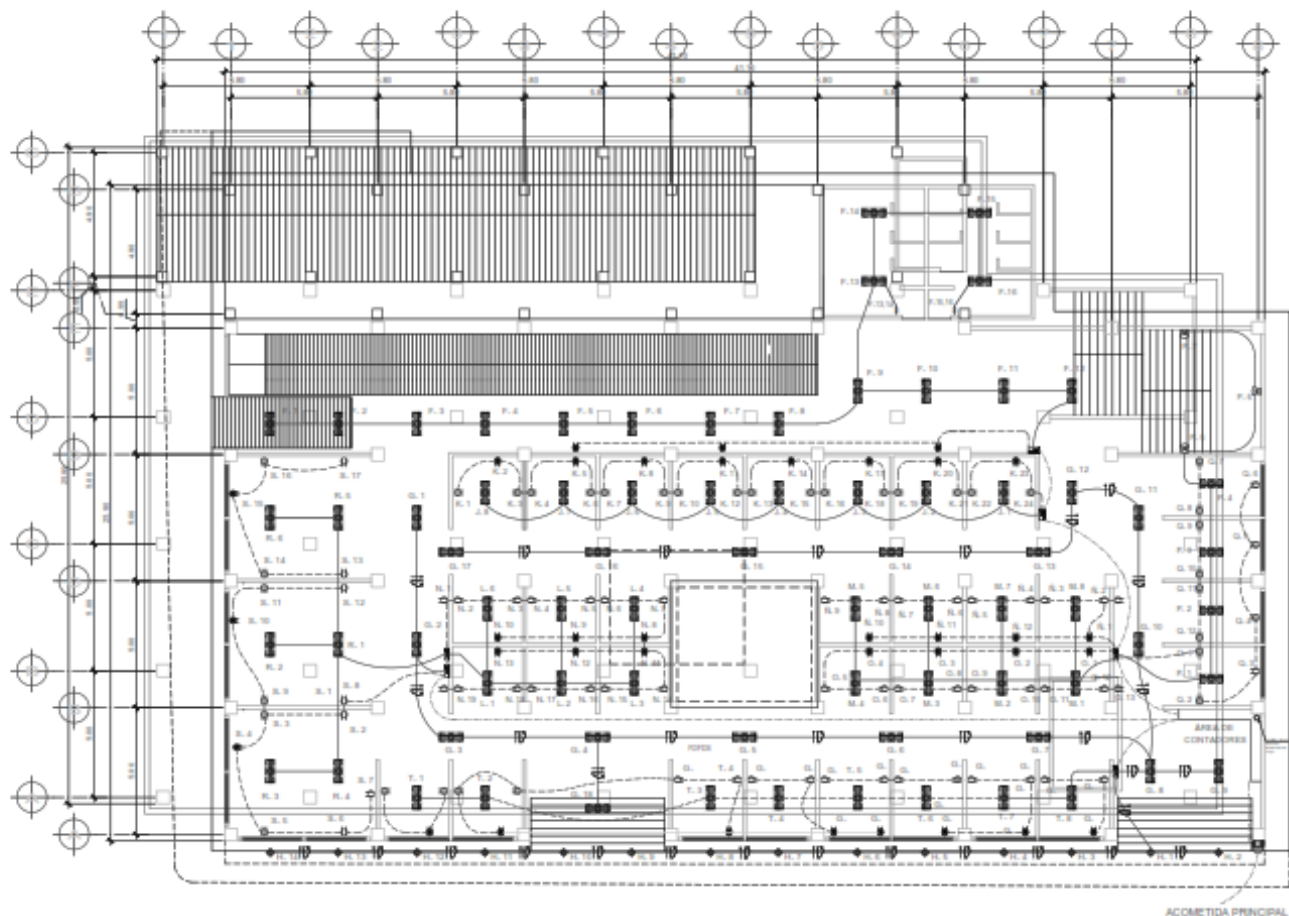
PROYECTISTA: [Signature]











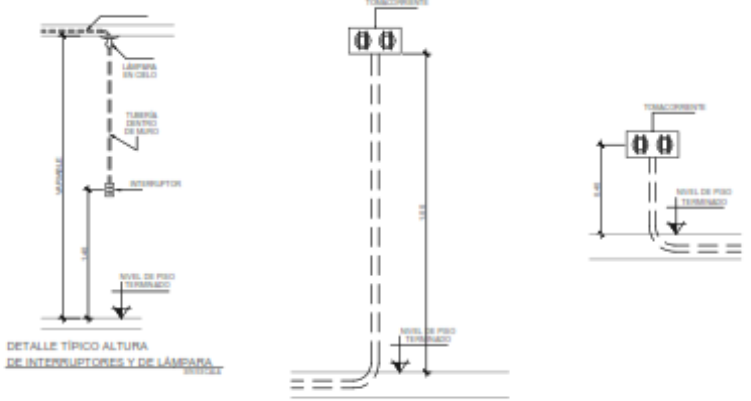
ABRIL	DESCRIPCION
	SW INTERRUPTOR
	LINEA DE FUERZA
	LAMPARA 100W
	LAMPARA 150W
	LAMPARA 200W
	LAMPARA 300W
	LAMPARA 400W
	LAMPARA 600W
	LAMPARA 1000W
	LAMPARA EN CAJON
	LAMPARA EN PARED
	LAMPARA EN TUBO
	LAMPARA EN CUBETA
	LAMPARA EN BARRA
	LAMPARA EN CILINDRO

NOTA:  
TODOS LOS CIRCUITOS DE APAGARIA SON SU TABLERO DE DISTRIBUCION INDICADO EN LAS PLANTAS

# PLANTA NIVEL 1 - ILUMINACIÓN + FUERZA MERCADO MUNICIPAL

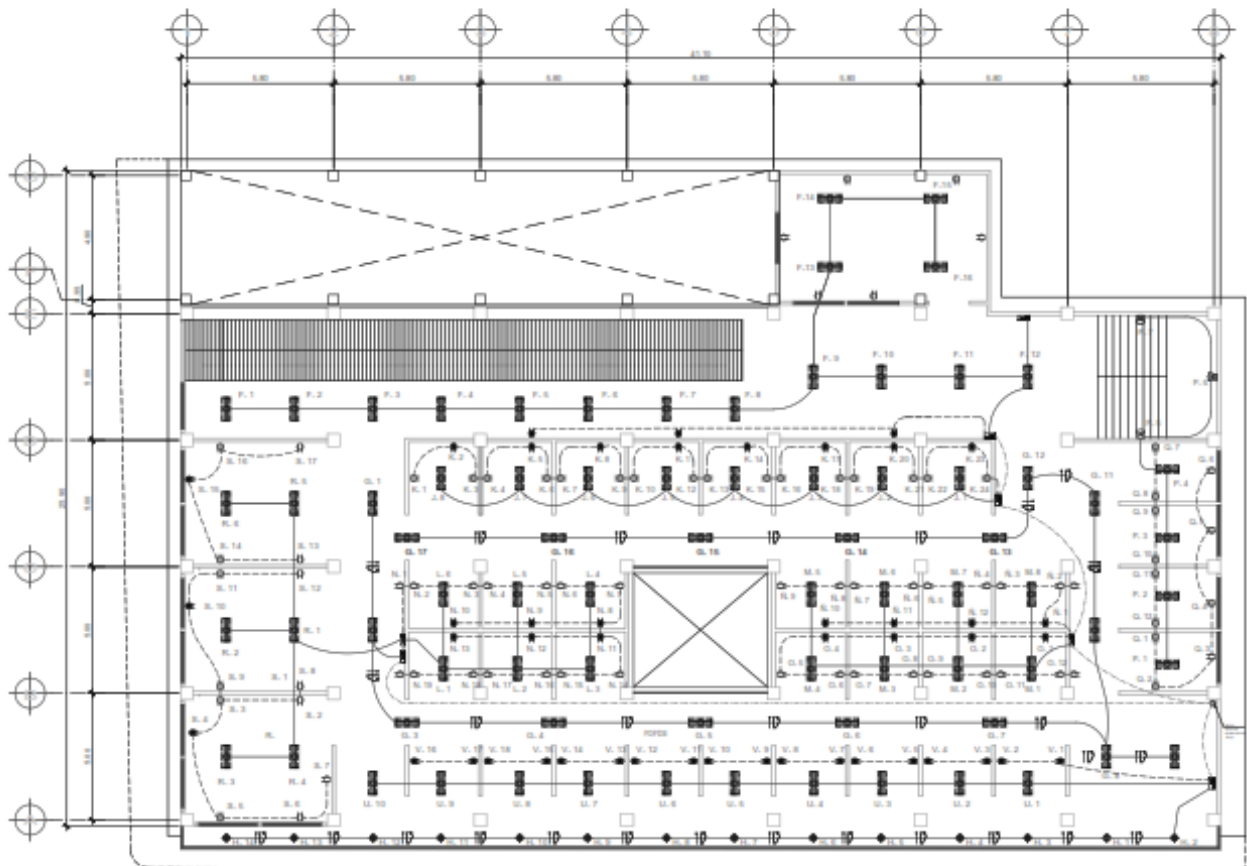
ESCALA: 1/100

NOTA:  
TODOS LOS CIRCUITOS DE APAGARIA SON SU TABLERO DE DISTRIBUCION INDICADO EN LAS PLANTAS



MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. PLANTA NIVEL 1
FECHA	ILUMINACION + FUERZA
PROYECTISTA	
CLIENTE	





**SIMBOLOGIA**

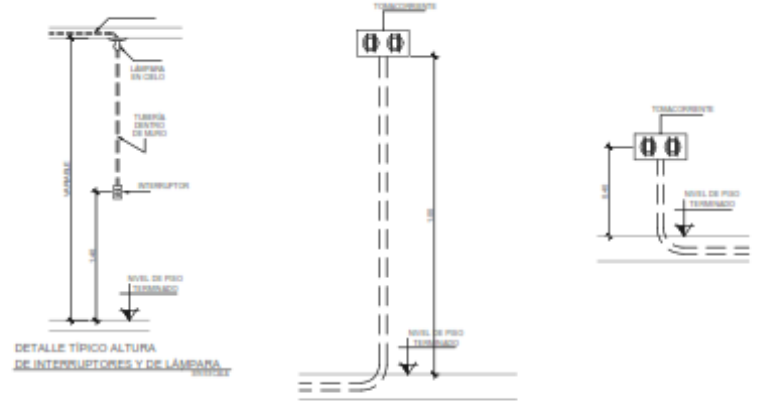
SIMBOLO	DESCRIPCION
	SEÑAL DE DISTRIBUCION
	PRODUCTO DE REPASADO EN PARRA FRACTURA
	INTERRUPTOR 120V - 120V
	INTERRUPTOR 120V - 120V
	3W
	LAMPARA
	FLUORESCENTE
	FLUORESCENTE
	LAMPARA FLUORESCENTE
	ESCALERA
	ESCALERA
	ESCALERA INTERIOR
	ESCALERA EXTERIOR

**NOTA:**  
 TODOS LOS CIRCUITOS DE APAGARÁN SEGUN SU TABLERO DE DISTRIBUCION INDICADO EN LAS PLANTAS

## PLANTA NIVEL 2 - ILUMINACIÓN + FUERZA MERCADO MUNICIPAL

ESCALA 1:100

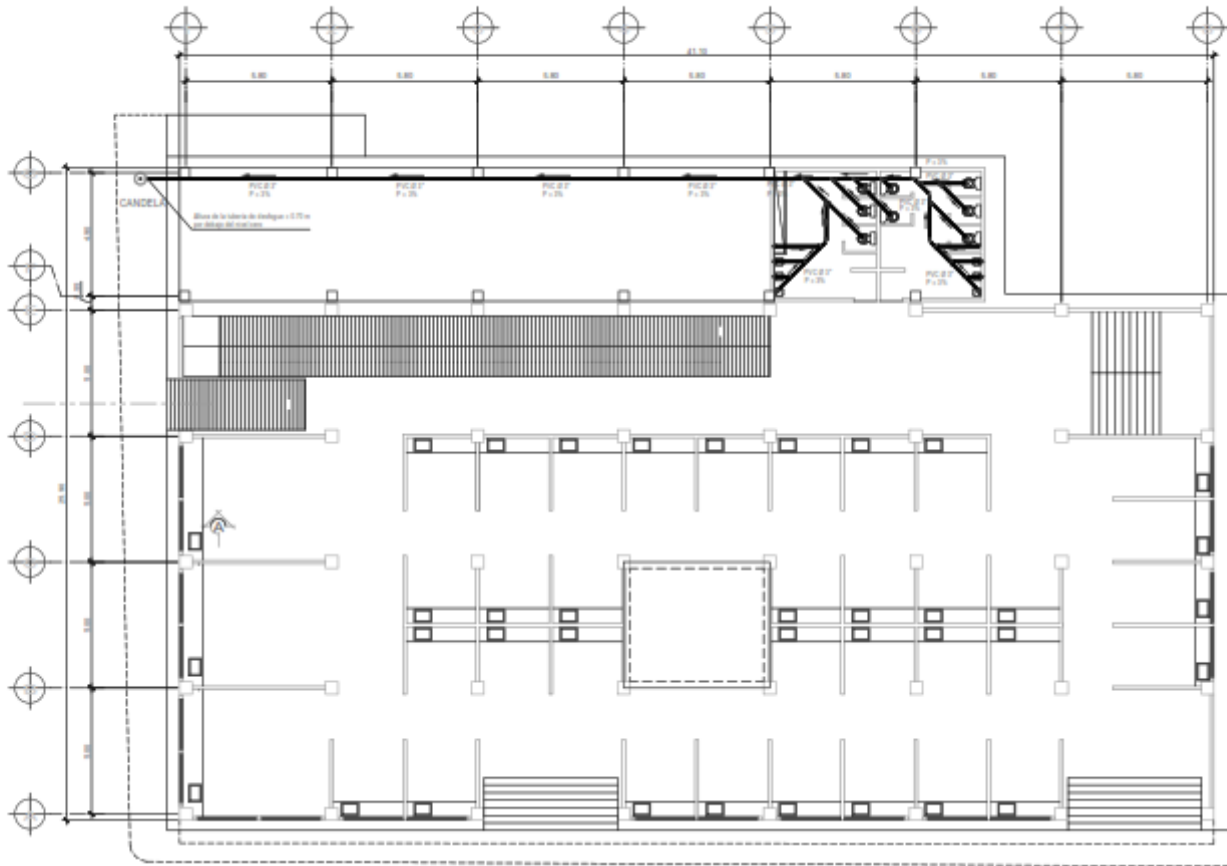
**NOTA:**  
 TODOS LOS CIRCUITOS DE APAGARÁN SEGUN SU TABLERO DE DISTRIBUCION INDICADO EN LAS PLANTAS



DETALLE TÍPICO ALTURA DE INTERRUPTORES Y DE LÁMPARA

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1. PLANTA NIVEL 2
TÍTULO	ILUMINACIÓN + FUERZA
FECHA	
PROYECTISTA	





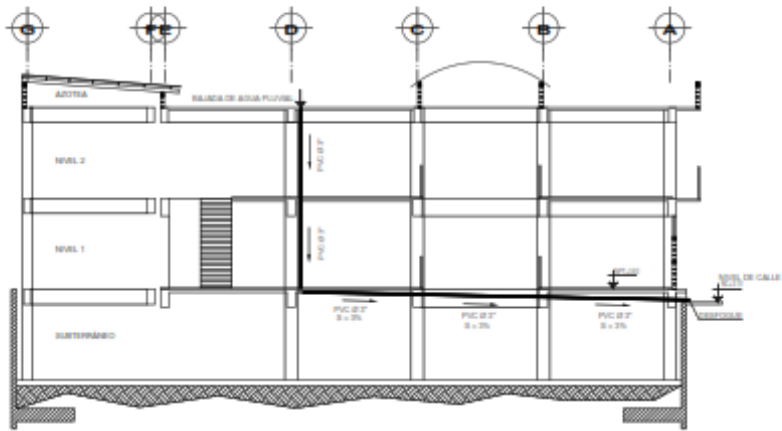
**PLANTA NIVEL 1 - DRENAJE SANITARIO  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1/50

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA		
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.		
Nombre: Fecha: Escala: Autor:	Proyecto: 1. PLANTA NIVEL 1 DRENAJE SANITARIO	
Autor: _____ Revisor: _____		

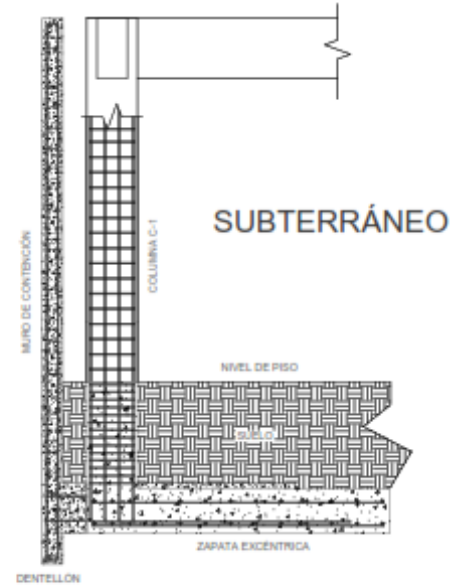






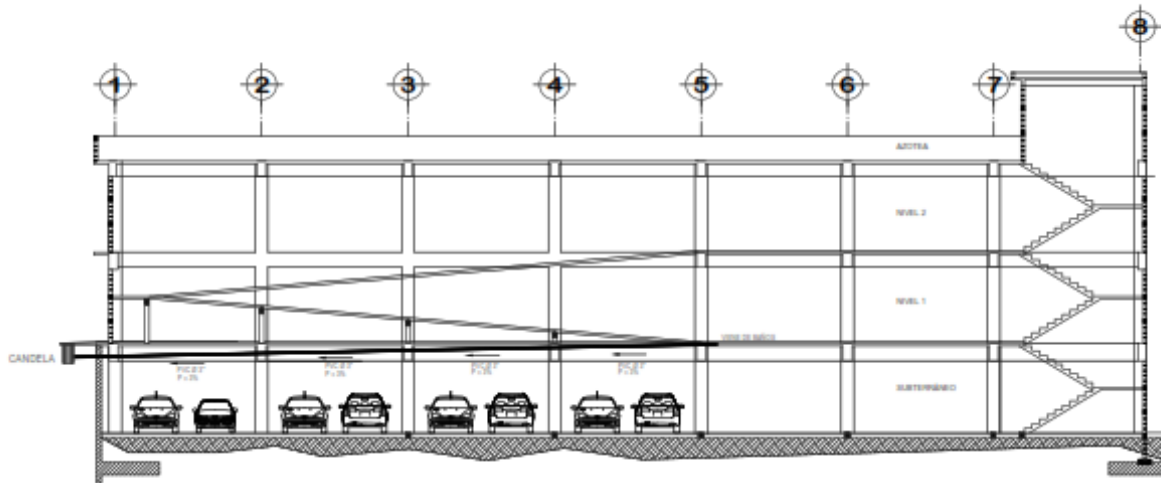
**DETALLE  
BAJADA DE AGUA PLUVIAL**

ESCALA: 1/20



**SECCIÓN.  
MURO + ZAPATA**

ESCALA: 1/25

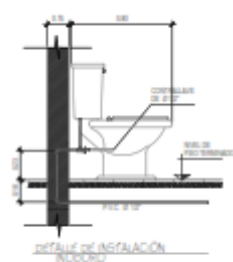
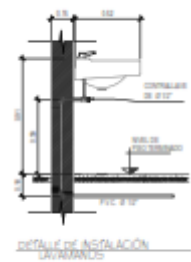
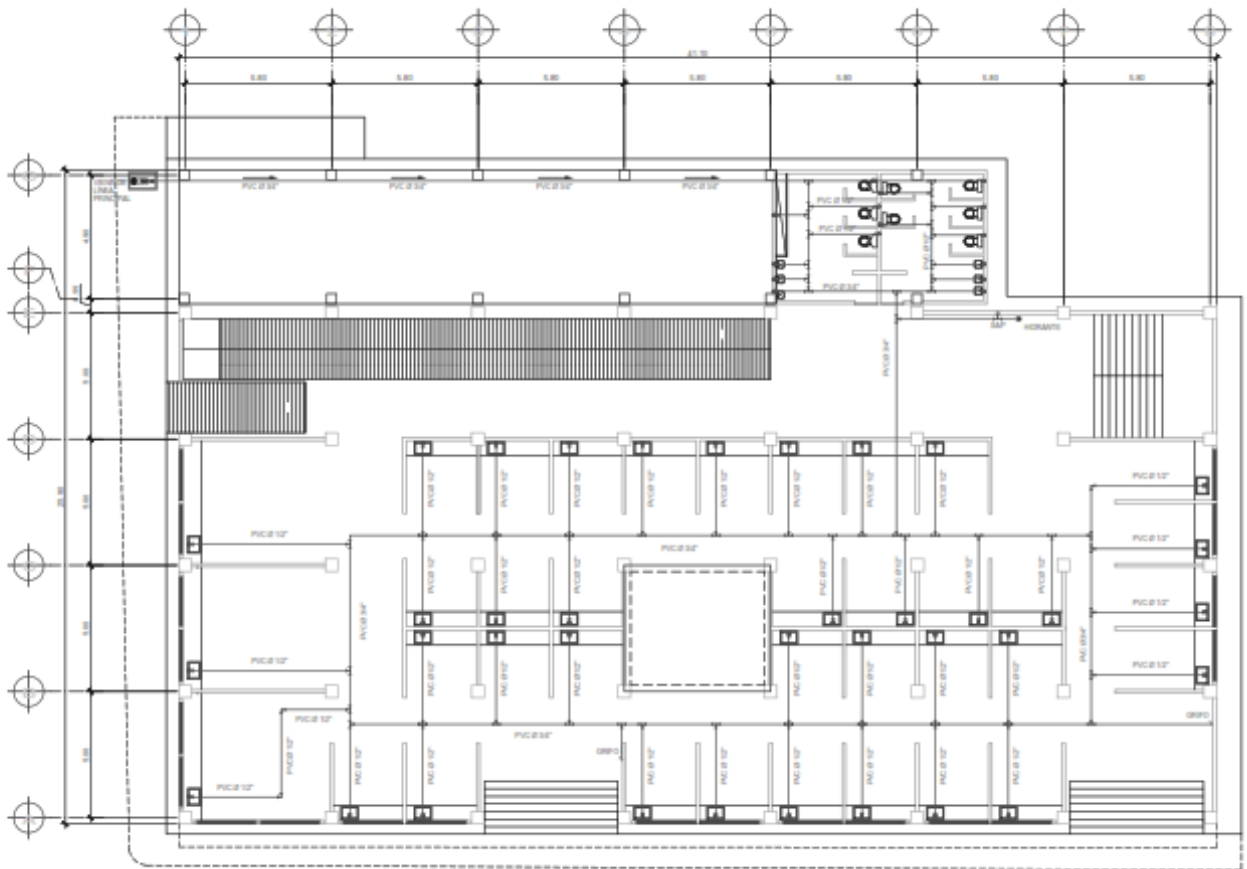


**DETALLE  
DRENAJE SANITARIO**

ESCALA: 1/20

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA		
CONSTRUCCIÓN DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.		
Fecha: Autorizado por: TÍTULO: Tipo de obra: Proyecto:	Descripción: 1. ELEVACION 2. DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL 3. DETALLE DE MURO	
Escala: 1/20		





**PLANTA NIVEL 1 - PLOMERIA  
MERCADO MUNICIPAL**

ESCALA 1:100

**SIMBOLOGÍA DE HIDRAULICA**

SIMBOLO	DESCRIPCION
	CAÑO DE AGUA
	CONDUCCION PARA AGUA
	CAÑO DE COMPUERTA
	CAÑO DE CALOR
	TUBERIA P/C CALORIFERO
	TR. HORIZONTAL DE P/C CALORIFERO NEGRO
	TR. VERTICAL DE P/C CALORIFERO NEGRO
	TR. HORIZONTAL DE P/C CALORIFERO NEGRO
	TR. VERTICAL DE P/C CALORIFERO NEGRO

<b>MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO</b> SAN MARCOS, GUATEMALA	
<b>CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.</b>	
Nombre: _____ Fecha: _____ Escala: _____ Autor: _____	Contenido: 1. PLANTA NIVEL 1 PLOMERIA
Hoja No. _____ Total Hojas _____	



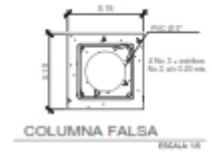
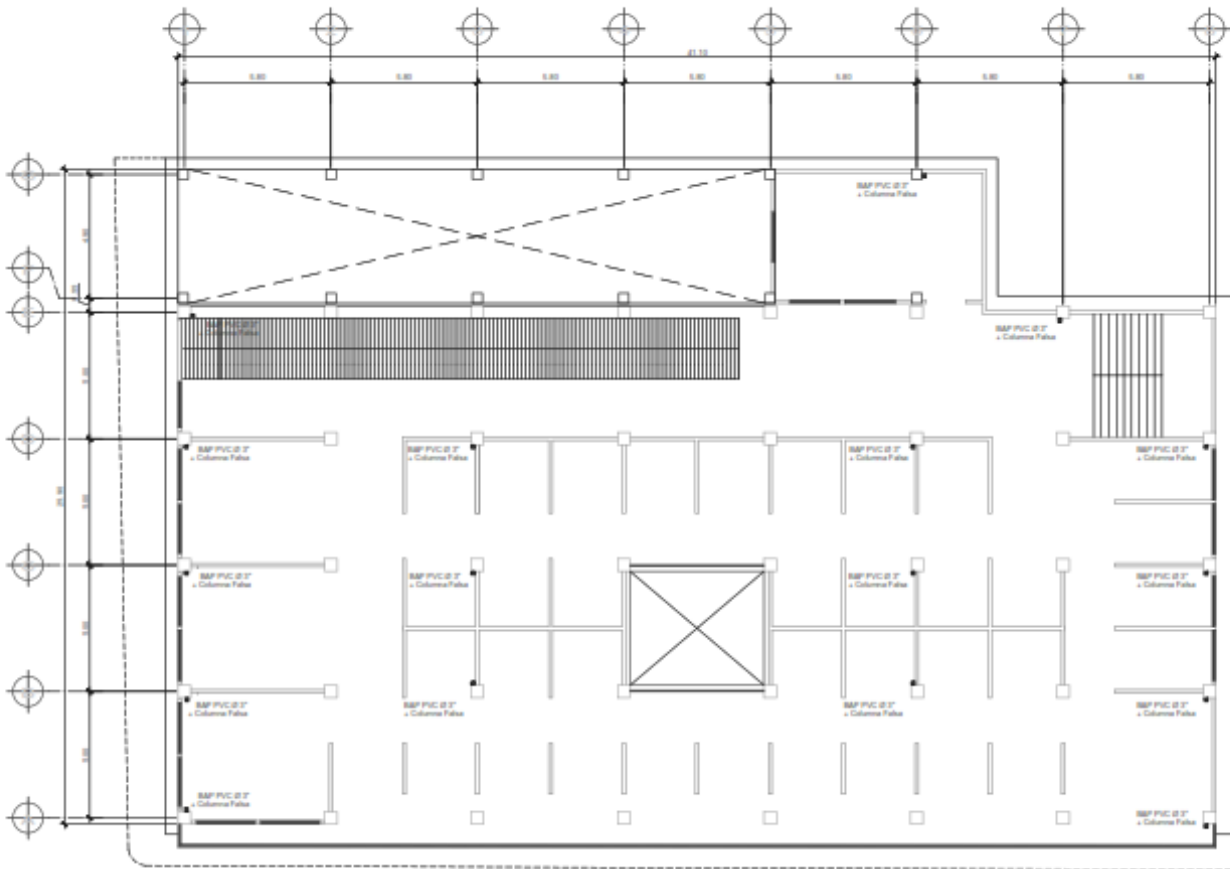












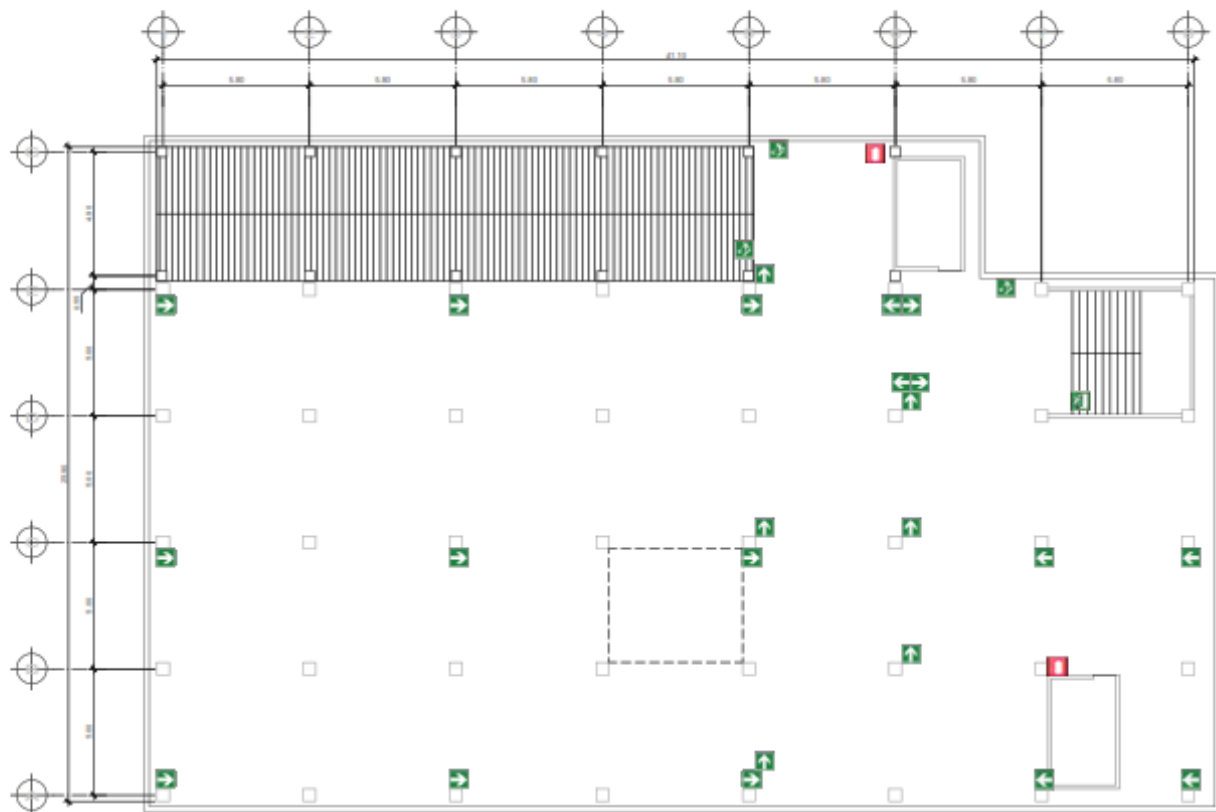
SIMBOLOGÍA	
	COLUMNA FALSA
	CAJONCILLO
	CAJONCILLO
	CAJONCILLO
	CAJONCILLO

## PLANTA NIVEL 2 - DRENAJE PLUVIAL MERCADO MUNICIPAL

ESCALA 1/100

MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS, GUATEMALA	
CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
PROYECTO	1 PLANTA NIVEL 2 DRENAJE PLUVIAL
FECHA	
PROYECTADO POR	
REVISADO POR	
APROBADO POR	





NOMENCLATURA DE SEÑALIZACION					
SEÑAL	NOMBRE	COLOR	TAMANO A	TAMANO B	ALTEZA AL PISO
	SEÑAL DE SALIDA	VERDE	10x	10x	100x
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO	10x	10x	100x
	SEÑAL DE SALIDA	VERDE	10x	10x	100x
	SEÑAL DE SALIDA	VERDE	10x	10x	100x
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO	10x	10x	100x
	SEÑAL DE SALIDA	VERDE	10x	10x	100x

**PLANTA SÓTANO - SEÑALIZACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA**  
**MERCADO MUNICIPAL**

<b>MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO</b> SAN MARCOS, GUATEMALA	
<b>CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.</b>	
Fecha: Elaborado por: Revisado por: Aprobado por:	Contenido: 1. PLANTA SÓTANO SEÑALIZACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA





NOMENCLATURA DE SEÑALIZACIÓN						
SEÑAL	TIPO	COLORES	TAMANO	ANCHO	ALTO	ALTA DE PISO
	SEÑAL DE SALIDA	VERDE/BLANCO	100x100	100	100	1000
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO/BLANCO	100x100	100	100	1000
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO/BLANCO	100x100	100	100	1000
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO/BLANCO	100x100	100	100	1000
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO/BLANCO	100x100	100	100	1000
	SEÑAL DE EXTINTOR	ROJO/BLANCO	100x100	100	100	1000

**PLANTA NIVEL 1 - SEÑALIZACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA  
MERCADO MUNICIPAL**

<b>MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO</b> SAN MARCOS, GUATEMALA	
<b>CONSTRUCCION DE MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.</b>	
NOMBRE: _____ DISEÑO DE: _____ TÍTULO: _____ ESCALA: _____ FECHA: _____	CONTENIDO: 1. PLANTA NIVEL 1 SEÑALIZACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA
AUTORIZADO: _____ FECHA: _____	APROBADO: _____ FECHA: _____









## Apéndice E-1.

### Presupuesto Integrado

#### DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO

#### EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

#### UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

#### MUNICIPIO: SAN PABLO.

#### DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.

#### PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES

No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO/U	COSTO TOTAL
1	Trazo y replanteo.	1088.00	M2	Q 32.20	Q 35,034.00
2	Demolición de mercado existente.	1088.00	M2	Q 125.41	Q 136,442.00
3	Excavación nivel subterráneo.	3155.00	M3	Q 146.04	Q 460,753.00
4	Muro de contención.	139.00	M	Q 12,910.92	Q 1,794,618.00
5	Zapata Z-1 de 3.00m*3.00m*0.45m.	40.00	Unidad	Q 13,234.83	Q 529,393.00
6	Zapata Z-2 de 1.65m*1.65m*0.30m.	12.00	Unidad	Q 4,517.83	Q 54,214.00
7	Viga conectora de 0.20m*0.50m.	91.00	M	Q 1,318.86	Q 120,016.00
8	Muro de block de 0.14m*0.19*0.39m de 35 kg/cm2.	1066.00	M2	Q 156.64	Q 166,975.50
9	Muro de block de 0.09m*0.19*0.39m de 35 kg/cm2.	27	M2	Q 136.69	Q 3,690.75
10	Solera de amarre de 0.20m*0.20m.	346	M	Q 565.49	Q 195,658.50
11	Solera intermedia de 0.14m*0.20m.	325	M	Q 403.30	Q 131,071.00
12	Solera intermedia 1 de 0.14m*0.15m.	692	M	Q 346.08	Q 239,485.25

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN  
MARCOS.**

**UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

**PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES**

<b>No.</b>	<b>RENLÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO/U</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
	Solera				
13	intermedia 2 de 0.09m*0.20m.	17	M	Q 263.06	Q 4,472.00
14	Columna C-1 de 0.50m*0.50m.	120	Unidad	Q 13,667.01	Q 1,640,041.00
15	Columna C-2 de 0.40m*0.40m.	36	Unidad	Q 7,394.83	Q 266,214.00
16	Columna C-3 de 0.14m*0.14m.	296	Unidad	Q 1,871.43	Q 553,944.50
17	Columna C-4 de 0.09m*0.14m.	6	Unidad	Q 1,589.13	Q 9,534.75
18	Columna C-5 block pineado.	15	Unidad	Q 729.33	Q 10,940.00
19	Columna CR de 0.20m*0.20m.	10	Unidad	Q 2,114.50	Q 21,145.00
20	Viga V-1 de 0.35m*0.70m.	700	M	Q 1,697.67	Q 1,188,367.50
21	Viga V-2 de 0.30m*0.60m.	436	M	Q 1,451.93	Q 633,042.00
22	Viga VR de 0.15m*0.30m.	12	M	Q 1,278.33	Q 15,340.00

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN  
MARCOS.**

**UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

**PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES**

<b>No.</b>	<b>REGLÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO/U</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
23	Solera corona de 0.15m*0.30m.	20.5	M	Q379.84	Q7,786.75
24	Losa de entrepiso de 0.12m de espesor.	2106	M2	Q679.55	Q1,431,140.50
25	Losa de rampa vehicular de 0.12m de espesor.	125.4	M2	Q970.14	Q121,655.00
26	Losa de rampa peatonal de 0.12m de espesor.	67	M2	Q873.16	Q58,501.50
27	Domo (pozo de luz).	1	Unidad	Q14,664.00	Q14,664.00
28	Piso torta de concreto.	1050	M2	Q229.17	Q240,630.00
29	Piso cerámico.	1578	M2	Q315.86	Q498,427.00
30	Piso cerámico antideslizante.	42	M2	Q385.98	Q16,211.00
31	Azulejo altura de 1.00m.	67	M2	Q323.50	Q21,674.50
32	Repello más cernido fino.	7566	M2	Q68.52	Q518,434.00

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN  
MARCOS.**

**UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

**PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES**

<b>No.</b>	<b>RENLÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO/U</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
33	Alisado en columnas y vigas.	2648	M2	Q57.84	Q153,149.00
34	Alisado en muro de contención.	403	M2	Q58.08	Q23,408.00
35	Barandal de seguridad.	87	M	Q860.09	Q74,828.00
36	Ventanas de CPVC más vidrio.	94.8	M2	Q1,430.00	Q135,564.00
37	Puerta P-1 de 4.50m*2.90m.	1	Unidad	Q15,015.00	Q15,015.00
38	Puerta P-2 de 0.90m*2.90m.	2	Unidad	Q5,622.50	Q11,245.00
39	Puerta P-3 de 2.00m*2.90m.	1	Unidad	Q5,363.00	Q5,363.00
40	Puerta P-4 de 5.30m*2.90m.	2	Unidad	Q4,972.50	Q9,945.00
41	Puerta P-5 de 0.90m*2.90m.	2	Unidad	Q5,622.50	Q11,245.00
42	Puerta P-6 de 0.60m*1.70m.	8	Unidad	Q3,721.25	Q29,770.00
43	Puerta P-7 de 2.76m*2.00m.	24	Unidad	Q4,365.83	Q104,780.00

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN  
MARCOS.**

**UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

**PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES**

<b>No.</b>	<b>RENLÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO/U</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
44	Puerta P-8 de 2.58m*2.00m.	28	Unidad	Q4,747.32	Q132,925.00
45	Puerta P-9 de 1.80m*2.00m.	2	Unidad	Q3,331.50	Q6,663.00
46	Puerta P-10 de 2.36m*2.00m.	8	Unidad	Q4,111.25	Q32,890.00
47	Puerta P-11 de 4.58m*2.00m.	4	Unidad	Q5,411.25	Q21,645.00
48	Puerta P-12 de 1.60m*3.00m.	1	Unidad	Q4,258.00	Q4,258.00
49	Puerta P-13 de 1.00m*3.00m.	1	Unidad	Q3,478.00	Q3,478.00
50	Instalación hidráulica.	1	Unidad	Q8,100.00	Q8,100.00
51	Instalación de drenaje más artefactos.	1	Unidad	Q24,765.00	Q24,765.00
52	Instalación de agua pluvial.	1	Unidad	Q8,743.00	Q8,743.00
53	Instalación eléctrica (iluminación).	1	Unidad	Q259,117.00	Q259,117.00

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO  
SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN  
MARCOS.**

**UBICACIÓN: MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

**PRESUPUESTO INTEGRADO POR REGLONES**

<b>No.</b>	<b>REGLÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO/U</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
55	Módulo de gradas.	72	M2	Q1,365.00	Q98,280.00
56	Módulo de gradas de acceso.	21	M2	Q1,365.00	Q28,665.00
57	Jardinización.	47	M2	Q1,625.00	Q76,375.00
58	Pintura externa lavable.	616	M2	Q90.32	Q55,640.00
59	Pintura interna látex.	5514	M2	Q60.53	Q333,756.00
60	Limpieza final	1	Unidad	Q10,010.00	Q10,010.00
61	Medidas de mitigación ambiental.	1	Unidad	Q185,900.00	Q185,900.00

**COSTO TOTAL DEL PROYECTO**

**Q 13,043,629.00**

**EL COSTO TOTAL DEL PROYECTO ASCIENDE A: TRECE MILLONES, CUARENTA Y TRES MIL,  
SEISCIENTOS VEINTINUEVE QUETZALES EXACTOS.**

F\_\_\_\_\_

## Apéndice E-2.

### Presupuesto Desglosado

#### PRESUPUESTO DESGLOSADO

**POR YECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON  
PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO,  
DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

**UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL.**

**MUNICIPIO: SAN PABLO.**

**DEPARTAMENTO: SAN MARCOS.**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>1</b>	<b>Trazo y replanteo</b>	<b>1,088.00</b>	<b>M2</b>			
	<b>Materiales y equipo</b>					
	Cal	10.00	Sacos	Q 45.00	Q 450.00	
	Equipo topográfico	8.00	Horas	Q 700.00	Q 5,600.00	
	Regla de 4" X 2" X 8'	60.00	Unidad	Q 70.00	Q 4,200.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	60.00	Unidad	Q 80.00	Q 4,800.00	
	Clavos	28.00	Lb	Q 4.25	Q 119.00	
	Alambre de Amarre	150.00	Lb	Q 6.00	Q 900.00	
	<b>Subtotal Materiales</b>				<b>Q 16,069.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Nivelación	1088.00	M2	Q 5.00	Q 5,440.00	
	Trazo + estaqueado	1088.00	M2	Q 5.00	Q 5,440.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 10,880.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 26,949.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 8,085.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 35,034.00</b>	<b>Q 35,034.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 32.20</b>
<b>2</b>	<b>Demolición de mercado existente</b>	<b>1,088.00</b>	<b>M2</b>			
	<b>Materiales y equipo</b>					
	Renta de Retro-excavadora	125.00	Horas	Q 375.00	Q 46,875.00	
	Camión de 8m3	100.00	Viajes	Q 200.00	Q 20,000.00	
	<b>Subtotal Materiales</b>				<b>Q 66,875.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Operario de maquinaria	1088.00	M2	Q 35.00	Q 38,080.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 38,080.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 104,955.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 31,487.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 136,442.00</b>	<b>Q 136,442.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 125.41</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>3</b>	<b>Excavación nivel subterráneo</b>	<b>3,155.00</b>	<b>M3</b>			
	<b>Materiales y equipo</b>					
	Renta de Retro excavadora	440.00	Horas	Q 375.00	Q 165,000.00	
	Camión de 8m3	395.00	Viajes	Q 200.00	Q 79,000.00	
	<b>Subtotal Materiales</b>				<b>Q 244,000.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Operario de maquinaria	3155.00	M3	Q 35.00	Q 110,425.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 110,425.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 354,425.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 106,328.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 460,753.00</b>	<b>Q 460,753.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 146.04</b>
<b>4</b>	<b>Muro de contención</b>	<b>139.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	3410.00	Sacos	Q 85.00	Q 289,850.00	
	Arena de río	229.00	M3	Q 175.00	Q 40,075.00	
	Piedrín	229.00	M3	Q 250.00	Q 57,250.00	
	Hierro No. 6	1970.00	Varillas	Q 150.00	Q 295,500.00	
	Hierro No. 4	2752.00	Varillas	Q 55.00	Q 151,360.00	
	Regla de 4" X 2" X 8'	140.00	Unidad	Q 70.00	Q 9,800.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	248.00	Unidad	Q 80.00	Q 19,840.00	
	Clavos	1200.00	Lb	Q 4.25	Q 5,100.00	
	Alambre de Amarre	4200.00	Lb	Q 6.00	Q 25,200.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 893,975.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de muro	139.00	M	Q 3,500.00	Q 486,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 486,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 1,380,475.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 414,143.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 1,794,618.00</b>	<b>Q 1,794,618.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 12,910.92</b>



No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>5</b>	<b>Zapata Z-1 de 3.00m*3.00m*0.45m</b>	<b>40.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	1782.00	Sacos	Q 85.00	Q 151,470.00	
	Arena de río	120.00	M3	Q 175.00	Q 21,000.00	
	Piedrín	120.00	M3	Q 250.00	Q 30,000.00	
	Hierro No. 7	407.00	Varillas	Q 180.00	Q 73,260.00	
	Hierro No. 4	407.00	Varillas	Q 55.00	Q 22,385.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	48.00	Unidad	Q 80.00	Q 3,840.00	
	Clavos	40.00	Lb	Q 4.25	Q 170.00	
	Alambre de Amarre	850.00	Lb	Q 6.00	Q 5,100.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 307,225.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de zapata	40.00	Unidad	Q 2,500.00	Q 100,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 100,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 407,225.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 122,168.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 529,393.00</b>	<b>Q 529,393.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 13,234.83</b>
<b>6</b>	<b>Zapata Z-2 de 1.65m*1.65m*0.30m</b>	<b>12.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	108.00	Sacos	Q 85.00	Q 9,180.00	
	Arena de río	8.00	M3	Q 175.00	Q 1,400.00	
	Piedrín	8.00	M3	Q 250.00	Q 2,000.00	
	Hierro No. 5	97.00	Varillas	Q 88.00	Q 8,536.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	24.00	Unidad	Q 80.00	Q 1,920.00	
	Clavos	20.00	Lb	Q 4.25	Q 85.00	
	Alambre de Amarre	97.00	Lb	Q 6.00	Q 582.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 23,703.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de zapata	12.00	Unidad	Q 1,500.00	Q 18,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 18,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 41,703.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 12,511.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 54,214.00</b>	<b>Q 54,214.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,517.83</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>7</b>	<b>Viga conectora de 0.20m*0.50m</b>	<b>91.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	100.00	Sacos	Q 85.00	Q 8,500.00	
	Arena de río	7.00	M3	Q 175.00	Q 1,225.00	
	Piedrín	7.00	M3	Q 250.00	Q 1,750.00	
	Hierro No. 4	130.00	Varillas	Q 150.00	Q 19,500.00	
	Hierro No. 3	152.00	Varillas	Q 30.00	Q 4,560.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	24.00	Unidad	Q 80.00	Q 1,920.00	
	Clavos	20.00	Lb	Q 4.25	Q 85.00	
	Alambre de Amarre	30.00	Lb	Q 6.00	Q 180.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 37,720.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de zapata	91.00	M3	Q 600.00	Q 54,600.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 54,600.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 92,320.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 27,696.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 120,016.00</b>	<b>Q 120,016.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,318.86</b>
<b>8</b>	<b>Muro de block de 0.14m*0.19*0.39m de 35 kg/cm2</b>	<b>1066.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	180.00	Sacos	Q 85.00	Q 15,300.00	
	Arena de río	45.00	M3	Q 175.00	Q 7,875.00	
	Block de 0.14 * 0.19 * 0.39	13325.00	Unidad	Q 5.50	Q 73,287.50	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 96,462.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Pegado de block	1066.00	M2	Q 30.00	Q 31,980.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 31,980.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 128,442.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 38,533.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 166,975.50</b>	<b>Q 166,975.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 156.64</b>
<b>9</b>	<b>Muro de block de 0.09m*0.19*0.39m de 35 kg/cm2</b>	<b>27.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	1.00	Sacos	Q 85.00	Q 85.00	
	Arena de río	0.50	M3	Q 175.00	Q 87.50	
	Block de 0.14 * 0.19 * 0.39	337.50	Unidad	Q 5.50	Q 1,856.25	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 2,028.75</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Pegado de block	27.00	M2	Q 30.00	Q 810.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 810.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 2,838.75</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 852.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 3,690.75</b>	<b>Q 3,690.75</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 136.69</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>10</b>	<b>Solera de amarre de 0.20m*0.20m</b>	<b>346.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	152.00	Sacos	Q 85.00	Q 12,920.00	
	Arena de río	11.00	M3	Q 175.00	Q 1,925.00	
	Piedrín	11.00	M3	Q 250.00	Q 2,750.00	
	Hierro No. 4	239.00	Varillas	Q 150.00	Q 35,850.00	
	Hierro No. 2	269.00	Varillas	Q 12.00	Q 3,228.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	72.00	Unidad	Q 80.00	Q 5,760.00	
	Clavos	78.00	Lb	Q 4.25	Q 331.50	
	Alambre de Amarre	207.00	Lb	Q 6.00	Q 1,242.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 64,006.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	346.00	M3	Q 250.00	Q 86,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 86,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 150,506.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 45,152.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 195,658.50</b>	<b>Q 195,658.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 565.49</b>
<b>11</b>	<b>Solera intermedia de 0.14m*0.20m</b>	<b>325.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	100.00	Sacos	Q 85.00	Q 8,500.00	
	Arena de río	7.50	M3	Q 175.00	Q 1,312.50	
	Piedrín	7.50	M3	Q 250.00	Q 1,875.00	
	Hierro No. 3	224.00	Varillas	Q 30.00	Q 6,720.00	
	Hierro No. 2	209.00	Varillas	Q 12.00	Q 2,508.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	72.00	Unidad	Q 80.00	Q 5,760.00	
	Clavos	70.00	Lb	Q 4.25	Q 297.50	
	Alambre de Amarre	121.00	Lb	Q 6.00	Q 726.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 27,699.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	325.00	M3	Q 225.00	Q 73,125.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 73,125.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 100,824.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 30,247.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 131,071.00</b>	<b>Q 131,071.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 403.30</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>12</b>	<b>Solera intermedia 1 de 0.14m*0.15m</b>	<b>692.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	160.00	Sacos	Q 85.00	Q 13,600.00	
	Arena de río	11.50	M3	Q 175.00	Q 2,012.50	
	Piedrín	11.50	M3	Q 250.00	Q 2,875.00	
	Hierro No. 3	477.00	Varillas	Q 30.00	Q 14,310.00	
	Hierro No. 2	369.00	Varillas	Q 12.00	Q 4,428.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	84.00	Unidad	Q 80.00	Q 6,720.00	
	Clavos	95.00	Lb	Q 4.25	Q 403.75	
	Alambre de Amarre	245.00	Lb	Q 6.00	Q 1,470.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 45,819.25</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	692.00	M3	Q 200.00	Q 138,400.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 138,400.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 184,219.25</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 55,266.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 239,485.25</b>	<b>Q 239,485.25</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 346.08</b>
<b>13</b>	<b>Solera intermedia 2 de 0.09m*0.20m</b>	<b>17.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	3.00	Sacos	Q 85.00	Q 255.00	
	Arena de río	0.50	M3	Q 175.00	Q 87.50	
	Piedrín	0.50	M3	Q 250.00	Q 125.00	
	Hierro No. 3	6.00	Varillas	Q 30.00	Q 180.00	
	Hierro No. 2	5.00	Varillas	Q 12.00	Q 60.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	12.00	Unidad	Q 80.00	Q 960.00	
	Clavos	10.00	Lb	Q 4.25	Q 42.50	
	Alambre de Amarre	5.00	Lb	Q 6.00	Q 30.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 1,740.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	17.00	M3	Q 100.00	Q 1,700.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,700.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 3,440.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 1,032.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 4,472.00</b>	<b>Q 4,472.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 263.06</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>14</b>	<b>Columna C-1 de 0.50m*0.50m</b>	<b>120.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	1320.00	Sacos	Q 85.00	Q 112,200.00	
	Arena de río	100.00	M3	Q 175.00	Q 17,500.00	
	Piedrín	100.00	M3	Q 250.00	Q 25,000.00	
	Hierro No. 8	880.00	Varillas	Q 280.00	Q 246,400.00	
	Hierro No. 3	3480.00	Varillas	Q 30.00	Q 104,400.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	720.00	Unidad	Q 80.00	Q 57,600.00	
	Clavos	920.00	Lb	Q 4.25	Q 3,910.00	
	Alambre de Amarre	5760.00	Lb	Q 6.00	Q 34,560.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 601,570.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-1	120.00	Unidad	Q 5,500.00	Q 660,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 660,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 1,261,570.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 378,471.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 1,640,041.00</b>	<b>Q 1,640,041.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 13,667.01</b>
<b>15</b>	<b>Columna C-2 de 0.40m*0.40m</b>	<b>36.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	228.00	Sacos	Q 85.00	Q 19,380.00	
	Arena de río	16.00	M3	Q 175.00	Q 2,800.00	
	Piedrín	16.00	M3	Q 250.00	Q 4,000.00	
	Hierro No. 5	288.00	Varillas	Q 88.00	Q 25,344.00	
	Hierro No. 3	271.00	Varillas	Q 30.00	Q 8,130.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	72.00	Unidad	Q 80.00	Q 5,760.00	
	Clavos	80.00	Lb	Q 4.25	Q 340.00	
	Alambre de Amarre	371.00	Lb	Q 6.00	Q 2,226.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 67,980.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	36.00	Unidad	Q 3,800.00	Q 136,800.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 136,800.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 204,780.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 61,434.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 266,214.00</b>	<b>Q 266,214.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 7,394.83</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>16</b>	<b>Columna C-3 de 0.14m*0.14m</b>	<b>296.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	147.00	Sacos	Q 85.00	Q 12,495.00	
	Arena de río	11.00	M3	Q 175.00	Q 1,925.00	
	Piedrín	11.00	M3	Q 250.00	Q 2,750.00	
	Hierro No. 4	592.00	Varillas	Q 55.00	Q 32,560.00	
	Hierro No. 2	737.00	Varillas	Q 12.00	Q 8,844.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	120.00	Unidad	Q 80.00	Q 9,600.00	
	Clavos	150.00	Lb	Q 4.25	Q 637.50	
	Alambre de Amarre	350.00	Lb	Q 6.00	Q 2,100.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 70,911.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	296.00	Unidad	Q 1,200.00	Q 355,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 355,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 426,111.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 127,833.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 553,944.50</b>	<b>Q 553,944.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,871.43</b>
<b>17</b>	<b>Columna C-4 de 0.09m*0.14m</b>	<b>6.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	3.00	Sacos	Q 85.00	Q 255.00	
	Arena de río	0.50	M3	Q 175.00	Q 87.50	
	Piedrín	0.50	M3	Q 250.00	Q 125.00	
	Hierro No. 3	24.00	Varillas	Q 30.00	Q 720.00	
	Hierro No. 2	18.00	Varillas	Q 12.00	Q 216.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	12.00	Unidad	Q 80.00	Q 960.00	
	Clavos	5.00	Lb	Q 4.25	Q 21.25	
	Alambre de Amarre	25.00	Lb	Q 6.00	Q 150.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 2,534.75</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	6.00	Unidad	Q 800.00	Q 4,800.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,800.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 7,334.75</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,200.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 9,534.75</b>	<b>Q 9,534.75</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,589.13</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>18</b>	<b>Columna C-5 block pineado</b>	<b>15.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	2.00	Sacos	Q 85.00	Q 170.00	
	Arena de río	0.50	M3	Q 175.00	Q 87.50	
	Piedrín	0.50	M3	Q 250.00	Q 125.00	
	Hierro No. 3	15.00	Varillas	Q 30.00	Q 450.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 832.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	15.00	Unidad	Q 450.00	Q 6,750.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 6,750.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 7,582.50</b>	
	<b>Costos directos</b>				<b>Q 8,415.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,525.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 10,940.00</b>	<b>Q 10,940.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 729.33</b>
<b>19</b>	<b>Columna CR de 0.20m*0.20m</b>	<b>10.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	24.00	Sacos	Q 85.00	Q 2,040.00	
	Arena de río	2.00	M3	Q 175.00	Q 350.00	
	Piedrín	2.00	M3	Q 250.00	Q 500.00	
	Hierro No. 4	60.00	Varillas	Q 55.00	Q 3,300.00	
	Hierro No. 3	80.00	Varillas	Q 30.00	Q 2,400.00	
	Alquiler de Madera de 12" x 1' x 9'	36.00	Unidad	Q 80.00	Q 2,880.00	
	Clavos	20.00	Lb	Q 4.25	Q 85.00	
	Alambre de Amarre	35.00	Lb	Q 6.00	Q 210.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 11,765.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	10.00	M3	Q 450.00	Q 4,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 16,265.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 4,880.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 21,145.00</b>	<b>Q 21,145.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 2,114.50</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>20</b>	<b>Viga V-1 de 0.35m*0.70m</b>	<b>700.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	1887.00	Sacos	Q 85.00	Q 160,395.00	
	Arena de río	133.00	M3	Q 175.00	Q 23,275.00	
	Piedrín	133.00	M3	Q 250.00	Q 33,250.00	
	Hierro No. 6	484.00	Varillas	Q 150.00	Q 72,600.00	
	Hierro No. 5	242.00	Varillas	Q 88.00	Q 21,296.00	
	Hierro No. 3	1205.00	Varillas	Q 30.00	Q 36,150.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	850.00	Unidad	Q 80.00	Q 68,000.00	
	Clavos	250.00	Lb	Q 4.25	Q 1,062.50	
	Alambre de Amarre	1350.00	Lb	Q 6.00	Q 8,100.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 424,128.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	700.00	M	Q 700.00	Q 490,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 490,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 914,128.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 274,239.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 1,188,367.50</b>	<b>Q 1,188,367.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,697.67</b>
<b>21</b>	<b>Viga V-2 de 0.30m*0.60m</b>	<b>436.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	863.00	Sacos	Q 85.00	Q 73,355.00	
	Arena de río	61.00	M3	Q 175.00	Q 10,675.00	
	Piedrín	61.00	M3	Q 250.00	Q 15,250.00	
	Hierro No. 6	340.00	Varillas	Q 150.00	Q 51,000.00	
	Hierro No. 5	85.00	Varillas	Q 88.00	Q 7,480.00	
	Hierro No. 3	651.00	Varillas	Q 30.00	Q 19,530.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	550.00	Unidad	Q 80.00	Q 44,000.00	
	Clavos	180.00	Lb	Q 4.25	Q 765.00	
	Alambre de Amarre	550.00	Lb	Q 6.00	Q 3,300.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 225,355.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de solera	436.00	M	Q 600.00	Q 261,600.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 261,600.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 486,955.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 146,087.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 633,042.00</b>	<b>Q 633,042.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,451.93</b>



No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>22</b>	<b>Viga VR de 0.15m*0.30m</b>	<b>12.00</b>	<b>M</b>			
	Cemento	6.00	Sacos	Q 85.00	Q 510.00	
	Arena de río	0.50	M3	Q 175.00	Q 87.50	
	Piedrín	0.50	M3	Q 250.00	Q 125.00	
	Hierro No. 6	30.00	Varillas	Q 150.00	Q 4,500.00	
	Hierro No. 2	14.00	Varillas	Q 12.00	Q 168.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	24.00	Unidad	Q 80.00	Q 1,920.00	
	Clavos	30.00	Lb	Q 4.25	Q 127.50	
	Alambre de Amarre	27.00	Lb	Q 6.00	Q 162.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 7,600.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	12.00	M	Q 350.00	Q 4,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 11,800.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 3,540.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 15,340.00</b>	<b>Q 15,340.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,278.33</b>
<b>23</b>	<b>Solera corona de 0.15m*0.30m</b>	<b>20.50</b>	<b>M</b>			
	Cemento	6.00	Sacos	Q 85.00	Q 510.00	
	Arena de río	0.80	M3	Q 175.00	Q 140.00	
	Piedrín	0.80	M3	Q 250.00	Q 200.00	
	Hierro No. 4	14.00	Varillas	Q 55.00	Q 770.00	
	Hierro No. 2	18.00	Varillas	Q 12.00	Q 216.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	24.00	Unidad	Q 80.00	Q 1,920.00	
	Clavos	15.00	Lb	Q 4.25	Q 63.75	
	Alambre de Amarre	20.00	Lb	Q 6.00	Q 120.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 3,939.75</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de columna C-2	20.50	M	Q 100.00	Q 2,050.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 2,050.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 5,989.75</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 1,797.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 7,786.75</b>	<b>Q 7,786.75</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 379.84</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>24</b>	<b>Losa de entpiso de 0.12m de espesor</b>	<b>2106.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	2780.00	Sacos	Q 85.00	Q 236,300.00	
	Arena de río	187.00	M3	Q 175.00	Q 32,725.00	
	Piedrín	187.00	M3	Q 250.00	Q 46,750.00	
	Hierro No. 3	5265.00	Varillas	Q 30.00	Q 157,950.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	1895.00	Unidad	Q 80.00	Q 151,600.00	
	Parales de 2" x 4' x 9'	527.00	Unidad	Q 70.00	Q 36,890.00	
	Clavos	1250.00	Lb	Q 4.25	Q 5,312.50	
	Alambre de Amarre	2025.00	Lb	Q 6.00	Q 12,150.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 679,677.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de losa	2106.00	M2	Q 200.00	Q 421,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 421,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 1,100,877.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 330,263.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 1,431,140.50</b>	<b>Q 1,431,140.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 679.55</b>
<b>25</b>	<b>Losa de rampa vehicular de 0.12m de espesor</b>	<b>125.40</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	166.00	Sacos	Q 85.00	Q 14,110.00	
	Arena de río	11.00	M3	Q 175.00	Q 1,925.00	
	Piedrín	11.00	M3	Q 250.00	Q 2,750.00	
	Hierro No. 5	250.00	Varillas	Q 88.00	Q 22,000.00	
	Hierro No. 3	314.00	Varillas	Q 30.00	Q 9,420.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	113.00	Unidad	Q 80.00	Q 9,040.00	
	Parales de 2" x 4' x 9'	32.00	Unidad	Q 70.00	Q 2,240.00	
	Clavos	40.00	Lb	Q 4.25	Q 170.00	
	Alambre de Amarre	96.00	Lb	Q 6.00	Q 576.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 62,231.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de rampa	125.40	M2	Q 250.00	Q 31,350.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 31,350.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 93,581.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 28,074.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 121,655.00</b>	<b>Q 121,655.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 970.14</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>26</b>	<b>Losa de rampa peatonal de 0.12m de espesor</b>	<b>67.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	88.00	Sacos	Q 85.00	Q 7,480.00	
	Arena de río	6.00	M3	Q 175.00	Q 1,050.00	
	Piedrín	6.00	M3	Q 250.00	Q 1,500.00	
	Hierro No. 5	134.00	Varillas	Q 88.00	Q 11,792.00	
	Madera de 12" x 1' x 9'	60.00	Unidad	Q 80.00	Q 4,800.00	
	Parales de 2" x 4' x 9'	17.00	Unidad	Q 70.00	Q 1,190.00	
	Clavos	30.00	Lb	Q 4.25	Q 127.50	
	Alambre de Amarre	52.00	Lb	Q 6.00	Q 312.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 28,251.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de rampa	67.00	M2	Q 250.00	Q 16,750.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 16,750.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 45,001.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 13,500.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 58,501.50</b>	<b>Q 58,501.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 873.16</b>
<b>27</b>	<b>Domo (pozo de luz)</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cemento	15.00	Sacos	Q 85.00	Q 1,275.00	
	Arena de río	1.00	M3	Q 175.00	Q 175.00	
	Piedrín	1.00	M3	Q 250.00	Q 250.00	
	Hierro No. 3	32.00	Varillas	Q 30.00	Q 960.00	
	Hierro No. 2	30.00	Varillas	Q 12.00	Q 360.00	
	Domo de policarbonato	1.00	Unidad	Q 7,800.00	Q 7,800.00	
	Alambre de Amarre	35.00	Lb	Q 6.00	Q 210.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 11,030.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de domo	1.00	Unidad	Q 250.00	Q 250.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 250.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 11,280.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 3,384.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 14,664.00</b>	<b>Q 14,664.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 14,664.00</b>

No	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>28</b>	<b>Piso torta de concreto</b>	<b>1050.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	1155.00	Sacos	Q 85.00	Q 98,175.00	
	Arena de río	81.00	M3	Q 175.00	Q 14,175.00	
	Piedrín	81.00	M3	Q 250.00	Q 20,250.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 132,600.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Fundición de torta de concreto	1050.00	M2	Q 50.00	Q 52,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 52,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 185,100.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 55,530.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 240,630.00</b>	<b>Q 240,630.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 229.17</b>
<b>29</b>	<b>Piso cerámico</b>	<b>1578.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	235.00	Sacos	Q 85.00	Q 19,975.00	
	Arena de río	30.00	M3	Q 175.00	Q 5,250.00	
	Piedrín	30.00	M3	Q 250.00	Q 7,500.00	
	Pegamix PSP	789.00	Sacos	Q 130.00	Q 102,570.00	
	Piso cerámico de 0.33 x 0.33 mts	1578.00	M2	Q 125.00	Q 197,250.00	
	Estuque	40.00	Bolsas	Q 88.00	Q 3,520.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 336,065.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Colocación de piso cerámico	1578.00	M2	Q 30.00	Q 47,340.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 47,340.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 383,405.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 115,022.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 498,427.00</b>	<b>Q 498,427.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 315.86</b>
<b>30</b>	<b>Piso cerámico antideslizante</b>	<b>42.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	13.00	Sacos	Q 85.00	Q 1,105.00	
	Arena de río	1.00	M3	Q 175.00	Q 175.00	
	Piedrín	1.00	M3	Q 250.00	Q 250.00	
	Pegamix PSP	21.00	Sacos	Q 130.00	Q 2,730.00	
	Piso cerámico de 0.33 x 0.33 mts	42.00	M2	Q 125.00	Q 5,250.00	
	Estuque	5.00	Bolsas	Q 88.00	Q 440.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 9,950.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Colocación de piso cerámico antideslizante	42.00	M2	Q 60.00	Q 2,520.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 2,520.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 12,470.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 3,741.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 16,211.00</b>	<b>Q 16,211.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 385.98</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>31</b>	<b>Azulejo altura de 1.00m</b>	<b>67.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	20.00	Sacos	Q 85.00	Q 1,700.00	
	Arena de río	1.50	M3	Q 175.00	Q 262.50	
	Pegamix PSP	40.00	Sacos	Q 250.00	Q 10,000.00	
	Azulejo	2.00	M2	Q 125.00	Q 250.00	
	Estuque	5.00	Bolsas	Q 88.00	Q 440.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 12,652.50</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Colocación de azulejo	67.00	M2	Q 60.00	Q 4,020.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,020.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 16,672.50</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 5,002.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 21,674.50</b>	<b>Q 21,674.50</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 323.50</b>
<b>32</b>	<b>Repello más cernido fino</b>	<b>7566.00</b>	<b>M2</b>			
	Cemento	213.00	Sacos	Q 85.00	Q 18,105.00	
	Arena de río	12.00	M3	Q 175.00	Q 2,100.00	
	Arena poma	8.00	M3	Q 250.00	Q 2,000.00	
	Monocapa blanco	850.00	Sacos	Q 87.00	Q 73,950.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 96,155.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Repello más cernido	7566.00	M2	Q 40.00	Q 302,640.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 302,640.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 398,795.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 119,639.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 518,434.00</b>	<b>Q 518,434.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 68.52</b>
<b>33</b>	<b>Alisado en columnas y vigas</b>	<b>2648.00</b>	<b>M2</b>			
	Monocapa blanco	441.00	Sacos	Q 87.00	Q 38,367.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 38,367.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Alisado en columnas y vigas	2648.00	M2	Q 30.00	Q 79,440.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 79,440.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 117,807.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 35,342.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 153,149.00</b>	<b>Q 153,149.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 57.84</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>34</b>	<b>Alisado en muro de contención</b>	<b>403.00</b>	<b>M2</b>			
	Monocapa blanco	68.00	Sacos	Q 87.00	Q 5,916.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 5,916.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Alisado en columnas y vigas	403.00	M2	Q 30.00	Q 12,090.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 12,090.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 18,006.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 5,402.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 23,408.00</b>	<b>Q 23,408.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 58.08</b>
<b>35</b>	<b>Barandal de seguridad</b>	<b>87.00</b>	<b>M</b>			
	Tubo proceso de 1 1/2"	87.00	M	Q 200.00	Q 17,400.00	
	Platina de 3 x 3 x 1/16	28.00	Unidad	Q 270.00	Q 7,560.00	
	Pernos de 1/2"	10.00	Unidad	Q 125.00	Q 1,250.00	
	Electrodos	50.00	Lb	Q 18.00	Q 900.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 27,110.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Armadura y colocación de barandal	87.00	M	Q 350.00	Q 30,450.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 30,450.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 57,560.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 17,268.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 74,828.00</b>	<b>Q 74,828.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 860.09</b>
<b>36</b>	<b>Ventanas de CPVC más vidrio</b>	<b>94.80</b>	<b>M2</b>			
	Ventanas de CPVC más vidrio	94.80	M2	Q 850.00	Q 80,580.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 80,580.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalaciones de ventanas	94.80	M2	Q 250.00	Q 23,700.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 23,700.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 104,280.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 31,284.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 135,564.00</b>	<b>Q 135,564.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,430.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>37</b>	<b>Puerta P-1 de 4.50m*2.90m</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Persiana	1.00	Unidad	Q 8,500.00	Q 8,500.00	
	Marco de metal	1.00	Unidad	Q 2,200.00	Q 2,200.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 10,700.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de persiana	1.00	Unidad	Q 850.00	Q 850.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 850.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 11,550.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 3,465.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 15,015.00</b>	<b>Q 15,015.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 15,015.00</b>
<b>38</b>	<b>Puerta P-2 de 0.90m*2.90m</b>	<b>2.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Puerta de madera	2.00	Unidad	Q 2,500.00	Q 5,000.00	
	Marco de madera	2.00	Unidad	Q 300.00	Q 600.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 250.00	Q 1,000.00	
	Chapas	2.00	Unidad	Q 275.00	Q 550.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 7,150.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	2.00	Unidad	Q 750.00	Q 1,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 8,650.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,595.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 11,245.00</b>	<b>Q 11,245.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 5,622.50</b>
<b>39</b>	<b>Puerta P-3 de 2.00m*2.90m</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	2.00	Unidad	Q 450.00	Q 900.00	
	Chapas	1.00	Unidad	Q 250.00	Q 250.00	
	Bisagras	1.00	Unidad	Q 275.00	Q 275.00	
	Vidrio de 5mm	4.00	M2	Q 225.00	Q 900.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 2,325.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	1.00	Unidad	Q 1,800.00	Q 1,800.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,800.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 4,125.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 1,238.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 5,363.00</b>	<b>Q 5,363.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 5,363.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>40</b>	<b>Puerta P-4 de 5.30m*2.90m</b>	<b>2.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Tubo cuadrado de 1 1/4"	4.00	Unidad	Q 450.00	Q 1,800.00	
	Angular de 1 1/4"	4.00	Unidad	Q 375.00	Q 1,500.00	
	Lámina de 3/64"	2.00	Unidad	Q 200.00	Q 400.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 250.00	Q 1,000.00	
	Chapas	2.00	Unidad	Q 275.00	Q 550.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 5,250.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	2.00	Unidad	Q 1,200.00	Q 2,400.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 2,400.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 7,650.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,295.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 9,945.00</b>	<b>Q 9,945.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,972.50</b>
<b>41</b>	<b>Puerta P-5 de 0.90m*2.90m</b>	<b>2.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Puerta de madera	2.00	Unidad	Q 2,500.00	Q 5,000.00	
	Marco de madera	2.00	Unidad	Q 300.00	Q 600.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 250.00	Q 1,000.00	
	Chapas	2.00	Unidad	Q 275.00	Q 550.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 7,150.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	2.00	Unidad	Q 750.00	Q 1,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 8,650.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,595.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 11,245.00</b>	<b>Q 11,245.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 5,622.50</b>
<b>42</b>	<b>Puerta P-6 de 0.60m*1.70m</b>	<b>8.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	8.00	Unidad	Q 450.00	Q 3,600.00	
	Chapas	8.00	Unidad	Q 250.00	Q 2,000.00	
	Bisagras	16.00	Unidad	Q 275.00	Q 4,400.00	
	Vidrio de 5mm	4.00	M2	Q 225.00	Q 900.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 10,900.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	8.00	Unidad	Q 1,500.00	Q 12,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 12,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 22,900.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 6,870.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 29,770.00</b>	<b>Q 29,770.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 3,721.25</b>



No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>43</b>	<b>Puerta P-7 de 2.76m*2.00m</b>	<b>24.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	24.00	Unidad	Q 450.00	Q 10,800.00	
	Chapas	24.00	Unidad	Q 250.00	Q 6,000.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 275.00	Q 1,100.00	
	Vidrio de 5mm	12.00	M2	Q 225.00	Q 2,700.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 20,600.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	24.00	Unidad	Q 2,500.00	Q 60,000.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 60,000.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 80,600.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 24,180.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 104,780.00</b>	<b>Q 104,780.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,365.83</b>
<b>44</b>	<b>Puerta P-8 de 2.58m*2.00m</b>	<b>28.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	28.00	Unidad	Q 450.00	Q 12,600.00	
	Chapas	28.00	Unidad	Q 250.00	Q 7,000.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 275.00	Q 1,100.00	
	Vidrio de 5mm	14.00	M2	Q 225.00	Q 3,150.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 23,850.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	28.00	Unidad	Q 2,800.00	Q 78,400.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 78,400.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 102,250.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 30,675.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 132,925.00</b>	<b>Q 132,925.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,747.32</b>
<b>45</b>	<b>Puerta P-9 de 1.80m*2.00m</b>	<b>2.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	2.00	Unidad	Q 450.00	Q 900.00	
	Chapas	2.00	Unidad	Q 250.00	Q 500.00	
	Bisagras	4.00	Unidad	Q 275.00	Q 1,100.00	
	Vidrio de 5mm	1.00	M2	Q 225.00	Q 225.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 2,725.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	2.00	Unidad	Q 1,200.00	Q 2,400.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 2,400.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 5,125.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 1,538.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 6,663.00</b>	<b>Q 6,663.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 3,331.50</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>46</b>	<b>Puerta P-10 de 2.36m*2.00m</b>	<b>8.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	8.00	Unidad	Q 450.00	Q 3,600.00	
	Chapas	8.00	Unidad	Q 250.00	Q 2,000.00	
	Bisagras	16.00	Unidad	Q 275.00	Q 4,400.00	
	Vidrio de 5mm	4.00	M2	Q 225.00	Q 900.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 10,900.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	8.00	Unidad	Q 1,800.00	Q 14,400.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 14,400.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 25,300.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 7,590.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 32,890.00</b>	<b>Q 32,890.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,111.25</b>
<b>47</b>	<b>Puerta P-11 de 4.58m*2.00m</b>	<b>4.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	4.00	Unidad	Q 450.00	Q 1,800.00	
	Chapas	4.00	Unidad	Q 250.00	Q 1,000.00	
	Bisagras	8.00	Unidad	Q 275.00	Q 2,200.00	
	Vidrio de 5mm	2.00	M2	Q 225.00	Q 450.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 5,450.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	4.00	Unidad	Q 2,800.00	Q 11,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 11,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 16,650.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 4,995.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 21,645.00</b>	<b>Q 21,645.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 5,411.25</b>
<b>48</b>	<b>Puerta P-12 de 1.60m*3.00m</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	1.00	Unidad	Q 450.00	Q 450.00	
	Chapas	1.00	Unidad	Q 250.00	Q 250.00	
	Bisagras	2.00	Unidad	Q 275.00	Q 550.00	
	Vidrio de 5mm	1.00	M2	Q 225.00	Q 225.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 1,475.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	1.00	Unidad	Q 1,800.00	Q 1,800.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,800.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 3,275.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 983.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 4,258.00</b>	<b>Q 4,258.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 4,258.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>49</b>	<b>Puerta P-13 de 1.00m*3.00m</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Aluminio	1.00	Unidad	Q 450.00	Q 450.00	
	Chapas	1.00	Unidad	Q 250.00	Q 250.00	
	Bisagras	2.00	Unidad	Q 275.00	Q 550.00	
	Vidrio de 5mm	1.00	M2	Q 225.00	Q 225.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 1,475.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración y colocación de puerta	1.00	Unidad	Q 1,200.00	Q 1,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 1,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 2,675.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 803.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 3,478.00</b>	<b>Q 3,478.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 3,478.00</b>
<b>50</b>	<b>Instalación Hidráulica</b>	<b>1.00</b>	<b>UNIDAD</b>			
	Tubo PVC de 1/2"	12.00	Unidad	Q 65.00	Q 780.00	
	Codo PVC de 1/2"	14.00	Unidad	Q 4.00	Q 56.00	
	Te de 1/2"	14.00	Unidad	Q 5.00	Q 70.00	
	Waype	5.00	Lb	Q 25.00	Q 125.00	
	Pegamento	2.00	Galón	Q 550.00	Q 1,100.00	
	Contador de agua potable	1.00	Unidad	Q 700.00	Q 700.00	
	Llave de paso	1.00	Unidad	Q 500.00	Q 500.00	
	Llave de cheque	1.00	Unidad	Q 400.00	Q 400.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 3,731.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalación de tubería de agua potable	1.00	UNIDAD	Q 2,500.00	Q 2,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 2,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 6,231.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 1,869.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 8,100.00</b>	<b>Q 8,100.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 8,100.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>51</b>	<b>Instalación de drenaje más artefactos</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Tubo PVC de 3"	12.00	Unidad	Q 80.00	Q 960.00	
	Codos PVC de 3"	16.00	Unidad	Q 25.00	Q 400.00	
	Yee PVC de 3"	18.00	Unidad	Q 30.00	Q 540.00	
	Waype	10.00	Lb	Q 25.00	Q 250.00	
	Pegamento	3.00	Galón	Q 550.00	Q 1,650.00	
	Lavamanos	6.00	Unidad	Q 550.00	Q 3,300.00	
	Inodoros	8.00	Unidad	Q 750.00	Q 6,000.00	
	Urinales	1.00	Unidad	Q 450.00	Q 450.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 13,550.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalación de drenaje	1.00	Unidad	Q 5,500.00	Q 5,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 5,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 19,050.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 5,715.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 24,765.00</b>	<b>Q 24,765.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 24,765.00</b>
<b>52</b>	<b>Instalación de agua pluvial</b>	<b>1.00</b>	<b>UNIDAD</b>			
	Tubo PVC de 3"	25.00	Unidad	Q 80.00	Q 2,000.00	
	Codos PVC de 3"	17.00	Unidad	Q 25.00	Q 425.00	
	Waype	10.00	Lb	Q 25.00	Q 250.00	
	Pegamento	1.00	Galón	Q 550.00	Q 550.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 3,225.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalación de drenaje pluvial	1.00	UNIDAD	Q 3,500.00	Q 3,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 3,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 6,725.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,018.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 8,743.00</b>	<b>Q 8,743.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 8,743.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>53</b>	<b>Instalación eléctrica (iluminación)</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Tablero RH	1.00	Unidad	Q 1,200.00	Q 1,200.00	
	Tablero de distribución	12.00	Unidad	Q 850.00	Q 10,200.00	
	Panel de contadores	1.00	Unidad	Q 22,500.00	Q 22,500.00	
	Cable THHN # 12 para retorno	700.00	M	Q 12.00	Q 8,400.00	
	Cable THHN # 10 para viva	1400.00	M	Q 14.00	Q 19,600.00	
	Cable THHN # 10 para neutra	1400.00	M	Q 14.00	Q 19,600.00	
	Poliducto de 3/4"	1008.00	Unidad	Q 7.00	Q 7,056.00	
	Caja octogonal	180.00	Unidad	Q 3.50	Q 630.00	
	Lámparas	180.00	Unidad	Q 525.00	Q 94,500.00	
	Lámparas en pared	19.00	Unidad	Q 525.00	Q 9,975.00	
	Cinta de aislar	20.00	Rollo	Q 8.00	Q 160.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 193,821.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalación eléctrica	1.00	Unidad	Q 5,500.00	Q 5,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 5,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 199,321.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 59,796.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 259,117.00</b>	<b>Q 259,117.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 259,117.00</b>
<b>54</b>	<b>Instalación eléctrica (fuerza)</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Cable THHN # 12 para retorno	350.00	M	Q 12.00	Q 4,200.00	
	Cable THHN # 10 para viva	550.00	M	Q 14.00	Q 7,700.00	
	Cable THHN # 10 para neutra	550.00	M	Q 14.00	Q 7,700.00	
	Poliducto de 3/4"	350.00	Unidad	Q 7.00	Q 2,450.00	
	Caja rectangular	230.00	Unidad	Q 3.50	Q 805.00	
	Interruptor simple	35.00	Unidad	Q 20.00	Q 700.00	
	Interruptor doble	25.00	Unidad	Q 30.00	Q 750.00	
	Interruptor 3w	12.00	Unidad	Q 35.00	Q 420.00	
	Cinta de aislar	20.00	Rollo	Q 8.00	Q 160.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 24,885.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Instalación eléctrica fuerza	1.00	Unidad	Q 4,800.00	Q 4,800.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,800.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 29,685.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 8,906.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 38,591.00</b>	<b>Q 38,591.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 38,591.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>55</b>	<b>Modulo de gradas</b>	<b>72.00</b>	<b>M2</b>			
	Módulo de gradas	72.00	M2	Q 700.00	Q 50,400.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 50,400.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de gradas	72.00	M2	Q 350.00	Q 25,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 25,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 75,600.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 22,680.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 98,280.00</b>	<b>Q 98,280.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,365.00</b>
<b>56</b>	<b>Modulo de gradas de acceso</b>	<b>21.00</b>	<b>M2</b>			
	Módulo de gradas	21.00	M2	Q 700.00	Q 14,700.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 14,700.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Encofrado, armadura y fundición de gradas	21.00	M2	Q 350.00	Q 7,350.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 7,350.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 22,050.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 6,615.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 28,665.00</b>	<b>Q 28,665.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,365.00</b>
<b>57</b>	<b>Jardinización</b>	<b>47.00</b>	<b>M2</b>			
	Jardín corrido	47.00	M2	Q 800.00	Q 37,600.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 37,600.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Elaboración de jardín corrido	47.00	M2	Q 450.00	Q 21,150.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 21,150.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 58,750.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 17,625.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 76,375.00</b>	<b>Q 76,375.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 1,625.00</b>
<b>58</b>	<b>Pintura externa lavable</b>	<b>616.00</b>	<b>M2</b>			
	Pintura	18.00	Cubetas	Q 1,250.00	Q 22,500.00	
	Rodo	10.00	Unidad	Q 80.00	Q 800.00	
	Bandejas	10.00	Unidad	Q 75.00	Q 750.00	
	Brochas	15.00	Unidad	Q 18.00	Q 270.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 24,320.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Aplicación de pintura externa	616.00	M2	Q 30.00	Q 18,480.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 18,480.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 42,800.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 12,840.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 55,640.00</b>	<b>Q 55,640.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 5,564.00</b>

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO / UNIDAD	SUB TOTAL	TOTAL
<b>59</b>	<b>Pintura interna látex</b>	<b>5514.00</b>	<b>M2</b>			
	Pintura	158.00	Cubetas	Q 550.00	Q 86,900.00	
	Rodo	25.00	Unidad	Q 80.00	Q 2,000.00	
	Bandejas	25.00	Unidad	Q 75.00	Q 1,875.00	
	Brochas	30.00	Unidad	Q 18.00	Q 540.00	
	<b>Total de Materiales</b>				<b>Q 91,315.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Aplicación de pintura interna	5514.00	M2	Q 30.00	Q 165,420.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 165,420.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 256,735.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 77,021.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 333,756.00</b>	<b>Q 333,756.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 60.53</b>
<b>60</b>	<b>Limpieza final</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Transporte de material	1.00	Unidad	Q 3,500.00	Q 3,500.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 3,500.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Limpieza final	1.00	Unidad	Q 4,200.00	Q 4,200.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 4,200.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 7,700.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 2,310.00</b>	
	<b>Costo Total Del Renglón</b>				<b>Q 10,010.00</b>	<b>Q 10,010.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 10,010.00</b>
<b>61</b>	<b>Medidas de mitigación ambiental</b>	<b>1.00</b>	<b>Unidad</b>			
	Árboles	17500.00	Unidad	Q 5.00	Q 87,500.00	
	Transporte	6.00	Viajes	Q 500.00	Q 3,000.00	
	<b>Total de materiales</b>				<b>Q 90,500.00</b>	
	<b>Mano de Obra</b>					
	Plantación	17500.00	Unidad	Q 3.00	Q 52,500.00	
	<b>Total Mano de Obra</b>				<b>Q 52,500.00</b>	
	<b>Total Gastos Directos</b>				<b>Q 143,000.00</b>	
	<b>Costos Indirectos</b>				<b>Q 42,900.00</b>	
	<b>Costo Total del Renglón</b>				<b>Q 185,900.00</b>	<b>Q 185,900.00</b>
	<b>Costo Unitario</b>					<b>Q 185,900.00</b>

<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>	<b>Q 13,043,629.00</b>
---------------------------------	------------------------

**EL COSTO TOTAL DEL PROYECTO ASCIENDE A: TRECE MILLONES, CUARENTA Y TRES MIL, SEISCIENTOS VEINTINUEVE QUETZALES EXACTOS.**

F _____	F _____
---------	---------






# ANEXOS

## Anexo 1 .

Determinación de la capacidad de carga del suelo, ensayo de compresión triaxial



**CIVDO**  
SUELOS Y CONCRETO

2a AVENIDA "A" 4-16 ZONA 3, SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS.  
P.BX. (502) 5614-4278  
E-mail: lavdo@gmail.com

FECHA:	
UBICACIÓN:	SAN PABLO, SAN MARCOS
ELABORADO PARA:	MUNICIPALIDAD DE SAN PABLO SAN MARCOS
ELABORÓ:	ESTUARDO FUENTEZ

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO**

**ESPECIMEN No. 01**

<b>DATOS</b>	Profundidad de desplante, Df (mts.)	1.00
	Peso Volumétrico del Suelo, $\gamma_m$ (Ton/m <sup>3</sup> )	1.45
	Cohesión del suelo, c (Ton/m <sup>2</sup> )	3.58
	Ángulo de fricción interna del suelo $\phi$ (Grados)	25.00
	Ancho o Radio del cimiento Propuesto, B o R (mts.)	1.00
	Tipo de suelo	1.00
	Factor de Seguridad, FS	3.00

<b>CALCULOS</b>	Factores dependientes del ángulo de Fricción interna ( $\phi$ )	
	Factor de Cohesión, Nc =	5.7207
	Factor de Sobrecarga, Nq =	2.3338
	Factor de piso, Ny =	2.7988

**MÉTODO DE TERZAGHI**

a) PARA CIMIENTO CONTINUO = Capacidad de Carga última,  $Q_c$ :  $Q_c = cN_c + \gamma_m D_f N_q + 0.5 \gamma_m B N_r$   
 Capacidad de Carga Admisible,  $Q_a$ :  $Q_a = Q_c / FS$

Qc (Ton/m <sup>2</sup> ) =	29.78
Qa (Ton/m <sup>2</sup> ) =	9.93

b) PARA CIMIENTO CUADRADO = Capacidad de Carga última,  $Q_c$ :  $Q_c = 1.3cN_c + \gamma_m D_f N_q + 0.4 \gamma_m B N_r$   
 Capacidad de Carga Admisible,  $Q_a$ :  $Q_a = Q_c / FS$

Qc (Ton/m <sup>2</sup> ) =	36.38
Qa (Ton/m <sup>2</sup> ) =	12.13

b) PARA CIMIENTO CIRCULAR = Capacidad de Carga última,  $Q_c$ :  $Q_c = 1.3cN_c + \gamma_m D_f N_q + 0.6 \gamma_m B N_r$   
 Capacidad de Carga Admisible,  $Q_a$ :  $Q_a = Q_c / FS$

Qc (Ton/m <sup>2</sup> ) =	37.31
Qa (Ton/m <sup>2</sup> ) =	12.44

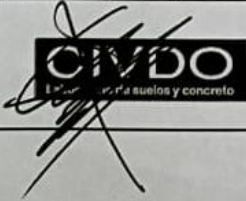
**MÉTODO DE MEYERHOF**

Ecuación General de la Capacidad de Carga del suelo

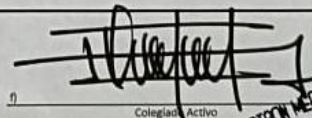
$$Q_u = cN_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cq} \cdot F_{cd} \cdot F_{cdn} \cdot F_{cdg} \cdot F_{cdp} \cdot F_{cdm} \cdot F_{cdj} \cdot F_{cdl} + qN_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qq} \cdot F_{qd} \cdot F_{qdn} \cdot F_{qdg} \cdot F_{qdp} \cdot F_{qdm} \cdot F_{qdj} \cdot F_{qdl} + \frac{1}{2} \gamma_m B N_r \cdot F_{rs} \cdot F_{rq} \cdot F_{rd} \cdot F_{rdn} \cdot F_{rdg} \cdot F_{rdp} \cdot F_{rdm} \cdot F_{rdj} \cdot F_{rdl}$$


<b>CIMIENTO CUADRADO</b>	
Fcs =	1.80
Fcq =	1.55
Fqd =	0.60
Fcdn =	1.36
Fcdg =	1.27
Fcdp =	1.00
Fcdm =	1.00
Fcdj =	1.00
Fcdl =	1.00

Qu (Ton/m <sup>2</sup> ) =	46.45
Qa (Ton/m <sup>2</sup> ) =	15.48



SUELOS Y CONCRETO

  
 Colegiado Activo

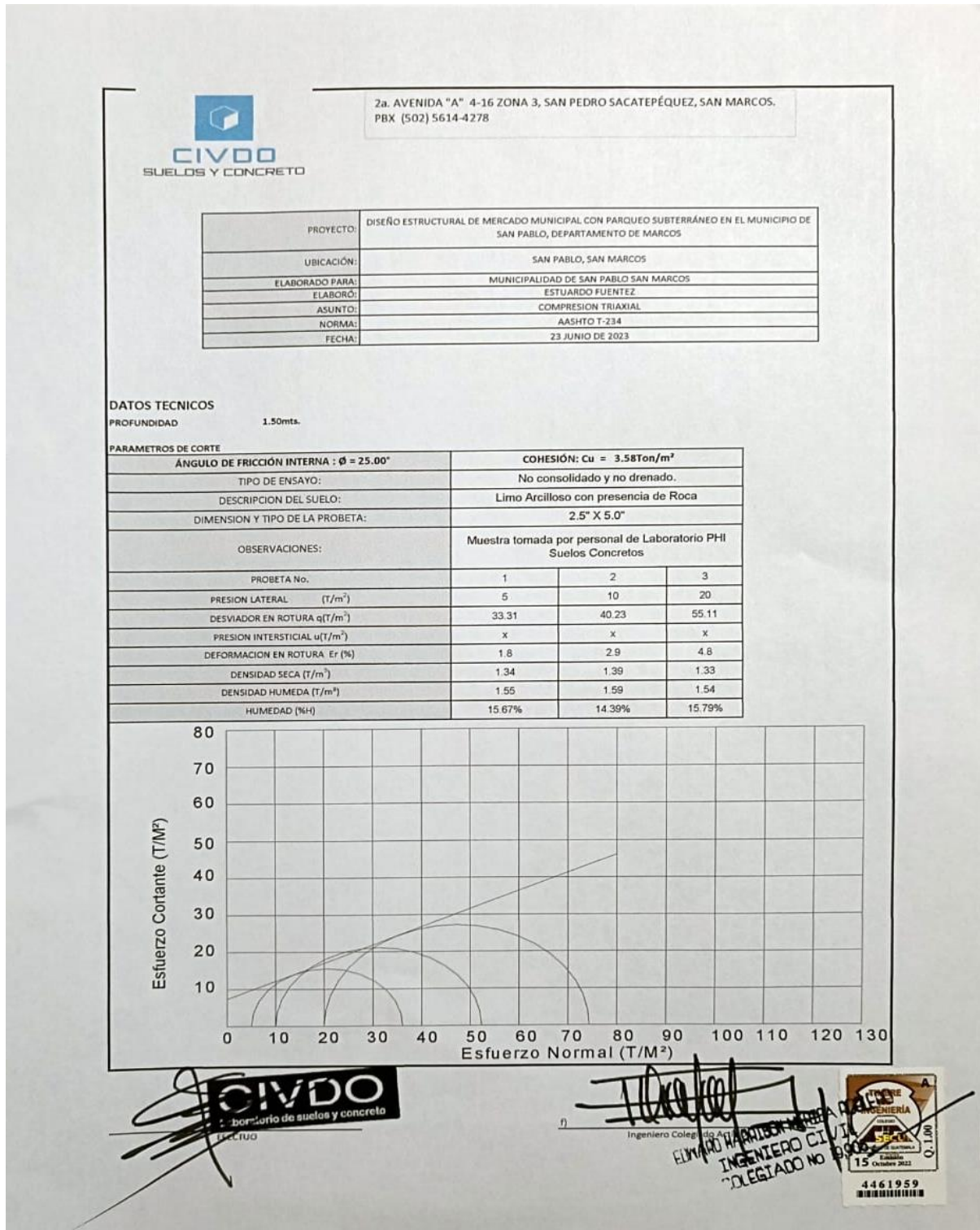


EDUARDO HARRISON MEDINA FUENTEZ  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO NO. 10909

Fuente: Laboratorio de Suelos y Concreto CIVDO (2023).

## Anexo 2.

### Datos técnicos del estudio de Suelos





**CIVDO**  
Laboratorio de suelos y concreto




Ingeniero Colegiado  
**ELVARDO FUENTEZ**  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO NO. 8900  
15 Octubre 2022  
4461959

Fuente: Laboratorio de Suelos y Concreto CIVDO (2023).

### Anexo 3.



#### Informe fotográfico, Estudio de Suelos

	2a. AVENIDA "A" 4-16 ZONA 3, SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS. PBX (502) 5614-4278 E-mail: lavdo@gmail.com	
	<b>DETERMINACION DE VALOR SOPORTE DEL SUELO</b>	


  

INFORME FOTOGRAFICO		VISITA DE CAMPO	
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO ESTRUCTURAL DE MERCADO MUNICIPAL CON PARQUEO SUBTERRÁNEO EN EL MUNICIPIO DE SAN PABLO, DEPARTAMENTO DE MARCOS		
<b>DIRECCIÓN:</b>	SAN PABLO, SAN MARCOS		
<b>FECHA:</b>	23 JUNIO DE 2023	<b>PROFUNDIDAD:</b>	1.50mts.
		<b>Muestra No.</b>	1


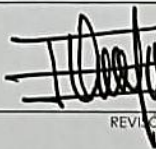

	
<p style="text-align: center;"><b>DESCRIPCION</b> Fotografía que muestra la calicata realizada para la extracción de muestra inalterada</p>	<p style="text-align: center;"><b>DESCRIPCIÓN:</b> Fotografía que muestra la calicata realizada para la extracción de la muestra inalterada</p>


---

Atentamente:

 <b>CIVDO</b> Laboratorio de suelos y concreto EFECTUÓ	 REVISÓ EDUARDO HARRISON MÉRIDA INGENIERO CIVIL COLEGIADO NO. 19,908	 TIMBRE DE INGENIERIA EDUARDO HARRISON MÉRIDA 16 Octubre 2023 4461960 INGENIERIA
--	---	--

Fuente: Laboratorio de Suelos y Concreto CIVDO (2023).

#### Anexo 4.

Coeficiente para momentos negativos en losas<sup>a</sup>

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$   
 donde  $w =$  carga muerta más viva uniforme total  
 $M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		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: Diseño de Estructuras de Concreto, Tabla 12.3 (Nilson, 1999, p.378).

## Anexo 5.

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas

$M_{á, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2$ donde w = carga muerta uniforme total $M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$										
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$l_b$										
1.00	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.036 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.040 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.045 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.050 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.056 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.061 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.068 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.074 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.081 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.088 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a, dl}$ $C_{b, dl}$	0.095 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Tabla 12.4 (Nilson, 1999, p.379).

## Anexo 6.

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas

$M_{a,poz,II} = C_{a,II} w l_a^2$ donde $w =$ carga viva uniforme total $M_{b,poz,II} = C_{b,II} w l_b^2$									
Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
$C_{b,II}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
$C_{b,II}$	<b>0.033</b>	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
$C_{b,II}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
$C_{b,II}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
$C_{b,II}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
$C_{b,II}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
$C_{b,II}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
$C_{b,II}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
$C_{b,II}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
$C_{b,II}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
$C_{a,II}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
$C_{b,II}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Tabla 12.5 (Nilson, 1999, p.380).