



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y
SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

David Francisco Mux Cuxil

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria

Guatemala, octubre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y
SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DAVID FRANCISCO MUX CUXIL

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de julio del 2012.



David Francisco Mux Cuxil



Guatemala, 15 de julio de 2013
Ref.EPS.DOC.724.07.13

Ing. Juan Merck Cos
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Merck Cos.

Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **David Francisco Mux Cuxil** con carné No. **198912754**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ"**.

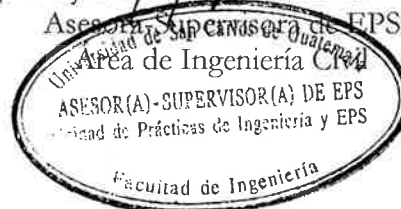
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra



c.c. Archivo
/ra



Guatemala,
14 de agosto de 2013

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil David Francisco Mux Cuxil, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 22 de agosto de 2013
Ref.EPS.D.583.08.13

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **David Francisco Mux Cuxil**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte de la Asesora - Supervisora de EPS, en mi calidad de Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos
Director Unidad de EPS



JMC/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra y del Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, al trabajo de graduación del estudiante David Francisco Mux Cuxil, titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2013

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 684 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL Y SÓTANO, SAN BARTOLOMÉ MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **David Francisco Mux Cuxil**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 2 de octubre de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser una fuente inagotable de conocimiento y sabiduría.
Mis padres	Juan Francisco Mux y Alicia Cuxil, por transmitirme valores morales y buenos ejemplos que me inspiran a salir adelante.
Mi esposa	Julia Albertina Roquel, por ser mi compañera en esta lucha constante por la vida.
Mis hijos	Juan Francisco y Alberto David, por ser la razón de mis esfuerzos.
Mis hermanos	Edgar Rolando, Sandra Arcely, Leticia Agustina, Rita Alejandrina y Ruperto Federico. Instándolos para que nadie se quede atrás de los demás.
Tíos y primos	Por ser parte de mi familia.
Guatemala	Por ser mi país.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por bendecirme con salud y dejarme compartir con mi familia.
Mis padres	Juan Francisco Mux y Alicia Cuxil, por ser los primeros en cimentar mis logros.
Mi esposa	Julia Albertina Roquel, por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera.
Mis hijos	Juan Francisco y Alberto David, por darme estabilidad emocional.
Facultad de Ingeniería	Por darme la oportunidad de formarme en sus aulas.
Mis catedráticos	Gracias por su paciencia y experiencia aportada a mi formación.
Mi madrina	Julia Roquel, porque está a mi lado en todos los acontecimientos de mi vida.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por proveerme de alimento intelectual.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez.....	1
1.1.1. Localización geográfica, colindancias y vías de acceso	1
1.1.2. Antecedentes históricos.....	2
1.1.3. Climatología y fisiografía	4
1.1.4. Situación demográfica	5
1.1.5. Costumbres tradiciones y religión.....	5
1.1.6. Aspectos económicos.....	6
1.1.7. Educación, salud, seguridad y otros servicios	7
1.1.8. Organización municipal	9
1.2. Diagnóstico sobre las necesidades de infraestructura del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez.....	9
1.2.1. Descripción de las necesidades	9
1.2.2. Priorización de las necesidades	10
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11

2.1.	Diseño del edificio de dos niveles para el mercado municipal y sótano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Descripción del área disponible.....	11
2.1.2.1.	Localización del proyecto	11
2.1.2.2.	Topografía del terreno.....	12
2.1.2.3.	Mecánica de suelos.....	12
2.1.2.3.1.	Estratigrafía del suelo ...	12
2.1.2.3.2.	Ensayo de compresión triaxial	14
2.1.2.3.3.	Ensayo de corte directo	16
2.1.2.3.4.	Granulometría	17
2.1.2.3.5.	Plasticidad.....	17
2.1.3.	Diseño estructural	18
2.1.3.1.	Selección del sistema estructural a utilizar.....	18
2.1.3.2.	Selección del sistema de estructuras de contención a utilizar.....	18
2.1.3.3.	Diseño arquitectónico.....	19
2.1.3.3.1.	Criterio del diseño arquitectónico del mercado	19
2.1.3.3.2.	Requerimiento de áreas	20
2.1.3.3.3.	Distribución de espacios.....	21
2.1.3.3.4.	Alturas y cotas.....	21

2.1.3.4.	Análisis estructural.....	22
2.1.3.4.1.	Predimensionamiento estructural.....	22
2.1.3.4.2.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	26
2.1.3.4.3.	Análisis de marcos dúctiles por medio del programa de computación ETABS y por un método numérico.....	45
2.1.3.4.4.	Diagrama de momentos últimos por envolvente de momentos.....	51
2.1.3.4.5.	Diagrama de corte en marcos dúctiles.....	55
2.1.3.5.	Dimensionamiento	60
2.1.3.5.1.	Diseño de losas y cubierta.....	60
2.1.3.5.2.	Diseño de vigas	73
2.1.3.5.3.	Diseño de columnas	81
2.1.3.5.4.	Diseño de cimientos	96
2.1.3.5.5.	Diseño de muros de sótano.....	108
2.1.3.5.6.	Diseño del pavimento del sótano.....	123
2.1.3.5.7.	Diseño de rampa del sótano.....	124

2.1.4.	Instalaciones eléctricas	130
2.1.5.	Instalaciones hidráulicas	131
2.1.6.	Juego de planos constructivos	142
2.1.7.	Presupuesto	142
2.1.8.	Estudio de impacto ambiental	145
2.1.9.	Estudio socioeconómico.....	150
2.1.9.1.	Valor Presente Neto (VPN)	150
2.1.9.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	153
CONCLUSIONES.....		155
RECOMENDACIONES		157
BIBLIOGRAFÍA.....		159
APÉNDICES.....		161
ANEXOS.....		169

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localizacion del municipio.....	2
2.	Distribución de vigas y columnas	25
3.	Modelo tridimensional	26
4.	Áreas tributarias del marco C y marco 2	28
5.	Fuerza por marcos numéricos y distribución de cargas	42
6.	Fuerza por marcos literales y distribución de cargas	44
7.	Diagrama de carga muerta en marco 2.....	46
8.	Diagrama de momentos por carga muerta, vigas del marco 2.....	50
9.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) marco 2	53
10.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) marco C.....	53
11.	Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) marco 2	54
12.	Diagrama de momentos últimos, columnas (kg-m) marco C.....	54
13.	Diagrama de cortes últimos en vigas del marco C	56
14.	Diagrama de cortes últimos en vigas del marco 2.....	57
15.	Diagrama de cortes últimos en columnas del marco C	58
16.	Diagrama de cotes últimos en columnas del marco 2	59
17.	Planta típica distribución de losas	60
18.	Planta de momentos actuante en losas típicas, sentido Y	64
19.	Planta de momentos actuantes en losas típicas, sentido X	64
20.	Planta de momentos balanceados en losas típicas, sentido Y.....	67
21.	Planta de momentos balanceados en losas típicas, sentido X.....	68
22.	Armado de losa típica del sótano y primer nivel.....	72
23.	Diagrama de momentos y cortes últimos en vigas, sentido y.....	74

24.	Diagrama de corte en viga	78
25.	Detalle de armado de viga del sótano, sentido largo	81
26.	Armado de columnas del sótano	96
27.	Detalle de zapata tipo Z1	101
28.	Esfuerzos en el terreno	103
29.	Análisis de zapata excéntrica	104
30.	Armado de zapatas tipo Z2 y tipo Z3	107
31.	Distribución de zapatas y cimiento corrido.....	108
32.	Distribución de empujes en sótano	109
33.	Apoyos de los muros	110
34.	Muro empotrado en la cimentación y articulado en la viga	112
35.	Diagrama de presión activa	114
36.	Diagrama por corte (tonelada) y momento (tonelada-metro)	116
37.	Distribución del refuerzo	122
38.	Rampa peatonal.....	125
39.	Diagrama de momentos para losa de rampa.....	127
40.	Armado de losa en una dirección para tramo final de la rampa	129

TABLAS

I.	Integración de peso de cada nivel y altura.....	38
II.	Fuerza por piso sentido X	38
III.	Fuerza por piso sentido Y	39
IV.	Fuerza por marco, ejes numéricos.....	41
V.	Fuerza por marco, ejes literales.....	44
VI.	Cálculo de momentos fijos	46
VII.	Factores de giro para nudos	48
VIII.	Momentos de sujeción	48
IX.	Iteraciones de momentos.....	49

X.	Momentos positivos para carga muerta, marco 2	50
XI.	Cálculo de momentos últimos en vigas, marco 2	52
XII.	Corte último en vigas, marco C	56
XIII.	Corte último en vigas, marco 2.....	57
XIV.	Corte ultimo en columnas, marco C	58
XV.	Corte último en columnas del marco 2.....	59
XVI.	Áreas de acero requerido en losas típicas, sentido corto.....	71
XVII.	Áreas de acero requerido en losas típicas, sentido largo.....	71
XVIII.	Cálculo de acero para vigas, sentido largo	80
XIX.	Cálculo de momentos.....	117
XX.	Cálculo de circuitos derivados para 20 amperios	131
XXI.	Equivalencias de gastos en tuberías de agua, tomando como unidad de tubería de ½” de diámetro, para las mismas condiciones de pérdida de presión y para una presión dada	133
XXII.	Cálculo de ramales por el método de Hunter	134
XXIII.	Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en edificios (aparatos de uso público)	135
XXIV.	Gastos probables para la aplicación del método de Hunter (lt/seg) ...	136
XXV.	Cálculo de los gastos del edificio	136
XXVI.	Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje.....	138
XXVII.	Diámetro de las derivaciones en colector.....	139
XXVIII.	Cálculo de unidades mueble (UM) y caudal en lt/seg	139
XXIX.	Presupuesto general por construcción del mercado municipal de San Bartolomé Milpas Altas	143
XXX.	Cálculo de mantenimiento anual	151
XXXI.	Cálculo de ingresos anuales	152

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
θ	Ángulo de fricción interna
As	Área de acero de refuerzo
Asmáx	Área de acero máximo permitido
Asmin	Área de acero mínimo permitido
Astemp	Área de acero por temperatura
Av	Área de la varilla
Ag	Área gruesa, área total de la sección
At	Área tributaria
P'u	Carga de resistencia de la columna
P'ux	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex
P'uy	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey
P'	Carga de trabajo actuando en la columna
CM	Carga muerta
Wm	Carga muerta distribuida
CMu	Carga muerta última
CV	Carga viva
CVu	Carga viva última
P	Carga aplicada a la columna
P'o	Carga axial de resistencia de la columna
Pcr	Carga crítica de pandeo de Euler
cm	Centímetro

CG	Centro de gravedad
CR	Centro de rigidez
K'x	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
K'y	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
PVC	Cloruro de polivinilo (material de tubo plástico)
E	Esbeltez de la columna
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
e	Excentricidad
ex	Excentricidad en el sentido X
ey	Excentricidad en el sentido Y
Nc	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
Nq	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
Ny	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
Fcu	Factor de carga última
Fni	Fuerza por nivel, en el nivel i
Kg	Kilogramo
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
psi	Libras por pulgada cuadrada
Lo	Longitud de confinamiento de estribos
L	Longitud del elemento
<i>Lu</i>	Longitud no apoyada de elementos en compresión
δ	Magnificador de momentos
m	Metro (s)
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
Ec	Módulo de elasticidad del concreto

Mb	Momento balanceado
Mcm	Momento de carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mu	Momento último
Mx	Momento último actuando en el sentido X
My	Momento último actuando en el sentido Y
d	Peralte efectivo del elemento en sección
W	Peso
γ_s	Peso específico del suelo
Wc	Peso volumétrico del concreto
Ws	Peso volumétrico del suelo
pbal	Porcentaje de acero en la falla balanceada
p_{máx}	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
p_{min}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
q_{máx}	Presión máxima sobre el suelo
q_{min}	Presión mínima sobre el suelo
q	Presión sobre el suelo por debajo de la zapata
qu	Presión última sobre el suelo
f'c	Resistencia última del concreto
fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
R	Rigidez de un elemento
Ri	Rigidez total del marco rígido i
ptu	Valor de la curva en el diagrama de iteración
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Área de acero	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Área tributaria	Área de carga que afecta a un elemento estructural.
Axial	Relativo al eje, que forma un eje.
Carga muerta	Peso propio de la estructura y de todas las demás cargas inmóviles constantes en magnitud, y asignadas permanentemente a la misma.
Carga viva	Carga que varía durante el emplazamiento de la estructura.
Cimiento corrido	Es el que se construye debajo de un muro.
Columna	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de, por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.

Columna esbelta	Es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero adecuado.
Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Corte basal	En cálculo estructural, es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación, para simular sobre un modelo matemático, los efectos del mismo en la estructura.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado.
Dúctil	Capacidad de un material de admitir deformaciones sin llegar a romperse.
Estribo	Elemento de una estructura, elaborado de acero y su función es resistir el esfuerzo de corte.
Excentricidad	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez.

Fluencia	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.
Iteración	Es permitir una serie de funciones hasta obtener un dato certero.
Losa	Entrepiso o terraza.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Momento negativo	Es el momento al que están siendo sometido los extremos de las vigas. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.
Momento resistente	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto solido o elemento estructural par soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
SEAOC	Structural Engineers Association of california (Asociación de Ingenieros Estructurales de California).

Simetría	De iguales características o rasgos geométricos.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste el esfuerzo.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
Zapata	Tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.
Zapata aislada	Es la que soporta una sola columna.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el informe sobre el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la Municipalidad de San Bartolomé Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez.

Está dividido en dos fases: la primera corresponde a la fase de investigación que contiene una monografía del municipio, que incluye su historia, ubicación, aspectos económicos entre otros datos del lugar, y un diagnóstico sobre las necesidades en materia de infraestructura del municipio.

La segunda fase corresponde al servicio técnico profesional, describe el estudio técnico realizado para el diseño del edificio de dos niveles y sótano para el mercado municipal. En donde se describen los detalles técnicos con normas nacionales e internacionales utilizadas para el óptimo diseño del edificio.

Brevemente se describe que el edificio alojará en el segundo nivel a los comerciantes permanentes quienes expenden productos cárnicos, servicio de comedores, abarroterías entre otros, en el primer nivel se ubicarán a los vendedores informales que visitan el municipio el día declarado como: día de mercado, autorizado por la municipalidad del municipio, a quienes ya no se les permitirá que realicen sus ventas en las calles y finalmente el sótano del edificio se usará como parqueo de vehículos destinado principalmente a los usuarios del mercado.

OBJETIVOS

General

Diseñar el edificio de dos niveles para el mercado municipal y sótano para parqueo de vehículos, en el municipio de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez.

Específicos

1. Aportar conocimientos técnicos para el mejoramiento de la infraestructura del municipio.
2. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.
3. Contribuir con el desarrollo del municipio de San Bartolomé Milpas Altas.

INTRODUCCIÓN

El municipio de San Bartolomé Milpas Altas está ubicado a 31 kilómetros de la ciudad capital y a 15 kilómetros de su cabecera departamental. Es el municipio más pequeño del departamento de Sacatepéquez y no cuenta con aldeas, no obstante si existe área rural en el municipio, posee menos de diez mil habitantes.

Como todo municipio presenta necesidades de servicios básicos e infraestructura. Tras realizar un diagnóstico sobre estas, se concluyó que los habitantes necesitan un edificio para el mercado municipal y por la disposición de un terreno pequeño se priorizó la construcción de un sótano para parqueo de vehículos y dos niveles más para la actividad propia de un mercado municipal, de manera que sea posible la concentración de clientes y vendedores en un solo lugar, principalmente el día declarado como: Día de mercado, por las autoridades municipales.

Tomando en cuenta que en la actualidad los vecinos del municipio realizan el intercambio comercial en las calles provocando consecuencias negativas al desarrollo productivo y urbano del municipio, hubo consenso con las autoridades municipales para realizar los estudios respectivos para el diseño del edificio con las características ya descritas.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez

Esta fase se refiere a la investigación realizada en el municipio sobre sus aspectos generales y un diagnóstico sobre la priorización de necesidades en materia de infraestructura.

1.1.1. Localización geográfica, colindancias y vías de acceso

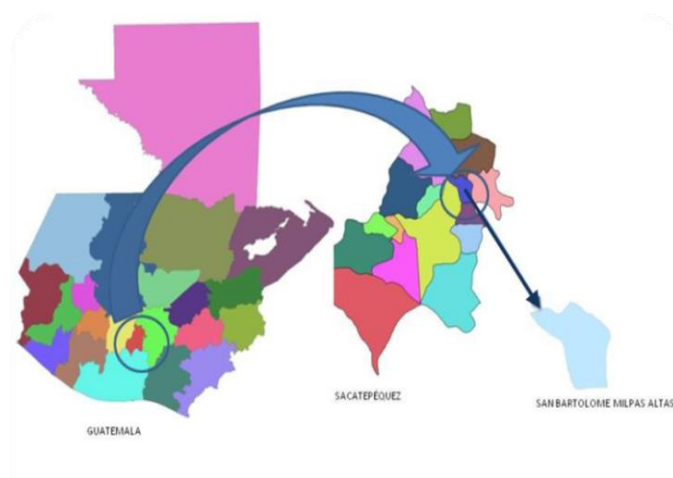
San Bartolomé Milpas Altas es un municipio del departamento de Sacatepéquez de la región suroccidente de la república de Guatemala. Es el más pequeño del departamento. El monumento de elevación (MB) del Instituto Geográfico Nacional (IGN) ubicado frente a la escuela Lázaro Apxuaca e iglesia católica en el parque, indica 2 090 metros sobre el nivel del mar, con 14 grados, 36 minutos y 23 segundos, latitud norte y 90 grados, 40 minutos y 45 segundos, longitud oeste. El área aproximada es de 8,36 kilómetros cuadrados su nombre geográfico oficial es San Bartolomé Milpas Altas. El municipio colinda:

- Al norte con Santiago Sacatepéquez
- Al este con San Lucas Sacatepéquez
- Al sur con Santa Lucía Milpas Altas
- Al oeste con Sumpango Sacatepéquez

Las vías de acceso al municipio son por la carretera Interamericana CA-1 al este es 1 kilómetro, al cruce con la ruta nacional 10 en el monumento al

Caminero y rumbo suroeste 15 kilómetros a la cabecera departamental de Antigua Guatemala. Cuenta con caminos, roderas y veredas que unen a su cabecera con los municipios vecinos.

Figura 1. **Localizacion del municipio**



Fuente: Segeplan 2010.

1.1.2. **Antecedentes históricos**

El municipio de San Bartolomé Milpas Altas es uno de los más antiguos que tiene el histórico departamento de Sacatepéquez. Se dice que este ya existía mucho antes del siglo XVII, por lo tanto, no se sabe la fecha de fundación.

El municipio fue denominado: Milpas Altas, ya que en la antigüedad formó parte de la capilla de la Santa Cruz, que poseía todos los municipios del mismo nombre. Fue también llamado: San Bartolomé en honor a San Bartolomé Apóstol.

El Acuerdo Gubernativo del 28 septiembre de 1922 se refirió a la adquisición del inmueble en donde está la fuente que surte de agua al pueblo. El 11 de junio de 1923 aprobó que la municipalidad invirtiera una suma para cubrir los gastos en la tramitación del expediente sobre permutar los terrenos en que se encuentran las fuentes que surten de agua a la cabecera, mientras que el 16 de abril de 1942 autorizó la adquisición de terrenos a cambio de los derrames de las pilas que se mencionan en el citado acuerdo.

Los fondos para la construcción de una escuela se autorizaron por Acuerdo Gubernativo del 25 enero 1949. Asimismo, por Acuerdo Gubernativo 274 del 10 agosto 1966, publicado en el diario oficial el 26 marzo 1969, se designó como escuela nacional urbana mixta Lázaro Axpucá.

Con el nombre San Bartolomé aparece perteneciente al círculo San Lucas, en la tabla para elegir diputados a la Asamblea Constituyente conforme decreto 225 del 9 noviembre 1878. En la actualidad forma parte del segundo distrito electoral.

En diciembre de 1973 quedó terminado el trabajo de empedrado en la cabecera, realizado por la Dirección General de Obras Públicas, que cubría una extensión de 2 480 metros cuadrados. En ese mismo año contaba con un puesto de salud, así como oficina postal de 4a. categoría de la Dirección General de Correos y Telégrafos.

1.1.3. Climatología y fisiografía

El municipio de San Bartolomé Milpas Altas se cataloga como frío con una temperatura de 10,5 a 13 grados centígrados la mayor parte del tiempo, el municipio está situado en la zona ecológica, bosque muy húmedo subtropical cálido; marcándose las dos épocas estacionales del año; seca y lluviosa.

Se encuentra rodeado por varios cerros con nombres de origen kaqchikel, situado al noreste el Chinimajjú (Boca de Cerro Grande), al oeste el Choquisis (hacia los cipreses), al suroeste el astillero municipal y el Nichchay (Piedra de Rayo) y al sur el Chopatán (hacia las encimas), alcanzan pendientes muy pronunciadas y de fácil erosión.

No posee ríos ni riachuelos, solamente algunos nacimientos de agua que brotan en el interior del bosque comunal, la tala inmoderada los va secando cada año, en corto tiempo será más difícil la obtención del agua.

- Colinas: este elemento ocupa una extensión de 270 hectáreas, presenta relieves fuertes (ondulaciones y escarpados), cuyas pendientes varían de 30 a 60 por ciento.
- Pie de monte: este elemento ocupa una extensión de 240 hectáreas, presenta relieves ondulados, cuya pendiente oscila entre 15 a 20 por ciento.
- Valle: ocupa una extensión de 190 hectáreas, presenta un relieve ondulado y plano, cuya pendiente oscila entre 5 y 10 por ciento.

Se localiza en la provincia fisiográfica tierras altas volcánicas, dentro de la cual se identifica el gran Paisaje llamado El Cerro del Rejón y Dos Paisajes llamados Cumbre de San Mateo y Valle de San Lucas.

La parte de la cumbre de San Mateo presenta relieve ondulado, en algunos casos con pendientes fuertes. La parte del Valle de San Lucas presenta relieve ligeramente ondulado y planicie con pendientes suaves.

1.1.4. Situación demográfica

El municipio tenía una población aproximada de 7 380 habitantes según el Censo de Población del 2008 con una densidad de 1 054 personas por kilómetro cuadrado, pero según las proyecciones del INE, los habitantes del municipio de San Bartolomé Milpas Altas de Sacatepéquez para el 2012 es de 8 647. El municipio no contiene áreas rurales, por lo tanto la población urbana equivale al 100 por ciento de habitantes. Tiene una población indígena superior a la ladina, con un porcentaje del 62 por ciento de origen cakchiquel y 38 por ciento ladina.

1.1.5. Costumbres tradiciones y religión

El mayor porcentaje de población profesa la religión católica. Los idiomas que se hablan en la localidad son el español y muy pocas personas el cakchiquel. El traje típico ha desaparecido.

La comunidad es muy apegada a sus tradiciones culturales y religiosas, por lo cual les gusta participar en las fiestas de mayor importancia dentro de la comunidad como: las fiestas de la feria titular, que son organizadas por la

cofradía del Santo Patrono, donde se recorren las principales calles de la comunidad.

En la madrugada del 24 de Agosto dan inicio las festividades con serenatas a san Bartolomé, alegrando el centro de la localidad, por la tarde el baile de disfraces y por la noche el baile cultural con acompañamiento de grupos musicales. Además, días anticipados a esta celebración, se realiza la elección de Señorita Flor de la Feria que se celebra en el salón municipal. La segunda fiesta más importante es el 8 de diciembre, en honor a la virgen de Concepción, acompañada por procesiones, marimba y danza folklórica del torito.

La población cuenta con áreas deportivas, donde tanto los jóvenes como los adultos participan en campeonatos de balón pie y balón mano.

1.1.6. Aspectos económicos

La población es económicamente activa, principalmente en agricultura e industria manufacturera. La agricultura es el factor más importante y con especial énfasis el cultivo de pera de la cual existen más de treinta variedades de sabores, colores, formas, tamaños y aromas; y otros cultivos más que durante los meses de noviembre a febrero cosechan semillas legumbres y hortalizas. También los agricultores se dedican al cultivo de flores, aguacate, maíz y frijol que comercializan en el mercado de Antigua Guatemala, en la ciudad capital, pero también en el mercado regional conocido como La Cuchilla.

La ganadería se limita a pequeñas crianzas de bovinos, porcinos y aves de corral para consumo interno. Dentro de la comunidad, la población cuenta con tiendas de consumo diario, panaderías, tortillerías, carnicerías, ferreterías,

farmacias, zapaterías, ventas de electrodomésticos, laboratorios de computación en donde alquilan el uso de las computadoras y prestan el servicio de internet.

1.1.7. Educación, salud, seguridad y otros servicios

El municipio cuenta con el siguiente número de establecimientos de educación formal, en los ciclos de:

Sector oficial:

- Preprimaria bilingüe 1
- Preprimaria monolingüe 1
- Primaria 1,

En el sector privado:

- Preprimaria 3,
- Primaria 3,
- Básico 3,

Por cooperativa

- Nivel básico 1
- Diversificado 1. (MINEDUC, 2008)

La población en edad escolar en los niveles de preprimaria, primaria, básicos y diversificado es atendida en un 89,41 por ciento, en 93,98 por ciento, 99,18 por ciento, y un 20,32 por ciento respectivamente. Es importante señalar que los tres primeros niveles educativos son cubiertos por el sector oficial y los niveles básicos y diversificados por cooperativa y municipal.

La falta de cobertura educativa se suscita por diversos factores como la mala infraestructura de los centros de estudio, falta de maestros y en algunos casos se encuentra la infraestructura física, pero carece del equipamiento y personal.

El índice de analfabetismo según el Comité Nacional de Alfabetización (CONALFA) en el municipio es de 5,35 por ciento frente a un 13,64 por ciento de índice departamental, notándose una diferencia porcentual menor de 8,29 por ciento, en relación al departamental.

La cobertura en salud en el municipio durante el 2008, según datos proporcionados por la jefatura del Área de Salud fue del 100 por ciento, no obstante la población expresa que es únicamente el 45 por ciento, ya que existen debilidades en cuanto medicamentos, equipamiento y personal especializado. (SEGEPLAN, 2010).

Se cuenta con un puesto de salud en la cabecera del municipio, una farmacia municipal. La movilidad en salud en el interior del municipio se da sin ninguna dificultad por la centralidad de ubicación del puesto de salud. Cuando requieren medios especializados y mayores recursos tecnológicos, la mayoría de las personas de la comunidad asisten al Hospital Regional Pedro de Betancourth de la cabecera departamental o bien a la capital de Guatemala.

También cuenta con los servicios siguientes: agua potable, drenajes sanitarios de aguas negras, una parte de drenaje pluvial, teléfonos públicos, teléfonos domiciliarios, telefonía celular, puesto de salud, complejo deportivo, cementerio general, salón de usos múltiples, mercado municipal, juzgado de paz, edificio municipal, plaza central, calles adoquinadas, estadio de fútbol, alumbrado público, basurero municipal, tren de aseo, caja rural, Policía Municipal, Policía Nacional Civil, biblioteca municipal, bomberos municipales.

1.1.8. Organización municipal

El gobierno municipal tiene como máximo representante al alcalde y su Corporación Municipal quienes son los encargados de dirigir las acciones encaminadas a mejorar el nivel de vida de los pobladores, para el efecto se auxilia de las siguientes oficinas:

- Secretaría Municipal
- Oficina de la Mujer
- Tesorería
- Oficina de Planificación Municipal
- Servicios Públicos
- Policía Municipal
- Servicios Generales
- Administrador del mercado
- Bibliotecario.

1.2. Diagnóstico sobre las necesidades de infraestructura del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez

Este análisis se realizó con personal de la Oficina de Planificación Municipal.

1.2.1. Descripción de las necesidades

El municipio posee una fuerte infraestructura municipal, no obstante tiene dentro sus proyectos municipales los siguientes:

Construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales, ampliación de la red de drenaje sanitario, ampliación y tecnificación del tren de aseo del municipio, construcción de pozos de captación de agua pluvial, infraestructura para apertura del parque eco turístico, diseño del vivero municipal, remodelación de la concha acústica, construcción de instalaciones para la producción de frutas procesadas y emvasadas artesanalmente, diseño y promoción de ruta turística del municipio.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Dentro la priorización de los proyectos municipales se puede mencionar el mercado municipal, como medida de mitigación al crecimiento poblacional, la infraestructura para la estación de bomberos municipales que se ha convertido en una necesidad para prevenir accidentes, desastres naturales y humanos en la región, plantas de tratamiento de aguas negras para cumplir con los reglamentos de saneamiento ambiental a nivel municipal.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del edificio de dos niveles para el mercado municipal y sótano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez

A continuación se describe el análisis técnico utilizado para el presente proyecto.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio para el mercado municipal que se ubica en el casco central del municipio, el diseño es de dos niveles y un sótano para parqueo de vehículos.

2.1.2. Descripción del área disponible

El terreno disponible para el proyecto posee una edificación que está siendo utilizada temporalmente por los bomberos municipales y será demolida para la edificación del presente proyecto.

2.1.2.1. Localización del proyecto

El proyecto se localiza en la 5ta. calle y 0 avenida esquina de la zona 2 del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, a un costado del actual mercado.

2.1.2.2. Topografía del terreno

El terreno posee una construcción sobre un suelo plano, no obstante los vecinos del lugar indican que para lograr la planicie fue necesario rellenar la parte baja del terreno y de esta manera se obtuvo un espacio apropiado para la construcción del edificio que por muchos años albergó al Centro de Salud de la localidad.

En este diseño se tiene planificado remover el relleno y hacer las excavaciones necesarias para dar la forma al sótano. Se puede decir que la topografía del lugar, conjuntamente con la calle y avenida favorece la construcción de un edificio con sótano.

2.1.2.3. Mecánica de suelos

En las obras civiles y, particularmente en la construcción de muros de sótano conlleva al análisis del suelo por medio de ensayos de laboratorio, y ensayos *in situ* todo con el fin de predecir el comportamiento del terreno bajo, las cargas transmitidas a este, provenientes de la estructura total y su entorno en general.

A continuación se describen los ensayos realizados.

2.1.2.3.1. Estratigrafía del suelo

La estratigrafía general del área en estudio se define a partir de la excavación de una calicata o un pozo mediante el uso de maquinaria pesada o manual. El objetivo de realizar la estratigrafía de los suelos, es establecer

cuáles son las propiedades físicas del suelo, mediante una simple inspección visual.

La estratigrafía general del área en estudio fue definida a partir de la excavación de un pozo en un punto del terreno donde se edificará.

El pozo fue realizado a una profundidad de 6,5 metros.

La excavación se hizo en un punto donde no está prevista la ubicación de una zapata, puesto que aunque se tape, el material de relleno pierde sus capacidades portantes. Este ensayo permite ver la sucesión litológica pero no aporta información de la capacidad portante del terreno.

La descripción de cada muestra fue hecha conjuntamente con técnicos del laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la facultad de Ingeniería, USAC.

Este pozo tiene una profundidad de 6,5 metros, respecto al nivel del terreno y presenta los siguientes estratos.

- Estrato 1: se encuentra desde el nivel del terreno hasta los 1,20 metros de profundidad aproximadamente y está constituido por limo arenoso, corresponde a un estrato de cobertura natural. El suelo presenta un color café sin presencia de vegetación a nivel superficial, sin olor, encontrándose en una condición húmeda *in situ*.
- Estrato 2: se encuentra entre los 1,20 y 3,10 metros de profundidad aproximadamente y está constituido por arena pómez con partículas de

grava. El suelo presenta un color café, sin olor, encontrándose en una condición húmeda *in situ*.

- Estrato 3: se encuentra entre los 3,10 y 5,10 metros de profundidad aproximadamente y está constituido por limo arcilloso arenoso. El suelo presenta un color café, sin olor, encontrándose en una condición húmeda *in situ*.
- Estrato 4: se encuentra entre los 5,10 y 6,5 metros de profundidad aproximadamente y está constituido por arcilla limosa consolidada. El suelo presenta un color café, sin olor, encontrándose en una condición húmeda *in situ*. Predomina cerca de un 4,19 por ciento de grava, un 41,66 por ciento de arena y un 54,15 por ciento de finos (ver ensayo de análisis granulométrico con tamices, apéndice 3)

Nota: el espesor del último estrato está sujeto a la profundidad del pozo realizado.

2.1.2.3.2. Ensayo de compresión triaxial

Para determinar el valor soporte del suelo se aplicó el método del Dr. Kart Terzaghi. Para este cálculo se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³, a una profundidad de 6,5 metros. Al realizar el ensayo de compresión triaxial, se obtuvieron los siguientes resultados ver apéndice1.

Tipo de ensayo	no consolidado y no drenado
Descripción del suelo	arcilla limosa consolidada, color café
Dimensión y tipo de la probeta	2,5" x 5,0"

Ángulo de fricción interna	$\theta = 20,34^\circ$
Cohesión	$C_u = 1,94 \text{ ton/m}^2$

Datos para hallar el valor soporte

Base	1,00 m
Peso específico	1,36 ton/m ³
Ángulo de fricción interna	20,34 grados
Cu	1,94 ton/m ²
Desplante	1,5 m
Factor de seguridad F.S.	3

$$\theta_{\text{rad}} = 20.34 \cdot \pi / 180 = 0.354$$

Factor de flujo de carga = N_q

$$N_q = \frac{e^{\frac{3}{2}\pi - \theta_{\text{rad}} \tan \varphi}}{2 \cos^2(45 + \frac{\varphi}{2})} = \frac{e^{\frac{3}{2}\pi - 0.35 \tan 20.34^\circ}}{2 \cos^2(45 + \frac{20.34^\circ}{2})} = 7.72 \text{ ton/m}^2$$

- Factor de flujo de carga última

$$N_c = \cot \varphi \cdot (N_q - 1) = \cot 20.34^\circ \cdot (7.72 - 1)$$

$$N_c = 18.13 \text{ Ton/m}^2$$

- Factor de flujo de γ

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_c + 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (18.13 \text{ t/m}^2 + 1) \cdot \tan 20.34^\circ$$

$$N_{\gamma} = 14.18$$

- Capacidad portante última

$$q_{\phi} = 0.4 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_{\gamma} + 1.3 \cdot C \cdot N_c + \gamma_s \cdot D \cdot N_q$$

$$q_{\phi} = 0.4 \cdot 1.36 \cdot 1 \cdot 14.18 + 1.3 \cdot 1.94 \cdot 18.13 + 1.36 \cdot 1.5 \cdot 7.72$$

$$q_{\phi} = 69.19 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad portante neta última

$$q_{\phi n} = q_{\phi} - \gamma_s \cdot D$$

$$q_{\phi n} = 69.19 - 1.36 \cdot 1.5$$

$$q_{\phi n} = 67.15 \text{ ton/m}^2$$

$$V_s = q_{\phi n} / F.S.$$

$$V_s = 67.15 \text{ ton/m}^2 / 3$$

$$V_s = 22.38 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño de la cimentación del edificio, se aplicará un valor soporte del suelo de 22,38 ton/m².

2.1.2.3.3. Ensayo de corte directo

Norma ASTM D3080-03. - A través de la prueba de corte directo se pueden conocer los valores de los parámetros que miden la resistencia que tiene un suelo a esfuerzos de corte, tales como la cohesión y el ángulo de fricción interna, necesarios para calcular el empuje del suelo.

La finalidad de los ensayos de corte es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga perimetral. (Ver Apéndice 2)

2.1.2.3.4. Granulometría

En una muestra de suelo se puede encontrar gran variedad de partículas de distintos tamaños, formas y características mecánicas. La clasificación de suelos por tamaños corresponde al método de mallas (ASSTHO T-88 y ASTM D422). Como bien lo dice su nombre, este método consiste en hacer pasar sucesivamente a través de varios tamices de diámetros cada vez más pequeños verticalmente hacia abajo, hasta la malla No. 200 (0,074 milímetros), por cinco minutos aproximadamente.

En conclusión, a través de las pruebas granulométricas se puede conocer el nivel de graduación y uniformidad del suelo. Dichos parámetros dan una idea del drenaje natural del suelo y el tipo de drenaje que puede diseñarse para proteger el muro de sótano. (Ver apéndice 3)

2.1.2.3.5. Plasticidad

La plasticidad es la propiedad de un material de soportar deformaciones rápidas sin agrietarse, desmoronarse, o sufrir variación volumétrica. Uno de los métodos más utilizados para este ensayo es el propuesto por Atterberg, quien señala que la plasticidad de las arcillas depende, generalmente de su contenido de agua. Para conocer la plasticidad de un suelo se deben encontrar dos elementos básicos: el límite líquido y el límite plástico. (Ver apéndice 4)

2.1.3. Diseño estructural

Para el diseño estructural se utilizan criterios basados en normas nacionales e internacionales.

2.1.3.1. Selección del sistema estructural a utilizar

En la elección del sistema estructural influyeron factores como: la resistencia, economía, estética, los materiales disponibles del lugar, funcionalidad del proyecto y la técnica para realizar la obra. De ese análisis se obtuvieron resultados como el tipo estructural, proceso de ejecución, formas y dimensiones.

Para este caso se decidió utilizar un sistema estructural de marcos dúctiles de concreto reforzado, con losas tradicionales de concreto reforzado y muros tabiques de mampostería de block; y para circular el sótano se tiene proyectado hacerlo con muros de sótano para soportar los empujes perimetrales permanentes, asimismo, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

2.1.3.2. Selección del sistema de estructuras de contención a utilizar

Con los nuevos requerimientos de parqueos y las limitaciones de área para su uso se han adecuado los sótanos para cumplir esta función en las nuevas edificaciones de los poblados.

En este proyecto se usarán muros de sótano los que soportan empujes perimetrales permanentes, que no inducen a los pórticos a sobreesfuerzos sino

que por el contrario contribuyen a rigidizar la estructura en el primer piso, con lo cual se pueden despreciar las masas para el análisis sísmico de este nivel, ya que la rigidez que se alcanza es muy alta comparada con los demás pisos y resultan despreciables los desplazamientos que se alcanzan a este nivel.

2.1.3.3. Diseño arquitectónico

El proyecto arquitectónico define más que el manejo de un espacio, define la forma, la ubicación, el uso y la estética de una construcción y dependiendo de esto nace el proyecto estructural que tiene como objetivo darle sustento y vía libre para la construcción de lo plasmado en los planos arquitectónicos.

En este proyecto se tiene contemplado utilizar la arquitectura flexible para el primer nivel, en virtud que se ocupara, principalmente el día de mercado por los vendedores informales, se tiene previsto para los niveles superiores un pozo de luz y aire que dará condiciones ambientales propicias para su objetivo. En el sótano se instalarán los servicios sanitarios y parqueo de vehículos. En el segundo nivel se habilitarán locales para expender productos cárnicos y servicios de comedores, los que de alguna manera expiden contaminantes que pueden ser liberados directamente al espacio.

2.1.3.3.1. Criterio del diseño arquitectónico del mercado

Para planificar la construcción de un mercado municipal, es necesario ubicarlo en un lugar adecuado, que respete ciertos factores de diseño, que cumpla con los requisitos mínimos que describen los manuales de mercado municipal.

En cuanto a la localización del mercado, es conveniente tomar en cuenta los siguientes conceptos:

- El mercado municipal será ubicado en el casco urbano, de manera que facilite el acceso a toda la población.
- En cada caso se puede estimar que el mercado servirá a una población que tiene su residencia a una distancia no mayor de 10 cuadras, considerando que es una distancia prudente para desplazarse a pie, es decir, el mercado debe servir en gran medida para peatones.
- Debe tomarse en cuenta la topografía del sitio, que no tenga desniveles muy pronunciados y considerarse que dentro del mercado no es recomendable que existan diferentes cambios de nivel al caminar, ante tales recomendaciones se tiene previsto la construcción de una rampa para que los comerciantes circulen cómodamente pudiendo utilizar carretillas de mano para movilizar sus productos hacia los distintos niveles.
- La ubicación del mercado no es compatible con otras actividades como: fábricas de productos químicos, cauces, vertederos, cementerios, rastros, hospitales, acuíferos, lagunas de oxidación, parques, templos o centros escolares, entre otras actividades. En tal sentido la ubicación del mercado proyectado cumple con las anteriores recomendaciones.

2.1.3.3.2. Requerimiento de áreas

Para el requerimiento de áreas se tomó en cuenta estándares nacionales que son funcionales, principiando por el parqueo donde se tomó en cuenta el

área que ocupa un vehículo automotor estándar y el espacio que requiere para las respectivas maniobras, las dimensiones que debe tener la rampa donde se movilizará la mercadería que se comercializa en el mercado, el área que ocupan los comedores los que deben ubicar muebles para que los comensales puedan hacerlo cómodamente, el área de las carnicerías que deben poseer el suficiente espacio para la exhibición y almacenamiento temporal de los productos cárnicos.

2.1.3.3.3. Distribución de espacios

La organización del mercado, en términos espaciales se dio por zonas de actividades semejantes, de la siguiente forma:

- En el sótano, se tiene previsto instalar la zona de carga y descarga, zona de recolección de desechos sólidos, de estacionamiento vehicular público y de servicios sanitarios.
- El espacio del primer nivel se planificó ubicar a los vendedores informales quienes proporcionan sus servicios únicamente el día declarado como de mercado y expenden sus productos en distintas poblaciones del país.
- El segundo nivel se tiene planificado instalar a vendedores formales en donde se ubicarán a los expendedores de productos cárnicos, el área de comedores, administración, entre otros.

2.1.3.3.4. Alturas y cotas

El edificio consta de tres niveles incluyendo un sótano, la altura entre ejes de piso a losa es de 3,35 metros, se tomo esta altura en vista que las

autoridades edilicias del municipio tienen planificado unir el mercado actual con el edificio proyectado. Las cotas de columna a columna son de 6,20 metros en el eje X, y de 5 metros en eje Y.

2.1.3.4. Análisis estructural

Por medio del análisis estructural se busca determinar las fuerzas que actúan en una estructura, y las deformaciones provocadas por estas. Por tal razón, es necesario determinar los momentos actuantes en cada uno de los marcos de la estructura y así tomar las consideraciones necesarias para el diseño.

2.1.3.4.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos. En este caso se aplican los métodos siguientes:

- Columnas

El método que se utiliza para predimensionar las columnas, determina la sección y se basa en la carga aplicada a esta. En este caso en particular se requiere guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por tal razón se toma la columna crítica, es decir la que soporta mayor carga, la medida resultante se aplica a todas las demás columnas.

El código ACI 318S-08 sección 21.6.1.1 requiere que la dimensión mínima para columnas estructurales debe ser de 30 centímetros y la relación base altura no debe de ser menor de 0,4, basados con lo anterior se propone columnas cuadradas.

$$P=0,80[(0,85*f'c*(Ag-Ast) +fy*Ast)]$$

Donde Ast no debe ser menor que el 0.01Ag ni mayor que 0.06Ag (Código ACI 318S-08 cap. 21.6.3.1)

P = peso esp. concreto*área trib.*No. niveles

$$P = 2400 \text{ kg/m}^3 * 31 \text{ m}^2 * 3 \text{ niv}=223200 \text{ kg}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Ag = área gruesa de columna (cm²)

Ast = área total de refuerzo longitudinal

Usando un Ast=0,01Ag

$$223200\text{Kg}=0,80*[(0,85*(210\text{kg/cm}^2)*(Ag-0,01Ag) + (2810 \text{ kg/cm}^2*0,01*Ag)]$$

$$223200\text{kg}=0,80*(176,72 \text{ kg/cm}^2*Ag+28,1 * \text{ kg/cm}^2*Ag)$$

$$223200\text{kg}=Ag163,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ag = 223200 \text{ cm}^2/163,85 = 1362,2 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{1362,2 \text{ cm}^2} = 36,91 \text{ cm de sección de la columna.}$$

Se propone usar una columna de sección de 45 cm * 45 cm

- Vigas

La viga se define con base en la longitud efectiva; un criterio es asignar el 8 por ciento de la luz libre y la base igual al 50 por ciento del peralte. El código ACI 318-08S en el capítulo 9.5.2.1 tabla 9.5(a), establece diferentes situaciones para predimensionar.

En este caso se usó el criterio del 8 por ciento de la longitud de la viga y el criterio de la tabla descrita en donde indica que el peralte de una viga con un extremo continuo se calcula en función de $L/18,5$, donde L es la longitud de la viga crítica.

Promedio:

$$t_{viga} = \text{luz libre de viga} * 0,08$$

$$t_{viga} = L/18,5 \quad (\text{según el Código ACI 318-08S, cap. 9.5.2.1})$$

Datos:

$$L = 6,20 \text{ m}$$

$$\text{Sección de columna} = 0,45 \text{ m} \times 0,45 \text{ m}$$

$$L_{viga} = 6,20 \text{ m} - 0,45 \text{ m} = 5,75 \text{ m}$$

$$t_{viga} = 0,08 * 5,75 \text{ m} = 0,46 \text{ m}$$

$$o \ t_{viga} = 5,75 \text{ m} / 18,5 = 0,31 \text{ m}$$

$$t_{viga} \text{ Promedio} = (0,46 \text{ m} + 0,31 \text{ m}) / 2 = 0,39 \text{ m}$$

Por seguridad y considerando que se debe usar una carga viva con un valor alto se propone una viga con peralte de 0,60 m y una base de 0,35 m.

- Losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, para transmitir cargas verticales y horizontales,

por su espesor pueden dividirse en cascarones ($t < 0,09\text{m}$), planas ($0,09 \leq t \leq 0,12$) y nervadas ($t > 0,12 \text{ m}$).

Se usa como variable el perímetro de la losa y el tipo de apoyo. En este caso todas las losas están apoyadas en cuatro lados y corresponde a dos direcciones.

Para losas en dos direcciones el ACI 318S-08 tabla 9,5 (b) recomienda

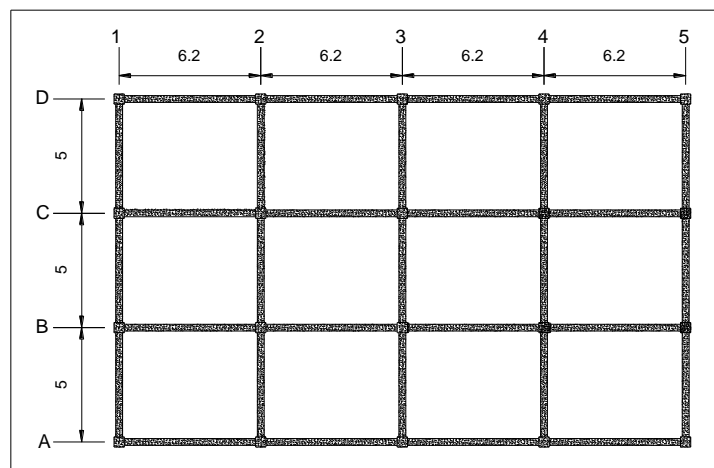
$$t_{\text{losa}} = \text{perímetro losa}/180$$

$$t_{\text{losa}} = 2*(6,2 \text{ m} + 5 \text{ m})/180 = 0,12 \text{ m}$$

Se propone una losa con un peralte de 0,12 m.

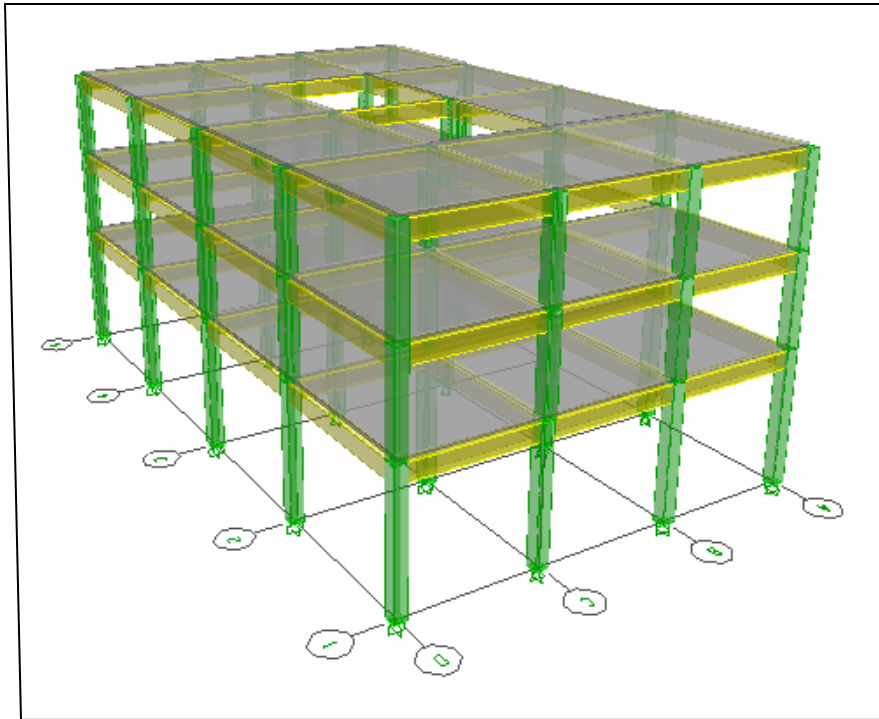
Con las propuestas consideradas anteriormente, se muestra en la figura 2, la distribución de columnas y vigas y, en la figura 3 se observa el modelo tridimensional.

Figura 2. **Distribución de vigas y columnas**



Fuente: elaboración propia.

Figura 3. **Modelo tridimensional**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.4.2. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

- **Cargas verticales**

De acuerdo con el tipo de carga se dividen en: cargas muertas y cargas vivas.

- **Cargas muertas**

Son las cargas que producen los elementos estructurales, así como los diversos materiales que se utilizan en la construcción de la estructura.

Para un edificio, las cargas muertas lo componen los pesos de las losas, vigas, columnas, muros, ventanas, puertas, instalaciones (drenajes, hidráulicos, eléctricos), acabados y otros permanentes en la estructura.

Para este edificio se utilizarán:

Carga muerta:

Peso del concreto.....2400 kg/m³

Muros.....210 kg/m²

Acabados.....80 kg/m²

Vigas = $0,35 \cdot 0,60 \cdot 2400 - (0,35 \cdot (0,60 - 0,12)) \cdot 2400 = 403,2 \text{ Kg/m}$

Losa = $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ Kg/m}^2$

- Cargas vivas

Son cargas que se producen de acuerdo a la utilidad que tenga la estructura, ya que la componen los objetos temporales o móviles dentro del edificio, como personas, mercadería, mobiliario, equipo y otros.

La Norma AGIES y otros códigos, regulan los valores de la carga viva, para los diferentes tipos de estructura y la función que estos tengan.

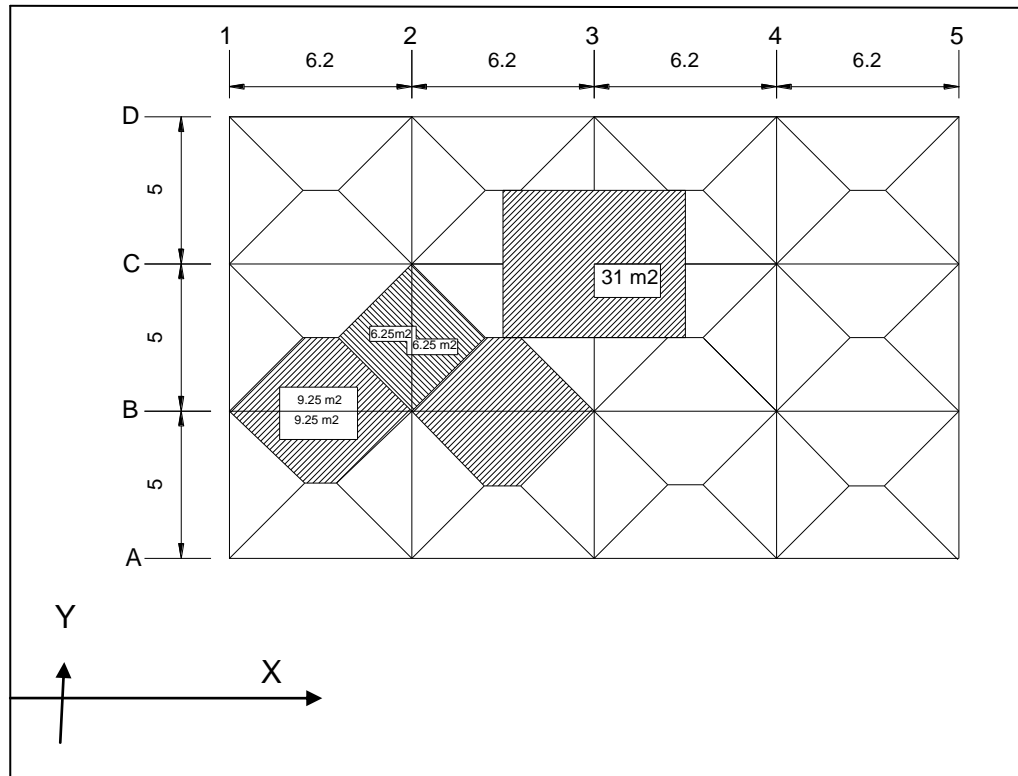
Para este edificio se utilizarán:

Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas= 100 Kg/m²

Bodega liviana = 600 Kg/m²

Fuente: Normas AGIES NSE 2-10 edición 2010, p. 6-7

Figura 4. **Áreas tributarias del marco C y marco 2**



Fuente: elaboración propia.

Área tributaria de vigas

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

$$A = ((6,2+1,2)/2) \times 2,5 = 9,25 \text{ m}^2$$

$$A = (2,5 \times 5) / 2 = 6,25 \text{ m}^2$$

Área tributaria de columnas

$$A = 6,2 \times 5 = 31 \text{ m}^2$$

- Cargas lineales

Carga muerta

$$W_{cm} = w_{cm} \cdot A/L$$

W_{cm} = carga superficialmente distribuida en kg/m²

A = área tributaria

L = longitud en m

Integración de cargas para vigas

Cargas sobre el marco típico del eje 2

Nivel 2 (aquí no se incluye el peso de piso y muros)

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{(\text{losa} + \text{acabados}) \cdot \text{área tributaria}}{\text{longitud de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 1323,2 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{vviga} = \frac{\text{carga viva techo} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}}$$

$$C_{vviga} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} = 250 \text{ kg/m}$$

Nivel 1

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{\text{losa} + \text{acabados} + \text{muro} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 + 80 + 210 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 1848,2 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{vviga} = \frac{\text{carga viva entrepiso} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}}$$

$$C_{vviga} = \frac{600 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} = 1500 \text{ kg/m}$$

Nivel de sótano

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{\text{losa} + \text{acabados} + \text{muro} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 + 80 + 210 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 1848,2 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{vviga} = \frac{\text{carga viva entrepiso} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long.de viga}}$$

$$C_{vviga} = \frac{600 \text{ kg/m}^2 \cdot 12,5 \text{ m}^2 \cdot 2}{5 \text{ m}} = 1\,500 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre el marco típico del eje C

Nivel 2 (no incluye el peso de piso y muros)

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{\text{losa} + \text{acabados} \cdot \text{área tributaria}}{\text{longitud de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 1501,26 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{vviga} = \frac{\text{carga viva techo} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long.de viga}}$$

$$C_{vviga} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} = 298,39 \text{ kg/m}$$

Nivel 1

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{\text{losa} + \text{acabados} + \text{muro} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 + 80 + 210 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 2127,88 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{mviga} = \frac{\text{carga viva entrepiso} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}}$$

$$C_{vviga} = \frac{600 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} = 1790,32 \text{ kg/m}$$

Nivel de sótano

Carga muerta

$$C_{mviga} = \frac{\text{losa} + \text{acabados} + \text{muro} \cdot \text{área tributaria}}{\text{long. de viga}} + W_{viga}$$

$$C_{mviga} = \frac{288 + 80 + 210 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} + 403,2 \text{ kg/m} = 2127,88 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_{vviga} = \frac{600 \text{ kg/m}^2 \cdot 18,5 \text{ m}^2}{6,2 \text{ m}} = 1790,32 \text{ kg/m}$$

- Cargas horizontales

Peso de la estructura del edificio

Nivel 2

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} + W_{\text{acabados}} = 288 + 80 \text{ kg/m}^2 * 25,25 \text{ m} * 15,45 \text{ m} - 31 \text{ m}^2 = 132153,4 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 403,2 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} * 4 \text{ vigas} + 15 \text{ m} * 5 \text{ vigas} = 70 560 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,45 * 0,45 * 2400 * 1,67 * 20 \text{ columnas} = 16232,4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosext}} = 1,5 \text{ m} * 210 \text{ kg/m}^2 * 80 \text{ m} = 25 200 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosint}} = 1,5 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2 * 130 \text{ m} = 29 250 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 273395,8 \text{ kg}$$

Carga viva

$$W_{\text{cv}} = 100 \text{ kg/m}^2 * 359,11 \text{ m}^2 = 35 911 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cvnivel2}} = W_{\text{cm}} + 0,25 * W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{nivel2}} = 273395,8 \text{ kg} + 0,25 * 35911 \text{ kg} = 282373,55 \text{ kg}$$

Nivel 1

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} + W_{\text{acabados}} = 288 + 80 \text{ kg/m}^2 * 359,11 \text{ m}^2 = 132153,4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 403,2 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} * 4 \text{ vigas} + 15 \text{ m} * 5 \text{ vigas} = 70 560 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,45 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 3,35 \text{ m} \cdot 20 \text{ columnas} = 32\,562 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosext}} = 3 \text{ m} \cdot 80 \text{ m} \cdot 210 \text{ kg/m}^2 = 50\,400 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosint}} = 3 \text{ m} \cdot 40 \text{ m} \cdot 150 \text{ kg/m}^2 = 18\,000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 303\,675,4 \text{ kg}$$

Carga viva

$$W_{\text{cv}} = 600 \text{ kg/m}^2 \cdot 359,11 \text{ m}^2 = 215\,466 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cvnivel1}} = W_{\text{cm}} + 0,25 \cdot W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{nivel1}} = 303\,675,4 \text{ kg} + 0,25 \cdot 215\,466 \text{ kg} = 357\,541,9 \text{ kg}$$

Nivel se sótano

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} + W_{\text{acabados}} = 288 + 80 \text{ kg/m}^2 \cdot 359,11 \text{ m}^2 = 132\,153,4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 309,6 \text{ kg/m}^2 \cdot 25 \text{ m} \cdot 4 \text{ vigas} + 15 \text{ m} \cdot 5 \text{ vigas} = 70\,560 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,45 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 4,85 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 20 \text{ col} = 47\,142 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosotano}} = 0,25 \text{ m} \cdot 3,35 \text{ m} \cdot 50 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 100\,500 \text{ kg}$$

$$W_{\text{murosblock}} = 20 \text{ m} \cdot 3,35 \text{ m} \cdot 210 \text{ kg/m}^3 = 14\,070 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm}} = 364\,425,4 \text{ kg}$$

Carga viva

$$W_{\text{cv}} = 600 \text{ kg/m}^2 \cdot 359,11 \text{ m}^2 = 215\,466 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cvsótano}} = W_{\text{cm}} + 0,25 \cdot W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{sótano}} = 364\,425,4 \text{ kg} + 0,25 \cdot 215\,466 \text{ kg} = 418\,291,9 \text{ kg}$$

Peso total de la estructura

$$W_{total} = W_{n2} + W_{n1} + W_{sotano}$$

$$W_{total} = 282373,55 \text{ kg} + 357541,9 \text{ kg} + 418291,9 \text{ kg} = 1058207,35 \text{ kg}$$

Método SEAOC aplicado a la edificación

Guatemala es un país de alto riesgo sísmico, por tal razón se dimensionan las estructuras de manera que estas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno. El análisis realizado para contrarrestar las fuerzas del sismo, también prevé los efectos que podría causar la fuerza del viento si se presentara.

Para determinar las fuerzas sísmicas aplicadas a la edificación, se utilizó el método SEAOC.

$$V = ZIKCSW$$

ZIKCSW; coeficientes que dependen del tipo de estructura, suelo, importancia de la estructura posterior al sismo, intensidad del sismo y zona sísmica.

V = corte de basal o corte en la base.

Z = coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona. El edificio se construirá en la región 4,2, por lo que $Z=1$

I = 1,4; este coeficiente depende del uso que se le va a dar a la estructura después de que ocurra el evento, en este caso es para edificio público.

K = coeficiente que depende del tipo de la estructura. K=0,67 para marcos dúctiles.

$C = 1/15 \sqrt{T}$; se conoce también como el coeficiente sísmico, en donde T es el período fundamental de vibración de la estructura, en segundos; se obtiene $T = 0,09 \cdot h / \sqrt{b}$, donde h = es la altura de la base al del nivel más alto, b=la dimensión de entrepiso, en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

El valor C debe ser menor que 0,12, si resulta mayor que 0,12 se debe usar 0,12. De igual manera el producto de C*S no debe ser mayor que 0,14 o de lo contrario se usará este último.

$$T_x = \frac{0,09 \cdot 11,55}{\sqrt{25,5}} = 0,21$$

$$C_x = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,21}} = 0,15 \quad \text{usar } C_x = 0,12$$

$$T_y = \frac{0,09 \cdot 11,55}{\sqrt{15,45}} = 0,27$$

$$C_y = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,27}} = 0,13 \quad \text{usar } C_y = 0,12$$

$$C_x \cdot S = 0,12 \cdot 1,5 = 0,18 \quad \text{usar } 0,14$$

$$C_y \cdot S = 0,12 \cdot 1,5 = 0,18 \quad \text{usar } 0,14$$

Debido a que estos valores no varían respecto al sentido de X & Y el corte basal es el mismo para ambas direcciones.

S = depende del tipo de suelo a cimentar, comprendida entre: $1,00 \leq S \leq 1,5$

W = peso propio de la estructura más 25 por ciento de las cargas vivas

$$V_x = V_y = Z * I * K * C * S * W$$

$$V_x = V_y = 1 * 1,4 * 0,67 * 0,14 * 1058207,35 \text{ kg} = 138963,79 \text{ kg}$$

Fuerzas por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula del código SEAOC donde:

V = corte basal

ft = fuerza en la cúspide

fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina cómo se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones, dadas en la sección I (E) del código SEAOC.

Si $T < 0,25$ segundos; $f_t = 0$

Si $T > 0,25$ segundos; $f_t = 0,07 * T * V$

Donde T = periodo fundamental de la estructura

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir del corte basal V, puede ser distribuido en los niveles de la estructura, según la fórmula:

$$F_i = \frac{V - f_t * W_i * H_i}{\sum W_i * H_i}$$

Donde:

Wi = peso de cada nivel

Hi = altura de cada nivel

Tabla I. **Integración de peso de cada nivel y altura**

Nivel	Wi	Hi	wi*Hi
sótano	418 291,90	4,85	2 028 715,72
1	357 541,90	8,20	2 931 843,58
2	282 373,55	11,55	3 261 414,50
	1 058 207,35		8 221 973,80

Fuente: elaboración propia.

Fuerza por piso

Como $T_x < 0,25$ $F_t = 0$

$$F_{nivelx} = (V - F_t) w_i H_i / \sum w_i H_i$$

Tabla II. **Fuerza por piso sentido X**

Fsotanox=	34 288,36
Fnivel1x=	49 552,59
Fnivel2x=	55 122,84

Fuente: elaboración propia.

Como $T_y > 0,25$ $F_t = 0,07TV = 2626,42$

$$F_{nively} = (V - F_t) w_i H_i / \sum w_i H_i$$

Tabla III. **Fuerza por piso sentido Y**

Fsotanoy=	33 640,31
Fnivel1y=	48 616,05
Fnivel2y=	54 081,01

Fuente: elaboración propia.

Fuerzas por marco (Fm)

Las fuerzas por nivel deben distribuirse entre los marcos que componen el mismo, en este caso la estructura es completamente simétrica, por lo que se calcula aplicando las siguientes fórmulas

$$FM = FM' + FM''$$

Donde:

$$FM' = \frac{R_i \cdot F_{ni}}{\sum R_i}$$

$$FM'' = \frac{e \cdot F_{ni}}{\sum \frac{R_i \cdot d_i^2}{R_i \cdot d_i}}$$

$e = CM - CR$ (emínimo = 0,05 * altura total del edificio)

$$CR = \frac{\sum (R_i \cdot d_i)}{\sum R_i}$$

Donde:

Ri = rigidez del marco

di = distancia de CR a marco considerado

e = excentricidad

CM = centro de masa

CR = centro de rigidez

Eje X

El edificio es simétrico para los marcos que están sobre el eje x

Con R=1

$$CR = (1*6,2+1*12,4+1*18,6+1*24,8)/5*1=12,4 \text{ m}$$

$$CM = 24,8/2 = 12,4 \text{ m}$$

Como se puede observar, el centro de rigidez y el centro de masa coinciden, esto es debido a la simetría que existe.

$e = 12,4-12,4 = 0 \text{ m}$ (Como no hay excentricidad usar excentricidad mínima).

$$e_{min} = 0,05 * 11,55 = 0,577 \text{ m}$$

Nivel 2

$$FM'_{n2} = \frac{1*55122,84}{5} = 11024,57 \text{ Kg}$$

$$FM''_{n2} = \frac{0,58*55122,84}{\frac{384,40}{12,4}} = 1031,33 \text{ Kg}$$

Nivel 1

$$FM'_{n1} = \frac{1 \cdot 49552,59}{5} = 9910,52 \text{ Kg}$$

$$FM''_{n1} = \frac{0,58 \cdot 49552,59}{\frac{384,40}{12,4}} = 927,11 \text{ Kg}$$

Sótano

$$FM'_s = \frac{1 \cdot 34288,36}{5} = 6857,67 \text{ Kg}$$

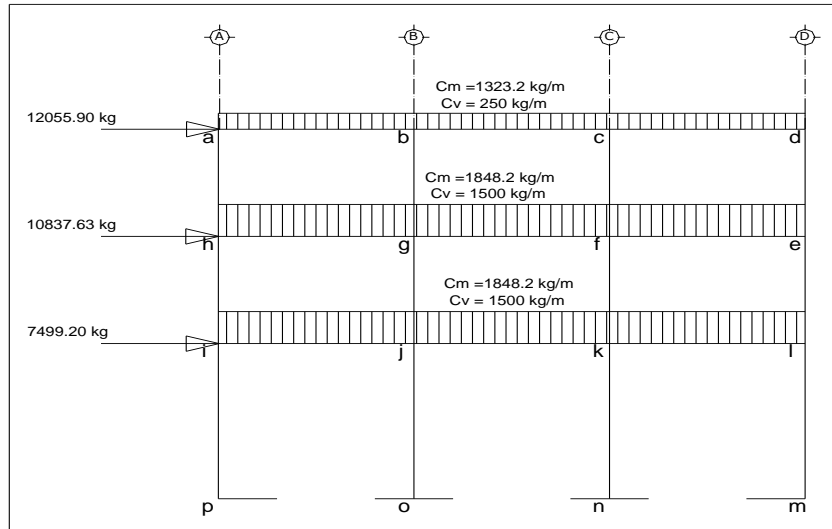
$$FM''_s = \frac{0,58 \cdot 34288,36}{\frac{384,40}{12,4}} = 641,52 \text{ Kg}$$

Tabla IV. Fuerza por marco, ejes numéricos

Nivel2							
F	55 122,84	emin= 0,58					
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
1,00	1,00	12,40	12,40	153,76	11 024,57	1 031,33	12 055,90
2,00	1,00	6,20	6,20	38,44	11 024,57	515,67	11 540,23
3,00	1,00	0,00	0,00	0,00	11 024,57	0,00	11 024,57
4,00	1,00	-6,20	-6,20	38,44	11 024,57	-515,67	10 508,90
5,00	1,00	-12,40	-12,40	153,76	11 024,57	-1 031,33	9 993,24
				384,40			55 122,84
Nivel1							
F	49 552,59	emin= 0,58					
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
1,00	1,00	12,40	12,40	153,76	9 910,52	927,11	10 837,63
2,00	1,00	6,20	6,20	38,44	9 910,52	463,56	10 374,07
3,00	1,00	0,00	0,00	0,00	9 910,52	0,00	9 910,52
4,00	1,00	-6,20	-6,20	38,44	9 910,52	-463,56	9 446,96
5,00	1,00	-12,40	-12,40	153,76	9 910,52	-927,11	8 983,40
				384,40			49 552,59
sotano							
F	34 288,36	emin= 0,58					
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
1,00	1,00	12,40	12,40	153,76	6 857,67	641,52	7 499,20
2,00	1,00	6,20	6,20	38,44	6 857,67	320,76	7 178,43
3,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6 857,67	0,00	6 857,67
4,00	1,00	-6,20	-6,20	38,44	6 857,67	-320,76	6 536,91
5,00	1,00	-12,40	-12,40	153,76	6 857,67	-641,52	6 216,15
				384,40			34 288,36

Fuente: elaboración propia.

Figura 5. **Fuerza por marcos numéricos y distribución de cargas**



Fuente: elaboración propia.

Eje Y

El edificio es simétrico para los marcos que están sobre el eje y

Con $R=1$

$$CR = (1 \cdot 5 + 1 \cdot 10 + 1 \cdot 15) / 4 \cdot 1 = 7,5 \text{ m}$$

$$CM = 15 / 2 = 7,5 \text{ m}$$

Como se puede observar, el centro de rigidez y el centro de masa coinciden, esto es debido a la simetría que existe.

$e = 7,5 \text{ m} - 7,5 \text{ m} = 0 \text{ m}$ (Como no hay excentricidad usar excentricidad mínima).

$$e_{min} = 0,05 \cdot 11,55 = 0,577 \text{ m}$$

Nivel 2

$$FM'_{n2} = \frac{1 \cdot 54081,01}{4} = 13520,25 \text{ Kg}$$

$$FM''_{n2} = \frac{0,58 \cdot 54081,01}{\frac{125}{7,5}} = 1882,02 \text{ Kg}$$

Nivel 1

$$FM'_{n1} = \frac{1 \cdot 48616,05}{4} = 12154,01 \text{ Kg}$$

$$FM''_{n1} = \frac{0,58 \cdot 48616,05}{\frac{125}{7,5}} = 1691,84 \text{ Kg}$$

Sótano

$$FM'_s = \frac{1 \cdot 33640,31}{4} = 8410,08 \text{ Kg}$$

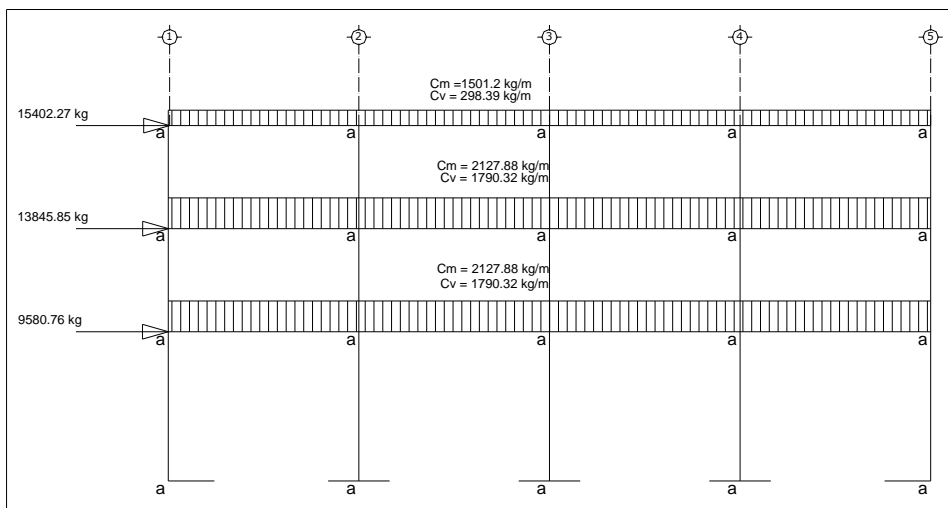
$$FM''_s = \frac{0,58 \cdot 33640,31}{\frac{125}{17,5}} = 1170,68 \text{ Kg}$$

Tabla V. Fuerza por marco, ejes literales

Nivel2							
F	54 081,01	emin=		0,58			
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
A	1,00	7,50	7,50	56,25	13 520,25	1 882,02	15 402,27
B	1,00	2,50	2,50	6,25	13 520,25	627,34	14 147,59
C	1,00	-2,50	-2,50	6,25	13 520,25	-627,34	12 892,91
D	1,00	-7,50	-7,50	56,25	13 520,25	-1 882,02	11 638,23
				125,00			54 081,01
Nivel1							
F	48 616,05	emin=		0,58			
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
A	1,00	7,50	7,50	56,25	12 154,01	1 691,84	13 845,85
B	1,00	2,50	2,50	6,25	12 154,01	563,95	12 717,96
C	1,00	-2,50	-2,50	6,25	12 154,01	-563,95	11 590,07
D	1,00	-7,50	-7,50	56,25	12 154,01	-1 691,84	10 462,17
				125,00			48 616,05
sotano							
F	33 640,31	emin=		0,58			
Marco	Ri	di	Ri*di	(Ri*di) ²	FM'	FM''	FM
A	1,00	7,50	7,50	56,25	8 410,08	1 170,68	9 580,76
B	1,00	2,50	2,50	6,25	8 410,08	390,23	8 800,31
C	1,00	-2,50	-2,50	6,25	8 410,08	-390,23	8 019,85
D	1,00	-7,50	-7,50	56,25	8 410,08	-1 170,68	7 239,40
				125,00			33 640,31

Fuente: elaboración propia.

Figura 6. Fuerza por marcos literales y distribución de cargas



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.4.3. Análisis de marcos dúctiles por medio del programa de computación ETABS y por un método numérico

Análisis estructural es el estudio por el cual se somete una estructura para conocer el comportamiento de cada uno de sus miembros. El análisis es uno de los pasos básicos en el desarrollo de proyectos de ingeniería. Depende de este la economía y efectividad de la estructura. Después de obtener la magnitud de las cargas que afectarán la estructura, es necesario analizar su comportamiento estructural. Para ello se recurre a un método exacto y correctivo como lo es Kani, puesto que automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo. En este caso se consideran las cargas verticales producidas por los entresijos uniformemente distribuidos y las fuerzas horizontales de sismo.

Se realizó el análisis estructural con un método numérico, en este caso se tomaron los resultados obtenidos con el método numérico de Kani, y se comprobó con el software ETABS y la diferencia dio entre 5 y 10 por ciento de los resultados entre ETABS y Kani.

- Método numérico de Kani en marco 2

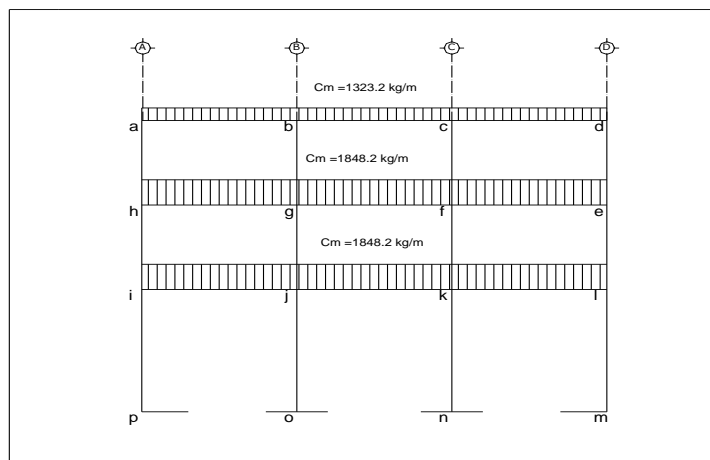
En este caso se aplica el método numérico para analizar el comportamiento de los componentes estructurales sometidos a carga muerta, viva y de sismo.

- Cálculo de momentos fijos

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = \pm WL^2/12$

Para estos momentos fijos se usa carga muerta distribuida uniformemente, según el diagrama siguiente:

Figura 7. Diagrama de carga muerta en marco 2



Fuente: elaboración propia.

$$MF_{ab} = -1323,2 \cdot (5)^2 / 12 = -2756,67 \text{ k-m} \quad MF_{ba} = 1323,2 \cdot (5)^2 / 12 = 2756,67 \text{ kg-m}$$

Tabla VI. Cálculo de momentos fijos

MF	Wm(kg/m)	L(m)	(kg-m)	MF	(kg-m)
a-b	1 323,20	5,00	-2 756,67	b-a	2 756,67
b-c	1 323,20	5,00	-2 756,67	c-b	2 756,67
c-d	1 323,20	5,00	-2 756,67	d-c	2 756,67
h-g	1 848,20	5,00	-3 850,42	g-h	3 850,42
g-f	1 848,20	5,00	-3 850,42	f-g	3 850,42
f-e	1 848,20	5,00	-3 850,42	e-f	3 850,42
i-j	1 848,20	5,00	-3 850,42	j-i	3 850,42
j-k	1 848,20	5,00	-3 850,42	k-j	3 850,42
k-l	1 848,20	5,00	-3 850,42	l-k	3 850,42

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de rigideces de elementos (columnas y vigas)

$$K=I/L \quad I=(1/12)*b*h^3$$

$$I_{col}=(1/12)*45*45^3 = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga}=(1/12)*35*60^3 = 630000 \text{ cm}^4$$

Inercia relativa (I)

Se toma el menor y se divide entre las inercias

$$I_{co}=341718,75 / 341718,75 = 1$$

$$I_{viga}=630000/341718,75 = 1,84$$

- Rigideces (k)

$$K_{col}=I_{col}/long_{col}, \quad K_{viga}=I_{viga}/long_{viga}$$

$$K_{col}(\text{segundo nivel y primer nivel})=1/3,35 = 0,29$$

$$K_{col}(\text{sotano}) = 1/4,85 = 0,21$$

$$K_{viga} = 1,84/5 = 0,386$$

- Factor de corrimiento

$$V=-3/2*K_{ik}/\sum K_{in}$$

$$V_{\text{sotano}}=(-3/2)*(0,21/(0,21+0,21+0,21+0,21)) = -0,375$$

$$V(n1 \text{ y } n2)=(-3/2)*(0,29/0,29+0,29+0,29+0,29)= -0,375$$

- Factor de giro (para todos los nudos)

$$\mu_{ik} = -1/2 * K_{elementos}/\sum K_{elementos}$$

Tabla VII. Factores de giro para nudos

Nudo a	Nudo b	Nudo h	Nudo g	Nudo i	Nudo j
$\mu_{ah}=-0.22$	$\mu_{ba}=-0.18$	$\mu_{hi}=-0.153$	$\mu_{gb}=-0.11$	$\mu_{j}=-0.212$	$\mu_{jk}=-0.149$
$\mu_{ab}=-0.28$	$\mu_{bg}=-0.14$	$\mu_{ha}=-0.153$	$\mu_{gh}=-0.14$	$\mu_{p}=-0.121$	$\mu_{jo}=-0.085$
	$\mu_{bc}=-0.18$	$\mu_{hg}=-0.194$	$\mu_{gf}=-0.14$	$\mu_{h}=-0.167$	$\mu_{ji}=-0.149$
			$\mu_{gj}=-0.11$		$\mu_{jg}=-0.117$
Total=-0.50	Total=-0.50	Total=-0.50	Total=-0.50	Total=-0.50	Total=-0.50

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de momentos de sujeción

$$M_s = \sum M_{Fik}$$

$$M_{sa} = M_{Fab} = -2756,67$$

$$M_{sb} = M_{Fba} + M_{Fbc} = 2756,67 - 2756,67 = 0$$

Tabla VIII. Momentos de sujeción

Ms Nudo	Kg-m
a	-2 756,67
b	0,00
c	0,00
d	2 756,67
h	-3 850,42
g	3 850,42
f	0,00
e	0,00
i	-3 850,42
j	0,00
k	0,00
l	3 748,68

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de Iteraciones por el método de Kani

Para el cálculo de las iteraciones se usó una hoja electrónica.

Primera iteración: $M'_{ik} = \mu_{ik}(M_s + \sum(M'_{ni} + M''_{in}))$

Momentos finales: $M_{ik} = M_{fijo} + 2M_{ik} + M_{ki}$, para vigas y columnas.

Tabla IX. Iteraciones de momentos

a			b			c			d	
-2756,670		-2756,67	2756,67	0,000	-2756,67	2756,67	0,000	-2756,67	2756,67	2756,670
-0,220	-0,280	771,87	-138,94	-0,140	-0,180	25,01	-0,140	25,01	-778,87	-0,220
606,47		669,39	-127,08	-108,06	-127,08	149,38	19,45	149,38	-677,51	-611,97
525,95		685,97	-140,44	-98,84	-140,44	138,65	116,18	138,65	-688,89	-532,33
538,97		691,58	-141,53	-109,23	-141,53	140,97	107,84	140,97	-692,74	-541,27
543,38		692,59	-142,48	-110,08	-142,48	142,49	109,65	142,49	-693,21	-544,29
544,18		693,15	-142,89	-110,82	-142,89	142,86	110,83	142,86	-693,39	-544,66
544,62		693,35	-142,99	-111,14	-142,99	142,97	111,11	142,97	-693,43	-544,81
544,78	9,10	-1512,96	3164,04	-111,22	-2899,68	2899,62	111,20	-3164,34	1512,78	-544,84
1512,89	1,83			-264,16			264,49			-1512,68
1391,24	2,40			-194,88			195,17			-1391,06
423,13	1,13			-41,93			41,88			-423,21
423,10	0,49			-42,01			41,88			-423,31
423,13	0,21			-42,28			41,95			-423,62
423,52				-43,12			42,48			-424,55
424,80				-46,36			44,84			-425,98
432,05				-56,94			45,87			-436,81
495,84				2,51			66,97			-495,48
h			g			f			e	
-0,153		-3850,42	3850,42	0,000	-3850,42	3850,42	0,000	-3850,42	3850,42	3850,420
-3850,420	-0,194	628,71	3,20	-0,110	-0,140	85,23	-0,110	85,23	-628,26	-0,153
-0,153		547,82	-72,47	2,51	-72,47	58,38	66,97	58,38	-553,86	-495,48
495,84		538,64	-59,00	-56,94	-59,00	57,07	45,87	57,07	-540,13	-436,81
432,05		537,01	-54,88	-46,36	-54,88	54,06	44,84	54,06	-538,31	-425,98
424,80		536,52	-53,82	-43,12	-53,82	53,40	42,48	53,40	-537,14	-424,55
423,52		536,48	-53,47	-42,28	-53,47	53,31	41,95	53,31	-536,75	-423,62
423,13		536,51	-53,37	-42,01	-53,37	53,30	41,88	53,30	-536,62	-423,31
423,10	3,79	-2830,76	4280,19	-41,93	-3903,86	3903,66	41,88	-4280,44	2830,48	-423,21
1439,60	7,78			-181,41			181,75			-1439,37
1609,58	3,05			-237,26			237,61			-1609,34
593,10	1,40			-97,78			97,74			-593,19
593,03	0,60			-97,80			97,71			-593,24
592,81	0,24			-97,82			97,60			-593,36
591,97				-97,72			97,26			-593,56
588,38				-96,07			96,07			-593,83
584,36				-83,81			87,49			-592,95
560,22				-83,50			4,61			-561,25
i			j			k			l	
-0,167		-3850,42	3850,42	0,000	-3850,42	3850,42	0,000	-3850,42	3850,42	3850,420
-3850,420	-0,212	711,17	-106,34	-0,085	-106,34	5,87	-0,085	5,87	-712,49	-0,167
-0,121		741,82	-106,73	-60,66	-106,73	111,42	3,35	111,42	-752,73	-406,66
405,90		746,93	-122,34	-60,89	-122,34	122,35	63,56	122,35	-753,85	-429,62
423,40		751,48	-124,45	-69,79	-124,45	123,86	69,79	123,86	-753,51	-430,26
426,31		752,55	-124,58	-71,00	-124,58	124,29	70,66	124,29	-753,25	-430,07
428,91		752,83	-124,55	-71,07	-124,55	124,43	70,90	124,43	-753,10	-429,92
429,52		752,92	-124,53	-71,05	-124,53	124,48	70,98	124,48	-753,03	-429,83
429,68		752,92	-124,53	-71,05	-124,53	124,48	70,98	124,48	-753,03	-429,83
429,73	21,78	-2469,10	4354,15	-71,04	-3974,99	3974,85	71,01	-4354,49	2468,85	-429,79
859,55	1,33			-141,99			142,10			-859,50
429,82	1,48			-70,96			71,09			-429,71
	0,56									
	0,21									
	0,08									
p			o			n			m	
0,00				0,00			0,00			0,00

Fuente: elaboración propia.

Momentos positivos para vigas

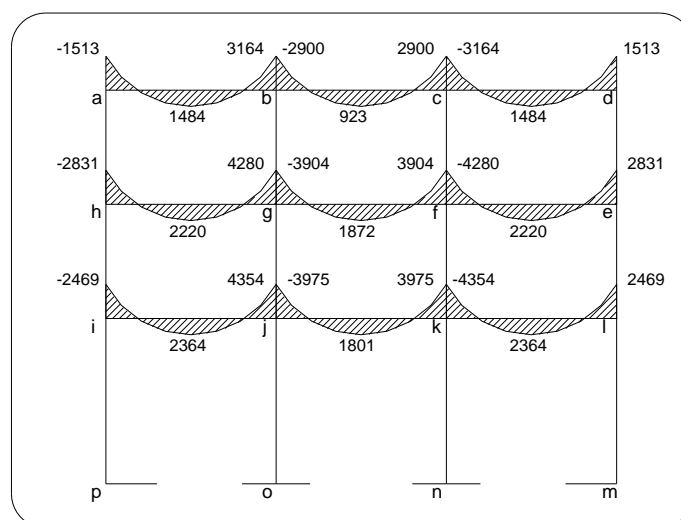
$$M^+ = \frac{CM \cdot L}{8} - \frac{M_{ik} + M_{ki}}{2}$$

Tabla X. **Momentos positivos para carga muerta, marco 2**

Sentido	carga muerta	Longitud	Momento i	Momento k	Momento(+)
a-b	1 223,20	5,00	-1 512,96	3 164,04	1 484,00
b-c	1 223,20	5,00	-2 899,68	2 899,62	922,85
c-d	1 223,20	5,00	-3 164,34	1 512,78	1 483,94
h-g	1 848,20	5,00	-2 830,76	4 280,19	2 220,15
g-f	1 848,20	5,00	-3 903,86	3 903,66	1 871,87
f-e	1 848,20	5,00	-4 280,44	2 830,48	2 220,17
i-j	1 848,20	5,00	-2 469,10	4 354,15	2 364,00
j-k	1 848,20	5,00	-3 974,99	3 974,85	1 800,70
k-l	1 848,20	5,00	-4 354,49	2 468,85	2 363,96

Fuente: elaboración propia.

Figura 8. **Diagrama de momentos por carga muerta, vigas del marco 2**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.4.4. Diagrama de momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo, tanto en vigas como en columnas. Las diferentes combinaciones están propuestas en el libro de Diseño de estructuras del concreto de Arthur H. Nilson, décima edición, página 17, en donde se contempla la condición de sismo.

Para los momentos últimos negativos en vigas:

$$M_{(-)} = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s)$$

$$M_{(-)} = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s)$$

Para los momentos últimos de inversión en vigas

$$M_i = 0,90M_{CM} + 1,43M_s$$

$$M_i = 0,90M_{CM} - 1,43M_s$$

Para los momentos últimos positivos en vigas

$$M_{(+)} = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$$

Para los momentos últimos en columnas

$$M_c = 0,75 (1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s)$$

$$M_c = 0,75 (1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s)$$

Momentos últimos en vigas, marco 2

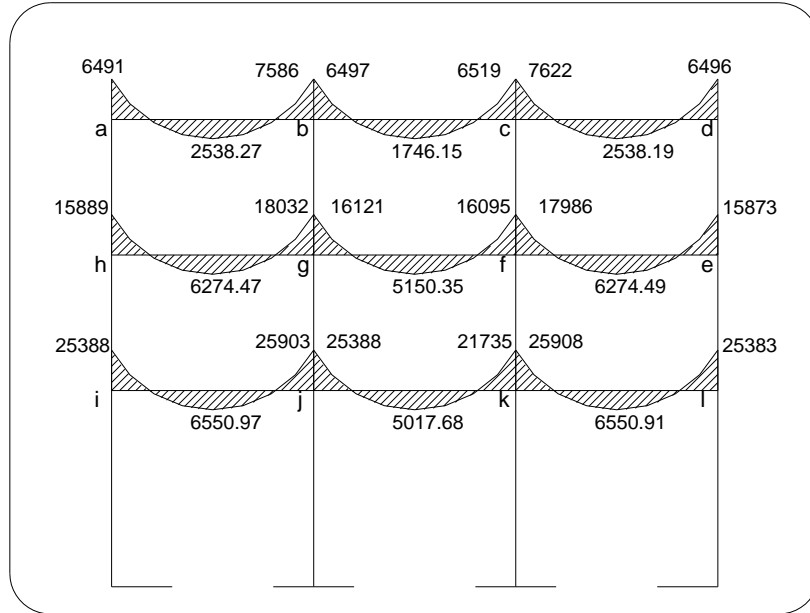
Se optó por usar la combinación que incluye el momento de sismo por considerarse que es la que aporta un mayor valor.

Tabla XI. **Cálculo de momentos últimos en vigas, marco 2**

MARCO 2 sentido	Carga Muerta		Carga Viva		Carga Sismo		
	Mi	Mk	Mi	Mk	Mi	Mk	
a-b	-1 512,96	3 164,04	-458,37	562,16	3 079,10	2 528,81	
b-c	-2 899,68	2 899,62	-514,08	514,11	1 994,16	2 009,79	
c-d	-3 164,34	1 512,78	-562,18	458,34	2 554,13	3 082,83	
h-g	-2 830,76	4 280,19	-2 148,22	3 501,76	7 257,06	6 469,52	
g-f	-3 903,86	3 903,66	-3 199,41	3 199,44	5 663,28	5 644,59	
f-e	-4 280,44	2 830,48	-3 501,72	2 148,27	6 435,92	7 245,94	
i-j	-2 469,10	4 354,15	-2 029,80	3 531,82	14 408,15	11 998,40	
j-k	-3 974,99	3 974,85	-3 218,84	3 218,87	9 592,13	9 595,60	
k-l	-4 354,49	2 468,85	-3 531,80	2 029,83	12 001,77	14 404,47	
		a-	b b-		c c-		d
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv+1,87Ms)	2 145,39	7 585,66	-903,31	6 518,83	-457,18	6 496,47	
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv-1,87Ms)	-6 491,47	492,34	-6 496,94	881,35	-7 621,51	-2 150,86	
0,90Mcm+1,43Ms	3 041,44	6 463,83	241,94	5 483,67	804,49	5 769,94	
0,90Mcm-1,43Ms	-5 764,77	-768,57	-5 461,37	-264,35	-6 500,31	-3 046,94	
		h-	g g-		f f-		e
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv+1,87Ms)	4 466,75	18 032,45	-235,54	16 094,66	67,22	15 873,48	
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv-1,87Ms)	-15 889,30	-114,55	-16 121,05	261,58	-17 985,53	-4 451,38	
0,90Mcm+1,43Ms	7 829,91	13 103,58	4 585,02	11 585,06	5 350,97	12 909,12	
0,90Mcm-1,43Ms	-12 925,28	-5 399,24	-11 611,97	-4 558,47	-13 055,76	-7 814,26	
		i-	j j-		k k-		l
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv+1,87Ms)	15 026,88	25 902,69	5 175,19	21 735,47	7 757,22	25 382,58	
0,75(1,4Mcm+1,7Mcv-1,87Ms)	-25 387,99	-7 752,83	-25 387,99	-5 180,18	-25 907,74	-15 021,94	
0,90Mcm+1,43Ms	18 381,47	21 076,45	10 139,24	17 299,07	13 243,49	22 820,35	
0,90Mcm-1,43Ms	-22 825,85	-13 238,98	-17 294,23	-10 144,34	-21 081,57	-18 376,43	

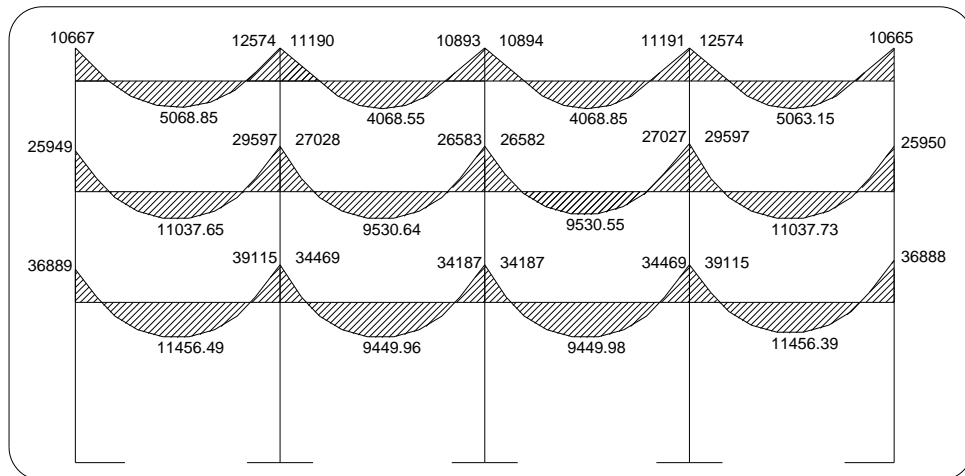
Fuente: elaboración propia.

Figura 9. Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) marco 2



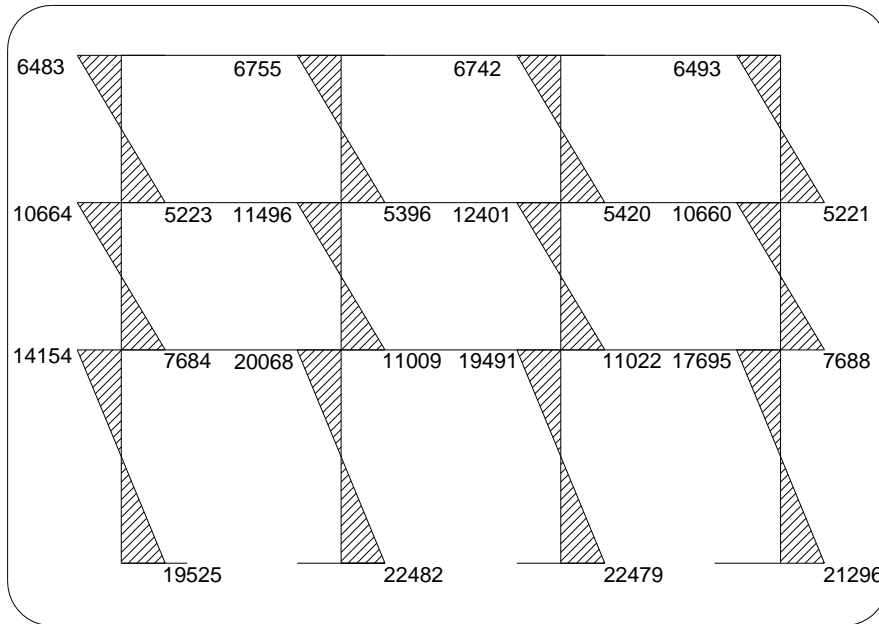
Fuente: elaboración propia.

Figura 10. Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) marco C



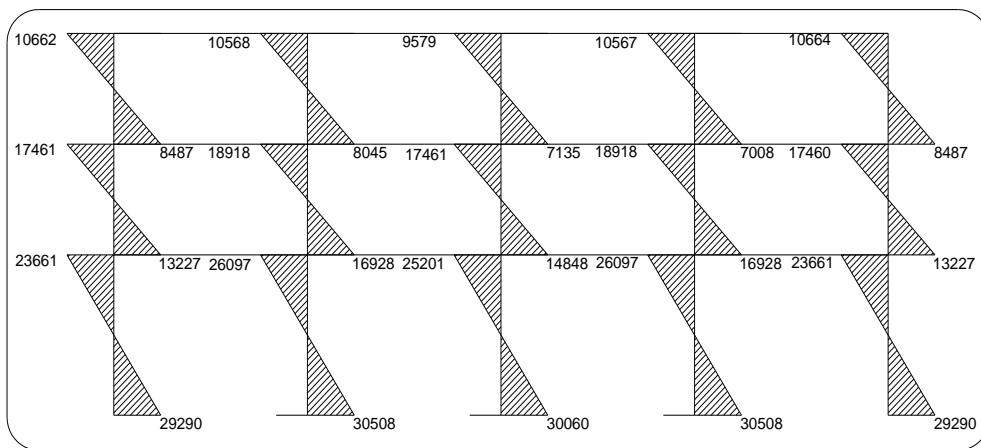
Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) marco 2



Fuente: elaboración propia.

Figura 12. Diagrama de momentos últimos, columnas (kg-m) marco C



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.4.5. Diagrama de corte en marcos dúctiles

Los esfuerzos cortantes en los elementos estructurales de los marcos se obtienen de las siguientes ecuaciones:

Corte en vigas con carga distribuida

$$V_{vig} = 0,75 * \left(1,4 * \frac{W_m * L}{2} + 1,7 * \frac{W_v * L}{2} + 1,87 * \frac{M_{s1} + M_{s2}}{2} \right)$$

Donde:

V_{vig} = corte en vigas

W_m = carga muerta distribuida

W_v = carga viva distribuida

M_{s1} = momento de sismo 1

M_{s2} = momento de sismo 2

L = longitud de la viga

Corte en columnas

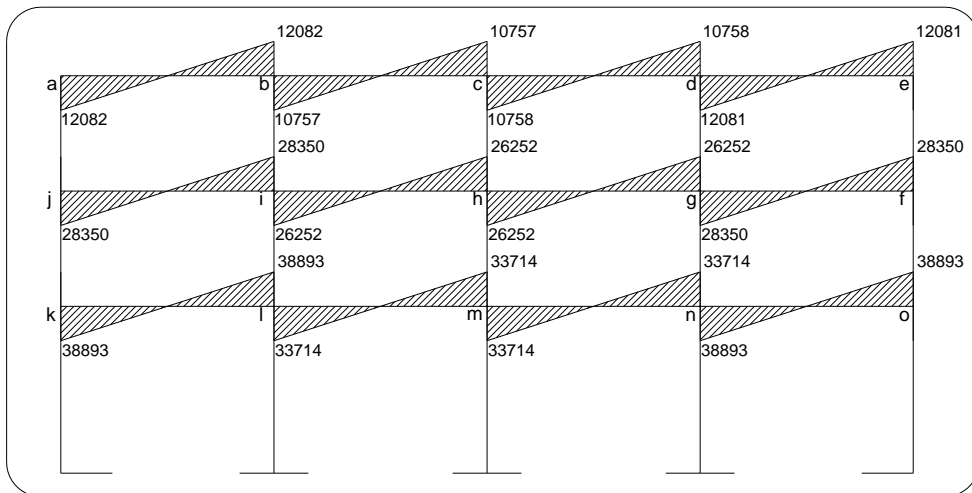
$$V_{cols} = \sum M_{col} / L$$

Tabla XII. Corte último en vigas, marco C

Viga	Wmuerta	Wviva	Ms1	Ms2	L	V
a-b	1 501,20	298,40	4 675,27	3 903,53	6,20	12 081,71
b-c	1 501,20	298,40	3 273,74	3 415,71	6,20	10 756,81
c-d	1 501,20	298,40	3 416,12	3 274,57	6,20	10 757,68
d-e	1 501,20	298,40	3 903,44	4 673,86	6,20	12 080,66
j-i	2 127,88	1 790,32	10 764,04	9 695,39	6,20	28 349,67
i-h	2 127,88	1 790,32	8 698,13	8 769,53	6,20	26 251,68
h-g	2 127,88	1 790,32	8 769,31	8 697,71	6,20	26 251,24
g-f	2 127,88	1 790,32	9 695,38	10 764,67	6,20	28 350,10
k-l	2 127,88	1 790,32	19 201,44	16 292,97	6,20	38 892,94
l-m	2 127,88	1 790,32	13 831,15	14 277,81	6,20	33 713,90
m-n	2 127,88	1 790,32	14 278,01	13 831,55	6,20	33 714,32
n-o	2 127,88	1 790,32	16 293,07	19 201,03	6,20	38 892,73

Fuente elaboración propia.

Figura 13. Diagrama de cortes últimos en vigas del marco C



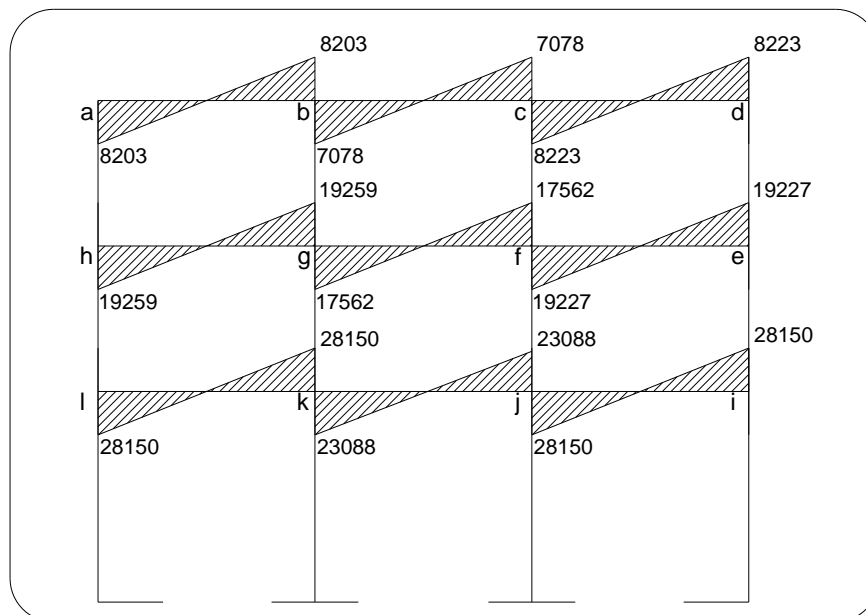
Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Corte último en vigas, marco 2**

Viga	Wmuerta	Wviva	Ms1	Ms2	L	V
a-b	1 323,20	250,00	3 079,10	2 528,81	5,00	8 202,82
b-c	1 323,20	250,00	1 994,16	2 009,79	5,00	7 078,05
c-d	1 323,20	250,00	2 554,13	3 082,83	5,00	8 223,19
h-g	1 848,20	1 500,00	7 257,06	6 469,52	5,00	19 258,54
g-f	1 848,20	1 500,00	5 663,28	5 644,59	5,00	17 562,42
f-e	1 848,20	1 500,00	6 435,92	7 245,94	5,00	19 227,18
i-j	1 848,20	1 500,00	14 408,15	11 998,40	5,00	28 150,37
j-k	1 848,20	1 500,00	9 592,13	9 595,60	5,00	23 088,17
k-l	1 848,20	1 500,00	12 001,77	14 404,47	5,00	28 150,15

Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Diagrama de cortes últimos en vigas del marco 2**



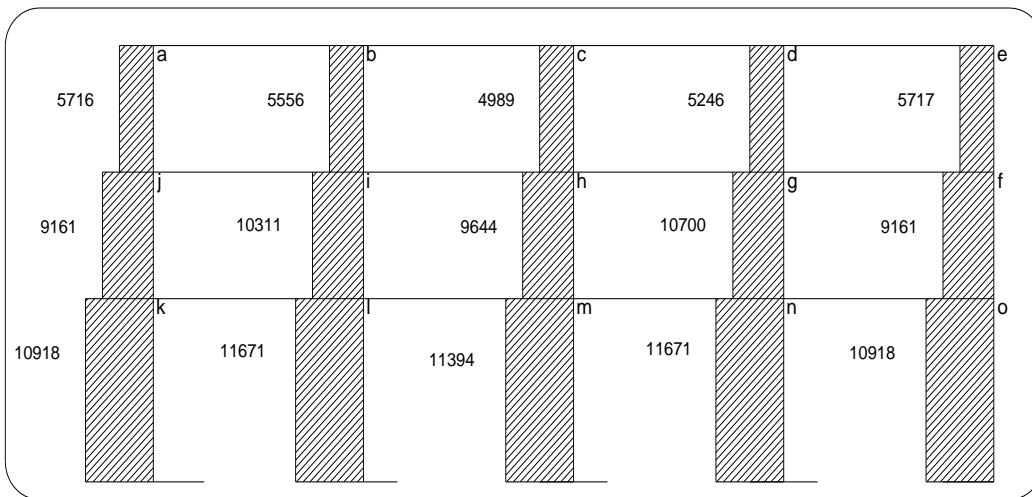
Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. **Corte ultimo en columnas, marco C**

Col.	Mcol-ai	Mcol-ia	L	Vu
aj	10 662,00	8 487,00	3,35	5 716,12
bi	10 568,00	8 045,00	3,35	5 556,12
ch	9 579,00	7 135,00	3,35	4 989,25
dg	10 567,00	7 008,00	3,35	5 246,27
ef	10 664,00	8 487,00	3,35	5 716,72
jk	17 461,00	13 227,00	3,35	9 160,60
il	17 615,00	16 928,00	3,35	10 311,34
hm	17 461,00	14 848,00	3,35	9 644,48
gn	18 918,00	16 928,00	3,35	10 700,30
fo	17 460,00	13 227,00	3,35	9 160,30
kt	23 661,00	29 290,00	4,85	10 917,73
ls	26 097,00	30 508,00	4,85	11 671,13
mr	25 201,00	30 060,00	4,85	11 394,02
nq	26 097,00	30 508,00	4,85	11 671,13
op	23 661,00	29 290,00	4,85	10 917,73

Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Diagrama de cortes últimos en columnas del marco C**



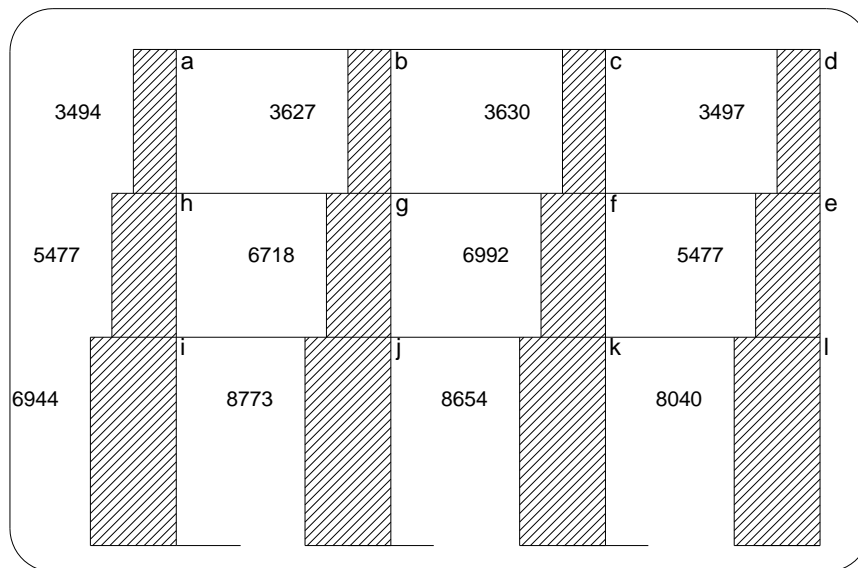
Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. **Corte último en columnas del marco 2**

Col.	Mcol-ai	Mcol-ia	L	Vu
ah	6 483	5 223	3,35	3 494,33
bg	6 755	5 396	3,35	3 627,16
cf	6 742	5 420	3,35	3 630,45
de	6 493	5 221	3,35	3 496,72
hi	10 664	7 684	3,35	5 477,01
gj	11 496	11 009	3,35	6 717,91
fk	12 401	11 022	3,35	6 991,94
el	10 660	7 688	3,35	5 477,01
ip	14 154	19 525	4,85	6 944,12
jo	20 068	22 482	4,85	8 773,20
kn	19 491	22 479	4,85	8 653,61
lm	17 695	21 296	4,85	8 039,38

Fuente: elaboración propia.

Figura 16. **Diagrama de cortes últimos en columnas del marco 2**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.5. Dimensionamiento

En base a los momentos y cortes calculados, se procede a diseñar los componentes estructurales.

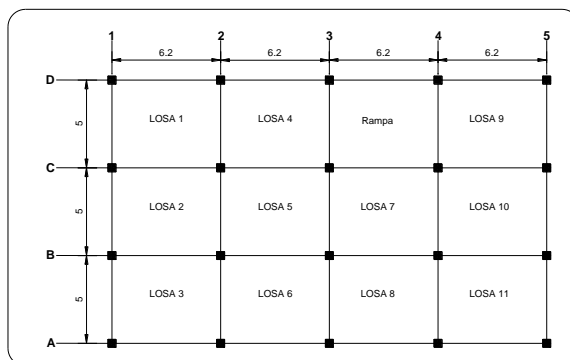
2.1.3.5.1. Diseño de losas y cubierta

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales.

Para conocer si trabajan en uno o dos sentidos, se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0,50 trabaja en dos sentidos, de lo contrario trabajará en uno. Para diseñarla existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 del Código ACI, o método de los coeficientes.

A continuación se presenta el diseño de las losas de los niveles de sótano y primer nivel.

Figura 17. **Planta típica distribución de losas**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo para determinar los sentidos de trabajo

$5/6,2 = 0,81$ las losas trabajarán en dos sentidos

Espesor de losa:

$T_{losa} = \text{perímetro losa}/180$

$t_{losa} = 2(6,2+5)/180 = 0,12 \text{ m}$

Cálculo de cargas:

$P_{losa} = 288 \text{ kg/m}^2$

$P_{acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta total = 388 kg/m^2

CV bodega liviana = 600 kg/m^2

Carga última o carga de diseño:

$C_U = 1,4 * (\text{carga muerta}) + 1,7 * (\text{carga viva})$

Losas de la 1 a la 12

$C_U = 1,4 * 388 + 1,7 * 600 = 1563,2 \text{ kg/m}^2 \times (1 \text{ m})$

$C_{Uu} = 1563,2 \text{ kg/m}$

Momentos actuantes:

Las fórmulas para calcular los momentos, son los siguientes:

$M_{A(-)} = C * C_{Uu} * A^2$ $M_{A(+)} = C * C_{MUu} * A^2 + C * C_{VUu} * A^2$

$M_{B(-)} = C * C_{Uu} * B^2$ $M_{B(+)} = C * C_{MUu} * B^2 + C * C_{VUu} * B^2$

$M(-) = (1/3)M(+)$ para bordes discontinuos

Donde: C=coeficiente de tablas del Código ACI
A=dimensión del lado corto considerado de la losa
B=dimensión del lado largo considerado de la losa

Cargas últimas aplicadas con una franja unitaria de un metro:

$$\begin{aligned}CVU_u &= 1,7 * (600) = 1020 \\CMU_u &= 1,4 * (388) = 543,2 \\T o t a l &= 1563,2\end{aligned}$$

Relación m (todas las losas)

$$M = A/B, M = 5/6,2 = 0,81$$

Utilizando las fórmulas y cálculos anteriores se procede a determinar los momentos respectivos.

Losa 1 (caso 4)

$$\begin{aligned}M_{A(-)} &= 0,071 * (1563,2) * (5)^2 = 2774,68 \text{ kg-m} \\M_{B(-)} &= 0,029 * (1563,2) * (6,2)^2 = 1742,59 \text{ kg-m} \\M_{A(+)} &= 0,039 * (543,2) * (5)^2 + 0,048 * (1020) * (5)^2 = 1753,62 \text{ kg-m} \\M_{B(+)} &= 0,016 * (543,2) * (6,2)^2 + 0,020 * (1020) * (6,2)^2 = 1118,27 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

Losa 2 (caso 9)

$$\begin{aligned}M_{A(-)} &= 0,075 * (1563,2) * (5)^2 = 2931 \text{ kg-m} \\M_{B(-)} &= 0,017 * (1563,2) * (6,2)^2 = 1021,52 \text{ kg-m} \\M_{A(+)} &= 0,029 * (543,2) * (5)^2 + 0,042 * (1020) * (5)^2 = 1464,82 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

$$M_B(+) = 0,010*(543,2)*(6,2)^2+0,017*(1020)*(6,2)^2 = 875,35 \text{ kg-m}$$

Losa 4 (caso 8)

$$M_A(-) = 0,055*(1563,2)*(5)^2 = 2149,4 \text{ kg-m}$$

$$M_B(-) = 0,041*(1563,2)*(6,2)^2 = 2463,66 \text{ kg-m}$$

$$M_A(+) = 0,032*(543,2)*(5)^2+0,044*(1020)*(5)^2 = 1556,56 \text{ kg-m}$$

$$M_B(+) = 0,015*(543,2)*(6,2)^2+0,019*(1020)*(6,2)^2 = 1058,18 \text{ kg-m}$$

Losa 5 (caso 2)

$$M_A(-) = 0,065*(1563,2)*(5)^2 = 2540,2 \text{ kg-m}$$

$$M_B(-) = 0,027*(1563,2)*(6,2)^2 = 1622,41 \text{ kg-m}$$

$$M_A(+) = 0,026*(543,2)*(5)^2+0,041*(1020)*(5)^2 = 1398,58 \text{ kg-m}$$

$$M_B(+) = 0,011*(543,2)*(6,2)^2+0,017*(1020)*(6,2)^2 = 896,24 \text{ kg-m}$$

Losas 9 (caso 6)

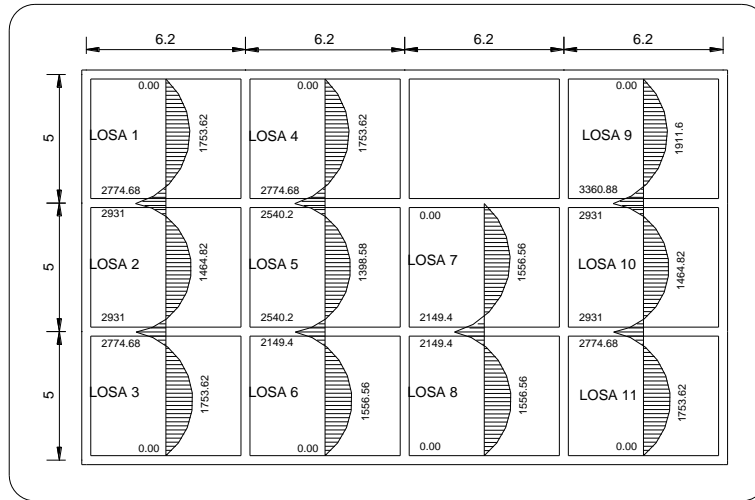
$$M_A(-) = 0,086*(1563,2)*(5)^2 = 3360,88 \text{ kg-m}$$

$$M_A(+) = 0,045*(543,2)*(5)^2+0,051*(1020)*(5)^2 = 1911,6 \text{ kg-m}$$

$$M_B(+) = 0,015*(543,2)*(6,2)^2+0,019*(1020)*(6,2)^2 = 1058,18 \text{ kg-m}$$

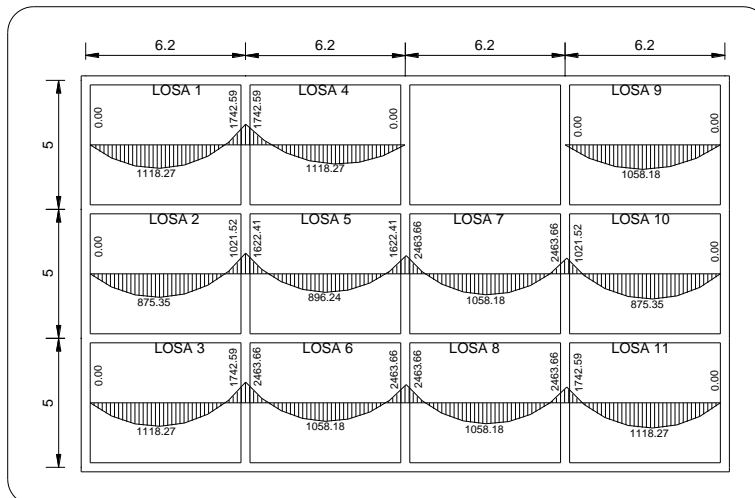
Con el procedimiento anterior se calcularon los momentos en todas las losas, presentando resultados para las losas del sótano y nivel 1.

Figura 18. **Planta de momentos actuante en losas típicas, sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

Figura 19. **Planta de momentos actuantes en losas típicas, sentido X**



Fuente: elaboración propia.

Balance de momentos

Cuando las losas tienen un lado en común, y tienen momentos diferentes, se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. Se puede balancear los momentos de la siguiente manera:

Si $0,80 \cdot M_2(\text{mayor}) \leq M_1(\text{menor}) \dots \dots \dots M_b = (M_2 \text{mayor} + M_1 \text{menor}) / 2$

Si $0,80 \cdot M_2(\text{mayor}) > M_1(\text{menor}) \dots \dots \dots$ se balancean proporcionalmente a su rigidez y se procede de la siguiente manera:

$$K_1 = 1/L_1$$

$$K_2 = 1/L_2$$

$$D_1 = k_1 / (k_1 + k_2)$$

$$D_2 = k_2 / (k_1 + k_2)$$

$$dM = M_2 - M_1$$

L_1 y L_2 = longitud de losa considerada

Balance de momentos entre losas 1 y 2

$$M_2 = 2931 \text{ kg-m} \quad M_1 = 2774,68 \text{ Kg-m}$$

$$0,80 \cdot 2931 = 2344,8 < 2774,68 \text{ sí cumple, por lo tanto:}$$

$$M_b = (2931 + 2774,68) / 2 = 2852,84 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 5 y 6

$$M_4 = 2149,4 \quad M_5 = 2540,2$$

$$0,80 \cdot 2540,2 = 2032,16 < 2149,4, \text{ sí cumple, por lo tanto}$$

$$M_b = (2540,2 + 2149,4) / 2 = 2344,8 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 3 y 6

$$M1 = 1742,59 \quad M4 = 2463,66$$

$0,80 \cdot 2463,66 = 1970,93 > 1742,59$ no cumple, se balancea por su rigidez

$$K2 = 1/6,2 = 0,16 \quad k1 = 1/6,2 = 0,16$$

$$D2 = 0,16/(0,16+0,16) = 0,5 \quad D1 = 0,5$$

$$MB1 = M_{mayor} - (M_{mayor} - M_{menor}) \cdot D1$$

$$MB2 = M_{menor} - (M_{mayor} - M_{menor}) \cdot D2$$

$$MB1 = 2463,66 - (2463,66 - 1742,59) \cdot 0,5 = 2103,13 \text{ kg-m}$$

$$MB2 = 1742,59 + (2463,66 - 1742,59) \cdot 0,5 = 2103,13 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 2 y 5

$$M2 = 1021,62 \quad M5 = 1622,41$$

$0,80 \cdot 1622,41 = 1297,93 > 1021,62$ no cumple, se balancea por su rigidez

$$K2 = 1/6,2 = 0,16 \quad k1 = 1/6,2 = 0,16$$

$$D2 = 0,16/(0,16+0,16) = 0,5 \quad D1 = 0,5$$

$$MB1 = 1622,41 - (1622,41 - 1021,62) \cdot 0,5 = 1322,02 \text{ kg-m}$$

$$MB2 = 1021,62 + (1622,41 - 1021,62) \cdot 0,5 = 1322,02 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 9 y 10

$$0,80 \cdot 3360,88 = 2688,70 < 2931,88$$

$$M_b = (3360,88 + 2931)/2 = 3145,94 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 7 y 10

$$MB1 = 2463,66 - (2463,66 - 1021,52) \cdot 0,5 = 1742,6 \text{ kg-m}$$

$$MB2 = 1021,52 + (2463,66 - 1021,52) \cdot 0,5 = 1742,6 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 5 y 7

$$MB1 = 2463,66 - (2463,66 - 1622,41) \cdot 0,5 = 2043,04 \text{ kg-m}$$

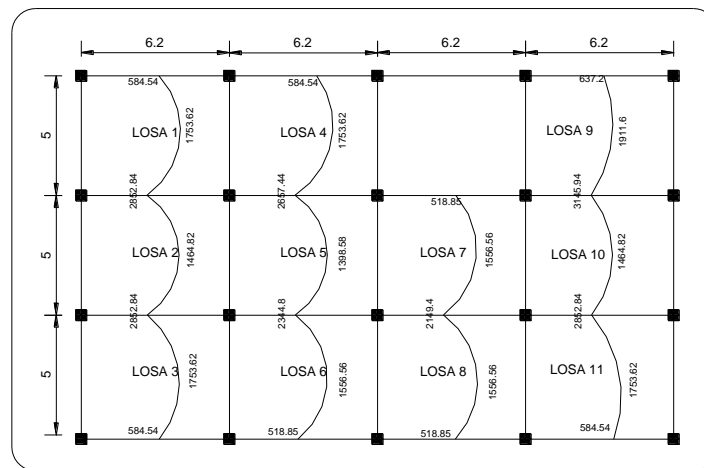
$$MB2 = 1622,41 + (2463,66 - 1622,41) \cdot 0,5 = 2043,04 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losas 10 y 11

$$0,80 \cdot 2931 = 2344,8 < 2774,68$$

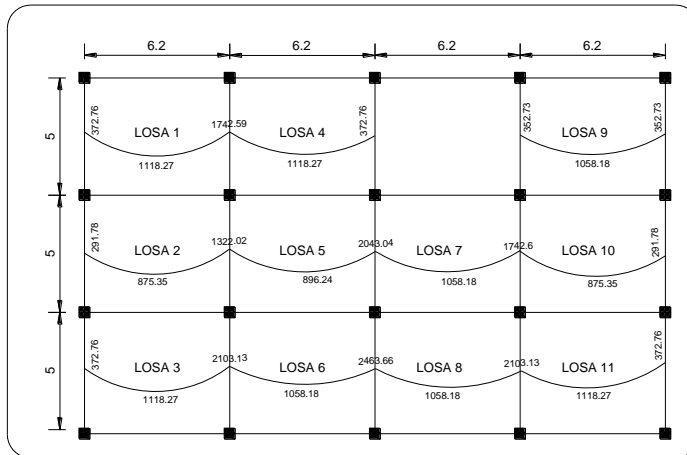
$$M_b = (2931 + 2774,68) / 2 = 2852,84 \text{ kg-m}$$

Figura 20. **Planta de momentos balanceados en losas típicas, sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

Figura 21. **Planta de momentos balanceados en losas típicas, sentido X**



Fuente: elaboración propia.

Diseño del acero de refuerzo

El refuerzo en las losas se calcula usando el ancho unitario de 1,00 metro
El procedimiento seguido es el siguiente:

Cálculo del peralte efectivo

$$d = t - \text{rec} - \Phi/2 = 12 - 2 - 0,95/2 = 9,5 \text{ cm}$$

Calcular el acero mínimo de la losa:

$$A_{s\text{min}} = (14,1/f_y) * b * d = (14,1/2810) * 100 * 9,5 = 4,77 \text{ cm}^2$$

Proponer espaciamiento S, usando varillas #3, con $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$:

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} S$$

$$S = 71/4,77 = 14,88 \text{ cm}; \text{ usar } S = 14 \text{ cm}$$

Calcular A_s usando #3 para 100 cm a colocar:

$$A_s \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} 14 \text{ cm}$$

$$A_s = 71/14 = 5,07 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando A_{smin} encontrado:

$$M_{sop} = 0,90 A_{smin} \cdot F_y \cdot d - \frac{A_{smin} \cdot F_y}{1,7 \cdot f'_c \cdot b}$$

Donde:

$$b = \text{ancho unitario} = 100 \text{ cm}$$

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

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

$$M_{sop} = 0,90 \cdot 5,07 \cdot 2810 \cdot 9,5 - \frac{5,07 \cdot 2810}{1,7 \cdot 210 \cdot 100} = 1166,92 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero

Para los momentos menores que el M_{sop} se usa A_{smin} y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero y la separación con las siguientes fórmulas

$$A_s = b \cdot d - \frac{b \cdot d^2 \cdot \frac{M \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}}{0,003825 \cdot f'_c} * \frac{0,85 f'_c}{F_y}$$

$$S(\text{cm}) = A_v \cdot b / A_s$$

Revisión por corte

Todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales que lo conforman. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, los esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe chequear si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\max} = C U u \cdot L / 2$$

Donde

C U u = carga última unitaria

L = lado corto de la losa que se está analizando

$$V_{\max} = (1745,2 \cdot 5) / 2 = 4363 \text{ kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente:

$$V_r = 45 \cdot \bar{f}'_c \cdot t$$

$$V_r = 45 \cdot \bar{210} \cdot 12 = 7825,34 \text{ kg}$$

Se debe chequear que el $V_r > V_{max}$, (7825,34 kg > 4363 Kg), de lo contrario se tendrá que modificar t.

Tabla XVI. **Áreas de acero requerido en losas típicas, sentido corto**

Mom. (+/-)	Momento	Área de Acero		No. Varilla	Av	Espaciamiento (cm)
		Requerido	Usar			
(-)	2 852,84	13,30	Req	4	1,27	9,55
(-)	2 657,44	12,27	Req	4	1,27	10,35
(-)	2 344,80	10,67	Req	4	1,27	11,90
(-)	2 149,40	9,69	Req	4	1,27	13,10
(-)	3 145,94	14,88	Req	4	1,27	8,53
(+)	1 398,58	6,11	Req	3	0,71	11,62
(+)	1 753,62	7,78	Req	3	0,71	9,13
(+)	1 464,82	6,42	Req	3	0,71	11,06
(+)	1 556,56	6,85	Req	3	0,71	10,37
(+)	1 911,60	8,53	Req	3	0,71	8,32

Fuente: elaboración propia.

Se propone usar No.3@10 y en zona de momento negativo colocar un bastón entre tensión y bastón.

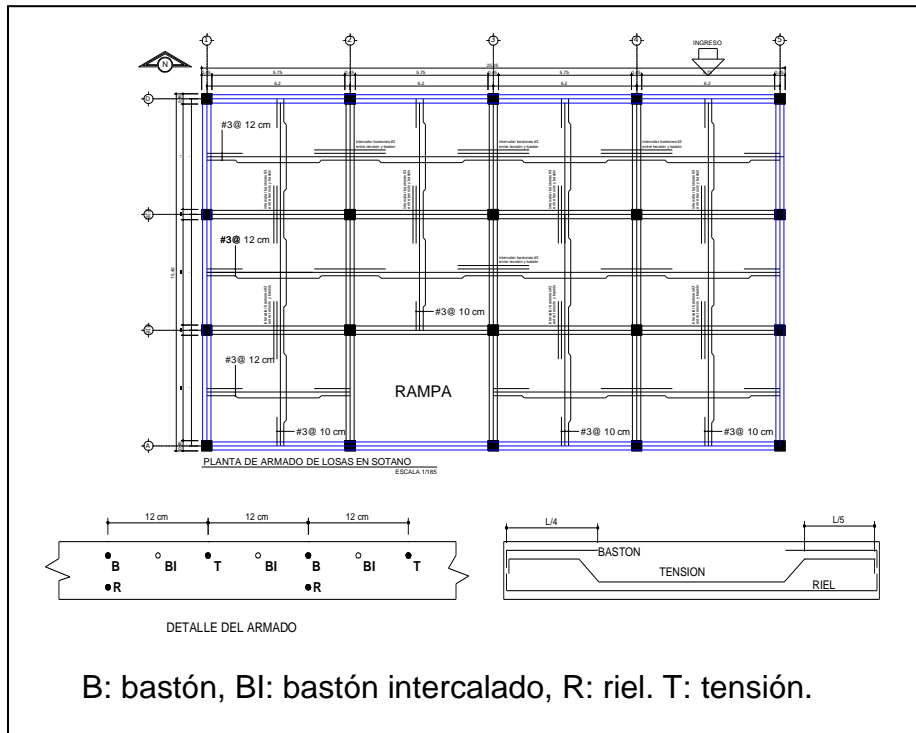
Tabla XVII. **Áreas de acero requerido en losas típicas, sentido largo**

Mom. (+/-)	Momento	Área de Acero		No. Varilla	Av	Espaciamiento (cm)
		Requerido	Usar			
(-)	1 742,59	7,72	Req	3	0,71	9,19
(-)	1 322,02	5,76	Req	3	0,71	12,33
(-)	2 103,13	9,47	Req	4	1,27	13,42
(-)	2 043,04	9,17	Req	4	1,27	13,85
(-)	2 463,66	11,27	Req	4	1,27	11,27
(+)	1 118,27	4,83	Minimo	3	0,71	14,00
(+)	875,35	3,75	Minimo	3	0,71	14,00
(+)	896,24	3,84	Minimo	3	0,71	14,00
(+)	1 058,28	4,56	Minimo	3	0,71	14,00

Fuente: elaboración propia.

Se propone usar No. 3@12 y en zona de momento negativo colocar un bastón entre tensión y bastón.

Figura 22. Armado de losa típica del sótano y primer nivel



Fuente: elaboración propia.

Para el diseño de las losas del nivel 2 se siguió el mismo procedimiento pero utilizando diferente carga última.

Diseño de cubierta

La cubierta que se instalará en el centro de la losa del nivel 2 que servirá para transmitir luz y ventilación al interior del mercado, será construida con estructura metálica, la que debe ser de forma curva y de tubería estructural

negra que cumpla con la Norma ASTM A500, esta tubería por su versatilidad y acabado elegante permite dar realce arquitectónico al proyecto, sobre dicha estructura se instalará lámina de policarbonato acanalada color opalino de 0,08 milímetros de espesor como mínimo.

2.1.3.5.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión, debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión, tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso, una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

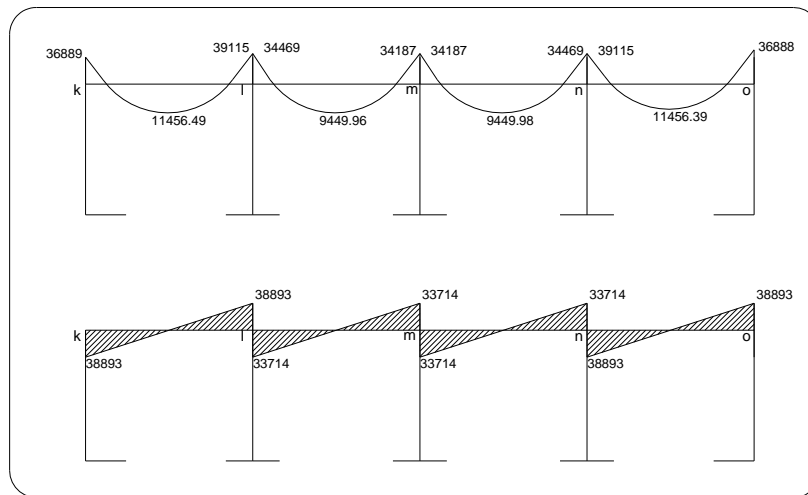
En una viga de concreto reforzado, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir solo la compresión correspondiente.

Esta acción conjunta de los dos materiales, se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que se logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia de la interface acero-concreto y si es necesario mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

Los datos necesarios para su diseño son los momentos y cortes actuantes últimos que se toman del análisis estructural.

El procedimiento seguido para diseñar las vigas del sótano en el sentido largo, considerando que son las más críticas se describe a continuación apoyándose con las figuras siguientes:

Figura 23. **Diagrama de momentos y cortes últimos en vigas, sentido y**



Fuente: elaboración propia.

Como ejemplo se diseñará la viga con los momentos y cortes últimos, del tramo k-l, las dimensiones de la viga son de 35 centímetros por 60 centímetros, según el predimensionamiento.

Calcular peralte efectivo:

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

$$d = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 56 \text{ cm}$$

Límites de acero

Acero mínimo

$$A_{smin} = (14,1/F_y) * (b * d)$$

$$A_{smin} = (14,1/2810) * 35 * 56 = 9,83 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$A_{max} = 0,50 \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \phi \frac{\beta * f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090} = 0,85 \frac{0,85 * 210}{2810} * \frac{6090}{2810 + 6090} = 0,036947$$

$$A_{smax} = 0,50 * 0,036947 * 35 * 56 = 36,21 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero longitudinal, momento negativo

$$A_s = b * d - \sqrt{b * d^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'_c}} * \frac{0,85 f'_c}{F_y}$$

Donde:

Mu = momento último (Kg-m)

f'c = 210 Kg/cm²

f_y = 2810 Kg/cm²

b = 35 cm.

d = 56 cm

A_s = área de acero en cm²

En este caso se calcula el tramo a-b tomando el mayor de los dos momentos negativos

$$M(-) = 36\,889 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 35 \cdot 56 - \frac{35 \cdot 56^2}{0,003825 \cdot 210} \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2810} = 29,55 \text{ cm}^2$$

Si:

$A_s < A_{smin}$; entonces colocar A_{smin}

$A_s > A_{smax}$; aumentar peralte o diseñar viga doblemente reforzada

$A_s < A_{smax}$; es viga simplemente reforzada

$$M(+) = 11456,49 \text{ kg-m}$$

$$A_s + = 35 \cdot 56 - \frac{35 \cdot 56^2}{0,003825 \cdot 210} \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2810} = 8,37 \text{ cm}^2$$

Y el otro momento negativo

$$A_s(-) = 39115 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 35 \cdot 56 - \frac{35 \cdot 56^2}{0,003825 \cdot 210} \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2810} = 31,64 \text{ cm}^2$$

Después de calcular el área de acero para los momentos positivos y negativos debe considerarse los siguientes requisitos sísmicos:

Según el Código del ACI 318-05 21.3.2, los requerimientos para el armado de la cama superior e inferior se definen de la siguiente manera:

Cama superior al centro: colocar 2 varillas corridas como mínimo, con el mayor de los siguientes valores.

- $A_{smin} = 9,83 \text{ cm}^2$
- 33 por ciento ($A_{s(-)}$) mayor = $0,33 * 31,64 = 10,44 \text{ cm}^2$

Usar la opción mayor, se necesitan 2 varillas No. 9 corridas ($A_s = 12,83 \text{ cm}^2$).

Cama inferior en apoyos: colocar 2 varillas corridas como mínimo, con el mayor de los siguientes valores.

- $A_{smin} = 9,83 \text{ cm}^2$
- 50 por ciento ($A_{s(+)}$) = $0,50 * 8,37 = 4,19 \text{ cm}^2$
- 50 por ciento ($A_{s(-)}$) mayor = $0,50 * 31,64 = 15,82 \text{ cm}^2$

Usar la opción mayor, se necesitan 2 varillas No.8 + 1 No.9 corridas ($A_s = 16,54 \text{ cm}^2$).

La diferencia entre el A_s calculado y el A_s corrido se colocará como bastones, para completar el A_s calculado.

$$A_s (-) = 29,55 - 12,83 = 16,72 \quad (2\#8 + 1\#9 = 17,9 \text{ cm}^2)$$

$$A_s (+) = 8,37 - 16,54 = - 8,17 \quad (\text{no necesita bastón})$$

$$A_s (-) = 31,64 - 12,83 = 18,81 \quad (3\#9 = 19,24 \text{ cm}^2)$$

Acero transversal (estribos):

El objetivo del refuerzo a corte o acero transversal (estribos), es asegurar que el elemento estructural será capaz de resistir los esfuerzos cortantes a los que estará sometido, además de contribuir a que el refuerzo longitudinal permanezca en la posición correcta y confinar el concreto.

Corte que resiste el concreto (V_r)

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \overline{f_c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \overline{210} * 35 * 56 = 12795,6 \text{ Kg}$$

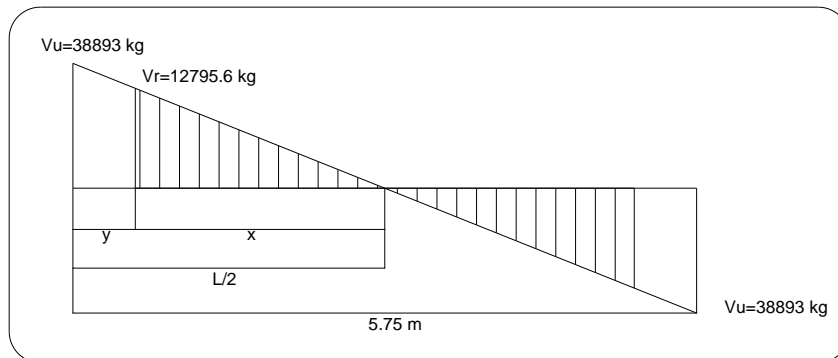
V_u = corte último, según análisis estructural = 38 893 Kg

Si $V_r \geq V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

$S_{max} = d/2$, como mínimo usar acero No. 3

$V_r < V_u$ diseñan estribos por corte, usando las siguientes expresiones:

Figura 24. Diagrama de corte en viga



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{x}{12795,6} = \frac{2,875}{38\ 893}$$

$x = 0,95$ $y = 2,875 - 0,95 = 1,925$ la distancia a confinar es 1,93 m

$$l = \frac{V_u}{b * d}$$

$$S = \frac{2A_v f_y}{l * b}$$

$$l = \frac{38\,893}{35 \cdot 56} = 19,84$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\,810}{19,84 \cdot 35} = 5,75 \text{ cm o la expresión}$$

$$S = \frac{2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_u}$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\,810 \cdot 56}{38\,893} = 5,75 \text{ cm}$$

No obstante a lo anterior existen requisitos sísmicos que sugieren confinar los estribos de las vigas en sus extremos, con el objetivo de darle mayor ductilidad en los nudos, la zona de confinamiento para este caso, se hace de la siguiente forma: (Código ACI 318S-08 21.3.4.2)

$$L_o = \text{longitud de confinamiento} = L_o = 2d = 2 \cdot 56 = 112 \text{ cm}$$

Deben seguirse las siguientes recomendaciones:

El primer estribo debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de:

- $d/4 = 56/4 = 14 \text{ cm}$
- 8 veces el \emptyset de la varilla menor longitudinal = $8 \cdot 2,54 = 20,32 \text{ cm}$
- 24 veces el \emptyset varilla de estribo = $24 \cdot 0,95 \approx 22 \text{ cm}$
- 30 cm

La separación de los estribos en la zona de confinamiento será de 5 centímetros con hierro No 3 y de 10 centímetros, en zona no confinada.

Tabla XVIII. **Cálculo de acero para vigas, sentido largo**

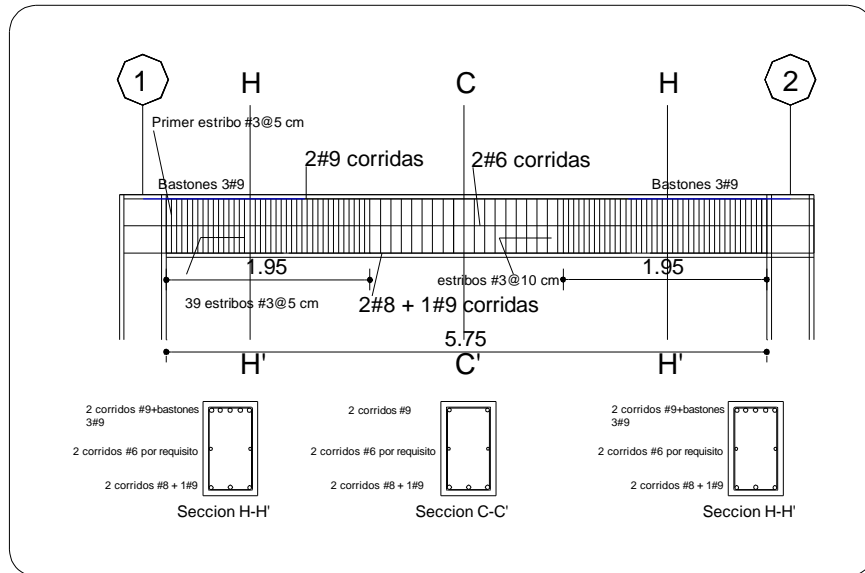
Sentido largo	Acero requerido para cama superior				Armado longitudinal		Armado transversal	
	Momento	Asreq(cm ²)	Asmin(cm ²)	0.33*M(-)	Ascorrido	Bastones	Corte(kg)	Refuerzo
Vigas nivel 2	10667.00	7.77	9.83		2#8=10.13cm ²		Vr=12795.6	10#3 @12cm
	5068.85	3.63	9.83		2#8		Vu=12082	Resto @25cm
	12574.00	9.22	9.83	3.04	2#8			
	11190.00	8.17	9.83	2.70	2#8		Vr=12795.6	10#3 @12cm
	4068.55	2.91	9.83		2#8		Vu=10757	Resto @25cm
	10893.00	7.94	9.83		2#8			
	10894.00	7.95	9.83		2#8		Vr=12795.6	10#3 @12cm
	4068.85	2.91	9.83		2#8		Vu=10758	Resto @25cm
	11191.00	8.17	9.83	2.70	2#8			
	12574.00	9.22	9.83	3.04	2#8		Vr=12795.6	10#3 @14cm
Vigas nivel 1	5063.15	3.63	9.83		2#8		Vu=12081	Resto @25cm
	10665.00	7.77	9.83		2#8			
	25949.00	19.92	9.83		2#8	2#8	12795.6	Extremos:
	11037.65	8.05	9.83		2#8		28350	23#3 @7cm
	29597.00	23.03	9.83	7.60	2#8	2#8 + 1#6		Resto @15cm
	27028.00	20.83	9.83	6.87	2#8	3#7	12795.6	Extremos:
	9530.64	6.92	9.83		2#8		26252	19#3 @8 cm
	26583.00	20.45	9.83		2#8	2#7+1#6		Resto @15cm
	26582.00	20.45	9.83		2#8	2#7+1#6	12795.6	Extremos:
	9530.55	6.92	9.83		2#8		26252	19#3 @8cm
Vigas sótano	27027.00	20.83	9.83	6.87	2#8	3#7		Resto @15cm
	29597.00	23.03	9.83	7.60	2#8	2#8 + 1#6	12795.6	Extremos:
	11037.73	8.05	9.83		2#8		28350	23#3 @7cm
	25950.00	19.92	9.83		2#8	2#8		Resto @15cm
	36889.00	29.56	9.83		2#9	3#9	12795.6	Extremos:
	11456.49	8.37	9.83		2#9		38893	41#3 @5cm
	39115.00	31.64	9.83	10.44	2#9	3#9		Resto @10cm
	34469.00	27.34	9.83	9.02	2#8	2#9+1#8	12795.6	Extremos:
	9449.96	6.86	9.83		2#8		33714	31#3 @6cm
	34187.00	27.09	9.83		2#8	2#9+1#8		Resto @12cm
Vigas sótano	34187.00	27.09	9.83		2#8=10.13cm ²	2#9+1#8	12795.6	Extremos:
	9449.98	6.86	9.83		2#8		33714	31#3 @6cm
	34469.00	27.34	9.83	9.02	2#8	2#9+1#8		Resto @12cm
	39115.00	31.64	9.83	10.44	2#9=12.83 cm ²	3#9	12795.6	Extremos:
	11456.39	8.37	9.83		2#9		38893	41#3 @5cm
	36888.00	29.55	9.83		2#9	3#9		Resto @10cm

Fuente: elaboración propia.

Para el resto del armado de las vigas, se sigue el procedimiento descrito anteriormente, los resultados pueden observarse en los planos constructivos.

Debido a que la separación entre varillas de la cama superior y la inferior es mayor que 30 centímetros es necesario colocar una varilla en medio como refuerzo adicional. Este refuerzo se coloca para que absorba los esfuerzos internos de corte del concreto.

Figura 25. **Detalle de armado de viga del sótano, sentido largo**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.5.3. **Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por áreas tributarias. Los elementos flexionantes son tomados del análisis estructural, tomándose para diseñar la columna el mayor de los momentos actuantes de los extremos de la columna.

Se diseñarán únicamente las columnas críticas por cada nivel, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar la columna típica del sótano (CS).

Dimensiones:

Sección de columna = 45 x 45 cm

Sección de viga = 35 x 60 cm

Espesor de losa = 0,12

$M_x = 30\,508 \text{ Kg-m}$

$M_y = 22\,479 \text{ kg-m}$

$V_x = 11\,671 \text{ kg}$

$V_y = 8\,654 \text{ kg}$

Área tributaria = 31 m² (ver figura 4)

Determinación de la carga axial: $C_u = 1,4CM + 1,7CV$

Nivel 2: $CM = 1,4 \cdot (0,12 \text{ m}^2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 + 80 \text{ kg/m}^2) = 515,2 \text{ kg}$

$CV = 1,7 \cdot (100 \text{ Kg/m}^2) = 170 \text{ kg}$

$C_u = 515,2 + 170 = 685,2 \text{ kg}$

Nivel 1 y sótano: $CM = 1,4 \cdot (288 + 80 + 150) = 725,2 \text{ kg}$

$CV = 1,7 \cdot (600) = 1\,020 \text{ kg}$

$C_u = 725,2 + 1\,020 = 1745,2 \text{ kg}$

Cálculo de factor de carga última (Fcu)

Nivel 2

$$F_{cu} = \frac{C_u}{C_m + C_v} = \frac{685,2}{368 + 100} = 1,46$$

Nivel 1 y sótano

$$F_{cu} = \frac{1745,2}{518 + 600} = 1,56$$

Carga axial

$$P_u = (A_t \cdot C_u) + (PP_{vigas} \cdot F_{cu}) + (PP_{col} \cdot F_{cu})$$

Nivel 2

$$P_u = (31 \cdot 685,2) + (0,35 \cdot 0,60 \cdot 2400 \cdot 10,5 + 0,45 \cdot 0,45 \cdot 3,35 \cdot 2 \cdot 400) \cdot 1,46$$

$$P_u = 31344,55 \text{ kg}$$

Nivel 1

$$P_u = (31 \cdot 1745,2) + (0,35 \cdot 0,60 \cdot 2400 \cdot 10,5 \cdot 1,56) + (0,45 \cdot 0,45 \cdot 2 \cdot 400 \cdot 3,35 \cdot 1,56)$$

$$P_u = 64896,56 \text{ kg}$$

Sótano

$$P_u = (31 \cdot 1745,2) + (0,35 \cdot 0,60 \cdot 2400 \cdot 10,5 \cdot 1,56) = 62356,72 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 31344,55 + 64896,56 + 62356,72 = 158597,83 \text{ kg} = 158,6 \text{ ton}$$

Cálculo de esbeltez

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): por su relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 < E < 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango, si son cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes y si son largas no se construyen.

$$E = KL_u / \sigma$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva

L_u = longitud efectiva de la columna

σ = $0,30 \cdot$ lado menor de la columna

La esbeltez de la columna en el sentido X, se calcula con el procedimiento siguiente:

Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

$$\Psi = \sum K_{\text{columnas}} / \sum K_{\text{vigas}}$$

Encontrar rigideces

$K = bh^3/L$ donde k =rigidez, b =base, h =altura, L =longitud del elemento

Sentido X-X

Diseño de columnas del sótano:

Por considerarse un nivel crítico del edificio se presenta el cálculo de las columnas respectivas:

Datos:

Longitud viga Izq. = 6,20 m

Longitud viga Der = 6,20 m

Sección de vigas de techo = 0,35 m*0,60 m

Sección de vigas de entrepiso = 0,35 m*0,60 m

Sección de columnas 0,45 * 0,45

Hcolsup = 3,35 m

Hcolinf = 4,85 m

$K_{viga_{izq}} = K_{viga_{der}} = 35 \cdot 60^3 / 12 \cdot 620 = 1016,13 \text{ cm}^3$

$K_{col_{sup}} = 45 \cdot 45^3 / 12 \cdot 275 = 1020,06 \text{ cm}^3$

$K_{col_{inf}} = 45 \cdot 45^3 / 12 \cdot 280 = 704,57 \text{ cm}^3$

$$\Psi_A = \frac{1020,06 + 704,57}{1016,13 \times 2} = 0,848$$

$$\Psi_B = 0$$

$$\Psi_p = \frac{0,848 + 0}{2} = 0,424$$

Factor de longitud efectiva

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} \frac{1}{1 + \Psi_p} \quad \text{para } \psi < 2$$

$$K = \frac{20 - 0,424}{20} \frac{1}{1 + 0,424} = 1,168$$

Cálculo de la esbeltez

$$E = \frac{KL_u}{\sigma} = \frac{1,17 \cdot 2,60}{0,30 \cdot 0,45} = 22,53 > 22$$

Este valor se encuentra dentro del rango de columna intermedia, por lo que se debe magnificar

Magnificación de momentos

Utilizando el método del Código del ACI 318S-08 10.10.6, de magnificación de momentos.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CM_u}{CU} = \frac{725,2}{1745,2} = 0,42$$

Cálculo del "EI" total del material:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad I_g = bh^3/12$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,50 \cdot (1 + \beta_d)}$$

$$EI = \frac{15100 \cdot \sqrt{210} \cdot 45^4}{12 \cdot 2,50 \cdot (1 + 0,42)} = 2,06E10 \text{ kg-cm}^2 = 2106,33 \text{ ton-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{Kl_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2106,33}{1,08 \cdot 2,60^2} = 2254,21 \text{ ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$\delta > 1$ y $\phi = 0.70$ si se usan estribos

$$\square = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{158,6}{0,70 * 2254,21}} = 1,11$$

Cálculo del momento de diseño

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1,11 * 30508 \text{ kg-m} = 33863,88 \text{ kg-m}$$

Sentido Y-Y

Datos

Longitud viga.lzq = 5 m

Longitud viga.Der = 5 m

Sección vigas techo= 0,35 m*0,60 m

Sección vigas entrepiso = 0,35 m*0,60 m

Hcolsup = 3,35 m

Hcolinf = 4,85 m

Encontrando rigideces

$$K_{vigaizq} = K_{vigader} = \frac{35 * 60^3}{12 * 500} = 1260 \text{ cm}^3$$

$$K_{colA} = \frac{45^4}{12 * 335} = 1020,06 \text{ cm}^3$$

$$K_{colB} = \frac{45^4}{12 * 335} = 1020,06 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_A = \frac{1020,60 \times 2}{1260 \times 2} = 0,81$$

$$\Psi_B = 0$$

$$\Psi_P = \frac{0,81 + 0}{2} = 0,405$$

Factor de longitud efectiva

$$K = \frac{20 - 0,41}{20} * \frac{1}{1 + 0,41} = 1,16$$

Cálculo de la esbeltez

$$E = \frac{KL_u}{r} = \frac{1,16 * 2,60}{0,30 * 0,45} = 22,34 > 22$$

Este valor se encuentra dentro del rango de la columna intermedia por lo que se debe magnificar.

Sentido Y-Y

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CM_u}{CU} = \frac{725,2}{1745,2} = 0,42$$

Cálculo del "EI" total del material:

$$EI = \frac{15 \cdot 100 * \overline{210} * 45^4}{12 * 2,50 * 1 + 0,42} = 2,06E10 \text{ kg-cm}^2 = 2106,33 \text{ ton-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{Kl_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2106,33}{1,16 \cdot 2,60^2} = 2285,41 \text{ t}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$$\square = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\Phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{158,6}{0,70 \cdot 2285,41}} = 1,11$$

Cálculo de momento de diseño

$$M_{dy} = \delta \cdot M_u = 1,11 \cdot 22479 = 24951,7 \text{ kg-m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método Bresler

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además, es uno de los métodos más utilizados porque su procedimiento es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'ux} + \frac{1}{P'uy} - \frac{1}{P'o}$$

Datos:

$$P_u = 156220,8 \text{ kg}$$

$$M_{dx} = 33863,88 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = 24951 \text{ kg-m}$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 0,045 \text{ m}$$

Cálculo de límites de acero: según el Código ACI 318S-08 21.6.3.1 el área de acero en una columna debe estar dentro de los límites de $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$, para zona sísmica.

$$A_{smin} = 0,01 * 45 * 45 = 20,25 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 0,06 * 45 * 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado con un porcentaje del 5%

$$0,05 * 45 * 45 = 101,25 \text{ cm}^2, \quad \text{utilizar 16 varillas No. 9} = 102,61 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica

$$\gamma = H_{núcleo}/H_{columna} = (0,45 - (2 * 0,045))/0,45 = 0,80$$

Valor de la curva

$$\rho_{tu} = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot A_g} = \frac{102,61 \cdot 2810}{0,85 \cdot 210 \cdot 45 \cdot 45} = 0,79$$

Excentricidades

$$e_x = M_{ux}/P_u \quad \text{y} \quad e_y = M_{uy}/P_u$$

$$e_x = 33863,88/158597,83 = 0,21$$

$$e_y = 24951,7/158597,83 = 0,16$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_y = 0,21/0,45 = 0,47 \quad K_x = 0,68$$

$$e_y/h_y = 0,16/0,45 = 0,36 \quad K_y = 0,80$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , en la gráfica del diagrama de interacción. (Ver anexo 1)

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{u x} = K_x \cdot f'_c \cdot b \cdot h = 0,68 \cdot 210 \cdot 45 \cdot 45 = 289\,170 \text{ kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{u y} = K_y \cdot f'_c \cdot b \cdot h = 0,80 \cdot 210 \cdot 45 \cdot 45 = 340\,200 \text{ kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'o = \Phi(0,85 * f 'c(Ag - As)+ As * fy)$$

$$P'o = 0,70*(0,85*210*(2025-102,61)+102,61*2810) = 442036,50 \text{ kg}$$

Carga de la resistencia de la columna

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{289170} + \frac{1}{340200} - \frac{1}{442036,50}} = 241816,67 \text{ kg}$$

Carga de falla actuante (Código ACI 318S – 08, apéndice C.9.3.3)

$$Pua = Pu/0,7 = 158.6/0,70 = 226,57 \text{ ton.}$$

Donde 0,70 es el factor de falla

$$241,82 \text{ ton} > 226,57 \text{ ton}$$

Como $P'u > Pu/0,7$ el armado propuesto resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

Acero transversal

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, para que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna.

Refuerzo por corte

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \overline{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot 210 \cdot 45 \cdot 40,5 = 11897,95 \text{ kg}$$

$$V_u = 11671 \text{ kg}$$

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$

Si $V_r \leq V_u$ se diseñan los estribos por corte.

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso $V_r > V_u$ ($11897,95 > 11671$), entonces se colocan estribos con un espaciamiento $S = d/2 = 40,5/2 = 20,25 \text{ cm}$; por facilidad constructiva se usara $S = 20 \text{ cm}$.

Refuerzo por confinamiento: según el Código ACI 318S-08 21.6.4.1 Para la longitud de confinamiento (L_o), debe tomarse el mayor de estos criterios:

- $L_u/6 = 2,80\text{m}/6 = 0,46 \text{ m}$
- Lado mayor de la columna = $0,45 \text{ m}$
- $0,45 \text{ m}$

Se toma el dato mayor, longitud de confinamiento = 50 cm en ambos extremos de la columna.

Espaciamiento de estribos en zona confinada

El Código ACI 318S-08 en la sección 21.6.4.4 b) requiere que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las siguientes

ecuaciones; la ecuación 2 tiene por objeto asegurar una capacidad adecuada de curvatura a flexión en las regiones de fluencia por esta razón solo se utilizara la ecuación 2.

- $A_{sh} = 0,3 \cdot S \cdot b \cdot f_c \cdot (A_g / A_{ch} - 1)$
- $A_{sh} = 0,09 \cdot S \cdot b \cdot f_c / f_y$

Donde

s = espaciamiento medidos centro a centro

b = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh}

A_g = área bruta de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal

A_{sh} = área total del refuerzo trasversal (incluyendo ganchos suplementarios), colocados dentro el espaciamiento y perpendicular a la dimensión b en cm^2

$$A_{sh} = 0,09 \cdot S \cdot 36 \cdot \frac{210}{2810} = 0,24 \cdot S$$

Usando refuerzo transversal No. 3 $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$, $A_{sh} = 2 \cdot 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2$

$$1,42 = 0,24 \cdot S \quad S = 5,91 \text{ cm}$$

El Código ACI 318S-08 en la sección 21.6.4.3 requiere que la separación de refuerzo transversal no debe exceder la menor de a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal y c) según lo definido por la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + (350 - h_x) / 3$$

Donde

h_x = es la separación máxima entre ramas de estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

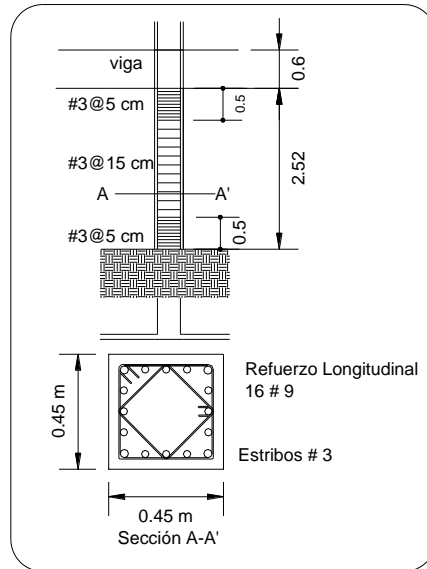
El valor de S_o . No debe de ser mayor de 15 centímetros ni se necesita tomarlo menor de 10 cm, haciendo la revisión:

- $\frac{1}{4} * 45\text{cm} = 11,25 \text{ cm}$
- $6 * 2,87 = 17,22 \text{ cm}$
- $S_o = 100 + (350 - 360) / 3 = 96,67 \text{ mm} = 9,67 \text{ cm}$

El Código ACI 318S-08 en la sección 21.6.4.5 requiere que cuando no se requieran estribos de confinamiento a lo largo de la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento S , medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 milímetros.

Basados en lo anterior colocaremos estribos No. 3 @ 0,05 m dentro la longitud de confinamiento y el resto @ 0,15 m

Figura 26. Armado de columnas del sótano



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.5.4. Diseño de cimientos

Los cimientos son los elementos que recibirán todas las cargas, tanto propias como externas y transmitirá la acción de las cargas al suelo. Existen varios tipos de cimientos y para elegir cual se usará, se debe considerar el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para este proyecto se utilizaron muros de sótano y tres tipos de zapatas, entre de colindancia y concéntrica.

Zapata tipo Z1

Datos:

$M_x = 30,51 \text{ t-m}$

$$\begin{aligned}
M_y &= 22,5 \text{ t-m} \\
P_u &= 158,6 \text{ ton} \\
F_{cu} &= 1,56 \\
P_s &= 1,36 \text{ t/m}^3 \\
P_c &= 2,4 \text{ t/m}^3 \\
V_s &= 22,38 \text{ t/m}^2 \\
f'_c &= 210 \text{ Kg/m}^2 \\
f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

La carga axial viene dada por la carga axial que soporta la columna del primer nivel, más el peso de la columna:

$$P_u = 158,6 \text{ ton} + (4,85\text{m} * 0,45\text{m} * 0,45\text{m} * 2,4\text{t/m}^3) = 160,96 \text{ ton}$$

El cálculo del valor soporte del suelo (V_s) se desarrollo en el tema de Mecánica de suelos en el 2.1.2.3

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$p't = p_u / F_{cu} = 160,96 / 1,56 = 103,18 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = m_x / F_{cu} = 30,51 / 1,56 = 19,56 \text{ t-m}$$

$$M_{ty} = m_y / F_{cu} = 22,5 / 1,56 = 14,42 \text{ t-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = 1,5 * p't / V_s = 1,5 * 103,18 / 22,38 = 6,92 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones aproximadas:

$$A_z = 3,05 \cdot 3,05 = 9,3 \text{ m}^2$$

Chequeo de presión sobre el suelo: se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (V_s). La zapata transmite verticalmente al suelo cargas aplicadas a ella, por medio de la superficie en contacto con este, ejerciendo una presión cuyo valor se define por la fórmula siguiente:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}, \text{ donde } S = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

$$S_x = S_y = 1/6 \cdot (3,05) \cdot (3,05)^2 = 4,73 \text{ m}^3$$

$$P = p't + p_{col} + p_{suelo} + p_{cimiento}$$

$$P = 103,18 + (0,45 \cdot 0,45 \cdot 4,85 \cdot 2,4) + (9,3 \cdot 1,5 \cdot 1,36) + (9,3 \cdot 0,65 \cdot 2,4) = 139,02 \text{ ton}$$

$$q = \frac{139,02}{9,3} \pm \frac{19,56}{4,73} \pm \frac{14,42}{4,73}$$

$$q_{max} = 22,13 \text{ t/m}^2 < V_s \text{ cumple no excede el } V_s$$

$$q_{min} = 7,76 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ cumple, por lo que no hay empuje del suelo.}$$

Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio:

$$q_{disu} = q_{max} \cdot F_{cu} = 22,13 \cdot 1,56 = 34,52 \text{ t/m}^2$$

Espesor de zapata: dimensionada el área, se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0,075 m y que el peralte efectivo sea mayor que 0,15 m. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

Considerando lo anterior, se asume $t=0,65$ m luego se realizan los siguientes chequeos:

Chequeo por corte simple: la falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite, si el corte resistente es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:

$$d = t - \text{rec} - \Phi/2$$

$$d = 65 - 7,5 - 2,54/2 = 54,96 \text{ cm}$$

$$V_{\text{act}} = q_{\text{disu}} \frac{B_{\text{zap}} - B_{\text{col}}}{2} \cdot d \quad H_{\text{zap}} = 34,52 \cdot \frac{3,05 - 0,45}{2} \cdot 0,5496 \cdot 3,05 = 79 \text{ ton}$$

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \overline{(f_c)} \cdot b \cdot d = 0,85 \cdot 0,53 \cdot 210 \cdot 260 \cdot 54,96/1000 = 109,43 \text{ ton}$$

Resiste debido a que el corte actuante es menor al que puede soportar la estructura, el peralte seleccionado es correcto.

Revisión por corte punzonante: la columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. La revisión que se realiza es la siguiente:

$$b_o = 4*(c+d) = 4*(45+54,96) = 399,84 \text{ cm}$$

$$V_{act} = q_{disu}(Azap-(c+d)^2) = 34,52*(9,3-(0,9996)^2) = 286,5 \text{ ton}$$

$$V_r = \emptyset * 1,06 * \overline{210} * b_o * d = 0,85 * 1,06 * \overline{210} * 399,84 * 54,96 / 1000 = 287 \text{ ton}$$

El corte que resiste la zapata, es mayor que el actuante, no hay problema con el corte punzonante.

Diseño de refuerzo: el empuje hacia arriba del suelo, produce un momento flector en la zapata, por tal razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último: este se define tomando la losa como en voladizo con la fórmula:

$$M_u = q_{disu} * \frac{L^2}{2} = \frac{34,52 * \left(\frac{3,05}{2} - \frac{0,45}{2} \right)^2}{2} = 29,17 \text{ t-m}$$

Donde L es la distancia medida del rostro de la columna al borde de la zapata.

Área de acero: el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = b * d - \frac{M * b}{0,003825 * f'_c} * \frac{0,85 * f'_c}{F_y}$$

$$A_s = 100 * 54,96 - \frac{29170 * 100}{0,003825 * 210} * \frac{0,85 * 210}{2810} = 21,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 100 * 54,96 = 27,58 \text{ cm}^2$$

Debido a que el A_{smin} es mayor que A_s , se colocará el $A_{smin} = 27,58 \text{ cm}^2$ en ambos sentidos.

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por:

$$S = \frac{A_v \cdot b}{A_s} = \frac{5,07 \cdot 100}{27,58} = 18,38 \text{ cm}$$

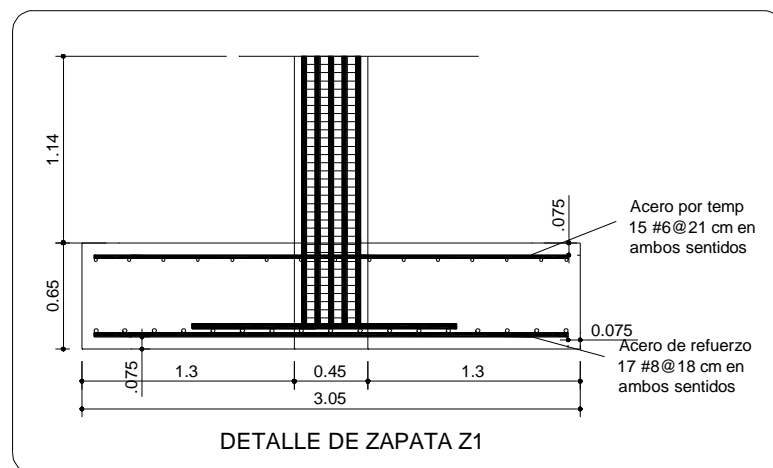
Por lo tanto, las zapatas quedaran armadas con varilla No. 8@18 cm en ambos sentidos.

Para cama superior, colocar

$$A_{stemp} = 0,002 \cdot b \cdot t = 0,002 \cdot 305 \cdot 65 = 39,65 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot b}{A_{stemp}} = \frac{2,85 \cdot 305}{39,65} = 21,92 \text{ cm}; \quad \text{usar No.6@21 cm}$$

Figura 27. **Detalle de zapata tipo Z1**



Fuente: elaboración propia.

Zapata tipo Z3

Las zapatas de colindancia tienen la particularidad que las cargas que sobre ellas recaen, lo hacen de forma no concentrada, por lo que se producen momentos de volteo que habrá que contrarrestar. Estas pueden ser medianeras y de esquina.

La base puede ser rectangular o cuadrada, según sea el caso. Para este proyecto se utilizó base rectangular. El diseño del diamante se presenta a continuación.

$$p't = Pu * 1,05$$

$$p't = 92,36 \text{ ton} * 1,05$$

$$p't = 96,98 \text{ ton}$$

Por la excentricidad de la carga que provoca flexión, se toma inicialmente, un valor soporte menor que el real. Se usa el valor de 20 ton/m²; por lo tanto:

$$Az = 96,98 / 20 = 4,85 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones aproximadas, por lo que se toma una sección cuadrada de 2,70m x 2,70m.

$$2,70 * 2,70 = 7,29 \text{ m}^2 > 4,85 \text{ m}^2$$

La carga p't, centrada en la columna, se encuentra a una distancia del centro de:

$$e = \frac{2,70}{2} - \frac{0,45}{2} = 1,13 \text{ m}$$

Si se aplican dos fuerzas iguales a p't, de sentido contrario en el centro de gravedad de la base, ellas, combinadas con p't de la columna, provocan los esfuerzos siguientes en el terreno.

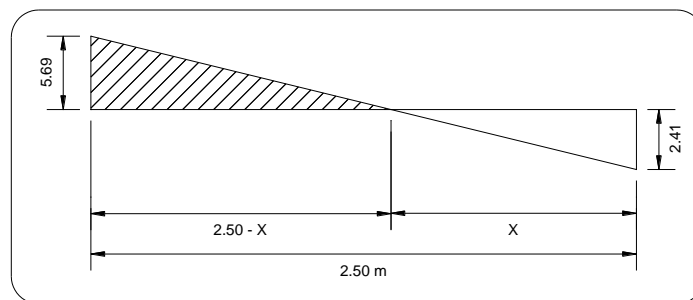
Compresión máxima:

$$\sigma_c = \frac{p't}{A} * \left(1 + 6 * \frac{e}{L} \right) = \frac{96977,36}{270^2} * \left(1 + \frac{6 * 113}{270} \right) = 4,67 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión máxima:

$$\sigma_t = \frac{p't}{A} * \left(1 - 6 * \frac{e}{L} \right) = \frac{96977,36}{270^2} * \left(1 - \frac{6 * 113}{270} \right) = -2,01 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 28. Esfuerzos en el terreno



Fuente: elaboración propia.

Hallar el punto donde cambia el esfuerzo de compresión al de tensión, el que se encuentra a una distancia x.

$$\frac{4,67}{2,7-x} = \frac{2,01}{x} \quad \rightarrow \quad 4,67x + 2,01x = 5,43$$

$$x = \frac{5,43}{(4,67+2,01)} = 0,81$$

Para efectuar el cálculo de la zapata se tendrá que considerar la parte del diagrama que se encuentra a compresión.

Esfuerzo en el eje de inversión:

$$\sigma_{\text{eje}} = \frac{\sigma_c * \frac{L}{2} - X}{L - X} = \frac{5,7 * \frac{270}{2} - 81}{270 - 81} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

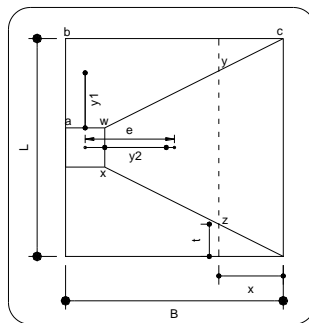
Altura del diamante:

Se asume una inclinación de 30°

$$h = \tan(30^\circ) * (L - \text{col}) \rightarrow h = \tan(30^\circ) * (2,70 - 0,45) = 1,3 \text{ m}$$

$$t = \frac{x * B}{L} = \frac{0,81 * 2,7}{2,7} = 0,405 \text{ m}$$

Figura 29. **Análisis de zapata excéntrica**



Fuente: elaboración propia.

La resultante de los esfuerzos en el trapecio wxyz será:

$$p1 = \sigma_{eje} \left(\frac{wx+yz}{2} \right) * h$$

$$p1 = 1,33 * \frac{45+189}{2} * 130 = 20229,3 \text{ kg}$$

La fuerza anterior está aplicada al centro de gravedad del trapecio wxyz cuya distancia a la sección xw es:

$$y1 = \frac{h}{3} * \frac{2*yz+wx}{yz+wz} = \frac{130}{3} * \frac{2*189+45}{189+45} = 78,33 \text{ cm}$$

El momento m1 con respecto a ab es:

$$m1 = p1 * y1$$

$$m1 = 20229,3 * 0,7833 = 15845,38 \text{ kg-m}$$

En la dirección del lado B, hay que considerar la compresión entre el parámetro exterior y la línea neutra.

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_c}{2} = \frac{4,67}{2} = 2,34 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo está repartido en la superficie awcb, cuya área es:

$$A = \frac{col \ B-wx}{2} + \frac{B-wx + B-yz}{4} * h$$

$$A = \frac{45 \ 270-45}{2} + \frac{270-45 + 270-189}{4} * 130 = 9742,5 \text{ cm}^2$$

Las resultante P2, aplicada al centro de gravedad de la superficie awcb

$$p2 = \sigma mc * A$$

$$p2 = 2,34 * 9742,5 = 22797,45 \text{ kg}$$

$$y2 = \frac{ab}{3} * \frac{2*bc+aw}{bc+aw} = \frac{112,5}{3} * \frac{2*270+45}{270+45} = 69,64 \text{ cm}$$

El momento provocado por la fuerza será:

$$m2 = p2 * y2 \rightarrow m2 = 22797,45 \text{ kg} * 69,64 \text{ cm} = 1587679,55 \text{ kg-cm} = 15876,8 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del refuerzo se toma el momento mayor en este caso es
 $m2 = 15876,8 \text{ kg-m}$

$$d = t - rec - \Phi/2 = 60 - 7,5 - 1,91/2 = 51,55 \text{ cm}$$

$$As = b * d - \left(b * d^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'c} \right) * \frac{0,85 * f'c}{Fy}$$

$$As = 100 * 51,55 - \left(100 * 51,55^2 - \frac{15876,8 * 100}{0,003825 * 210} \right) * \frac{0,85 * 210}{2810} = 12,41 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 14,1 * 100 * 51,55 / 2810 = 25,87 \text{ cm}^2$$

Usar acero mínimo 25,87 cm²

$$S = 2,85 * 100 / 25,87 = 11,02 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar \#6@11 cm}$$

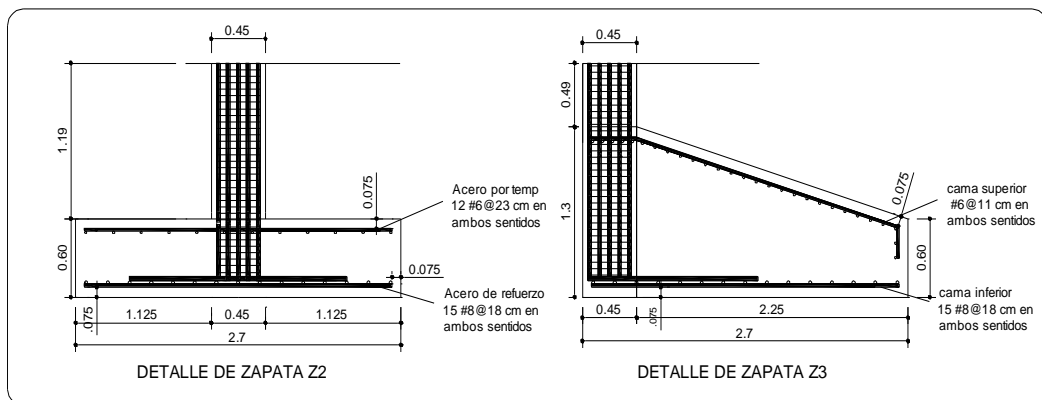
La base de la zapata con diamante, se calcula con la diferencia entre los momentos del análisis estructural y los momentos obtenidos en el diamante.

$$M_x = (30,51 - 15,8) = 14,71 \text{ t - m}$$

$$M_y = (22,5 - 15,9) = 6,6 \text{ t - m}$$

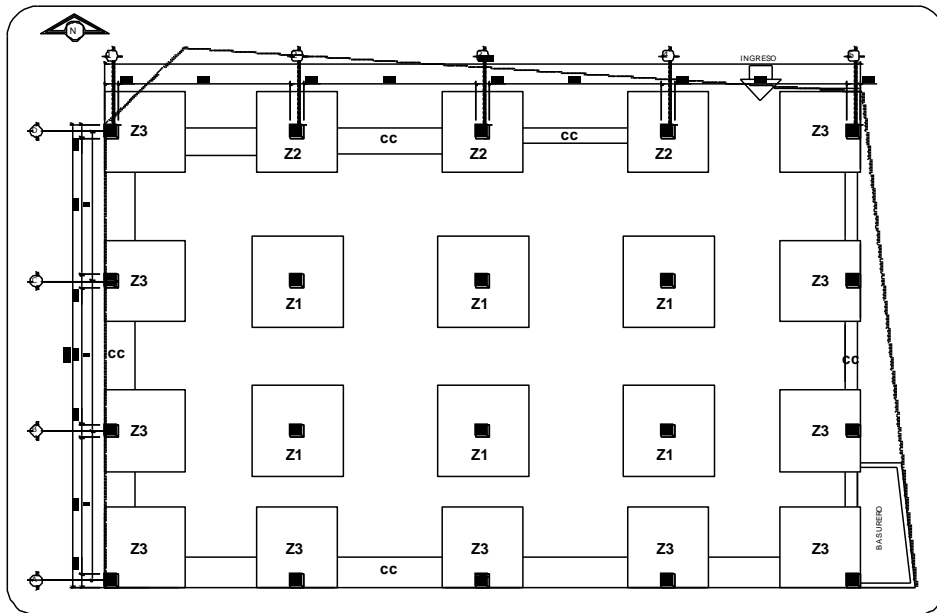
Utilizando las mismas dimensiones que las zapatas tipo Z2, se sabe que resiste el corte simple y el corte punzonante. Como los momentos son menores, se sabe que con el A_s mínimo cubre esos momentos, por lo que el armado de la base queda igual al de la zapata tipo Z2, pudiéndose observar los detalles en los planos respectivos.

Figura 30. Armado de zapatas tipo Z2 y tipo Z3



Fuente: elaboración propia.

Figura 31. **Distribución de zapatas y cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia.

2.1.3.5.5. **Diseño de muros de sótano**

Un muro de sótano es un muro de contención que, generalmente cubre un perímetro y se da un uso específico a un nivel más bajo que el del terreno natural.

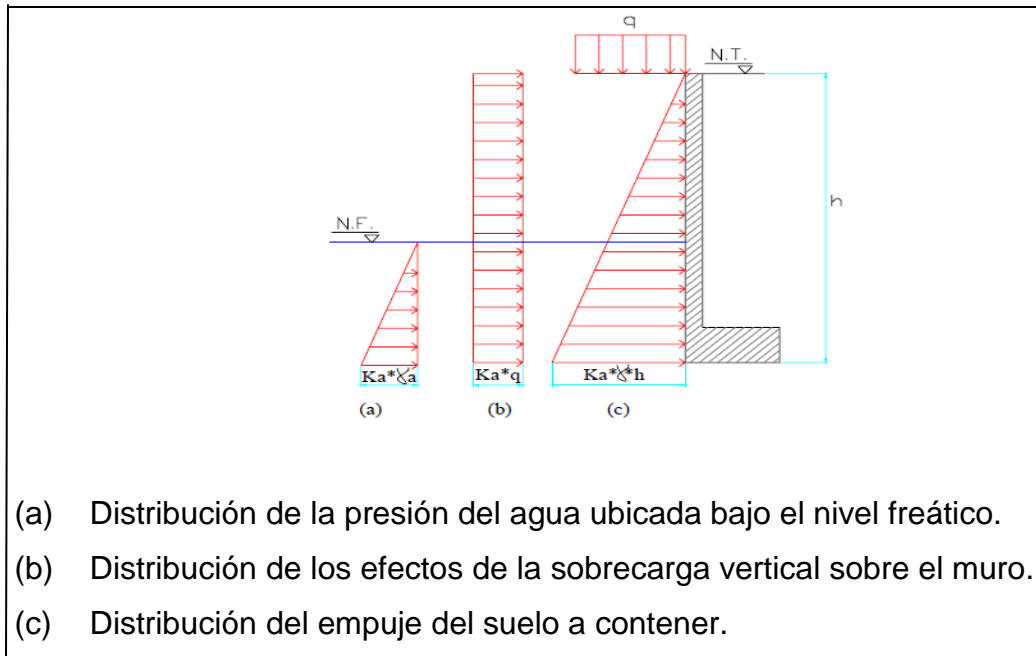
Los tipos de empujes permanentes en muros de contención se pueden clasificar según su naturaleza en empujes por carga estática, empujes debido a sobrecargas y empujes hidrostáticos.

Habitualmente los estudios de suelos son los encargados de definir la distribución que tienen los empujes permanentes en los muros de contención pero, en cuanto al análisis de muros de sótano se tienen consideraciones

diferentes a las de un muro de contención independiente, generalmente en las condiciones de apoyos que dependen del proceso constructivo y de los detalles constructivos del refuerzo del muro y sus uniones con los marcos estructurales.

Para muros de sótano generalmente se presentan las siguientes distribuciones de empuje.

Figura 32. **Distribución de empujes en sótano**



Fuente: Manual de análisis y diseño de muros de sótano en estructuras aporticadas. p. 12.

Donde:

K_a : coeficiente de empuje activo (estudio de suelos).

γ : peso específico del suelo a contener (estudio de suelos).

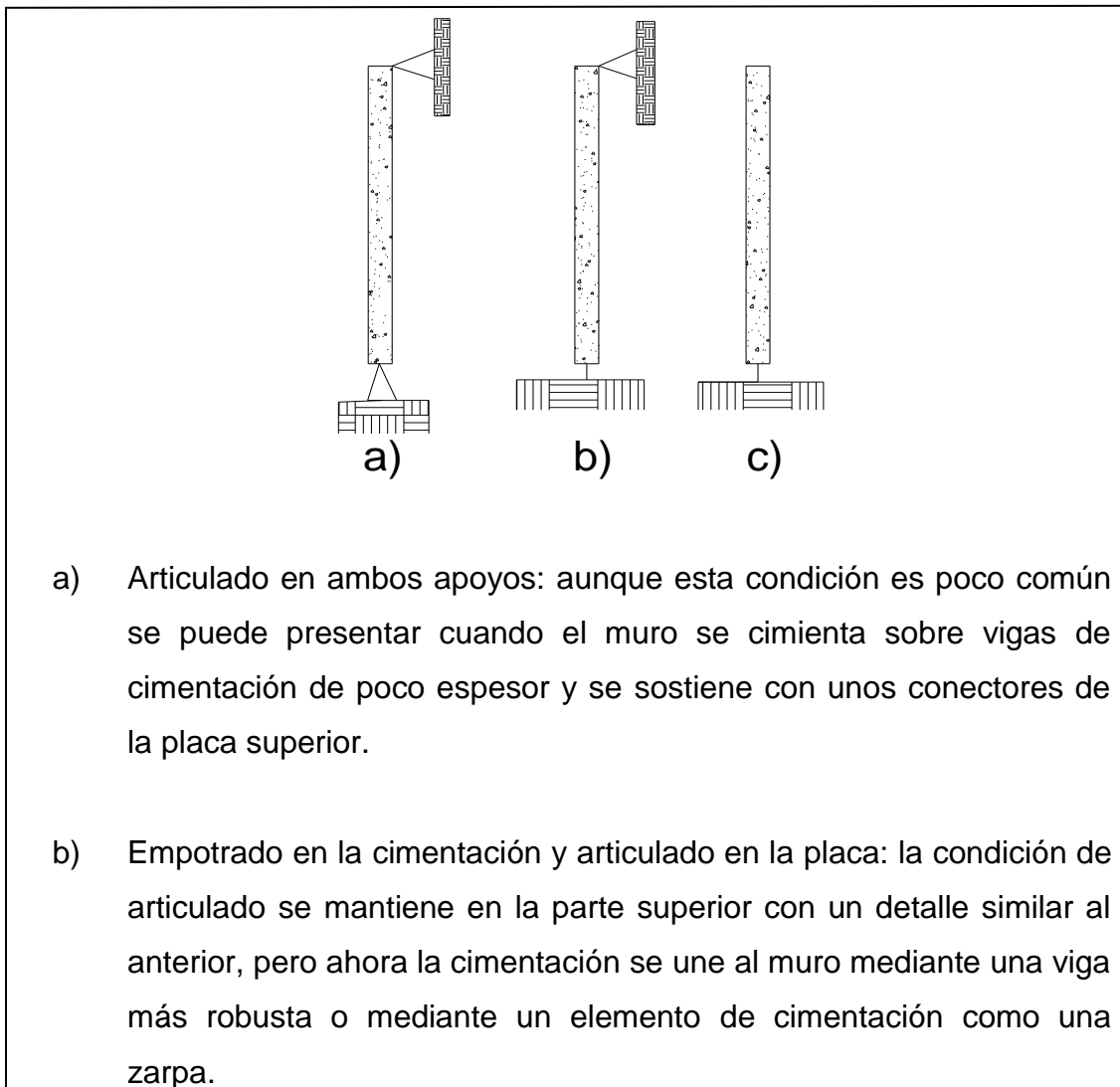
q : sobrecarga vertical sobre el suelo a contener.

γ_a : peso específico del agua.

Apoyo de los muros

En cuanto al análisis de este tipo de elementos se plantea como una viga simplemente apoyada con las cargas mostradas anteriormente, en donde las condiciones de apoyos de los extremos se pueden considerar dependiendo del tipo de despiece y de su proceso constructivo de la siguiente manera:

Figura 33. **Apoyos de los muros**



Continuación de la figura 34.

- c) Muro en voladizo: esta condición se presenta en casi todos los muros de sótano cuando se excava para la cimentación, se construye el muro y se rellena antes de que se construya la placa de entrepiso. Otro caso donde también se presenta esta condición es cuando hay vacíos hacia el lado del muro de contención y la placa de entrepiso, en donde jamás se apoya o se conecta el muro a esta.

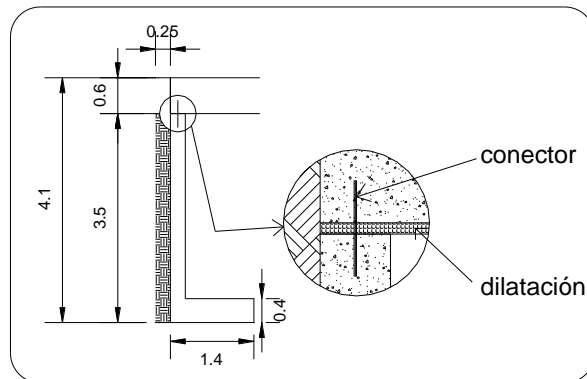
Fuente: Manual de análisis y diseño de muros de sótano en estructuras aporticadas. p. 15.

Predimensionamiento

En marcos estructurales con muros de contención de sótano o semisótano no existen más consideraciones o efectos del empuje sobre el análisis y diseño como se mostrara a continuación.

Para el presente proyecto, el muro de sótano se diseña según la opción b) del punto anterior, con conectores en la parte superior del muro conectado a la viga principal y la base del muro se empotrara en su cimiento corrido excéntrico. Como en la figura 37.

Figura 34. **Muro empotrado en la cimentación y articulado en la viga**



Fuente: elaboración propia

Espesor: según el Código ACI 318-05: 14.5.3.2, el espesor mínimo de los muros exteriores de sótano es de 19 cm.

También puede hacerse el cálculo de la relación $e = (1/15) \cdot H$ usualmente para muros de sótano de alturas normales.

$$e = (1/15) \cdot 3,60\text{m} = 0,24\text{m}$$

Se propone usar un espesor de 0,25 m

El recubrimiento para el acero, usando concreto construido in situ, colocado contra el suelo y expuesto permanente a él será de 7,5 cm (Código ACI 318-05: 7.7.1 y 3.3.2).

Se usará un recubrimiento de 8 cm

Cálculo del muro

Para el cálculo respectivo del muro fue de vital importancia los resultados que dieron los ensayos de corte directo y triaxial usándose los datos más críticos y otros que fueron promediados entre ambos ensayos, con la finalidad de obtener los mejores resultados en el diseño del muro.

Datos:

$$\phi = 29^\circ$$

$$\gamma = 1,43 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 2,4 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$h_{\text{muro}} = 3,60 \text{ m}$$

$$t_{\text{muro}} = 0,25 \text{ m}$$

$$t_{\text{cimiento}} = 0,50 \text{ m}$$

$$D_f = 1,08 \text{ m}$$

$$b_{\text{cimiento}} = 0,90 \text{ m}$$

$$V_s = 32 \text{ ton/m}^2$$

Calculo del empuje:

Coeficiente de presión activa K_a :

$$K_a = \tan^2(45 - 29/2) = 0,35$$

Presión vertical

$$h=0 \quad \sigma_v = q = 3 \text{ ton/m}^2 \quad \text{sobrecarga}$$

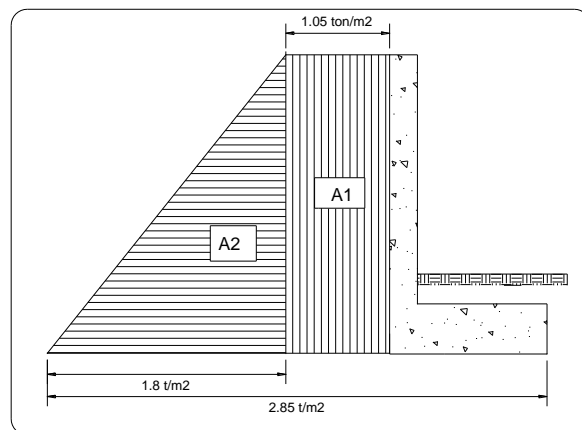
$$h=3,6\text{m} \quad \sigma_v = 1,43 \text{ ton/m}^3 * 3,6 \text{ m} + 3 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_v = 8,15 \text{ ton/m}^2$$

Presión horizontal

$$\begin{aligned} h=0 & \quad \sigma_h = q \cdot K_a \\ & \quad \sigma_h = 3 \text{ ton/m}^2 \cdot 0,35 \\ & \quad \sigma_h = 1,05 \text{ ton/m}^2 \\ h=3,60 & \quad \sigma_h = 8,15 \text{ ton/m}^2 \cdot 0,35 \\ & \quad \sigma_h = 2,85 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Figura 35. Diagrama de presión activa



Fuente: elaboración propia.

Empuje resultante

$$P_a = A_1 + A_2$$

$$P_a = 1,05 \text{ t/m}^2 \cdot 3,6 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot (1,8 \text{ t/m}^2) \cdot 3,6 \text{ m}^2$$

$$P_a = 3,78 \text{ t/m} + 3,24 \text{ t/m} = 7,02 \text{ t/m}$$

Línea de acción de P_a

$$Z = \frac{3,78 \frac{t}{m} + \frac{3,60m}{2} + 3,24 \frac{t}{m} * \frac{3,60m}{3}}{7,02 t/m} = 1,52 m$$

Análisis dinámico

Considerando los coeficientes de aceleración para la zona sísmica 4,2, correspondiente al departamento de Sacatepéquez, en el mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala (AGIES NR-2:2000, 3.4.2).

$$\begin{aligned} K_h &= 0,40 g & \beta &= 90^\circ \\ K_v &= 0g & \delta &= 0^\circ \text{ muro sin fricción} & \alpha &= 0^\circ \end{aligned}$$

Coefficiente de empuje dinámico

$$\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{0,40}{1-0}\right) = 21,80^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2 29+90-21,8}{\cos 21,8 \sin^2 90 \sin 90-21,8-0 \quad 1 + \frac{\sin 29+0 \sin 29-21,8-0}{\sin 90-0-21,8 \sin 0+90}^2}$$

$$K_{ae} = 0,72$$

Empuje dinámico total

$$P_{ae} = 1/2 * 1,43 t/m^3 * (3,6m)^2 * (1-0) * 0,72$$

$$P_{ae} = 6,67 \text{ ton/m}$$

Incremento dinámico

$$\Delta P_{ae} = 6,67 t/m - 7,02 t/m = - 0,35 t/m$$

$$\Delta P_{ae} = 0,35 \text{ t/m}$$

Línea de acción Δp_{ae}

$$\Delta z_{ae} = \frac{2}{3} \cdot 3,60 \text{ t/m}$$

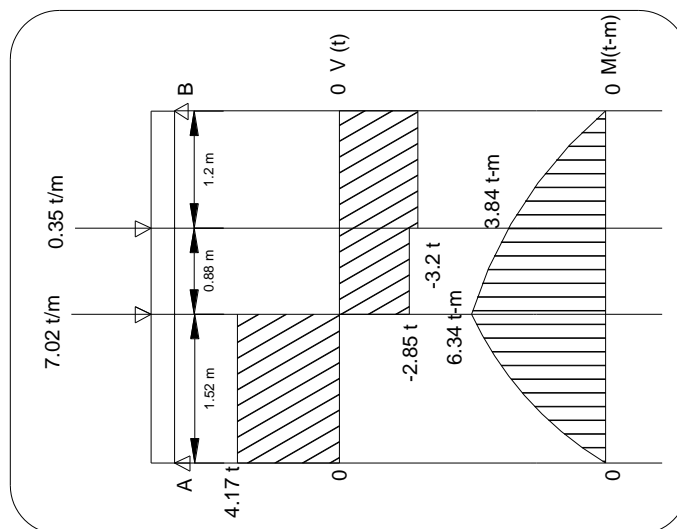
$$\Delta z_{ae} = 2,4 \text{ t/m}$$

Línea de acción de P_{ae}

$$Z_{ae} = \frac{0,35 \cdot 2,4 \text{ t/m} + 7,02 \text{ t/m} \cdot 1,52 \text{ m}}{6,67 \text{ t/m}} = 1,47 \text{ m}$$

Por ser independiente del marco estructural, se analiza como un elemento simplemente apoyado debido a que no soporta cargas axiales.

Figura 36. Diagrama por corte (tonelada) y momento (tonelada-metro)



fuentes: elaboracion propia.

$$\sum MA=0 =7,02 \text{ ton/m}(1,52 \text{ m})+0,35 \text{ ton/m}(2,4 \text{ m})-RB(3,6 \text{ m})$$

$$RB = 3,20 \text{ ton}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$RA+3,20 \text{ ton} = 0,35 \text{ ton/m}+7,02 \text{ ton/m} \rightarrow RA = 4,17 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = 4,17 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 6,34 \text{ ton-m}$$

Tabla XIX. **Cálculo de momentos**

X	MOMENTOS FLECTORES		MOMENTO TOTAL
	P=7,020.00 a=1.52	P=350.00 a=2.40	
0.00	0.00	0.00	0.00
0.36	1,460.16	42.00	1,502.16
0.72	2,920.32	84.00	3,004.32
1.08	4,380.48	126.00	4,506.48
1.44	5,840.64	168.00	6,008.64
1.52	6,165.12	177.33	6,342.45
1.80	5,335.20	210.00	5,545.20
2.16	4,268.16	252.00	4,520.16
2.40	3,556.80	280.00	3,836.80
2.52	3,201.12	252.00	3,453.12
2.88	2,134.08	168.00	2,302.08
3.24	1,067.04	84.00	1,151.04
3.60	0.00	0.00	0.00

Fuente: elaboración propia.

Datos generales

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{recubrimiento} = 8 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo de elementos sometidos a flexión

$$A_{smin} = 0,8 \cdot \frac{f'c b d}{f_y} \quad \text{pero no menor que } \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = \frac{0,8 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}}{2810 \text{ kg/cm}^2} = 7,01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \frac{14}{2810} \cdot 100 \cdot 17 = 8,47 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima para zonas sísmicas

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,003 \cdot 2,039E6 \text{ kg/cm}^2}{2800 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2800 \text{ kg/cm}^2 + 0,003 \cdot 2,039E6 \text{ kg/cm}^2} = 0,0372$$

$$\rho_{max} = 0,5 \cdot 0,0372$$

$$\rho_{max} = 0,0186$$

$$Á_{smax} = 0,0186 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}$$

$$Á_{smax} = 31,62 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida por flexión por unidad de longitud de muro

$$A_s = b \cdot d - \frac{M \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c} * \frac{0,85 f'_c}{F_y}$$

$$A_s = 100 \cdot 17 - \frac{6340 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210} * \frac{0,85 \cdot 210}{2810} = 15,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 31,62 \text{ cm}^2 > A_{s\text{req}} = 15,92 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 9,11 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento máximo refuerzo vertical y horizontal

$$S_{\max} = 3 \cdot t_{\text{muro}} \text{ o } 45 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 \cdot 25 \text{ cm} = 75 \text{ cm} \quad \text{usar como máximo espaciamento } 45 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura

$$A_{s\text{temp.min}} = 0,0025 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{temp.min}} = 0,0020 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{temp.min}} = 3,4 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante

Corte actuante

$$V_a = \frac{4170 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$$

Corte unitario que resiste el concreto

$$V_c = 0,53 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$V_a < V_c$

OK

Esto significa que no es necesaria la colocación de estribos como refuerzo transversal, ya que el concreto resiste el corte actuante por sí mismo, solamente se debe colocar acero por temperatura.

Distribución del acero para un metro longitudinal de muro

Para evitar agrietamiento excesivo en el concreto, debido al diseño de este muro, se colocará el acero distribuido en dos capas paralelas de acuerdo con:

Cara interna: aquí se desarrollan los esfuerzos de tensión, por lo tanto, debe llevar la mayor parte del refuerzo, Se tomará aproximadamente 2/3 del área requerida de acero.

$$A_{s\text{flexión}} = (2/3) * 15,92 \text{ cm}^2 = 10,61 \text{ cm}^2$$

Usar varillas # 5

$$\frac{A_{s\text{req}}}{A_v} = \frac{10,61}{1,98} = 5,35 \frac{\text{var}}{\text{ml}} \text{ usar 5 varillas}$$

Área= $5 * 1,98 \text{ cm}^2 = 9,9 \text{ cm}^2$, se requiere $10,61 \text{ cm}^2$, pero se completará en la otra capa para obtener el $A_{s\text{req}}$.

$$S = 100/5 = 20 \text{ cm} \text{ Usar \#5 @ 20 cm}$$

Acero por temperatura

$$A_{s\text{temmin}} = 3,4 \text{ cm}^2$$

Usar varilla # 3

$$\frac{A_{sreq}}{A_{v\#3}} = \frac{3,4\text{cm}^2}{0,71\text{cm}^2} = 4,79 \quad 5 \frac{\text{var}}{\text{ml}}$$

$$A_{sreal} = 5\text{var} * 0,71 = 3,55 \text{ cm}^2$$

$A_{sreal} > A_{sreq}$ OK

$$S = 100/5 = 25 \text{ cm} \quad \text{Usar \#3 @ 25 cm}$$

Cara exterior: aquí se desarrollan esfuerzos por compresión, por lo que se necesita menos esfuerzo, se tomara el resto del refuerzo.

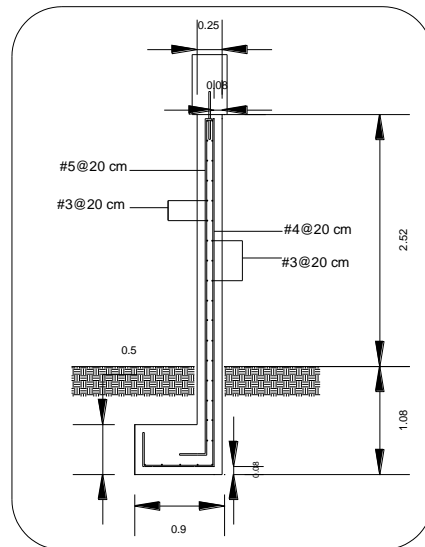
$$A_{sreq} = 15,92 \text{ cm}^2 - 9,9 \text{ cm}^2 = 6,02 \text{ cm}^2$$

Usando varillas # 4

De tal forma que el refuerzo sea paralelo en las dos caras del muro

$$\frac{A_{sreq}}{A_v} = \frac{6,02\text{cm}^2}{1,27\text{cm}^2} = 4,74 \text{ varillas} \quad \text{usar } \frac{5\text{var}}{\text{ml}}$$

Figura 37. Distribución del refuerzo



Fuente: elaboración propia.

Cimiento corrido del muro

$$\gamma_s = 1,20 \text{ ton/m}^3$$

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

$$V_s = 32 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo de la presión sobre el suelo

Integrando las cargas actuantes

$$P_{tot} = P_{muro} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_{muro} = (3,60\text{m} \cdot 0,25\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 2,4\text{t/m}^3) = 2,16 \text{ ton}$$

$$P_{suelo} = (0,30\text{m} \cdot 1\text{m}^2 \cdot 1,20\text{t/m}^3) = 0,36 \text{ ton}$$

$$P_{cimiento} = (1\text{m}^2 \cdot 0,50\text{m} \cdot 2,4\text{t/m}^3) = 1,2 \text{ ton}$$

$$q_{max} = 3,72 \text{ ton/1m}^2 = 3,72 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Area} = \frac{W_u * 1,1}{V_s} = \frac{3,72 \text{ ton} * 1,1}{32 \text{ ton/m}^2} = 0,13 \text{ m}^2$$

Por norma, la dimensión mínima de la base del cimiento debe ser dos veces el espesor del muro.

Se propone usar base de 90 cm

El peralte del cimiento deberá estar comprendido entre 0,30 cm y 0,50 cm se propone usar un peralte de 0,50 m, ver figura 37.

2.1.3.5.6. Diseño del pavimento del sótano

Este se hará con piso de concreto el que se diseñará de la siguiente manera:

- Piso de concreto en sótano

Se empleará una losa de concreto de 10 centímetros con refuerzo de electro malla 6 x 6- 8/8. La losa de concreto se fundirá sobre una base de 20 centímetros de espesor de selecto compactada a un 90 por ciento en capas de 10 centímetros de espesor. La losa se fundirá en cuadros alternos de un tamaño máximo de 3,00 x 3,00 metros, dejando juntas de construcción, pero sin ninguna junta de dilatación.

El acabado final será monolítico con la losa, efectuado con plancha de madera hasta obtener una superficie uniforme tipo corrugada. Este acabado deberá ser aplicado en el momento mismo de la fundición, antes de que el

concreto haya terminado de fraguar. El acabado final de la rampa de acceso para vehículos al sótano deberá realizarse con un sisado a cada cinco centímetros entre sisas y estas deberán estar a 45 grados dirigidas hacia la parte baja de la pendiente a ambos lados de la rampa con una sisa central a todo lo largo del recorrido de la rampa.

2.1.3.5.7. Diseño de rampa del sótano

Es indispensable la construcción de una rampa peatonal para ingresar a los diferentes niveles del edificio, esta debe poseer cierta amplitud para que los comerciantes del mercado puedan transportar su mercadería desde el sótano hacia los niveles superiores hasta sus respectivos locales.

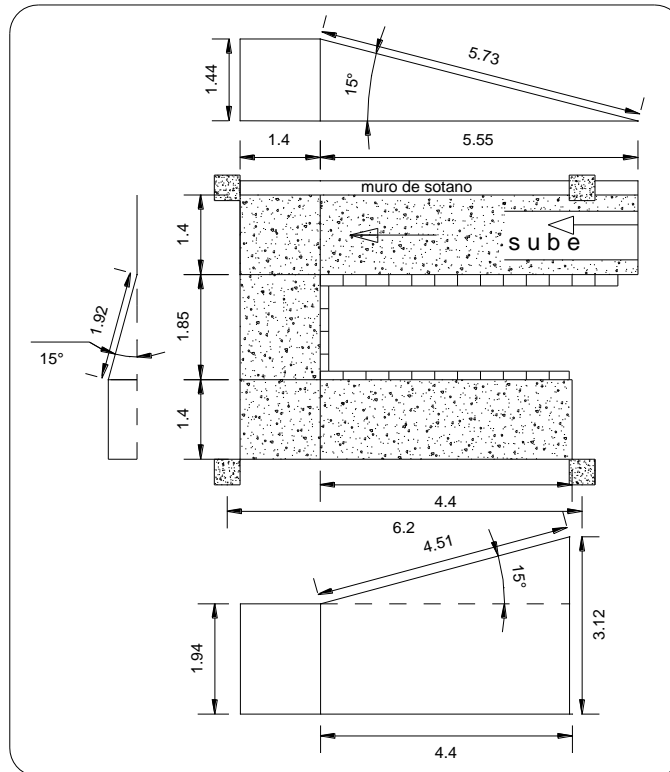
Para el diseño de esta rampa se propone que esta ocupe un vano del edificio preferentemente el que se ubica en las proximidades a otros ingresos.

La rampa se propone diseñarla en tres tramos ascendentes una respecto a la otra con dos descansos intermedios.

Primer tramo: el primero se hará con un relleno y piso de concreto el que debe tener una pendiente de 15 grados respecto a la horizontal como se observa en la figura 38.

Segundo y tercer tramo: en estos se propone hacer losas que trabajen en un sentido, los que estarán empotrados en los descansos y con pendiente de 15 grados.

Figura 38. Rampa peatonal



Fuente: elaboración propia.

Calculo de las losas

La losa más crítica es la que está empotrada en el descanso y la viga del marco estructural, por lo que se muestra el cálculo.

Predimensionamiento

Tabla 9.5 (a) Código ACI 318S-08, alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

En este caso la losa en una dirección está empotrada en la viga principal del marco estructural y el último descanso de la rampa propuesta.

$$L/20 = 451/20 = 22,55 \text{ cm}$$

En el inciso b) de esta tabla indica que para f_y distinto a 420 Mpa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0,4+f_y/700)$

$$22,55 \text{ cm} \cdot (0,4+280\text{Mpa}/700) = 18,04 \text{ cm}$$

Usar un espesor de 18 cm

Carga viva

Cargas vivas uniformemente distribuidas, según Norma AGIES NR-2:200 página 28.

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

Carga muerta

$$\text{Carga de losa} = 0,18\text{m} \cdot 2400 = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Barandales} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total: } 532 \text{ kg/m}^2$$

Carga última

$$1,4C_m = 1,4 \cdot 532 \text{ kg/m}^2 = 744,8 \text{ kg/m}^2$$

$$1,7C_v = 1,7 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{T o t a l: } 1594,8 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de los momentos se consideran franjas unitarias de un metro de ancho.

$$Cu * 1 \text{ m} = 1597,8 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1597,8 \text{ kg/m}$$

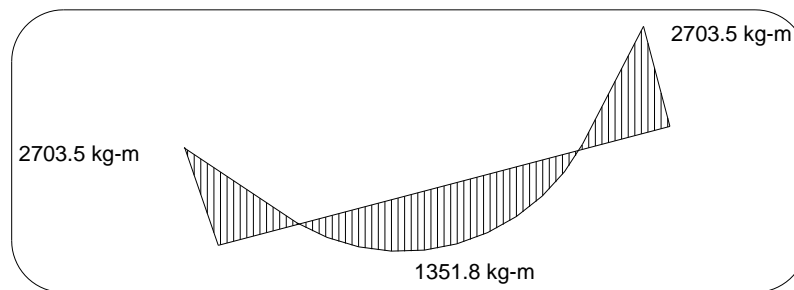
Cálculo de momento positivo

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{24} = \frac{1595 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 4,51\text{m}^2}{24} = 1351,8 \text{ kg-m}$$

Calculo de momento negativo

$$Ma = Mb = -\frac{qL^2}{12} = 2703,5 \text{ kg-m}$$

Figura 39. **Diagrama de momentos para losa de rampa**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de área de acero por flexión

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

$$d = 18 - 2 = 16 \text{ cm}$$

$$w = 0,849 - 0,721 - \frac{Mu}{0,53 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$w = 0,849 - 0,721 - \frac{2703,5 \cdot 100}{0,53 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,058$$

$$\rho = w \cdot \frac{f_c}{f_y} = 0,058 \cdot \frac{210}{2810} = 0,0043$$

$\rho = 0,0043 > (\rho_{\text{mínimo}} = 0,0018)$; por lo tanto se considera $\rho = 0,0043$

$$A_s = \rho b d = 0,0043 \cdot 100 \cdot 16 = 6,88 \text{ cm}^2$$

Finalmente, la separación quedará de la manera siguiente:

Utilizando varillas #3 (3/8"); $A_v = 0,71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \cdot A_v}{A_s} = \frac{100 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm}^2}{6,88 \text{ cm}^2} = 10,32 \text{ cm}$$

Usar #3@ 10 cm

Cálculo del acero por contracción y temperatura

Según Código ACI 318S-08 7.12.2.1 inciso (a) indica que en losas donde se empleen barras corrugadas grado 280 o 350 Mpa se debe usar una cuantía de 0,0020, como el acero por contracción y temperatura se coloca sobre el acero por flexión el peralte efectivo será:

$$d = 16 - 0,95 = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,0020 \cdot 100 \cdot 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm}^2}{3 \text{ cm}^2} = 23,67 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán varillas del #3@20 cm

Revisión por cortante

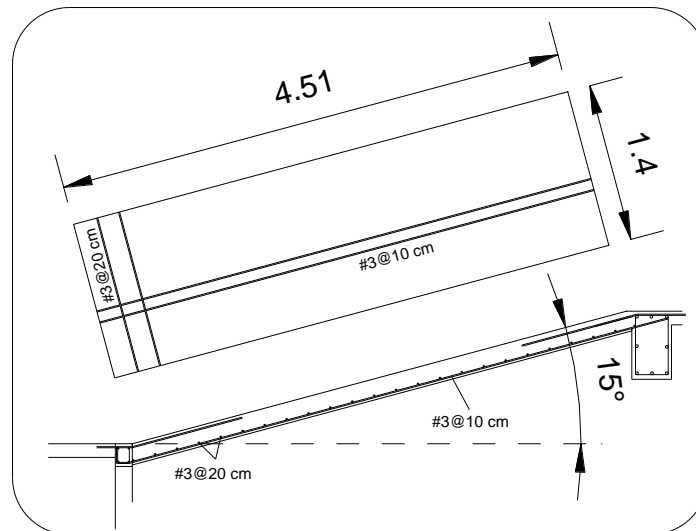
$$V_u = \frac{W_u \cdot L}{2} = \frac{1594,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 4,51 \text{m}}{2} = 7192,55 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,53 \cdot \overline{210} \cdot 100 \cdot 17 = 13056,73 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 13056,73 \text{ kg} = 11098,22 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 11098,22 \text{ kg} > V_u = 7192,55 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Figura 40. **Armado de losa en una dirección para tramo final de la rampa**



Fuente: elaboración propia.

2.1.4. Instalaciones eléctricas

Para las instalaciones eléctricas se colocará un tablero principal en el sótano, debe instalarse con un fácil acceso y protegido de personas ajenas a su cuidado y mantenimiento, este se ubicará en las cercanías del contador general, según las normas de planificación y construcción FHA

Asimismo, se instalarán tableros secundarios en cada nivel y con los circuitos según calculo de diseño que se presenta en la tabla XX.

En vista que las distribuciones de los circuitos permiten tener distancias cortas y un número óptimo de unidades eléctricas, es factible usar conductores calibre No. 12 AWG y No. 14 únicamente para retorno de interruptores. Según recomendaciones de la Norma FHA.

Para el cálculo de los circuitos de 20 amperios que es lo que puede soportar el conductor calibre 12 AWG, según la norma de instalaciones eléctricas NOM-001-SEDE-2005, se debe usar la siguiente fórmula:

$$\text{No.de circuitos derivados} = \frac{\text{carga total en watts}}{\text{capacidad de cada circuito en watts}}$$

Ejemplo: (12 bombillas tipo flaponera)

$$\text{No. de circuitos} = 12 \cdot 60 \text{ watts} / (20\text{Amp} \cdot 120 \text{ volt}) = 0,30$$

$$\text{No. de circuitos} = 7 \cdot 40 \text{ watts} / (20\text{Amp} \cdot 120 \text{ volt}) = 0,12$$

$$\text{No. de circuitos} = 1 \cdot 120 \text{ watts} / (20\text{Amp} \cdot 120\text{volt}) = 0,04$$

Total0,46 usar 1 circuito.

Tabla XX. **Cálculo de circuitos derivados para 20 amperios**

Sótano							
No.	Tipo de accesorio eléctrico	Consumo en Watts	Total (W)	Circuitos	Usar	Tablero	
12	bombillas tipo flaponera	60	720	0,30	1 circuito	Tablero de 4 flipones de 20 amp	
7	bombillas tipo flaponera	40	280	0,12			
1	Reflector	120	120	0,05			
5	Tomacorrientes dobles polarizados	350	1750	0,73	1 circuito		
Primer nivel							
11	Lámparas tipo candela 2 x 40	80	880	0,37	1 circuito	Tablero de 4 flipones de 20 amp	
2	bombillas tipo flaponera	80	160	0,07			
6	Tomacorrientes dobles polarizados	350	2100	0,88	1 circuito		
Segundo Nivel							
Alumbrado							
10	Lámparas tipo candela 2 x 40	80	800	0,33	1 circuito	Tablero de 6 flipones de 20 amp	
2	Reflectores	120	240	0,10			
2	Lámparas colgantes	120	240	0,10			
Fuerza							
3	Tomacorrientes dobles polarizados (comedores)	1700	5100	2,13	3 circuitos		
8	Tomacorrientes dobles polarizados (locales)	300	2400	1,00	1 circuito		
8	Tomacorrientes dobles polarizados (carnicerías)	300	2400	1,00	1 circuito		
T o t a l			17190		10 circuitos		

Fuente: elaboración propia.

Los tableros que se proponen instalar en cada nivel, quedarán con espacios para cubrir demandas posteriores.

2.1.5. Instalaciones hidráulicas

- Agua potable

Proyecto: mercado municipal

Tres niveles

Sótano: baños públicos, parqueo de vehículos, basurero.

Primer nivel: destinado para vendedores informales.

Segundo nivel: comedores, carnicerías, abarrotes, entre otros.

Por tratarse de un edificio ubicado en un área urbana y principalmente por ser un mercado se estima una dotación de 100 litros/puesto/día.

El abastecimiento de agua potable será por medio del agua municipal.

Cálculo de tubería

Subramales: pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios. Cada subramal sirve a un aparato sanitario, y es dimensionado siguiendo valores que han sido elaborados después de numerosas experiencias con los diversos aparatos sanitarios. Los fabricantes de aparatos sanitarios suministran en sus catálogos los diámetros de los subramales.

Lavamanos $\frac{1}{2}$ "

Inodoro con tanque $\frac{1}{2}$ "

Ducha $\frac{1}{2}$ "

Tina $\frac{3}{4}$ "

Lavadero de cocina $\frac{1}{2}$ "

Lavadero de ropa $\frac{1}{2}$ "

Chorros para patio $\frac{1}{2}$ "

Urinario $\frac{1}{2}$ "

Cálculo de ramales

Ramales: tuberías derivadas del alimentador y que abastecen agua a punto de consumo aislado, un baño o grupo de aparatos sanitarios.

El dimensionamiento de un ramal podrá efectuarse estudiando el suministro de agua, bajo dos formas distintas:

- En función del consumo simultáneo máximo posible de todos los aparatos sanitarios.
- En función del consumo simultáneo máximo probable de los aparatos sanitarios.

Para el presente estudio se utilizará el primer punto, basado en que para cada alimentador, se calculan las unidades Hunter (UH) y los gastos acumulados.

Tabla XXI. Equivalencias de gastos en tuberías de agua, tomando como unidad de tubería de 1/2" de diámetro, para las mismas condiciones de pérdida de presión y para una presión dada

Diámetro del tubo en pulgadas	Número de tubos de 1/2" con la misma capacidad
1/2	1
3/4	2.9
1	6.2
1 1/4	10.9
1 1/2	17.4
2	37.8
2 1/2	65.5
3	110.5
4	189
6	527
8	1250
10	2090

Fuente: RODRIGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias. p. 58.

Luego, empezando desde el punto más alejado con respecto al alimentador principal, se analiza ramal por ramal y en función de los números de la tabla número XXI se calcula el diámetro.

Tabla XXII. **Cálculo de ramales por el método de Hunter**

Segundo Nivel			Sótano		
Tramo	Equiv	Diámetro	Tramo	Equiv	Diámetro
12→13	1	1/2"	8→9	1	1/2"
11→12	2	3/4"	7→8	2	3/4"
10→11	3,9	1"	6→7	3,9	1"
10→13	3,9	1"	5→6	4,9	1"
5→10	3,9	1"	4→5	5,9	1"
8→9	1	1/2"	3→4	7,2	1 1/4"
7→8	2	3/4"	2→3	8,2	1 1/4"
6→7	3,9	1"	1→2	9,2	1 1/4"
5→6	4,9	1"	1→9	9,2	1 1/4"
4→5	7,2	1 1/4"			
3→4	8,2	1 1/4"			
2→3	9,2	1 1/4"			
1→2	10,2	1 1/4"			
1→9	10,2	1 1/4"			

Fuente: elaboración propia.

Se concluye que se utilizará tubería de 1/2" para los artefactos sanitarios, tubería de 1" y 1 1/4" para ramales intermedios, todos de PVC.

Calculo de la línea principal

Dimensionamiento de las tuberías de alimentación

En el cálculo de las tuberías de alimentación sea que suministren agua de abajo hacia arriba o viceversa, puede aplicarse el método de las probabilidades, pero resulta complicado y poco probable en las aplicaciones, por lo que se emplea el método de Hunter.

El método de Hunter consiste en asignar un peso a cada tipo de aparatos o grupos de baños, según se trate de uso público o privado.

De acuerdo a la tabla XXIII se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter (UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función de su tipo.

Tabla XXIII. Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en edificios (aparatos de uso público)

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de Ropa		8	4.50	4.50
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	---
Inodoro	Con válvula semiautomática	8	8	---
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	---
Bebedero	Múltiple	1*	1*	---
Lavatorio	Corriente	2	1.50	1.50
Lavatorio	Múltiple	2*	1.50	1.50
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	---
Urinario	Con válvula semiautomática	5	5	---

NOTA: para calcular tuberías de distribución que conduzcan agua fría solamente, o agua fría más el gasto de agua a ser calentada, se usarán las cifras indicadas en la primera columna. Para calcular diámetros de tuberías que conduzcan agua fría o agua caliente a un aparato sanitario que requiera de ambas, se usarán las cifras indicadas en la segunda y tercera columnas.

Fuente: RODRIGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias. p. 48.

Sumando los gastos de los artefactos sanitarios del edificio, se relaciona con la tabla XXIV para obtener un gasto total.

Tabla XXIV. **Gastos probables para la aplicación del método de Hunter (lt/seg)**

No. de	Gasto		No. de	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0.12	---	40	0.91	1.74
4	0.16	---	42	0.95	1.78
5	0.23	0.91	44	1.00	1.82
6	0.25	0.94	46	1.03	1.84
7	0.28	0.97	48	1.09	1.92
8	0.29	1.00	50	1.13	1.97
9	0.32	1.03	55	1.19	2.04
10	0.34	1.06	60	1.25	2.11
12	0.38	1.12	65	1.31	2.17
14	0.42	1.17	70	1.36	2.23
16	0.46	1.22	75	1.41	2.29
18	0.50	1.27	80	1.45	2.35
20	0.54	1.33	85	1.50	2.40
22	0.58	1.37	90	1.56	2.45
24	0.61	1.42	95	1.62	2.50
26	0.67	1.45	100	1.67	2.55
28	0.71	1.51	110	1.75	2.60
30	0.75	1.55	120	1.83	2.72
32	0.79	1.59	130	1.91	2.80
34	0.82	1.63	140	1.98	2.85
36	0.85	1.67	150	2.06	2.95
38	0.88	1.70	160	2.14	3.04

Fuente: RODRIGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias. p. 50.

Tabla XXV. **Cálculo de los gastos del edificio**

No.	Artefactos sanitarios	2do. Nivel	sótano	
4	lavamanos x 2 UH		8 UH	
3	inodoros con tanque x 5 UH		15 UH	
3	lavaderos x 8 UH	16 UH	8 UH	
8	lavaderos de cocina 4 UH	32 UH		
1	urinario x 1 UH		1 UH	
2	chorros para patio 2 x UH		4 UH	
	Total	48 UH	36 UH	84 UH

Fuente: elaboración propia.

Con la ayuda de la tabla XXIV determinamos el caudal que utilizaremos para calcular el diámetro de la línea principal.

En este caso de tiene un gasto probable de 2,40 lt/seg

Ordenando el gasto según método de Hunter

Segundo nivel = 48 UH = 1,92 lt/seg

Sótano = 84 UH = 2,40 lt/seg

Estimando una altura del sótano para el segundo nivel de 8 metros, se calcula el diámetro para cada tramo mediante la fórmula siguiente:

$$D = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf^{4,87}}$$

En el sótano la línea debe ser de 0,63"

En el segundo nivel la línea debe ser de 0,58"

Se propone usar para la línea de alimentación de los tres niveles tubería de pvc de 1 ¼ pulgadas de diámetro, en virtud que un ramal del segundo nivel arrojó un resultado de 1 ¼ pulgadas de diámetro, esta línea principal alimentará los ramales del edificio para que finalmente estos alimenten los muebles sanitarios, los que deben llevar contra llave cromada y las válvulas o llaves deben ser, como mínimo de 125 PSI; la tubería de PVC, debe ajustarse a la Norma ASTM D-22-41-00.

- Drenaje sanitario
 - Cálculo de las derivaciones simples

Utilizando la tabla XXVI se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, dependiendo la clase de instalación, en este caso es una instalación de tercera clase en vista que se trata de un edificio público.

Tabla XXVI. **Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga (UM)	Diámetro mínimo del sifón y derivación
lavamanos	2	1 1/4"
inodoros con tanque	6	3"
lavaderos	4	2"
lavaderos de cocina	4	3"
urinario	4	2"
drenaje de piso	3	3"
chorros de patio	3	2"

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo a los diámetros mínimos de la tabla XXVI y con base a la tesis Guía para las instalaciones sanitarias de Luis Carlos Rodríguez Soza, se propone utilizar un diámetro de 3 pulgadas para todas las derivaciones simples.

- Cálculo de las derivaciones en colector o columnas

De acuerdo a la tabla XXVII se puede hacer el cálculo de los diferentes colectores que funcionarán en el edificio.

Tabla XXVII. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Derivación en colector		Número máximo de unidades de descarga			
mm	pulg.	Derivación horizontal s=0	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1 ½	1	1	1	1
38	1 ½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2 ½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1150	1680
250	10	1392	1740	2500	3600
300	12	2400	3000	4200	6500
350	14	4800	6000	8500	135000

Fuente: RODRIGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias. p. 72.

Se calcula en número de UM por cada nivel y se estima un caudal por aparato.

Tabla XXVIII. **Cálculo de unidades mueble (UM) y caudal en lt/seg**

No.	sotano	UM base	Total UM	Caudal base lt/seg	Total caudal lt/seg
4	lavamanos	1 UM	4 UM	0,75	3,00
3	inodoros con tanque	4 UM	12 UM	2,00	6,00
1	lavadero de ropa	3 UM	3 UM	0,75	0,75
1	urinario	2 UM	2 UM	1,00	1,00
2	chorro para patio	3 UM	6 UM	0,50	1,00
2	drenaje de piso	3 UM	6 UM	1,00	2,00
	Total		33 UM		13,75
	segundo nivel				
2	lavaderos de ropa	3 UM	6 UM	0,75	1,50
8	lavaderos de cocina	3 UM	24 UM	0,75	6,00
2	drenaje de piso	3 UM	6 UM	1,00	2,00
	Total		36 UM		9,50
	Total General		69 UM		23,25

Fuente: elaboración propia.

En vista que la distribución de los muebles sanitarios del segundo nivel se ubican en dos grupos del edificio ocupando el ala frontal y trasera, se propone instalar dos bajantes o columnas con tubos de 3 pulgadas de pvc en cada ala, tomando en cuenta que da un total de 36 unidades muebles (UM) y según la tabla XXVII indica que debe instalarse un tubo de 4 pulgadas.

Para el colector del sótano en la salida de los servicios sanitarios se debe instalar tubería de 4 pulgadas, según la tabla XXVII y XXVIII, asimismo, indican que el colector final que se conecta a la candela de la calle debe usar tubería de 5 pulgadas, pero en Guatemala no es popular, por lo que se propone instalar colector con tubería de 6 pulgadas.

Se propone colocar cajas de registro en los puntos de recibo de bajantes o columnas, en los lugares de reunión de dos o más colectores, en los cambios de dirección y cada 20 metros como máximo de longitud en cada colector.

- Drenaje pluvial

Se dispondrán de cuatro bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C (relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área) de 1, debido a que se quiere 0 por ciento de infiltración.

Estimando una frecuencia de ocurrimiento de 20 años, un tiempo de concentración de $t = 5$ minutos y como el edificio está ubicado en la zona central del país, para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la fórmula

para la zona pacifica, según tesis Guía para las instalaciones sanitarias de Luis Carlos Rodríguez Soza.

$$I = \frac{6889,1}{t+39,5} = \frac{6889,1}{5+36,5} = 154,81 \text{ mm/hora}$$

El área a drenar por cada bajada será de 97,53 metros cuadrados o 0,0098 hectáreas, que es la cuarta parte del área total del techo, por haber 4 bajadas, encontrando el caudal con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{1*154,81*0,0098}{360} = 0,0042 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 4,21 \text{ lt/seg}$$

Luego se calcula el diámetro de la tubería, por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente forma:

$$D = \frac{691000*Q*n^{3/8}}{s^{1/2}}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad de $n = 0,009$. Se estimara una pendiente de 1 por ciento, quedando:

$$D = \frac{691000*0,0042*0,009^{3/8}}{(0,01)^{1/2}} = 8,06 \text{ cm} \approx 3,17 \text{ pulgadas}$$

Para los bajantes se propone instalar tubería de PVC de 4 pulgadas.

Usando la misma fórmula y multiplicando Q por dos y cuatro que es la suma en los bajantes, da diámetros de 4,11 pulgadas y 5,34 pulgadas

respectivamente, por lo que se propone usar para los colectores tubos de 4 y 6 pulgadas.

2.1.6. Juego de planos constructivos

Tomando en cuenta el dimensionamiento anterior descrito, se presenta un listado de planos constructivos del proyecto, mostrando los planos en apéndice.

- Plano de vistas
- Planta de distribución de espacios
- Planta de cotas
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Plata de losas
- Planta de vigas
- Planta de iluminación
- Planta de fuerza
- Planta de drenaje residual
- Planta de instalación de agua potable
- Planta de drenaje pluvial
- Detalles de muros y muro de sótano
- Detalles de rampa peatonal

2.1.7. Presupuesto

En el presupuesto del mercado municipal se especifican los renglones que se deben realizar para llevar a cabo el proyecto; los precios de los materiales usados son valores cotizados en la cabecera departamental; los salarios de

mano de obra tanto calificada como no calificada son los utilizados por la municipalidad.

El presupuesto se elaboró con base en precios unitarios, aplicando un 30 por ciento de costos indirectos, que representa los gastos administrativos, fianzas, supervisión y utilidad.

Tabla XXIX. Presupuesto general por construcción del mercado municipal de San Bartolomé Milpas Altas

No	Descripción	unidad	cantidad	precio unitario	precio total
1	Trabajos preliminares				
1,1	construcción provisional	ml	60	Q. 164,13	Q. 9 847,50
1,2	demolición	m ²	120	Q. 72,91	Q. 8 749,00
1,3	traslado de ripio	m ³	20	Q. 472,23	Q. 9 444,50
1,4	excavación y traslado de tierra	m ³	1007,5	Q. 205,97	Q. 207 512,50
1,5	trazo y nivelación	ml	188	Q. 18,19	Q. 3 419,00
1,6	zanjeo	m ³	200	Q. 45,66	Q. 9 132,50
2	Cimentación				
2,1	zapata tipo Z1	unidad	6	Q. 17017,81	Q. 102 106,86
2,2	zapata tipo Z2	unidad	3	Q. 15175,06	Q. 45 525,18
2,3	zapata tipo Z3	unidad	11	Q. 17883,74	Q. 196 721,14
2,4	cim. corrido muro sótano	ml	50	Q. 843,81	Q. 42 190,48
2,5	cim. corrido muro block	ml	35	Q. 187,06	Q. 6 547,06
3	Soleras				
3,1	Solera de humedad	ml	140	Q. 113,91	Q. 15 948,01
3,2	Solera intermedia	ml	140	Q. 102,93	Q. 14 409,98
3,3	Solera corona	ml	140	Q. 113,91	Q. 15 948,01
4	Columnas				
4,1	columna tipo CS	unidad	20	Q. 16741,16	Q. 334 823,20
4,2	columna tipo C1	unidad	20	Q. 11574,85	Q. 231 497,00
4,3	columna tipo C2	unidad	20	Q. 11574,85	Q. 231 497,00
4,4	columna de muro	ml	350	Q. 84,18	Q. 29 464,50
5	Muros				
5,1	muro de sótano	m ²	115,5	Q. 1005,08	Q. 116 087,29
5,2	muro de block 15*20*40	m ²	220	Q. 117,03	Q. 25 746,50

Continuación de la tabla XXIX.

5,3	muro de block 20*20*40	m ²	55	Q. 246,65	Q. 13 565,50
5,4	muro de block 10*20*40	m ²	510	Q. 92,43	Q. 47 138,00
6 Vigas					
6,1	vigas tipo V2 corto	unidad	5	Q. 020,01	Q. 100 063,20
6,2	vigas tipo V2 largo	unidad	4	Q. 26 952,95	Q. 107 811,80
6,3	vigas tipo V1 corto	unidad	5	Q. 20 611,00	Q. 103 055,00
6,4	vigas tipo V1 largo	unidad	4	Q. 29 685,15	Q. 118 740,60
6,5	vigas tipo VS corto	unidad	5	Q. 21 217,95	Q. 106 089,75
6,6	vigas tipo VS largo	unidad	4	Q. 34 725,74	Q. 138 902,96
7 Cubiertas					
7,1	losa tradicional tipo 1	sot y 1 niv	2	Q. 313 656,37	Q. 627 312,74
7,2	losa tradicional tipo 2	2do. Nive	1	Q. 236 390,87	Q. 236 390,87
7,3	estruct-met+policarbonato	m ²	78	Q. 520,00	Q. 40 560,00
8 Acabados					
8,1	azulejo	m ²	80	Q. 116,35	Q. 9 308,00
8,2	piso de concreto	m ²	380	Q. 142,60	Q. 54 186,60
8,3	repello y cernido	m ²	1530	Q. 24,85	Q. 38 025,00
9 Puertas y ventanas					
9,1	puerta tipo P-1	unidad	1	Q. 18 200,00	Q. 18 200,00
9,2	puerta tipo P-2	unidad	1	Q. 1 950,00	Q. 1 950,00
9,3	puerta tipo P-3	unidad	1	Q. 13 000,00	Q. 13 000,00
9,4	puerta tipo P-4	unidad	1	Q. 18 850,00	Q. 18 850,00
9,5	puerta tipo P-5	unidad	4	Q. 1 170,00	Q. 4 680,00
9,6	puerta tipo P-6	unidad	3	Q. 1 560,00	Q. 4 680,00
9,7	puerta tipo P-7	unidad	16	Q. 1 040,00	Q. 16 640,00
9,8	ventana tipo V-1	m ²	65	Q. 585,00	Q. 38 025,00
9,9	ventana tipo V-3	global	1	Q. 26 000,00	Q. 26 000,00
10 Rampa peatonal					
11 Drenaje sanitario					
12 Drenaje pluvial					
13 Sistema de agua potable					
14 Servicios sanitarios					
15 Artefactos de limpieza					
16 Basurero general					
17 Instalaciones eléctricas					
17,1	iluminación	global	1	Q. 14 131,65	Q. 14 131,65
17,2	fuerza	global	1	Q. 7 299,50	Q. 7 299,50
18 Limpieza general					
TOTAL GENERAL					
					Q. 3 666 071,37

Fuente: elaboración propia.

2.1.8. Estudio de impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental es un procedimiento jurídico-administrativo que tiene por objetivo la identificación, predicción e interpretación de los impactos ambientales que un proyecto o actividad producirá en caso de ser ejecutado, así como la prevención, corrección y valoración de los mismos. Todo ello con el fin de ser aceptado, modificado rechazado por parte de la administración pública competente. En pocas palabras el estudio del impacto ambiental es un instrumento que provee información para la toma de decisiones.

En la legislación ambiental guatemalteca existe una amplia gama de instrumentos legales que marcan con énfasis el mecanismo de la evaluación ambiental, el cual es un procedimiento muy reciente en materia de legislación ambiental.

El sistema de evaluación de impacto ambiental de Guatemala se inicia en 1986, fundamentado en la Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente y mediante el decreto 68-86 que creó la Comisión Nacional del Medio Ambiente (CONAMA). esta fue reformada por el decreto 1-93 del Congreso de la República, estableciendo en su artículo 8 que: para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación de impacto ambiental (EIA), realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión Nacional del Medio Ambiente.

Durante la etapa de construcción u operación de la obra es importante conocer que el proyecto ocasionará varios impactos negativos de carácter transitorio sobre los componentes: aire, suelo, agua, biota (hábitat, flora y fauna), paisaje, entre otros.

- Información general

Localización del proyecto: todos los componentes del proyecto se ubican en la cabecera municipal de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez.

Descripción del proyecto: consiste en construcción de un edificio de dos niveles y sótano para mercado municipal.

Características generales del proyecto:

Área del proyecto: 400 m²

Periodo de diseño: 30 años

Beneficiarios directos: 3 000 familias aproximadamente

Costo del proyecto: Q. 3 666 071,37

Tiempo aproximado de ejecución: 9 meses

Área y situación legal del terreno: el área de influencia del proyecto es de aproximadamente 400 metros cuadrados; no presenta problemas legales en la zona de la construcción del mercado, ya que la municipalidad tiene el título del terreno.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: la demolición y excavación, el manejo y disposición final de los desechos sólidos

provenientes de la demolición del edificio, movimientos de tierra y consolidación del terreno.

Sustancias o materiales que serán utilizados: cemento, hierro, arena, piedra, grava, madera y tubería de PVC.

- Impacto ambiental y medidas de mitigación

Residuos y/o contaminantes que serán generados:

Impacto: dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales, desechos sólidos y otros.

Mitigación: la maquinaria y equipo utilizados deben tener filtros para reducir la emanación de contaminantes; durante el transporte de materiales, los mismos deben cubrirse con lona para evitar la dispersión de partículas de suelo a lo largo del trayecto de acarreo, esto evitará malestar a los pobladores que se encuentran alrededor de la construcción.

- Emisiones a la atmósfera

Impacto: el componente atmosférico se verá impactado por actividades como el acarreo de material; durante la realización de esta actividad se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias, principalmente a los trabajadores.

Mitigación: se recomienda que el personal utilice vestimentas como guantes, mascarillas y casco para prevenir enfermedades y evitar accidentes,

asimismo, que en los campamentos se instalen letrinas portátiles. Estas deberán ser en número proporcional de 1 servicio por cada 10 personas.

- Descarga de aguas residuales

Impacto: el manejo inadecuado de residuos de maquinaria, provenientes de los campamentos y de otras áreas de trabajo puede generar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

Mitigación: es conveniente que para el tratamiento de los lubricantes se construya una fosa de captación para este tipo de residuos en el área de campamento, estos posteriormente deberán ser recolectados y depositados en toneles de metal para trasportarlos a áreas de reciclaje.

- Desechos sólidos:

Impacto: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen los residuos del material de excavación, construcción y operación del sistema; además se tendrán desechos producto de los trabajadores, entre otros.

Mitigación: en lo que respecta al material de excavación, el mismo debe ser trasladado inmediatamente al lugar respectivo para evitar molestias a los vecinos. En lo que respecta a los repuestos, neumáticos entre otros, estos desechos deberán ser recolectados en el campamento y llevarlos a sitios donde puede ser reciclado o utilizados para alguna labor industrial, pero no deberá ser ubicado a lo largo del tramo en construcción, ni en vertederos clandestinos y municipales.

- Ruidos y/o vibraciones

Impacto: los impactos ambientales por ruido se dan principalmente, por la utilización de herramienta y equipo durante la fase de preparación del sitio y durante la fase de construcción del sistema. El ruido puede resultar perjudicial para la fauna, trabajadores y pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

Mitigación: la maquinaria, herramienta y equipo a utilizar debe encontrarse en adecuadas condiciones de funcionamiento para minimizar las emisiones sonoras, además deberá de equiparse a todo el personal de campo con el equipo de protección especial.

Además se recomienda desarrollar los trabajos únicamente en jornada diurna, se considera que este impacto es de duración temporal, ya que el mismo se presenta durante el tiempo de ejecución de la obra.

- Contaminación visual

Impacto: una mala selección del sitio donde se instale el campamento o donde se deposite el material de desperdicio, puede ocasionar alteraciones al paisaje, además se tendrá actividades propias del proyecto como la remoción de la cobertura vegetal por donde pasará la tubería.

Mitigación: el área de campamento deberá ubicarse de preferencia en sitios donde no se afecten las cuencas visuales, o bien donde se tengan cortinas vegetales para favorecer el impacto visual. El área de construcción debe ser circulada, preferentemente con lámina para evitar accidentes y contaminación visual.

Como impacto ambiental positivo al terminar el proyecto se puede mencionar que mejorará el ornato del municipio.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad y el efecto de la relación comercial al contar con un mercado adecuado para la compra-venta de insumos de primera necesidad.

2.1.9. Estudio socioeconómico

Los proyectos municipales de infraestructura tienen un gran componente social que dan la pauta para hacer un análisis socioeconómico, por lo tanto se consideran los efectos indirectos y de valorización social, de beneficio y costo que conlleva su ejecución y manejo.

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generan. Para ello se utilizarán los métodos del Valor Presente Neto y la Tasa Interna de Retorno.

2.1.9.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto (VPN) se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores de rescate futuros de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento.

Para el presente proyecto se determinó el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11 por ciento. El procedimiento a realizar será:

Costo de ejecución = Q. 3 666 071,37 debido a la característica del proyecto, esta debe ser financiada por alguna institución. Para el análisis el VPN, se analiza si el proyecto es auto sostenible.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA) que se proyectan al entrar en funcionamiento el nuevo mercado municipal según las expectativas de la tesorería municipal y los ingresos por concepto de servicios anual (IA).

Tabla XXX. **Cálculo de mantenimiento anual**

EGRESOS	
Costo anual (CA)	
Personal de operación y Admon.	Q. 112 500,00
Pago de servicios	Q. 60 000,00
Reparaciones y/o mejoras	Q. 18 000,00
Insumos	Q. 12 000,00
Total	Q. 202 500,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. **Cálculo de ingresos anuales**

INGRESOS		
Ingreso anual (IA)		
Vendedores ambulantes (solo día de mercado)		Q. 36 600,00
Venta en automotor (solo día de mercado)		Q. 9 600,00
Vendedores locales		Q. 73 000,00
Alquiler de locales		Q. 64 800,00
Parqueo público		Q. 5 570,00
Servicios sanitarios		Q. 13 830,00
Alquiler para eventos		Q. 9 600,00
Total		Q. 213 000,00

Fuente: elaboración propia.

Costo de operación y mantenimiento (egresos)

$$VP = CA * \frac{1+i^n - 1}{i * 1+i^n} = 202\,500 * \frac{1+0,11^{30} - 1}{0,11 * 1+0,11^{30}} = 1\,760\,492,99$$

Recaudación (ingresos)

$$VP = IA * \frac{1+i^n - 1}{i * 1+i^n} = 213\,000 * \frac{1+0,11^{30} - 1}{0,11 * 1+0,11^{30}} = 1\,851\,777,82$$

El valor presente neto estará dado por la sumatorias de ingresos menos los egresos que se realizarán durante el periodo de funcionamiento del sistema.

VPN= ingresos-egresos

VPN= Q. 1 851 777,82- Q. 1 760 492,99

VPN= Q 91 284,82

Con las tarifas actuales y los nuevos servicios que proveerá el mercado, la municipalidad posee una ganancia leve sobre el proyecto, económicamente es auto sostenible, con la implementación de una administración más dinámica se puede mejorar la recaudación.

2.1.9.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno o Tasa Interna de Rentabilidad (TIR) de una inversión, está definida como la tasa de interés con la cual el VAN o el VPN es igual a cero. El VPN es calculado a partir del flujo de caja anual, trasladando todas las cantidades futuras al presente. La TIR es el tipo de descuento que hace igual a cero el VPN. La TIR es una herramienta de toma de decisiones de inversión utilizada para comparar la factibilidad de diferentes opciones de inversión. Generalmente, la opción de inversión con la TIR más alta es la preferida.

Si la TIR es mayor o igual al costo de capital, se acepta el proyecto, de no ser este el caso entonces se rechaza. La expresión que se utiliza es la siguiente:

$$\text{TIR} = \text{VPN beneficios} - \text{VPN gastos} = 0$$

Para calcular la Tasa Interna de Retorno, se procede por el método de prueba y error, este consiste en delimitar un rango, el cual, debe existir un VPN negativo y un VPN positivo, para luego interpolar, y así, encontrar la tasa de retorno requerida, la cual sirve de guía para determinar la tasa de rendimiento que genera una rentabilidad neutral.

Tasa 1 VPN (+)

TIR VPN = 0

Tasa 2 VPN (-)

Para calcular la Tasa Interna de Retorno se utiliza la siguiente expresión:

$$TIR=i1+ \frac{VPN1}{VPN2-VPN1} (i1-i2)$$

Valor presente neto para un interés de 5% anual en un periodo de 30 años.

$$VPN1=-3\,666\,071,37+213\,000* \frac{1+0,05^{30}-1}{0,05* 1+0,05^{30}} =-391\,739,30$$

Valor Presente Neto para un interés de 7 por ciento anual en un período de 30 años.

$$VPN2=-3\,666\,071,37+213\,000* \frac{1+0,07^{30}-1}{0,07* 1+0,07^{30}} =-1\,022\,945,6$$

$$TIR=0.05+ \frac{-391\,739,30}{-1\,022\,945,6-391\,739,30} 0,05-0,07 =0,044$$

TIR= 4 %

CONCLUSIONES

1. Con la aportación de los estudios técnicos para el proyecto de diseño del mercado municipal se contribuye al desarrollo del municipio de San Bartolomé Milpas Altas y al mismo tiempo permite que el estudiante de Ingeniería Civil realice el Ejercicio Profesional Supervisado.
2. Por medio de la investigación monográfica del municipio de San Bartolomé Milpas Altas, se priorizan las necesidades elementales del lugar en materia de infraestructura.
3. Con el estudio socioeconómico plasmado en el presente proyecto se considera que se trata de un proyecto que es económicamente auto sostenible, por lo que es viable su ejecución.
4. Con la construcción del mercado municipal, se espera un repunte en la economía de la población de San Bartolomé Milpas Altas.
5. Por medio del ensayo *in situ* de estratigrafía del suelo se establece que no existen estratos rocosos que aumenten el costo económico del proyecto.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad y Universidad:

1. Supervisar rigurosamente la ejecución del proyecto en vista que se trata de una obra clasificada como importante por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
2. Utilizar materiales de construcción según el diseño, preferentemente comprobar las especificaciones del material por medio de los ensayos respectivos.
3. Actualizar los precios de los materiales de construcción, maquinaria y mano de obra en el momento de ejecutar el proyecto.
4. Incentivar a los estudiantes para que opten por hacer el ejercicio profesional supervisado en virtud que de esta manera se aporta a la comunidad rural del país, al mismo tiempo que el estudiante gana experiencia.
5. Cuando el edificio entre en operaciones se autorice un segundo día de mercado para fortalecer la recaudación y generar un repunte económico en la población.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. ACI: 318S-08. 2008. 518 p.
2. ARTHUR H. Nilson. *Diseño de estructuras del concreto*. 10a ed. Santa Fe de Bogotá, Colombia, 1999. 722 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
4. CABRERA MELÉNDEZ, Dorian Renato. *Diseño de edificación de dos niveles para mercado municipal y mejoramiento de carretera hacia la aldea los riscos, municipio de San Pedro Pinula, Jalapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 251 p.
5. ENRIQUEZ HARPER, Gilberto. *Guía práctica para el cálculo de las instalaciones eléctricas*. Profesor titular de la ESIME-IPN 1993. 471 p.
6. GUAS GUDIÉL, María Alejandra. *Diseño de edificación de dos niveles para mercado municipal y graderío en gimnasio polideportivo, de la cabecera municipal de San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 178 p.

7. HERNÁNDEZ PÉREZ, Dalia Ivette. *Consideraciones para el análisis, diseño y evaluación de muros de sótano de concreto reforzado*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2009. 117 p.
8. HERNÁNDEZ CANALES, Juan Carlos. *Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 466 p.
9. LEAL RINCÓN, Jorge Luis. *Manual de análisis y diseño de muros de sótano en estructuras aporticadas*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, 2009. 39 p.
10. RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 129 p.
11. SICAL RAXCACO, Axel Roely. *Detallado de diseño sísmico de hormigón armado con base al ACI 2005*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 183 p.

APÉNDICES

- APÉNDICE 1: Ensayo de compresión triaxial
- APÉNDICE 2: Ensayo de corte directo
- APÉNDICE 3: Ensayo de análisis granulométrico
- APÉNDICE 4: Ensayo de límites de Atterberg
- APÉNDICE 5: Planos finales del mercado municipal

Apéndice 1

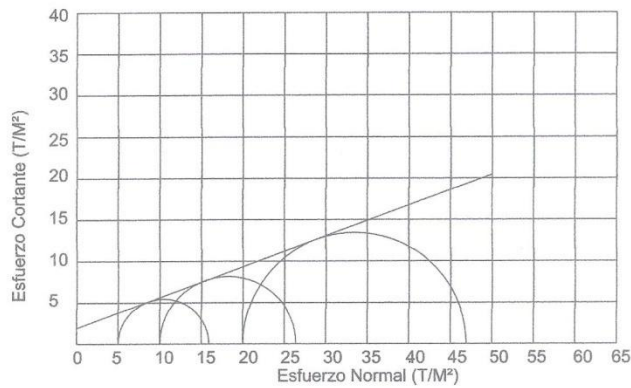


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 107 S.S. O.T.: 30,301
 INTERESADO: David Francisco Mux Cuxil
 PROYECTO: EPS-"Diseño del Edificio de Dos Niveles para el Mercado Municipal y Sotano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez."
 Ubicación: Zona 2, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez
 Fecha: viernes, 08 de febrero de 2013
 pozo: 1 Profundidad: 6.5 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20.34^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.94 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla limosa consolidada color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	10.85	24.99	49.00
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	6.0	7.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.20	1.20	1.20
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.36	1.36	1.36
HUMEDAD (%H)	14.1	14.1	14.1

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta. 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Apéndice 2

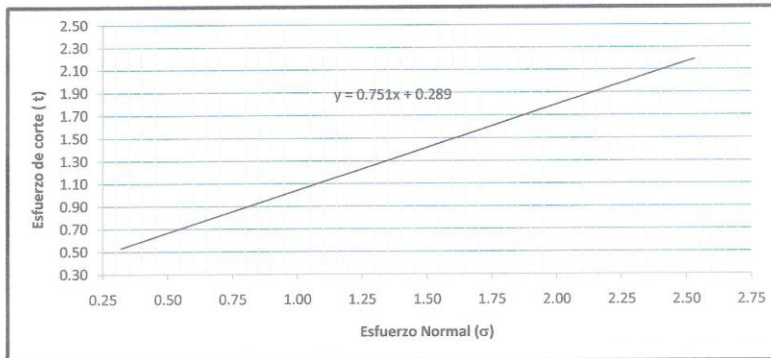


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO NORMA ASTM 3080/79

INTERESADO: David Francisco Mux Cuxil Informe No. 106 S.S. O.T. 30,341
 PROYECTO: EPS "Diseño del Edificio de Dos Niveles para el Mercado Municipal y Sotano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez"
 UBICACIÓN: Zona 2, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez
 Profundidad: 6.5 m Muestra: 1
 Fecha: viernes, 08 de febrero de 2013



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 36.90^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 2.90 \text{ T/m}^2$

DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla limosa consolidada color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 1.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado

PROBETA No.	1	2	3	4
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.32	0.63	1.26	0.53
ESFUERZO DE CORTE (kg/cm ²)	0.47	0.94	1.08	2.23
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.20	1.20	1.20	1.20
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.43	1.43	1.43	1.43
HUMEDAD (%H)	14.1	14.1	14.1	14.1

Atentamente
 Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Meltrano Méndez
 Jefé Sección de Mecánica de Suelos



Apéndice 3



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 109 S.S.

O.T.: 30,605

Interesado: David Francisco Mux Cuxil

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices.

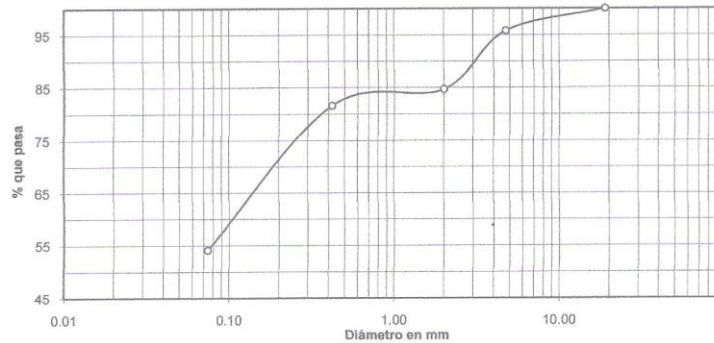
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27,

Proyecto: EPS-"Diseño del Edificio de Dos Niveles para el Mercado Municipal y Sotano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepequez."

Fecha: viernes, 08 de febrero de 2013

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	95.81
10	2.00	84.65
40	0.42	81.61
200	0.074	54.15

% de Grava: 4.19
% de Arena: 41.66
% de Finos: 54.15



Descripción del suelo: Arcilla limosa consolidada color café

Clasificación: S.C.U.: CL P.R.A.: A-6

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Apéndice 4



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 108 S. S.

O.T.: 30,605

Interesado: David Francisco Mux Cuxil
Proyecto: EPS-"Diseño del Edificio de Dos Niveles para el Mercado Municipal y Sotano, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez."
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Zona 2, San Bartolomé Milpas Altas, Sacatepéquez

FECHA: viernes, 08 de febrero de 2013

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACIÓN *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	36.3	15.8	CL	Arcilla limosa color café

(*) = CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones:
Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

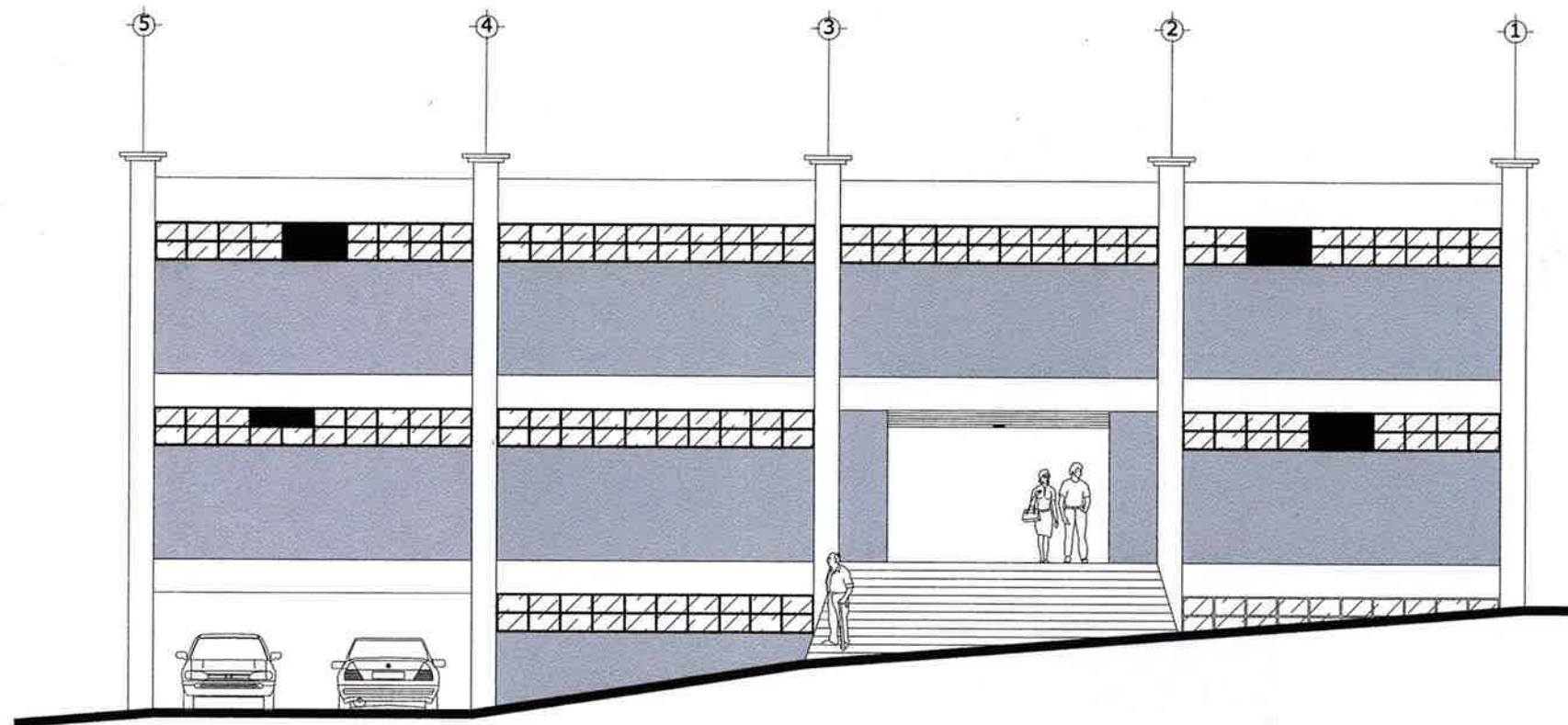


Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Apéndice 5

Planos finales del mercado Municipal



VISTA LATERAL

ESCALA 1/125



VISTA FRONTAL

ESCALA 1/125

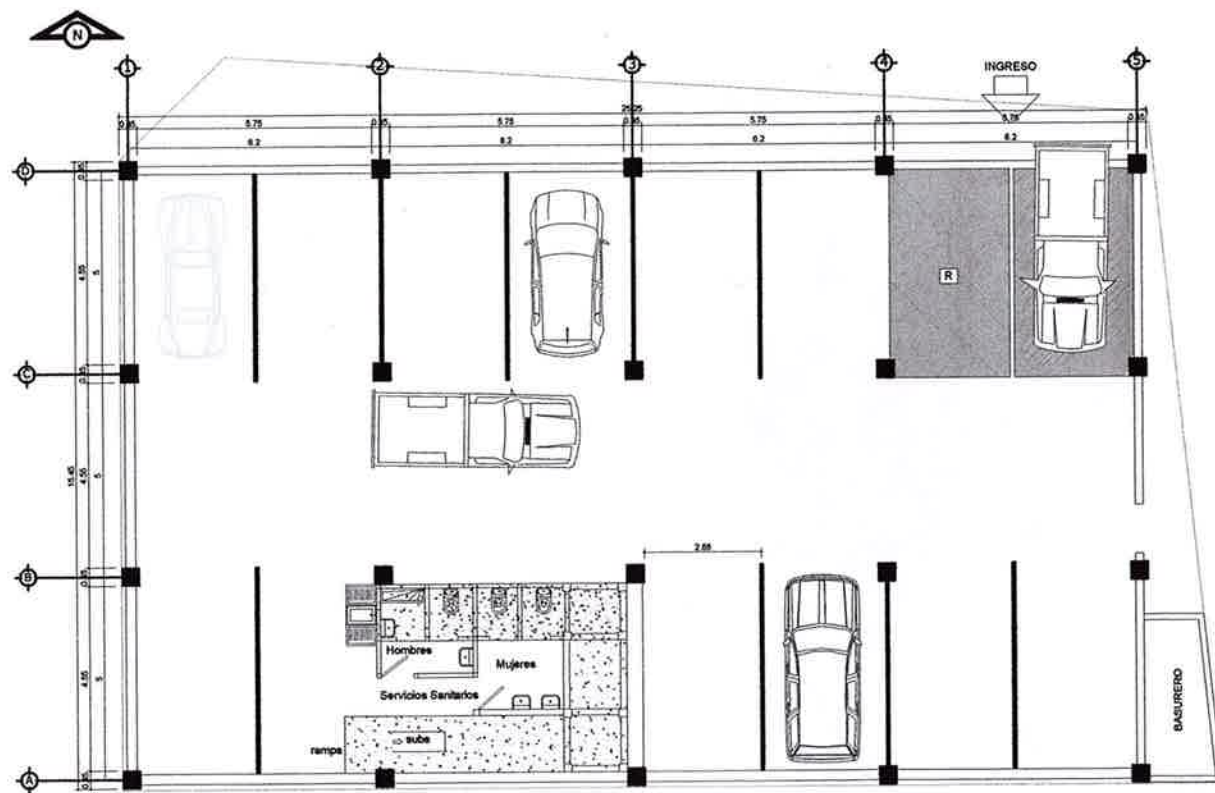
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

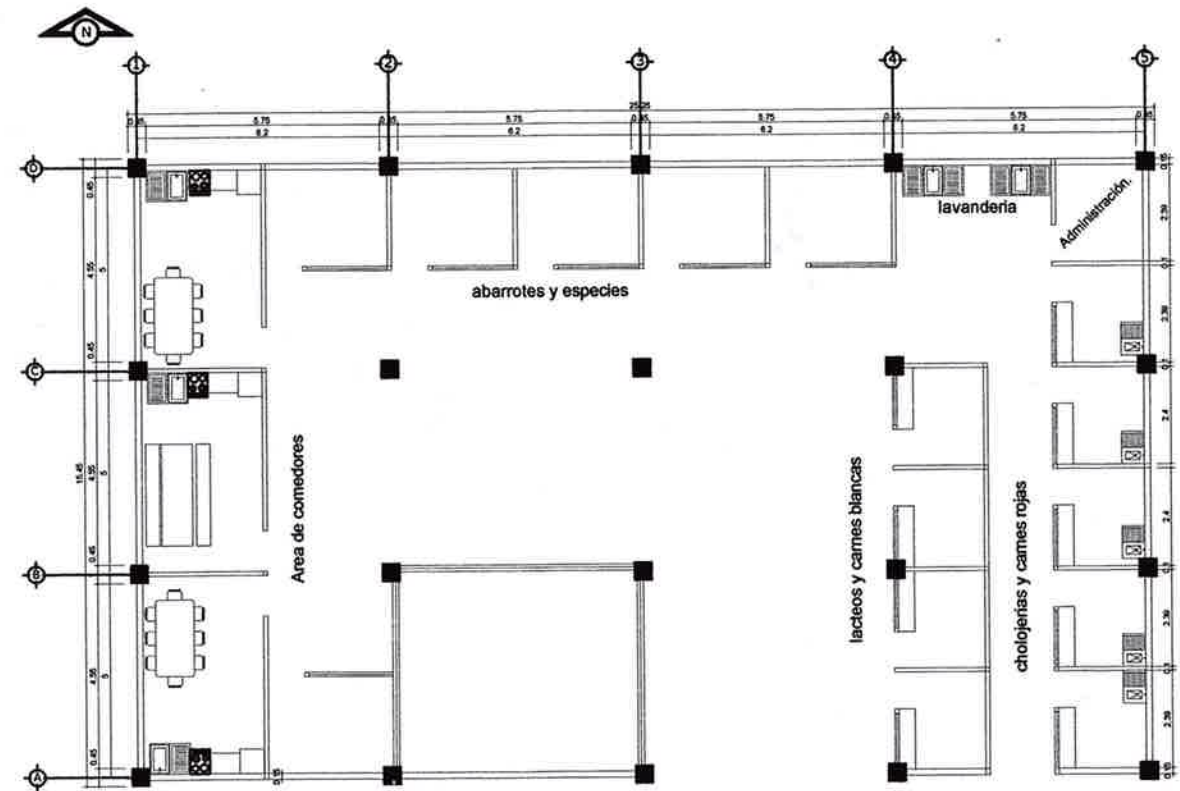
SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ

DISEÑO: DAVID MUJ	CONTENIDO: PLANO DE VISTAS	DISEÑO: DAVID MUJ
CALCULO: DAVID MUJ		ESCALA INDICADA
REVISOR: MAYRA ANTONIO GARCIA		FECHA: JULIO 2013
		HOJA: 1/14

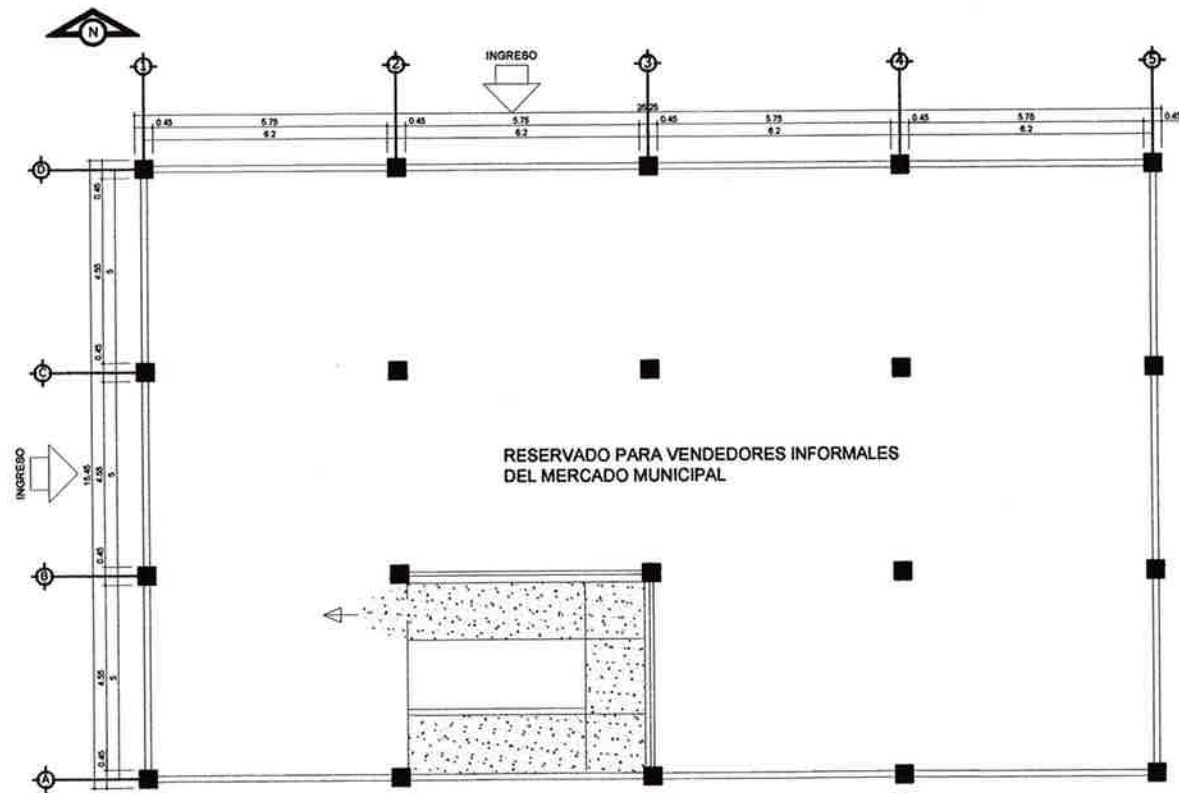
ASESORIA (ASISTENTE TECNICO) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



PLANTA DE DISTR. DE ESPACIOS SOTANO
ESCALA 1/100



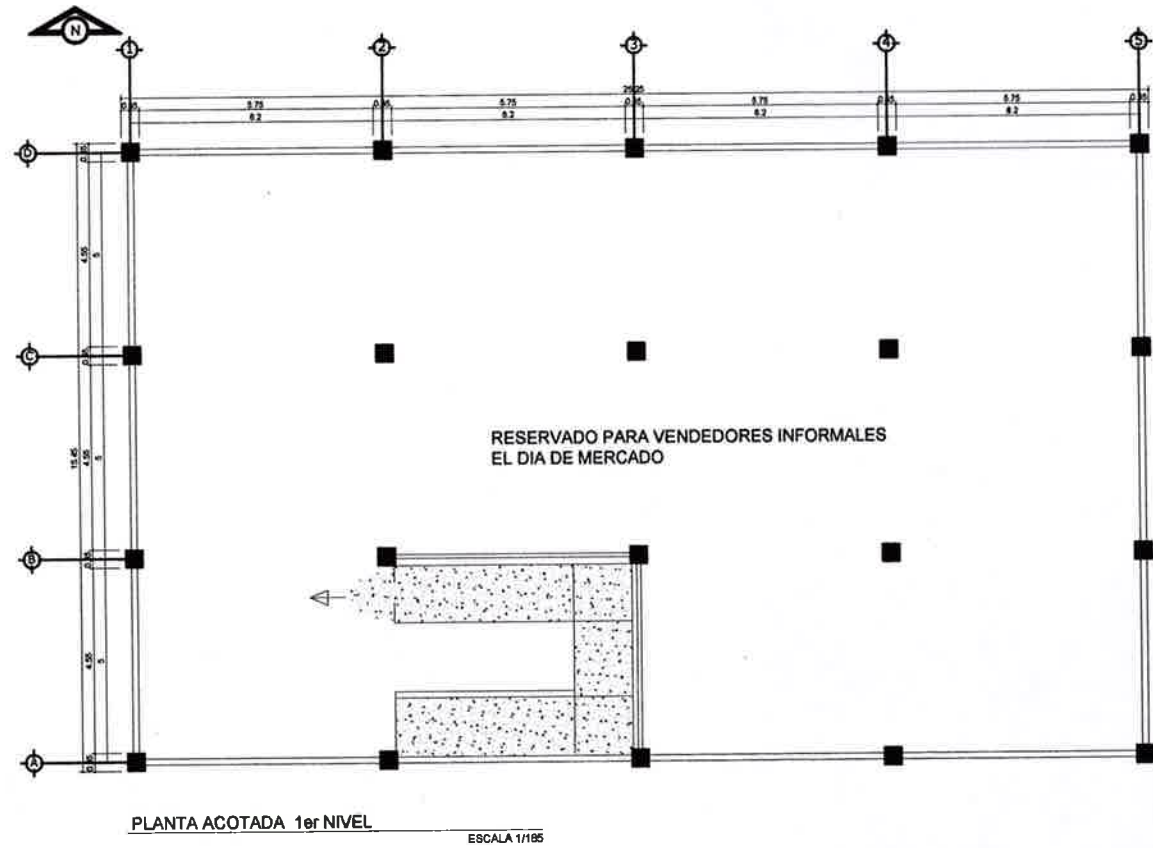
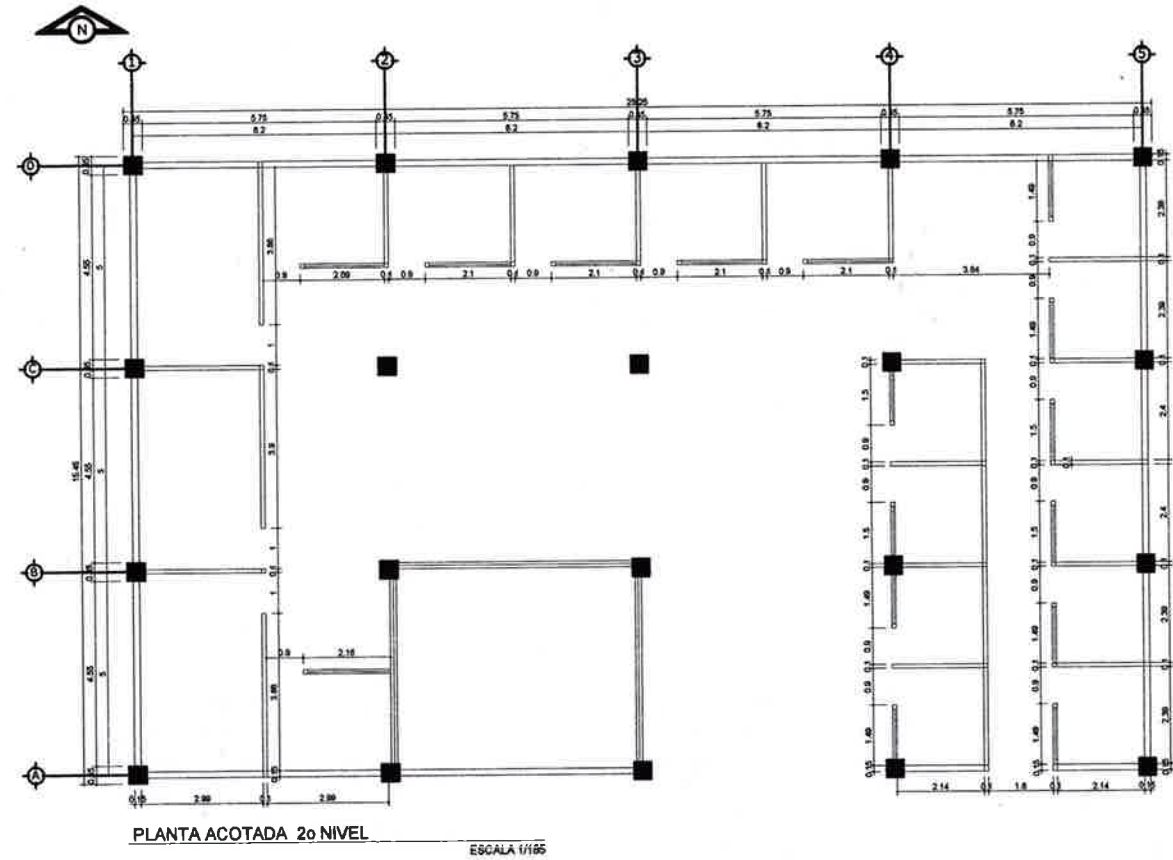
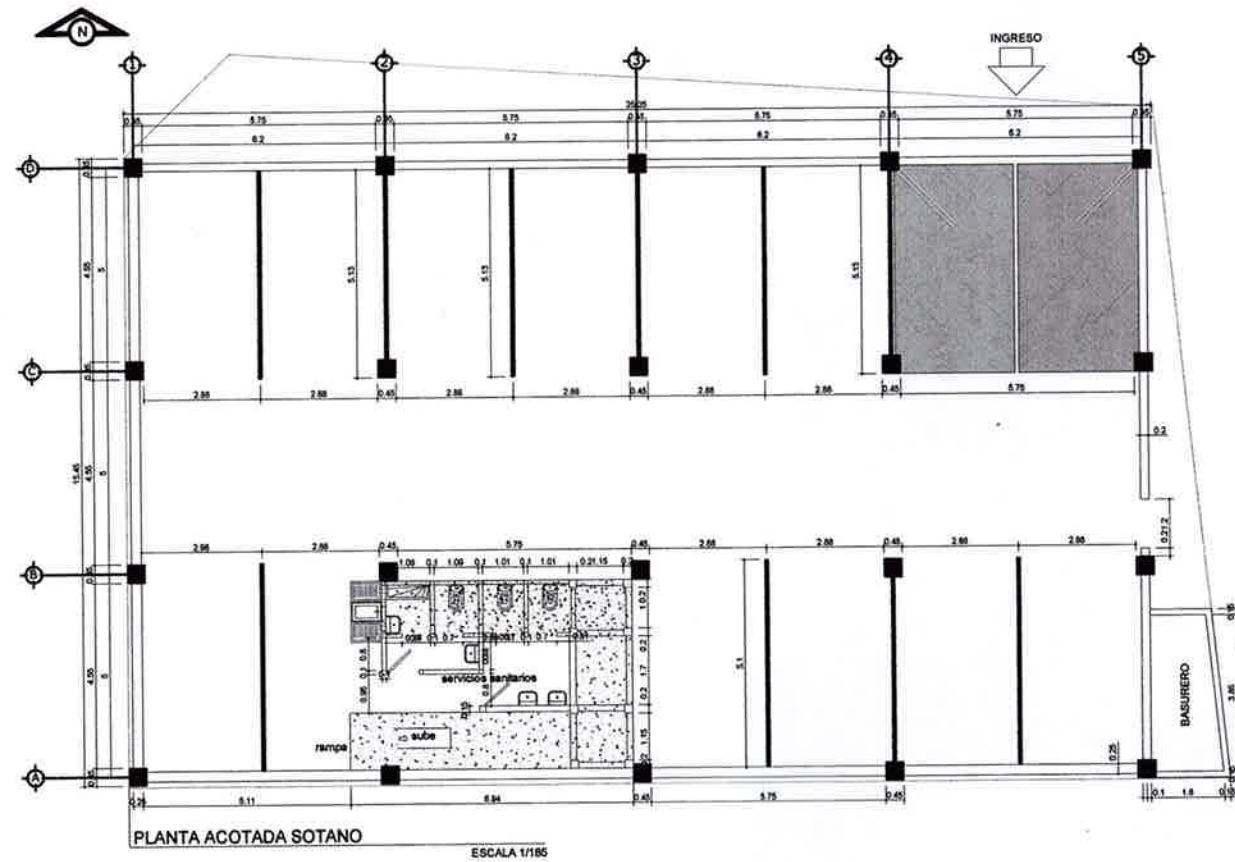
PLANTA DE DISTR. DE ESPACIOS 2o NIVEL
ESCALA 1/100



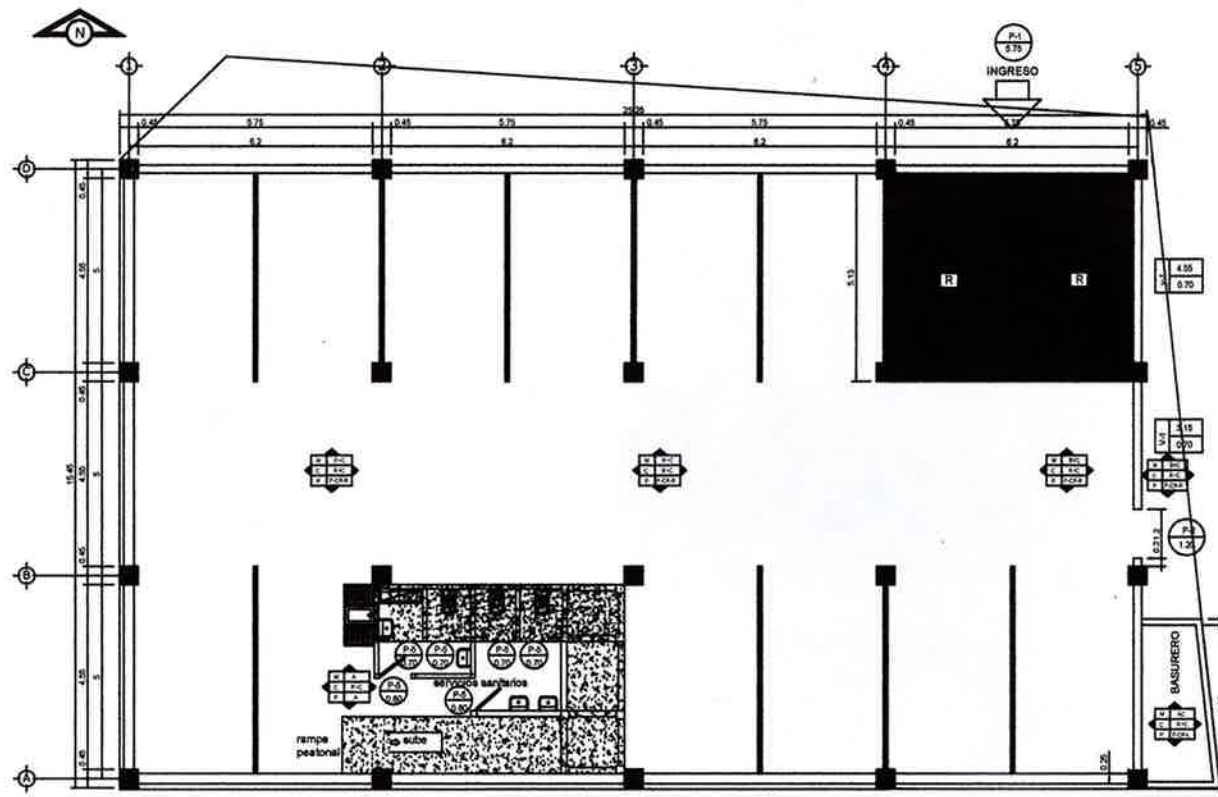
PLANTA DE DISTR. DE ESPACIOS 1er NIVEL
ESCALA 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
DISEÑO: DAVID MAX	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCION DE ESPACIOS	DIBUJO: DAVID MAX
CALCULO: DAVID MAX	ASESOR(A)- MAYRA GARCIA	ESCALA INDICADA:
FECHA: JULIO 2013	FECHA:	FECHA:
HORA:	HORA:	HORA:
ASESOR(A)- MAYRA GARCIA		2/14
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS		

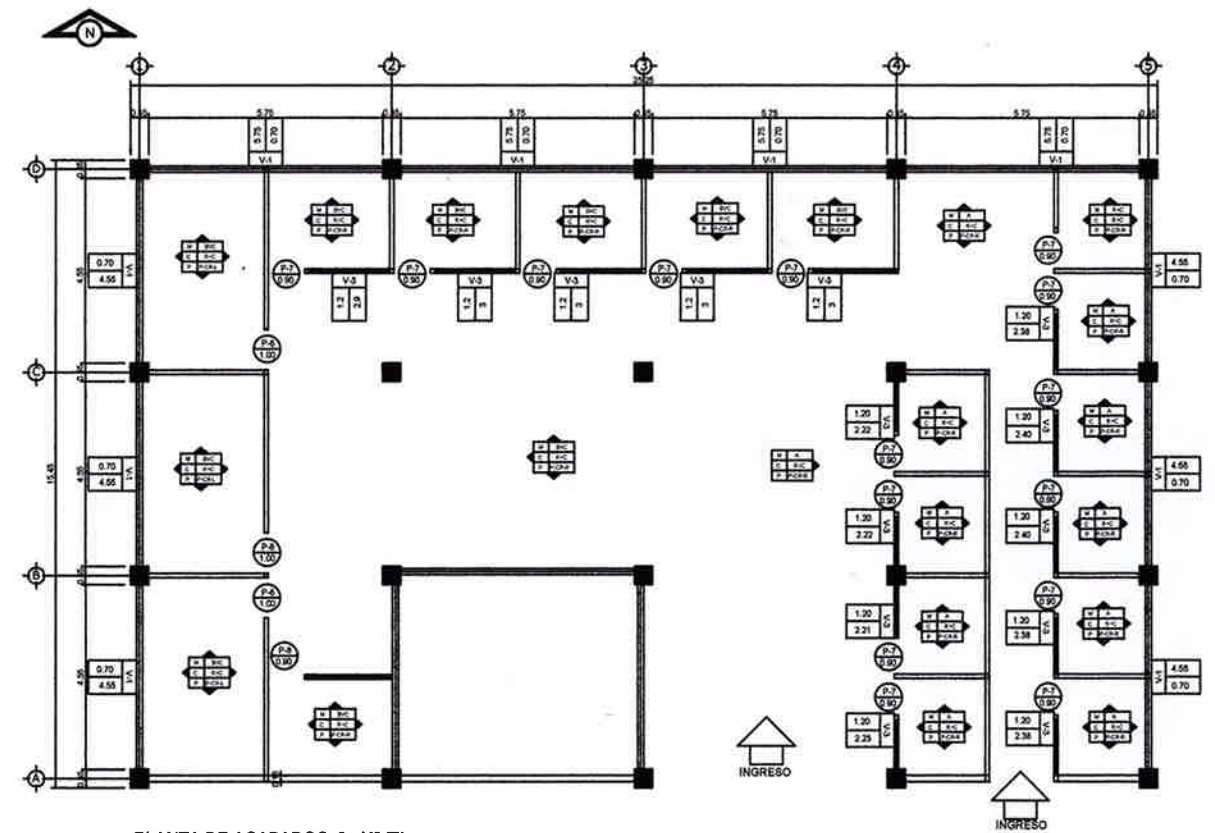




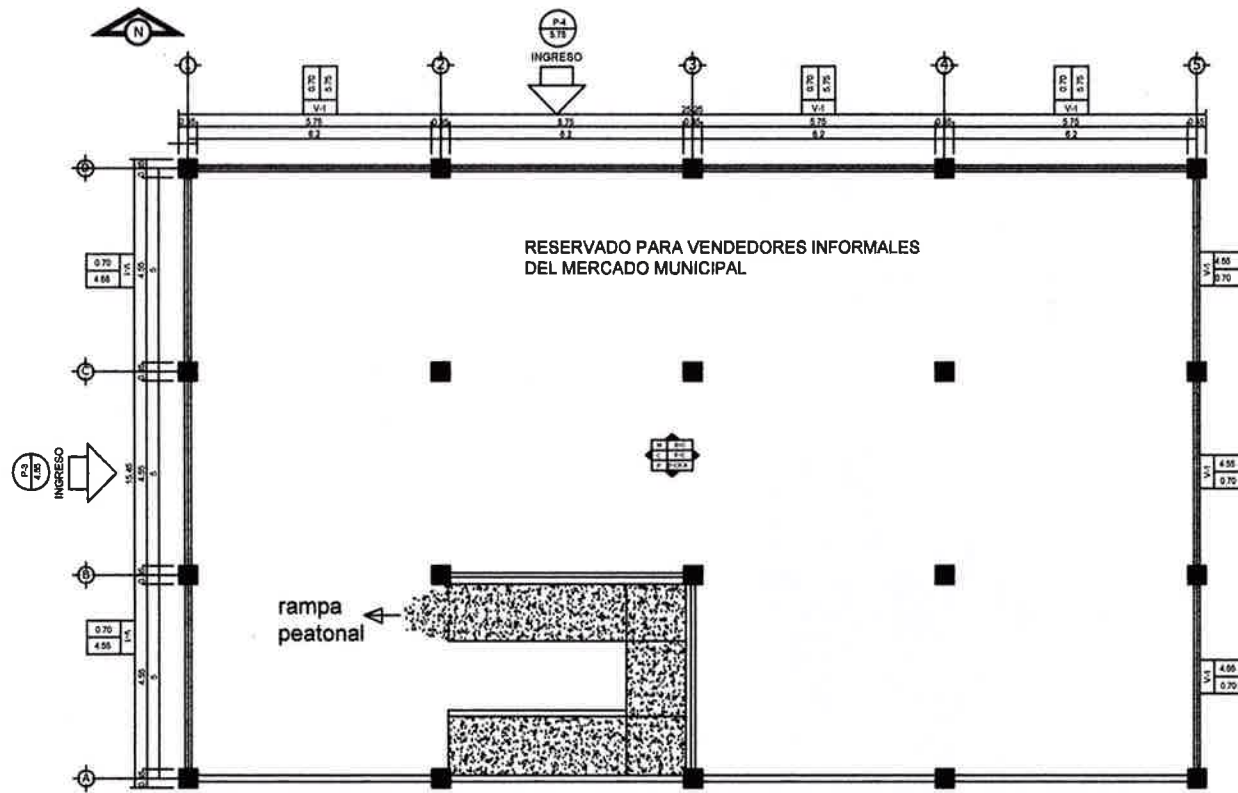
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
DISEÑO: DAVID MAZ	CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	DIBUJO: DAVID MAZ
REVISOR: JACKA MAYRA GARCIA	FECHA: JULIO 2013	ESCALA INDICADA: ESCALA INDICADA
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Práctica Profesional de Ingeniería y EPS		HORA: 3/14
Facultad de Ingeniería		



PLANTA DE ACABADOS SOTANO
ESCALA 1/185



PLANTA DE ACABADOS 2o NIVEL
ESCALA 1/185



PLANTA DE ACABADOS 1er NIVEL
ESCALA 1/185

PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	CANTIDAD	UBICACION
P-1	6.76	2.30	Metal	1	Ingreso Sotano
P-2	1.20	2.10	Metal	1	area de basura
P-3	4.65	2.70	Metal	1	Ingreso principal
P-4	5.75	2.70	Metal	1	Ingreso lateral
P-5	0.70	2.00	Metal	4	inodoros acileno
P-6	1.00	2.10	Metal	3	comedores
P-7	0.80	1.00	Metal	18	locales

Observaciones:
Todas las medidas deben ser corroboradas en obra, antes de su compra y colocación, de lo que puede variar en su tamaño final.

PLANILLA DE VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	CANTIDAD	UBICACION
V-1	variable	0.70	Metal	18	Exterior norte
V-2	variable	1.20	Metal	18	Locales 3er nivel

Observaciones:
Todas las medidas deben ser corroboradas en obra, antes de su compra y colocación, de lo que puede variar en su tamaño final.

BIMBOLOGIA	NOMENCLATURA DE ACABADOS
VENTANAS ANCHO ALTO	R+C REPELLO + CERNIDO P-CR-L PISO DE CONCRETO LISO P-CR-R PISO DE CONCRETO RUSTICO R+CV REPELLO + CERNIDO VERTICAL
ACABADOS M. MURO C. CIELO P. PISO	R RAMPA VEHICULAR BVC BLOQUE VISTO CISADO AC ALIZADO DE CEMENTO A AZULEJO
PUERTAS TIPO MATERIA	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

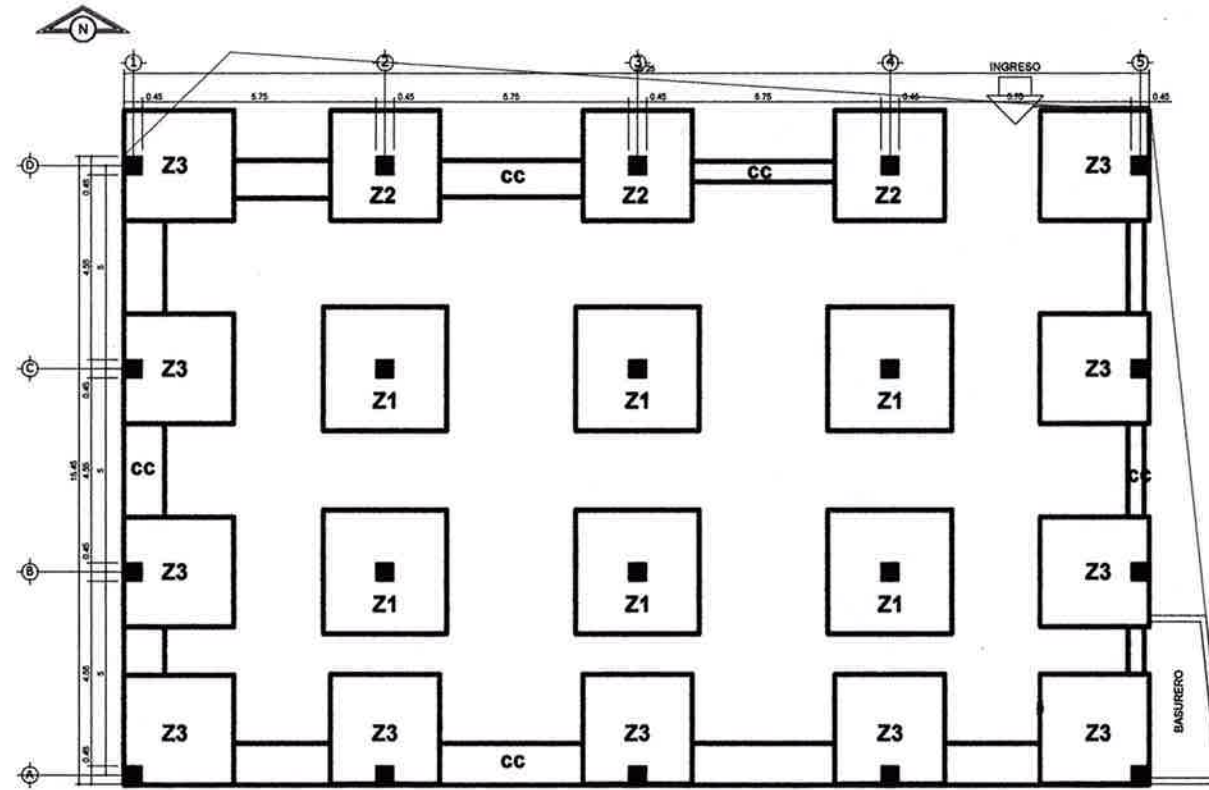
San Bartolome Milpas Altas, Sacatepequez

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS

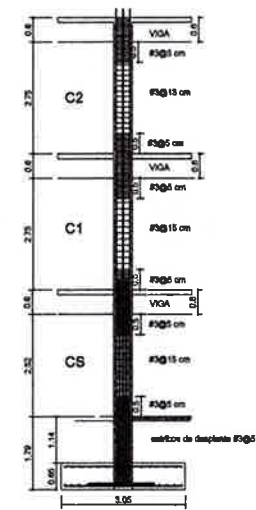
PROFESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS
DAVID MUJ

FECHA:
JULIO 2013

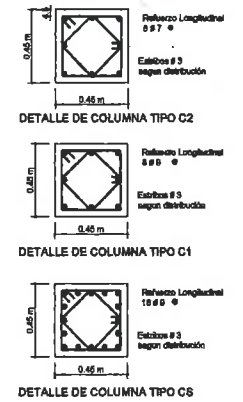
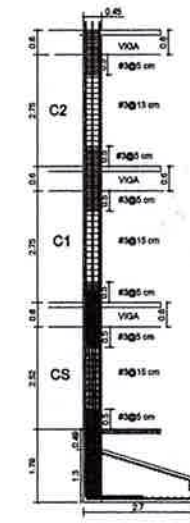
HOJA:
4/14



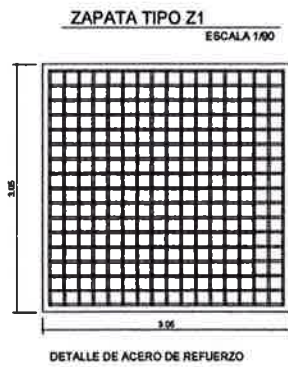
PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/100



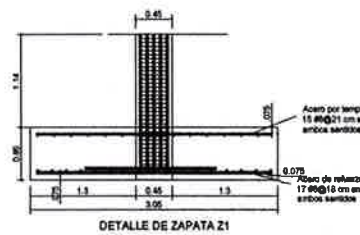
DETALLE TIPICO DE COLUMNAS
ESCALA 1/100



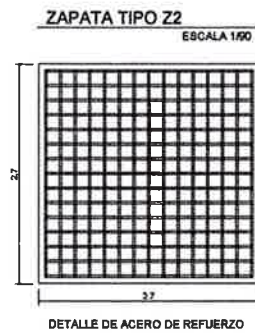
- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- ACERO:**
- fy=2,810 kg/cm²
 - Trenzado estriado
 - Nº: 3=0.15 m
 - Nº: 4=0.15 m
 - Nº: 5=0.20 m
 - Nº: 6=0.25 m
- TRABAJOS PARA VERTIDOS #7 en edificación debe ser de Jasta a tope**
- Todos los vertidos se doblaran en 90°
- CONCRETO:**
- f'c=10 kg/cm²
 - El agregado grueso (pedris) deberá tener un diametro de 1/4"
 - Repartimiento para columnas tipo C2, C1, CS, 4.0 cm
 - Block para el #50 kg/m³
 - La proporción vol. del concreto debe ser 1:2:2



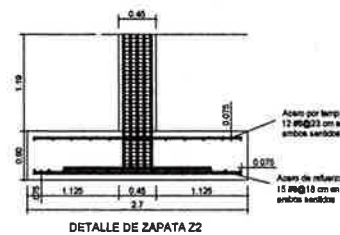
DETALLE DE ACERO DE REFUERZO



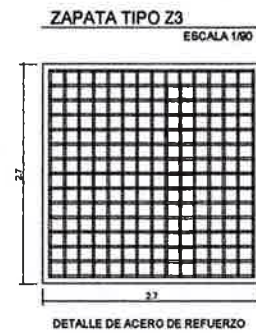
DETALLE DE ZAPATA Z1



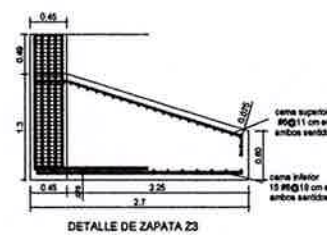
DETALLE DE ACERO DE REFUERZO



DETALLE DE ZAPATA Z2



DETALLE DE ACERO DE REFUERZO



DETALLE DE ZAPATA Z3

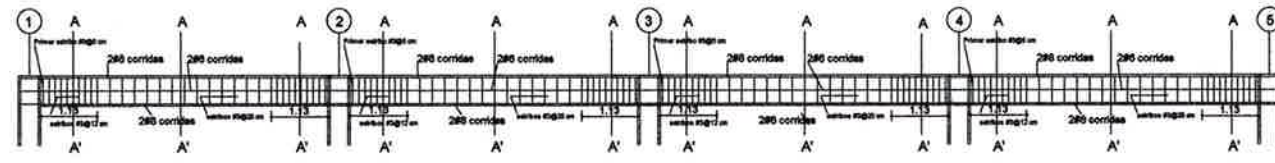
- Detalles:**
- El Recubrimiento del refuerzo debe ser de 7.5 cm
 - co cimiento corrido
 - Todas las columnas tienen el mismo diseño

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

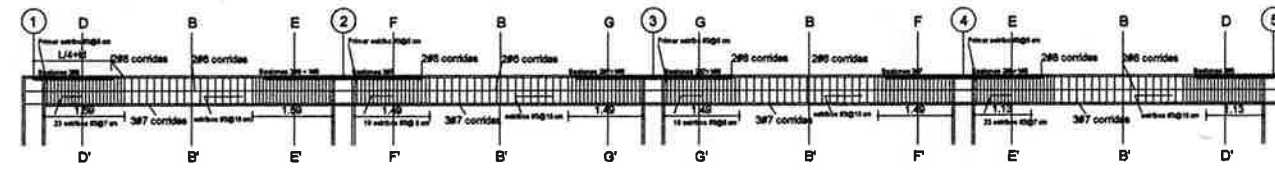
PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ

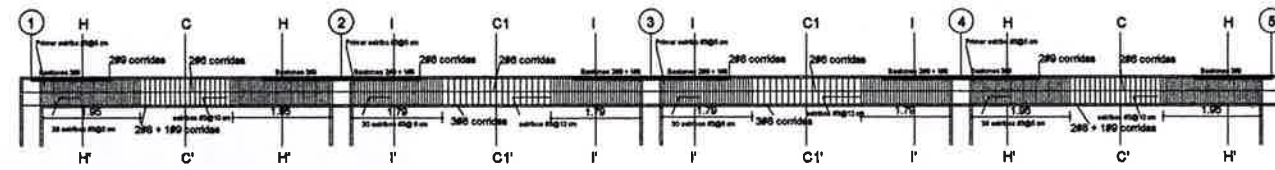
DISEÑO DAVID MEX	CONTENIDO: ARMADO DE CIMENTOS Y COLUMNAS	DIBUJO DAVID MEX
CAUSADO DAVID MEX		ESCALA INDICADA
REVISOR INGA MAYRA GARCIA		FECHA: JULIO 2013
		HOJA: 5/14



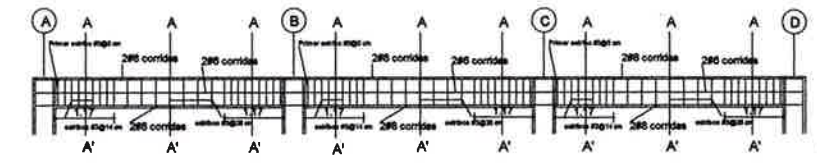
ARMADO DE VIGA NIVEL 2 (SENTIDO LARGO)
ESCALA 1/150



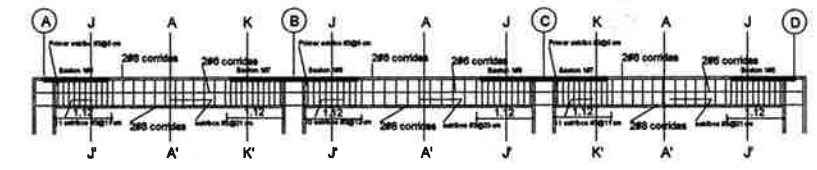
ARMADO DE VIGA NIVEL 1 (SENTIDO LARGO)
ESCALA 1/150



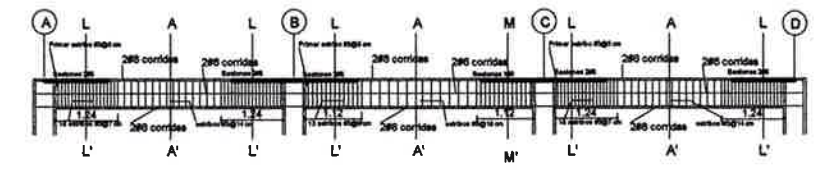
ARMADO DE VIGA SOTANO (SENTIDO LARGO)
ESCALA 1/150



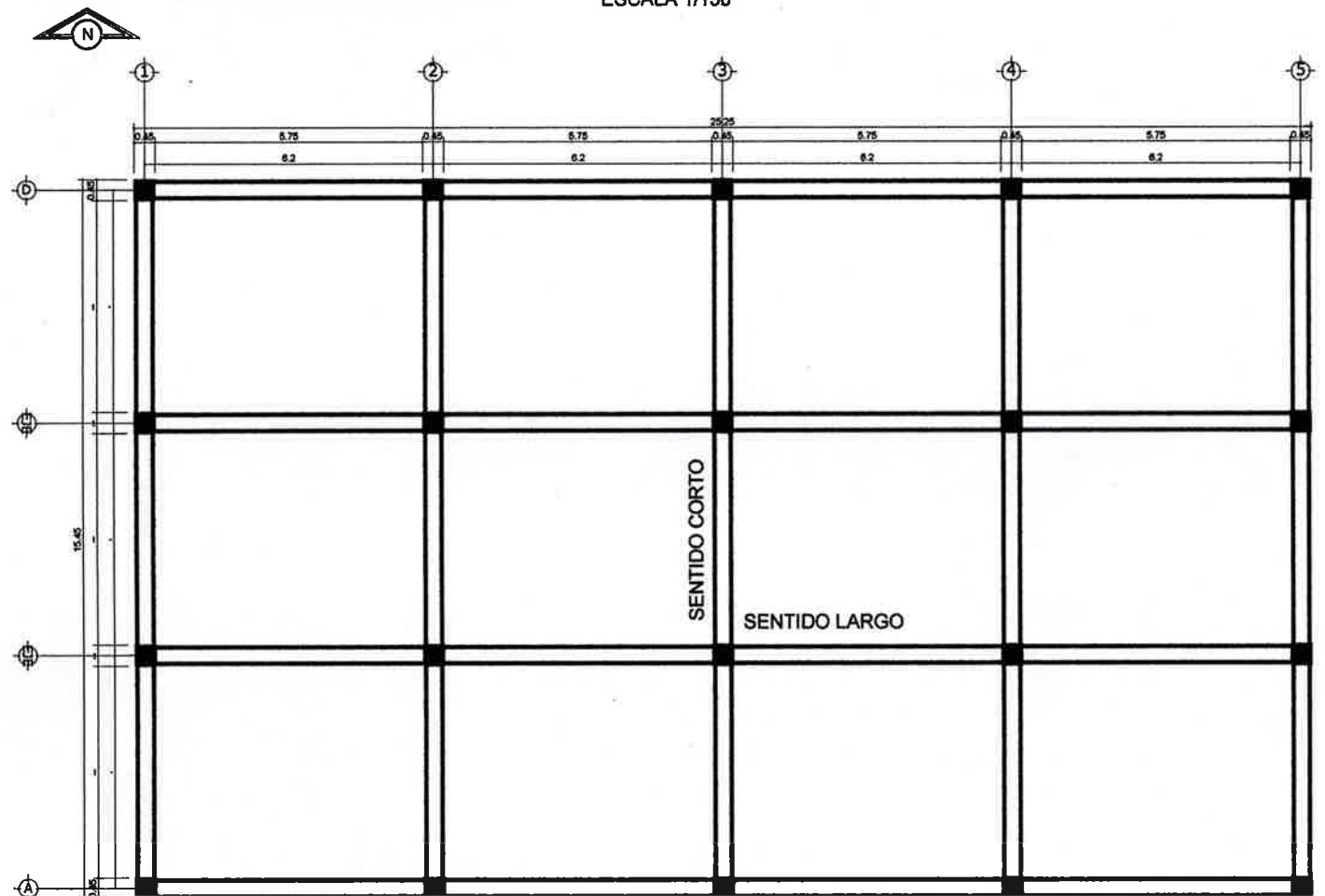
ARMADO DE VIGA NIVEL 2 (SENTIDO CORTO)
ESCALA 1/150



ARMADO DE VIGA NIVEL 1 (SENTIDO CORTO)
ESCALA 1/150



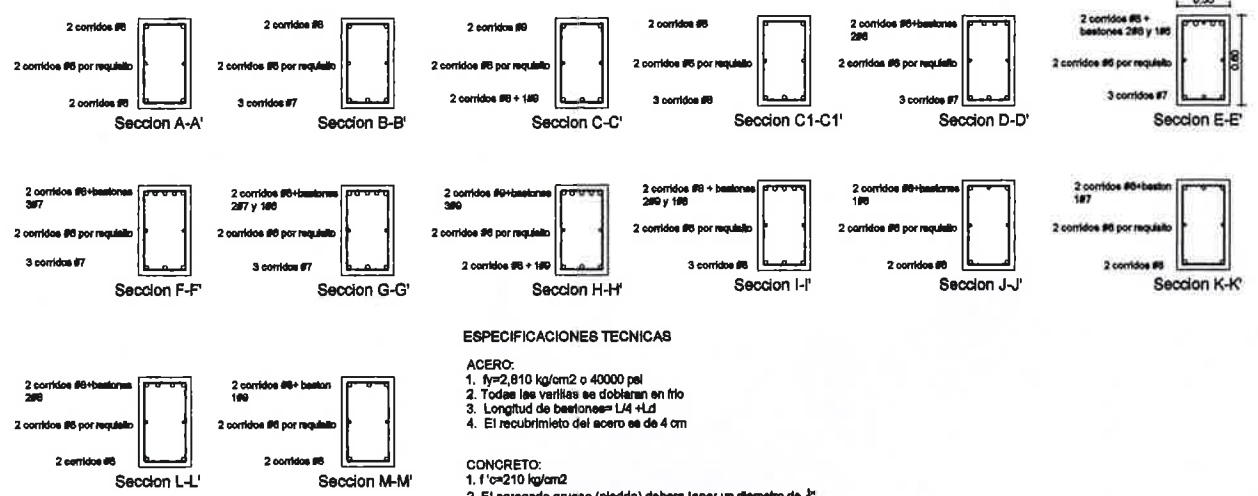
ARMADO DE VIGA SOTANO (SENTIDO CORTO)
ESCALA 1/150



PLANTA DE VIGAS TODOS LOS NIVELES
ESCALA 1/150

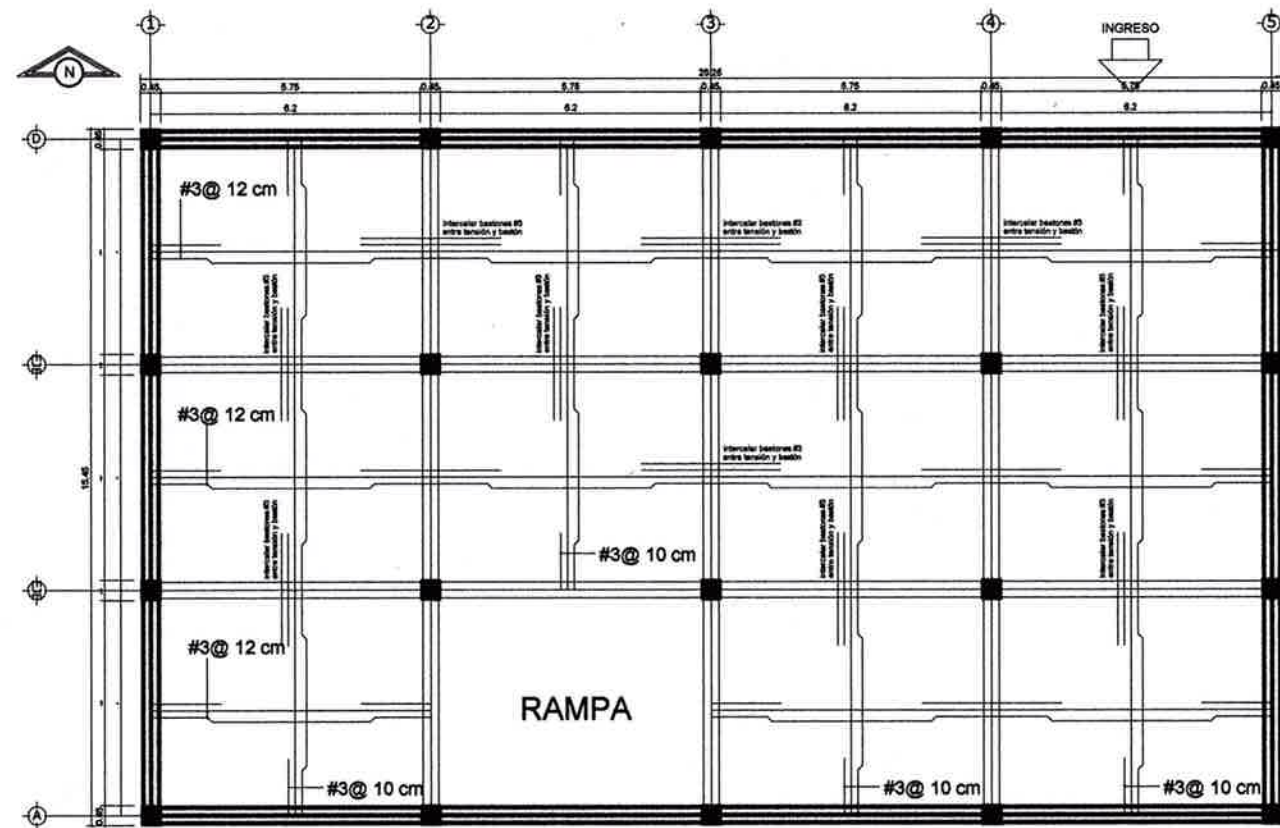
SECCIONES DE VIGAS, SEGUN LITERAL DE CORTE

ESCALA 1/75

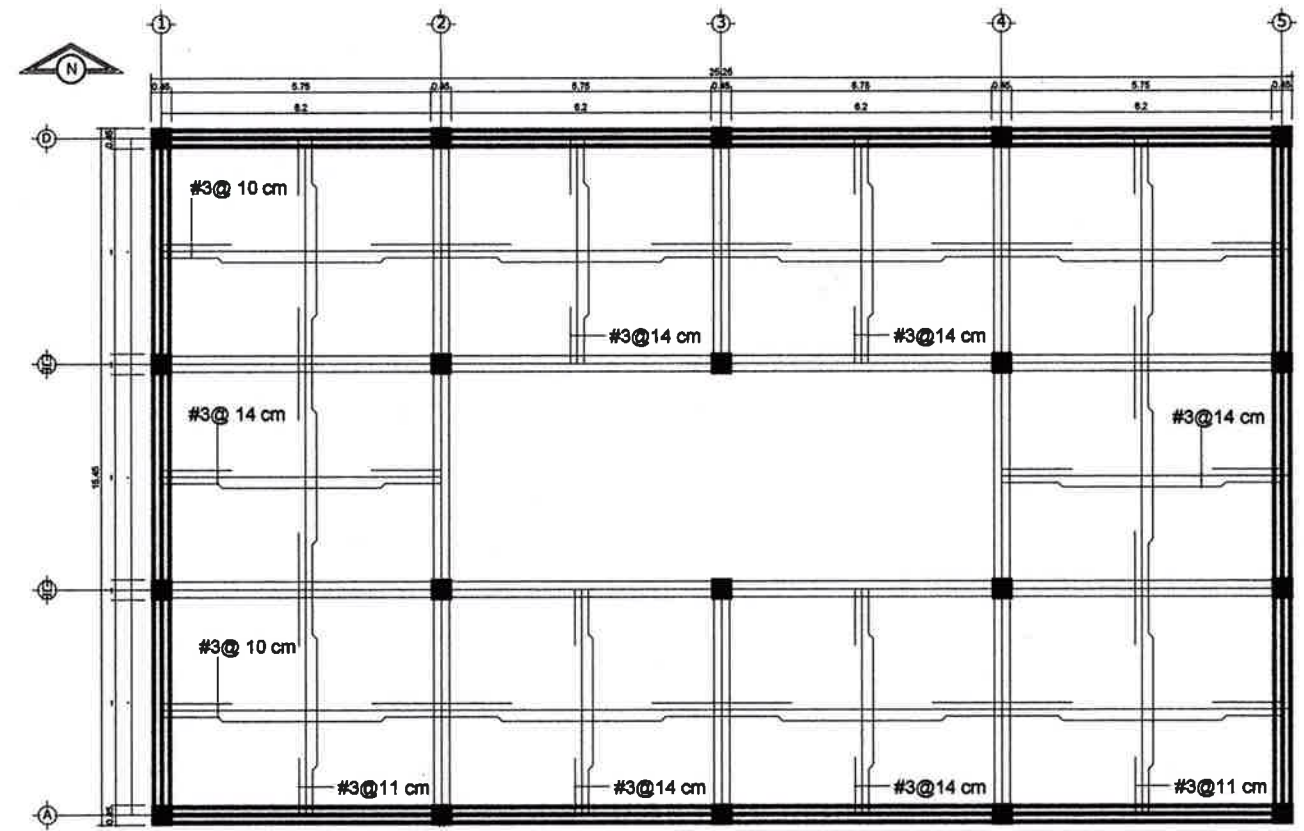


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
DISEÑO: DAVID MAZ	CONTENIDO: ARMADO DE VIGAS	DIBUJO: DAVID MAZ
ESCALA: 1/150	ESCALA INDICADA:	FECHA: MAYO 2013
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS		HOJA: 6/14

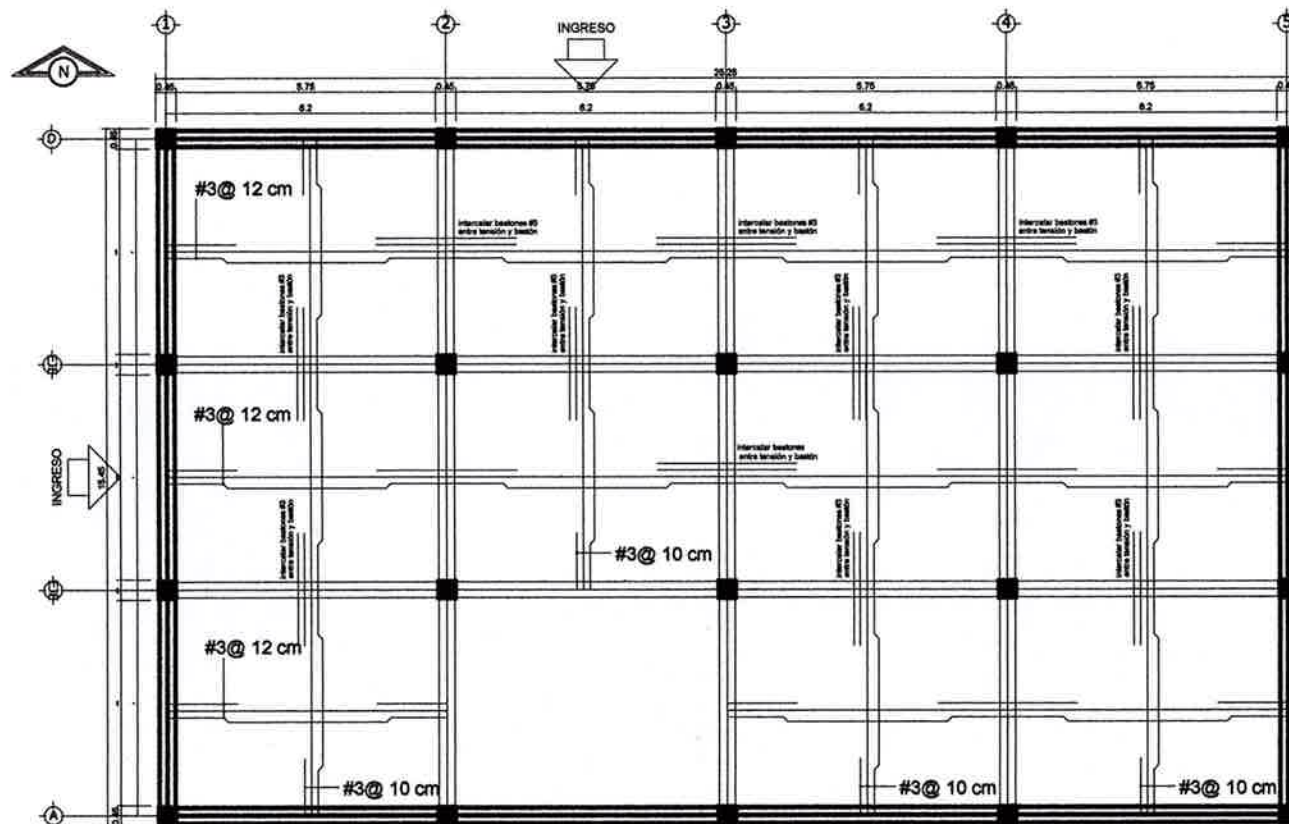




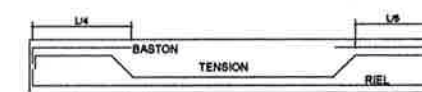
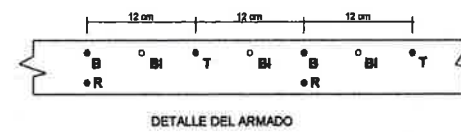
PLANTA DE ARMADO DE LOSAS EN SOTANO
ESCALA 1/165



PLANTA DE ARMADO DE LOSAS EN 2do. NIVEL
ESCALA 1/165



PLANTA DE ARMADO DE LOSAS EN 1er NIVEL
ESCALA 1/165



NOMENCLATURA DE LOSA	
B	BASTON
BI	BASTON INTERCALADO
R	RIEL
T	TENSION

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- ACERO:
- fy=2,810 kg/cm²
 - Armados de losas
El armado del aciano y primer nivel lleva bastones intercalados segun se indica en plano
 - Ganchos diametro mínimo de dobliez para varillas #3, 5 diámetros de la varilla.
 - Todas las varillas se doblaran en fito
 - Longitud de desarrollo (Ld) de varillas sujetas a tonelones y trapeas.
No. 3 0.30 mts
No. 4 0.30 mts
 - Longitud de bastones= L4 +Ld
 - Longitud de dobliez de tensiones= L5

- CONCRETO:
- f'c=210 kg/cm²
 - El agregado grueso (pedrin) debere tener un diametro de 3"
 - Espesor de losa 0.12 mts.

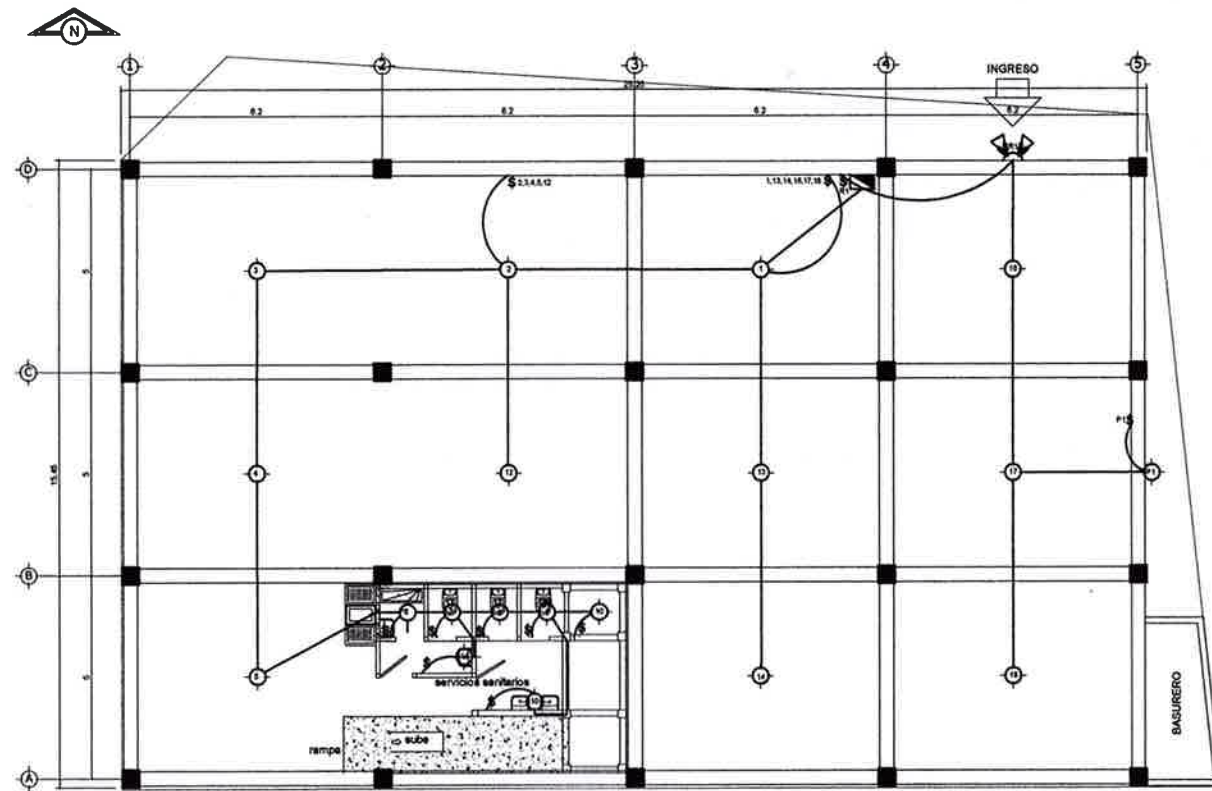
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

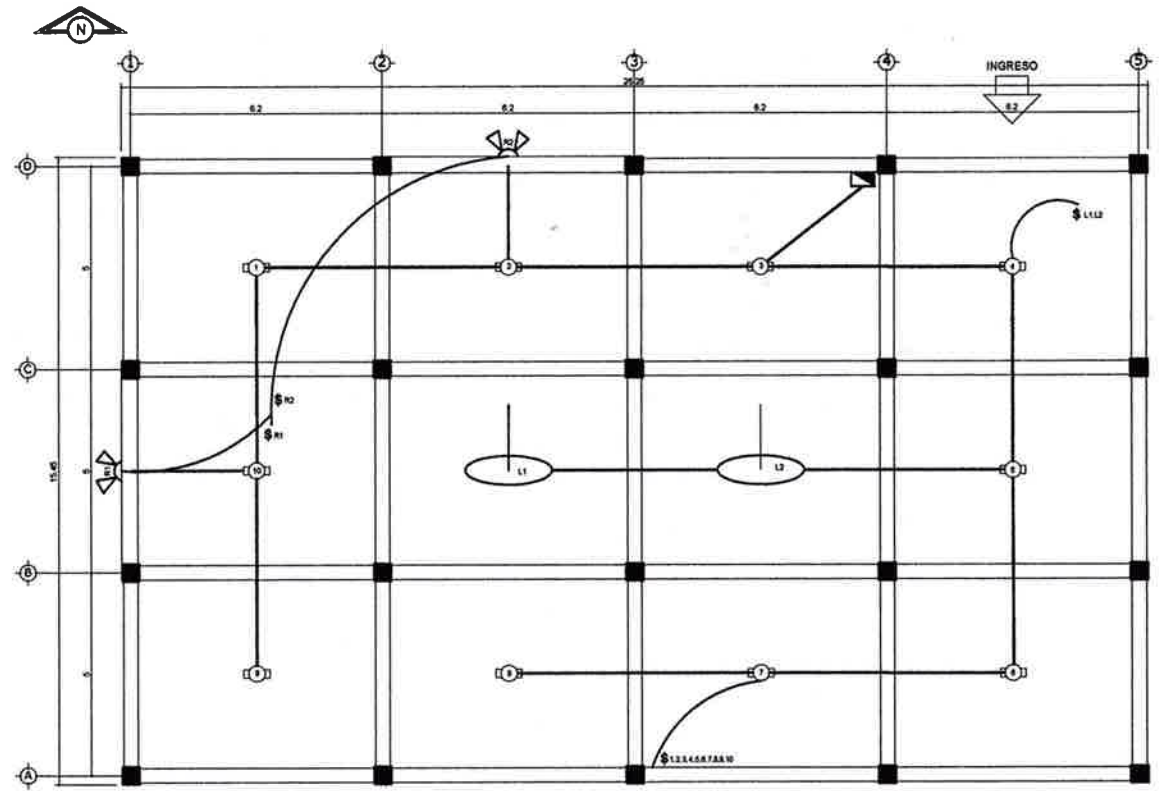
SAN BARTOLOME MALPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ

CONTENIDO:		DEBIDO:	
ARMADO DE LOSAS		DAVID MUJ	
ESCALA INDICADA		ESCALA INDICADA	
FECHA:		FECHA:	
MAYO 2013		MAYO 2013	
HOJA:		HOJA:	
7/14		7/14	

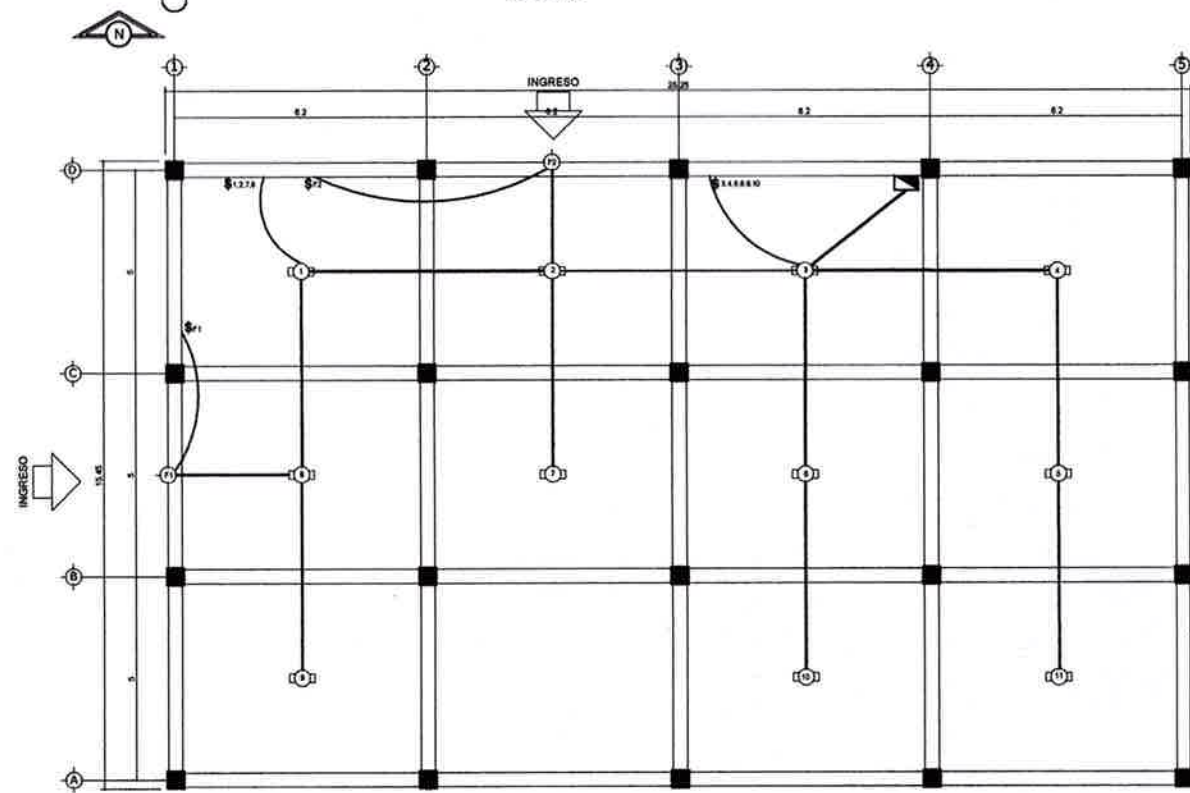
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
INGENIERIA Y EPS
SOP(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS



PLANTA DE ILUMINACION SOTANO
ESCALA 1/100



PLANTA DE ILUMINACION 2DO. NIVEL
ESCALA 1/100



PLANTA DE ILUMINACION 1ER. NIVEL
ESCALA 1/100

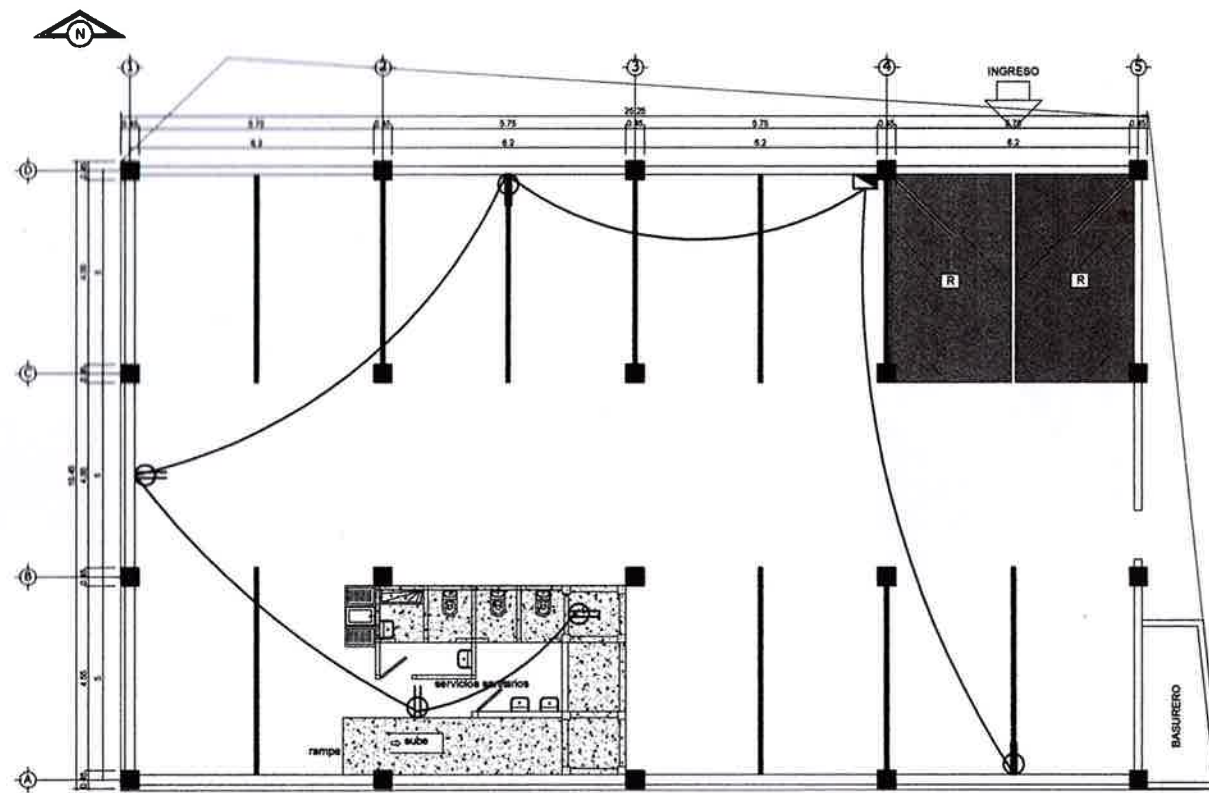
NOMENCLATURA DE ILUMINACION	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	POLIDUCTO DE 3/4" EN LOSA
	TUBERIA A INTERRUPTOR
	CANDELAS 2x40
	PLAFONERO
	LAMPARAS COLGANTES
	INTERRUPTOR SIMPLE
	REFLECTORES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

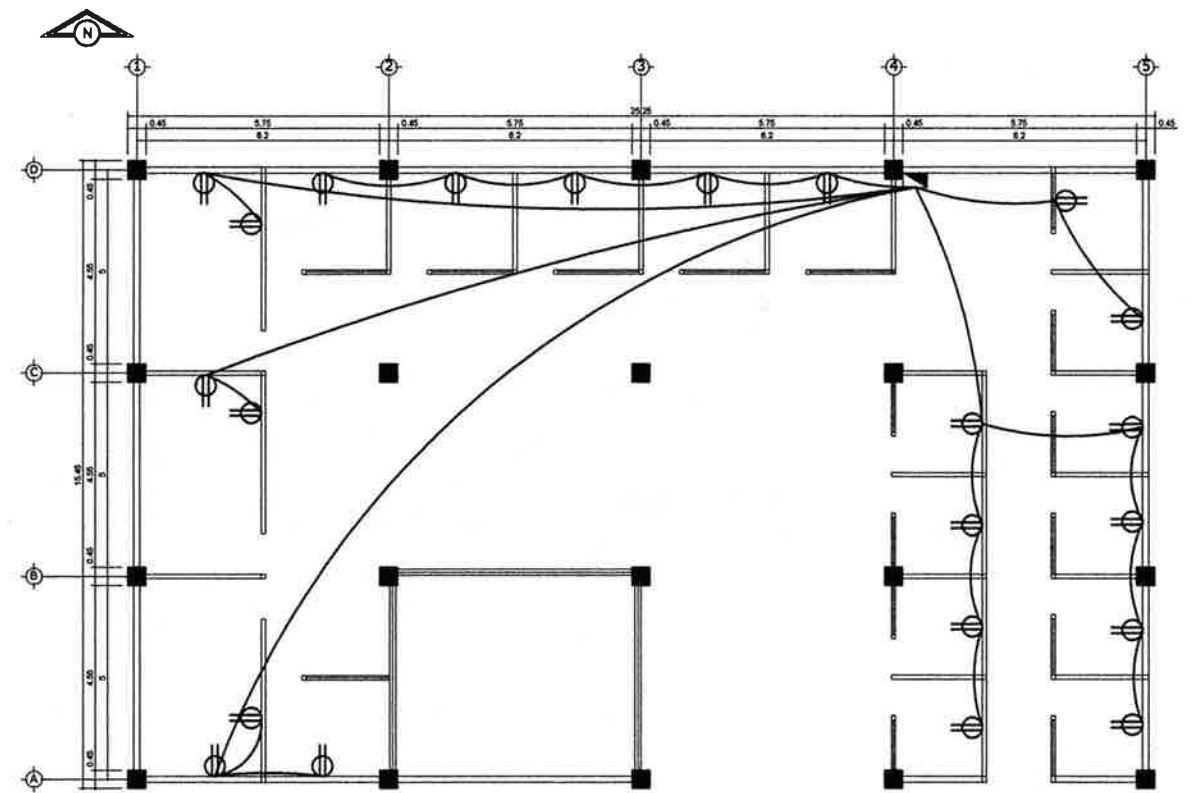
PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

ASesor(A) SUPLENTE(S) DE EPS
Unidad de Ingeniería y EPS

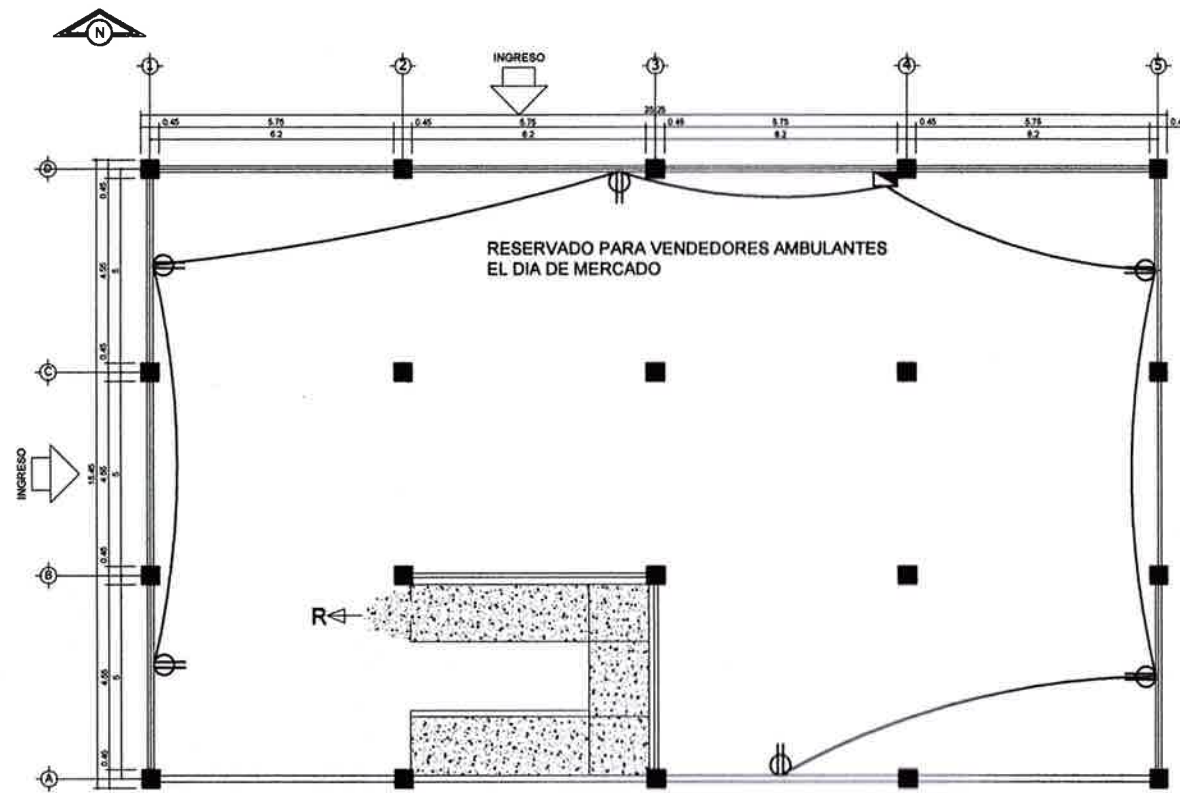
DISEÑO: DAVID MUX	CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACION ELECTRICA	DEBIDO: DAVID MUX
COLOCADO: DAVID MUX		ESCALA INDICADA
REVISOR: REBA, MAYRA GUARCA		FECHA: JULIO 2013
		HOJA: 8/14



PLANTA DE FUERZA SOTANO
ESCALA 1/100



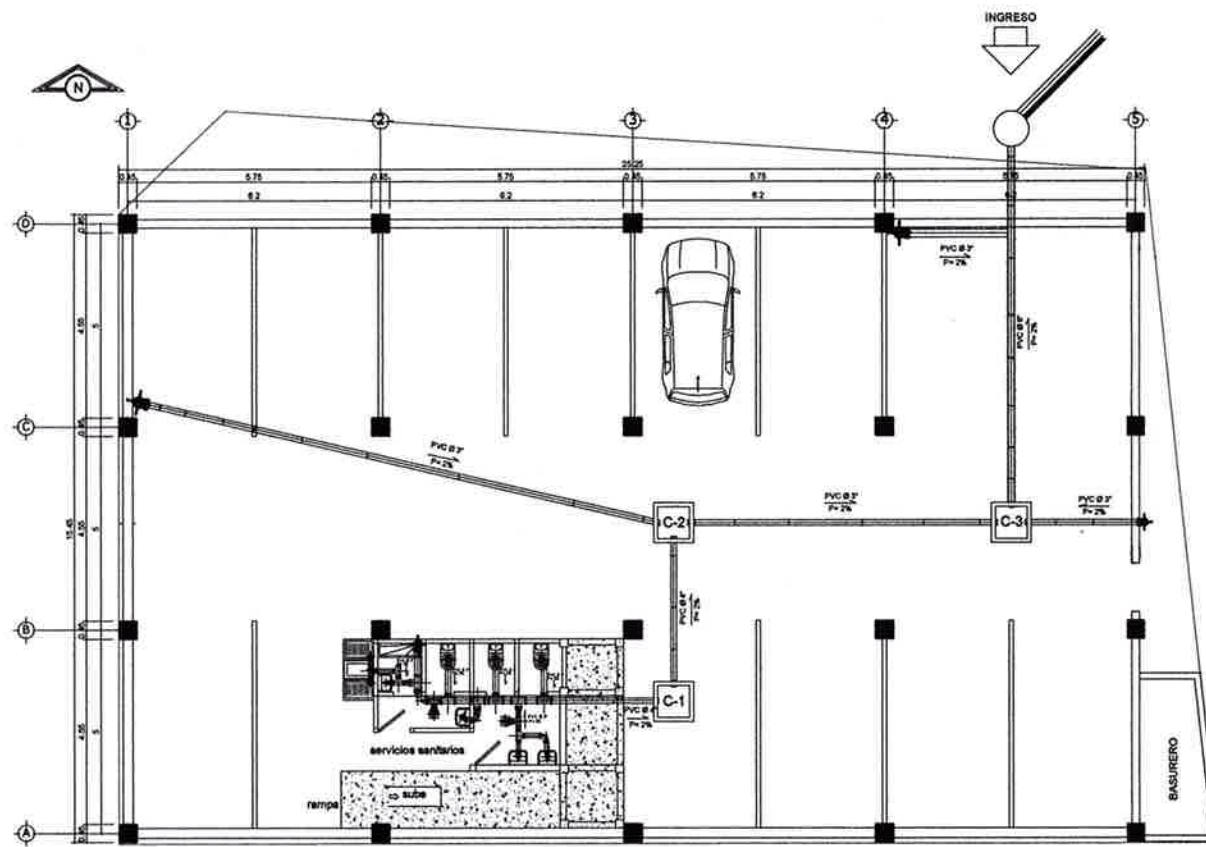
PLANTA FUERZA 2o NIVEL
ESCALA 1/100



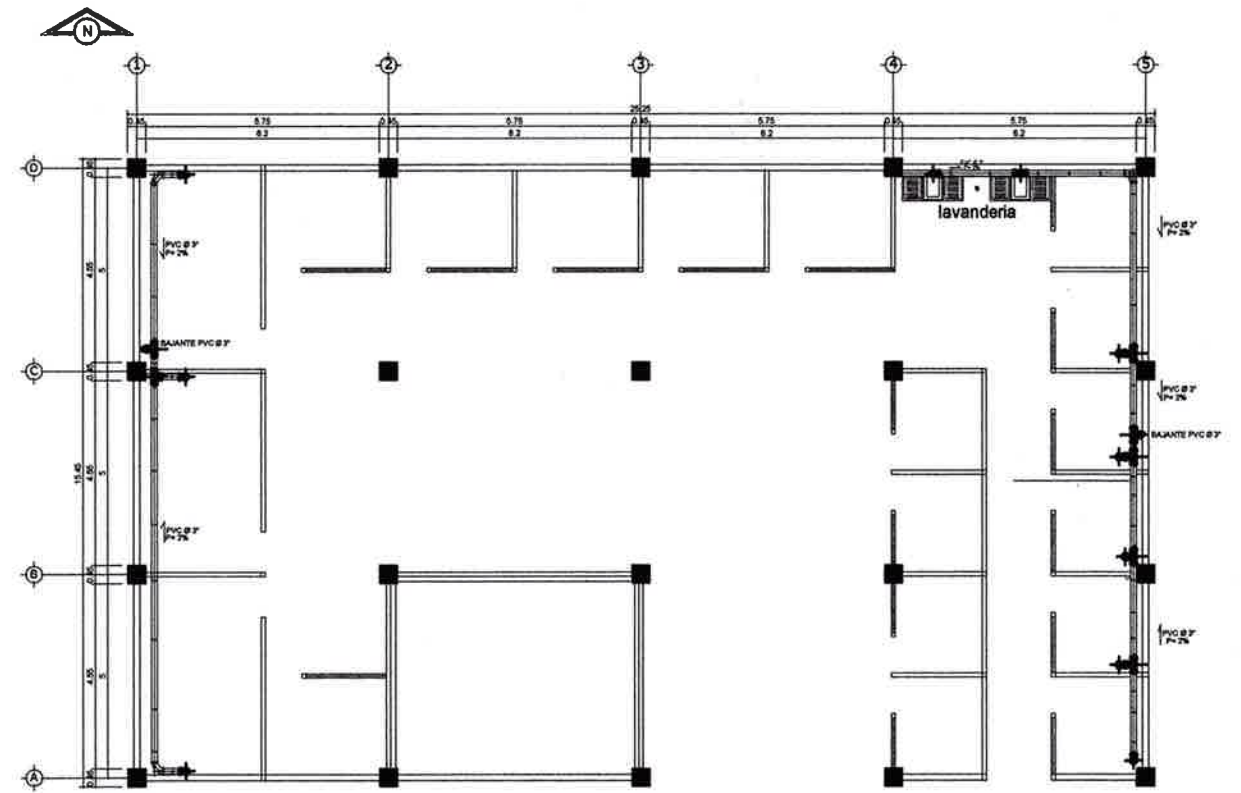
PLANTA DE FUERZA 1er NIVEL
ESCALA 1/100

NOMENCLATURA DE FUERZA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION
	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V h=0.30 m
	POLIDUCTO DE 3/4" EN PISO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS	
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL	
SAN BARTOLOME MALPAR ALTAR, SACATEPEQUEZ	
DISEÑO: DAVID MUJ	CONTEIDO: PLANO DE DISTRIBUCION DE ELECTRICIDAD (FUERZA)
CALCULO: DAVID MUJ	FECHA: JULIO 2013
REVISOR: INGA. MAYRA GARCIA	FECHA: JULIO 2013
 VO. EL. INGA. MAYRA GARCIA INGENIERA SUPERVISORA DE LA UNIDAD DE EPS DE INGENIERIA Y EPS	
9/14	



PLANTA DE DRENAJE SANITARIO SOTANO
ESCALA 1/100



PLANTA DE DRENAJE SANITARIO 2o NIVEL
ESCALA 1/100

NOMENCLATURA DE DRENAJE SANITARIO	
	REDUCTOR DE P.V.C.
	CODO P.V.C. A 90° VERTICAL Ø INDICADO
	CODO P.V.C. A 45° Ø INDICADO
	TEE P.V.C. Ø INDICADO
	INDICA PENDIENTE Y DIRECCION Z Ø INDICADO
	LINIA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø INDICADO
	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø INDICADO
	INDICA REPOSADORA
	CAJA UNION-REGISTRO

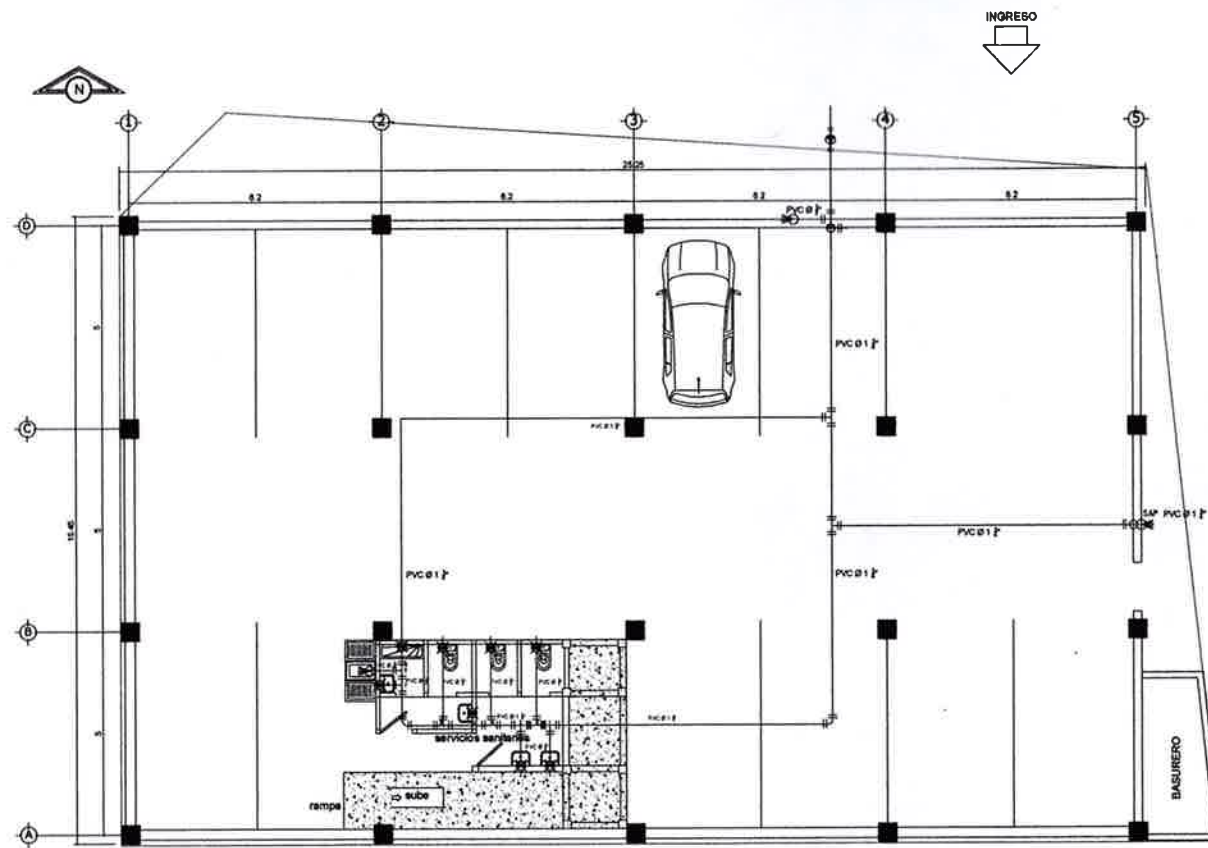


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

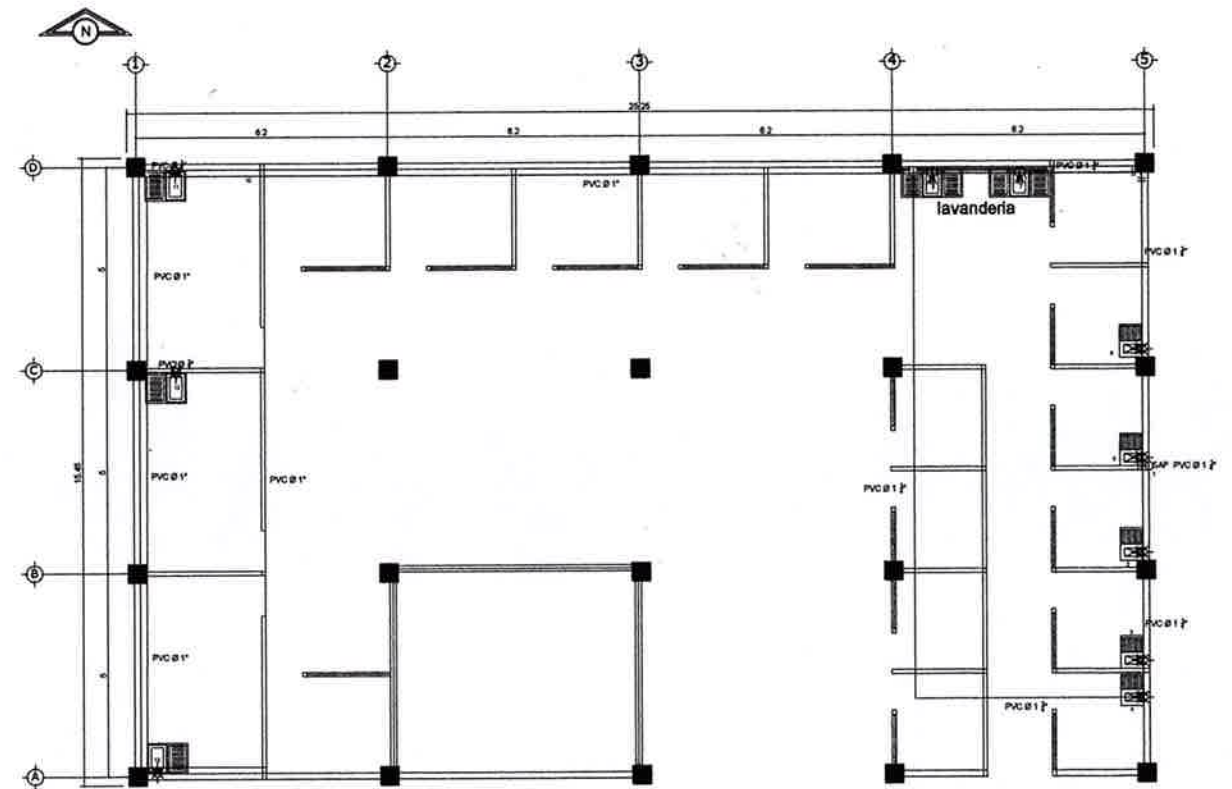
PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

SAN BARTOLOMÉ MILPARALTAS, SACATEPEQUEZ

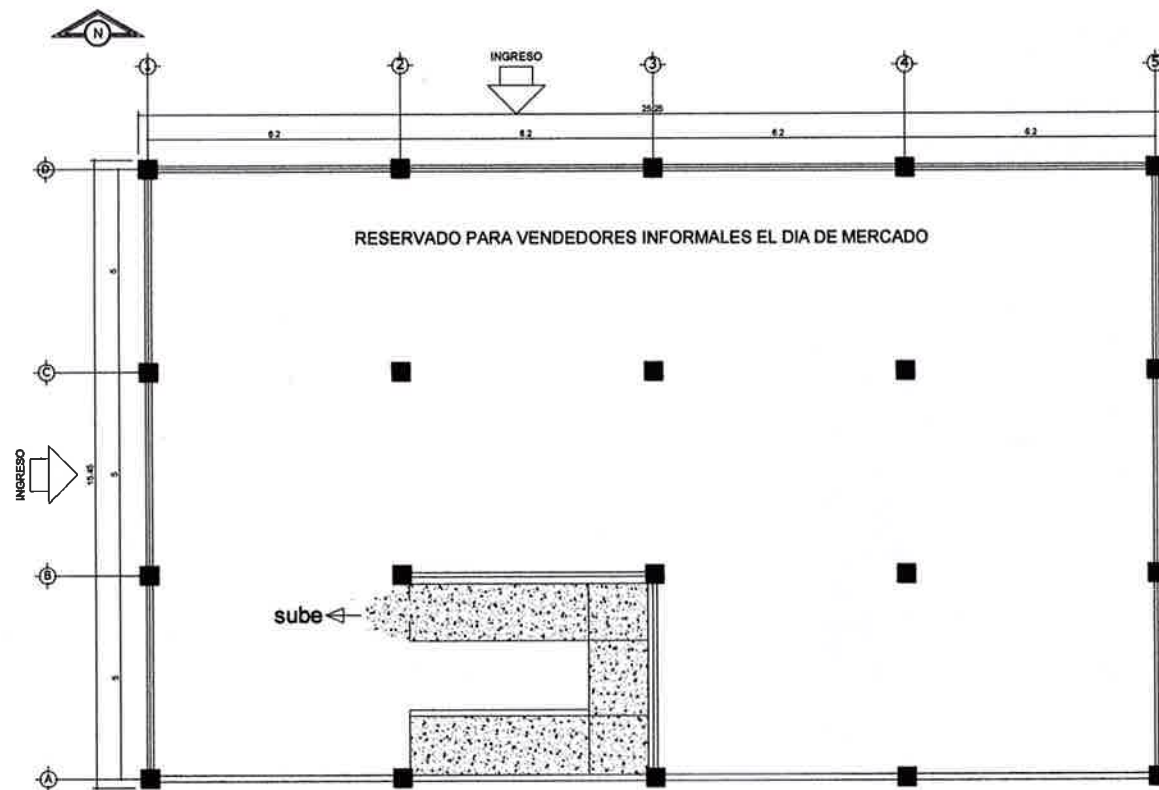
DISEÑO: DAVID MUX	CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJE SANITARIO	DEBIDO: DAVID MUX
CALCULO: DAVID MUX		ESCALA INDICADA
REVISO: ING. MAYRA GARCIA	ASESORIA SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Ingeniería y EP	FECHA: JULIO 2013
VO. EN COMPLETA CUBIERTA ASESORA SUPERVISORA EPS INGENIERIA Y EP		HOJA: 10/14



PLANTA DE AGUA POTABLE DEL SOTANO
ESCALA 1/100



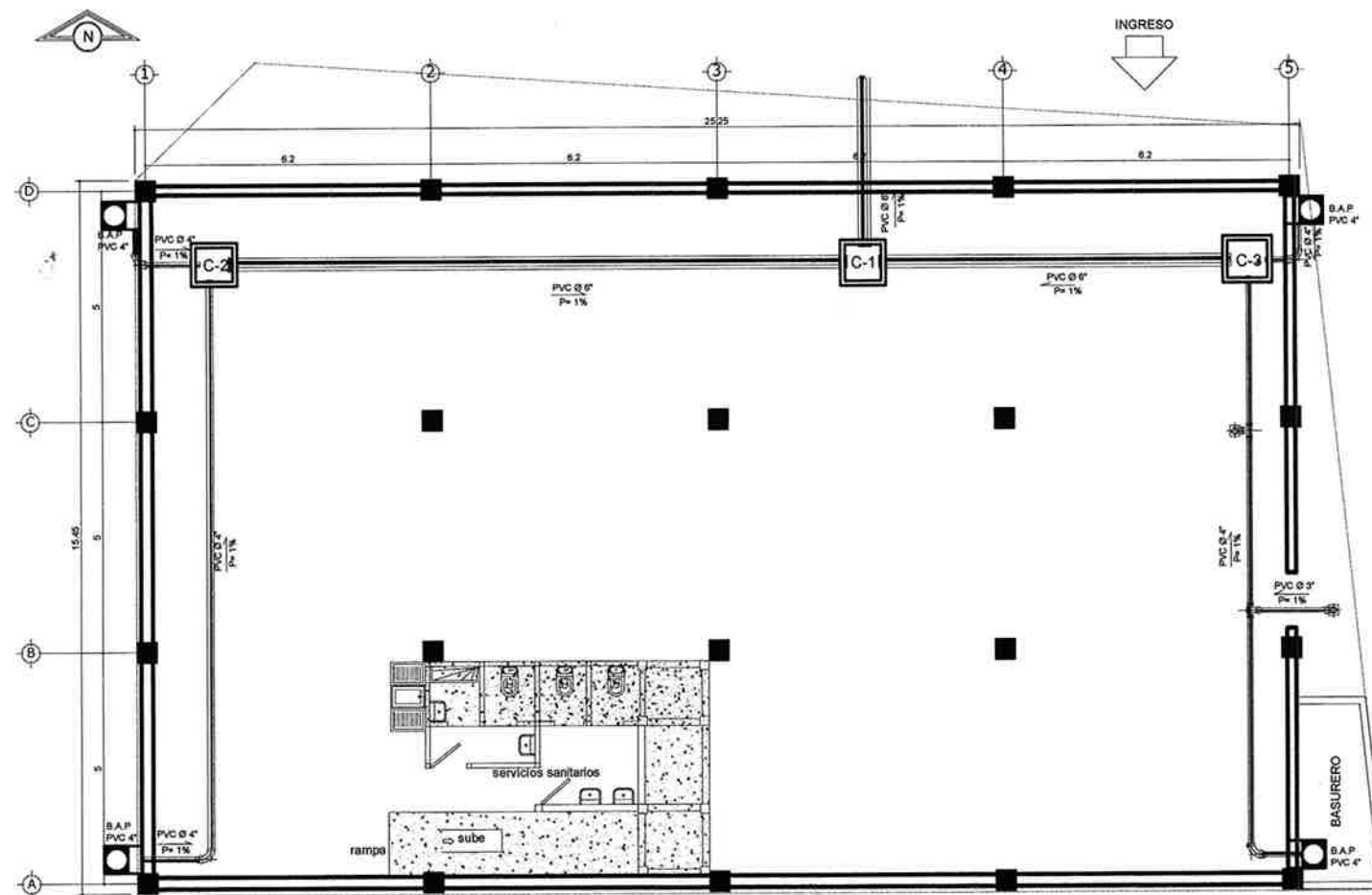
PLANTA DE AGUA POTABLE 2o NIVEL
ESCALA 1/100



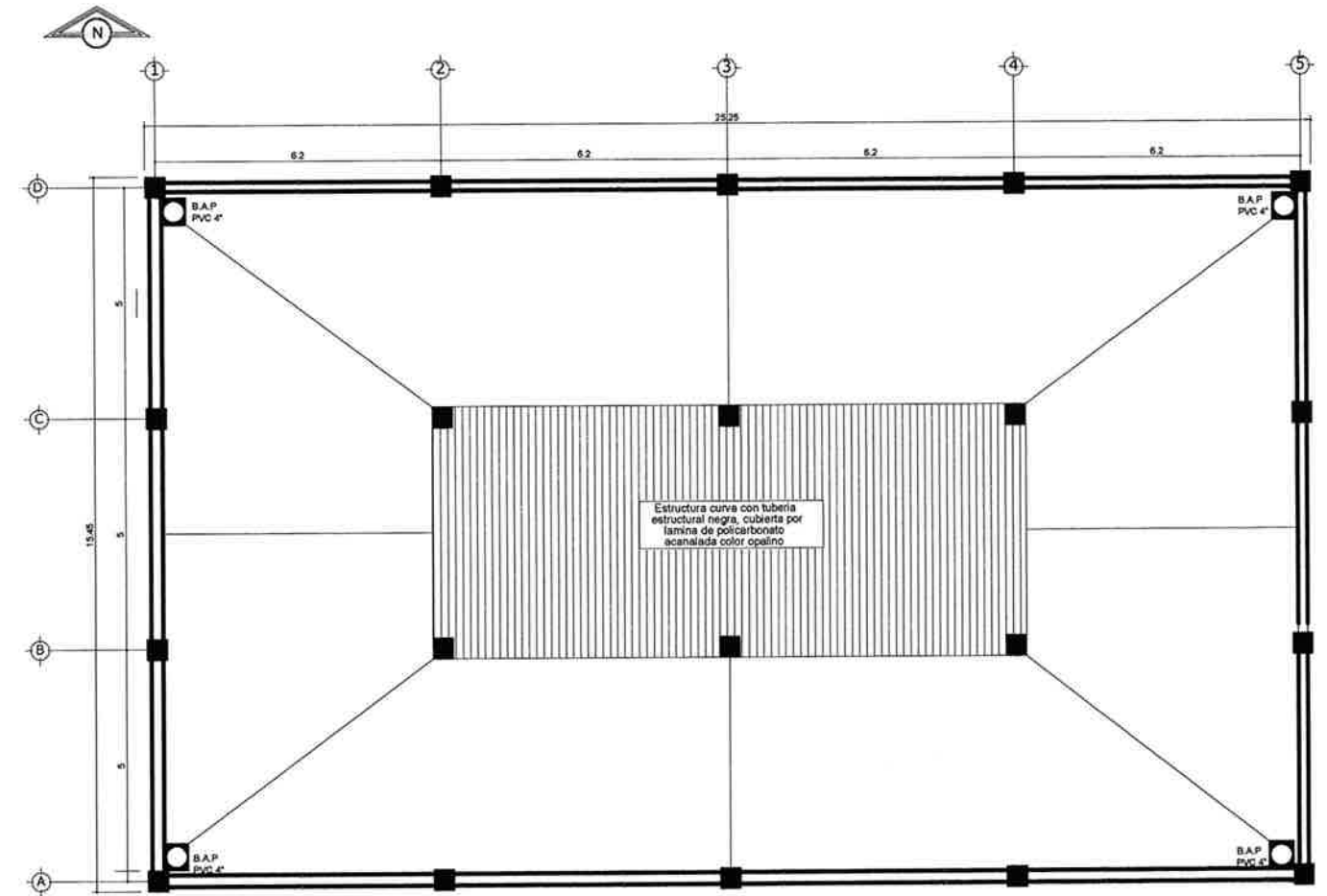
PLANTA DE DRENAJE SANITARIO 1er NIVEL
ESCALA 1/100

NOMENCLATURA DE AGUA POTABLE	
⊕	CODO P.V.C. 90° VERTICAL
⊕	CODO P.V.C. 90° HORIZONTAL
⊕	TEE P.V.C. 90° HORIZONTAL
⊕	LLAVE DE PASO
⊕	LLAVE DE CIERRE
—	TUBERIA DE AGUA POTABLE
SAP	SUBIDA DE AGUA POTABLE
⊕	OTRO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
SAN BARTOLOME MALPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
DISEÑO: DAVID MUX	CONTENIDO: PLANTA DE AGUA POTABLE	DIBUJO: DAVID MUX
CALZADO: DAVID MUX	ESCALA INDICADA	FECHA: AUG 2013
REVISOR: ING. MAYRA GARCIA	HOJA: 11/14	UNIDAD DE INGENIERIA Y EPS



PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL SOTANO
ESCALA 1/165



PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL TECHO
ESCALA 1/165

NOMENCLATURA DE DRENAJES PLUVIAL	
	REDUCIDOR DE P.V.C. DE 4\"/>
	INDICA PENDIENTE Y DIRECCION
	TUBERIA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø INDICADO
	B.A.P. BAJADA DE AGUAS PLUVIALES PVC Ø INDICADO
	INDICA REPOSADERA
	CAJA UNION-REGISTRO
	TEE DE PVC DE

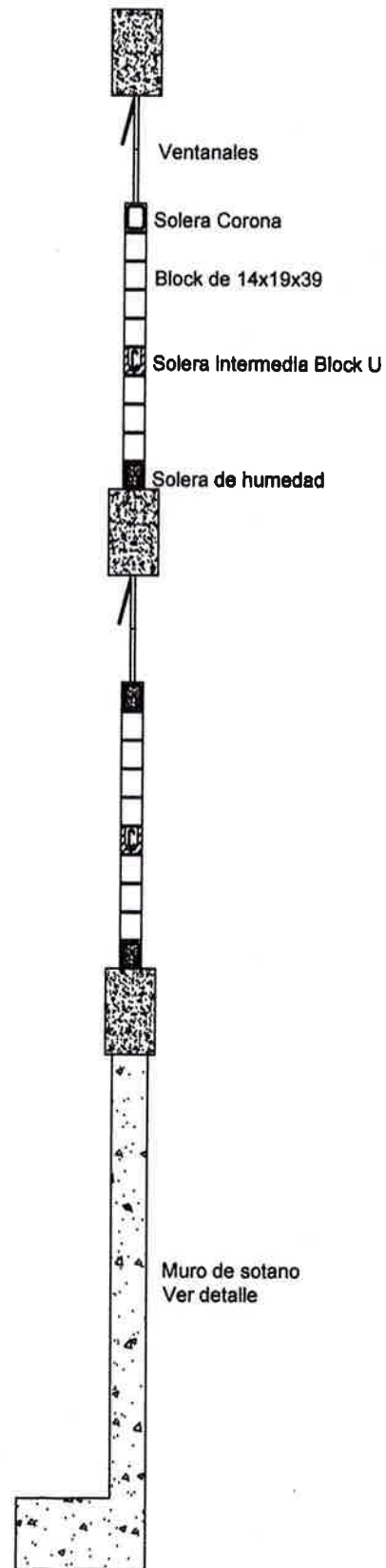
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS

PROYECTO:
MERCADO MUNICIPAL

SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ

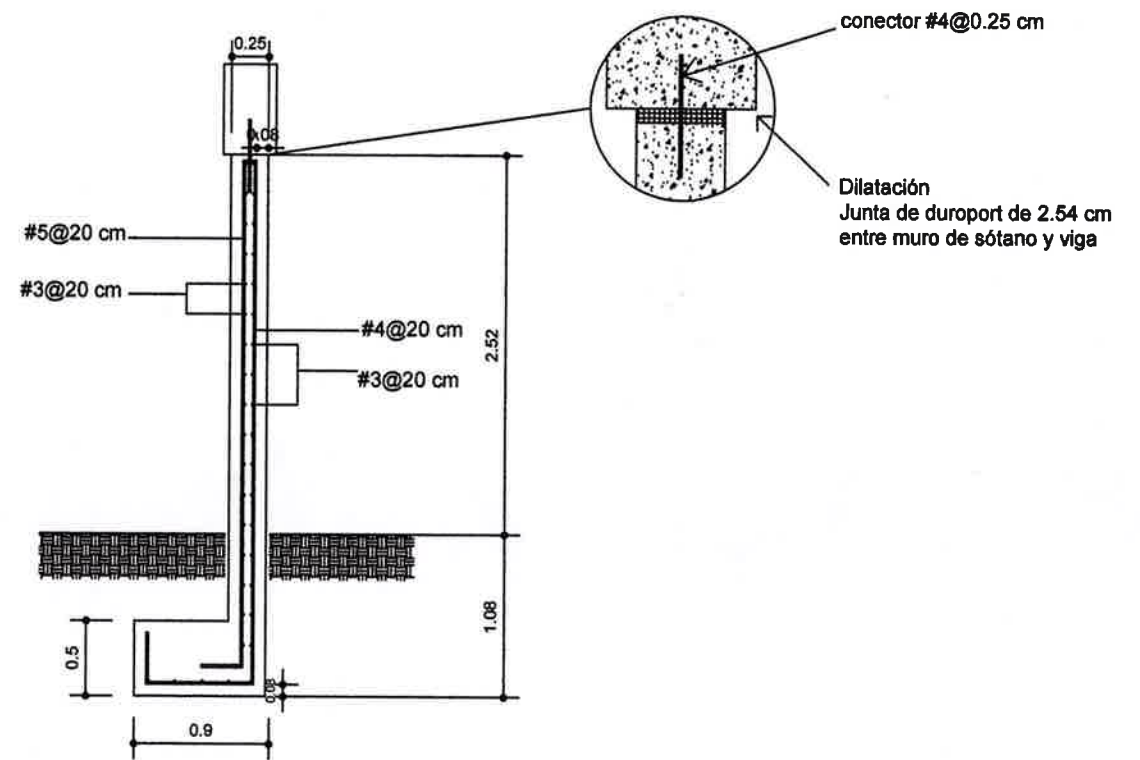
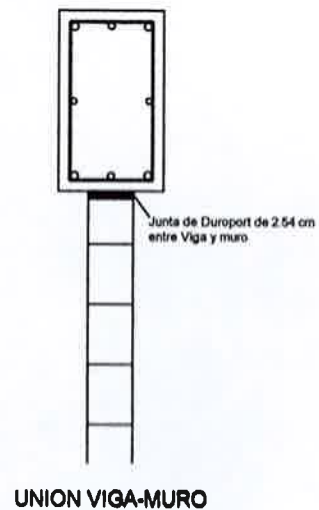
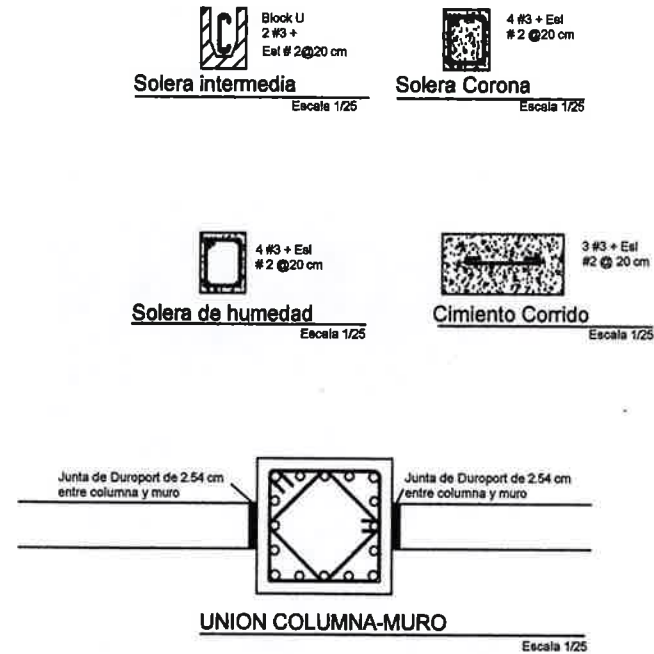
DISEÑO:	CONTENIDO:	DIBUJO:
DAVID MUX	PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL	DAVID MUX
REVISO: INGA MAYRA GARCIA		ESCALA INDICADA
		FECHA: AGOSTO 2013
		HORA: 12/14

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



DETALLE TIPICO DE MURO

ESCALA 1/50



DISTR. DEL REFUERZO EN MURO DE SOTANO

ESCALA 1/50

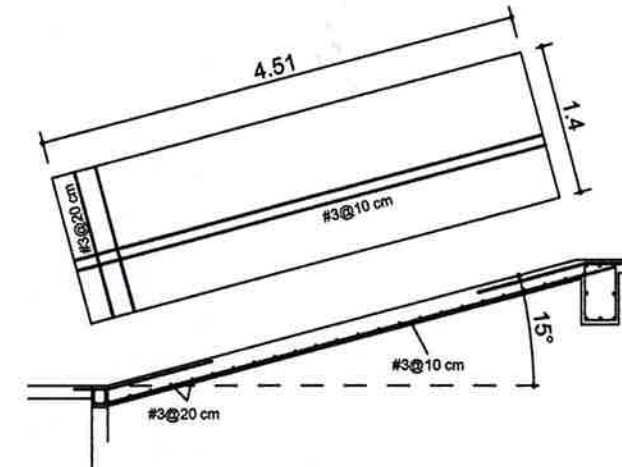
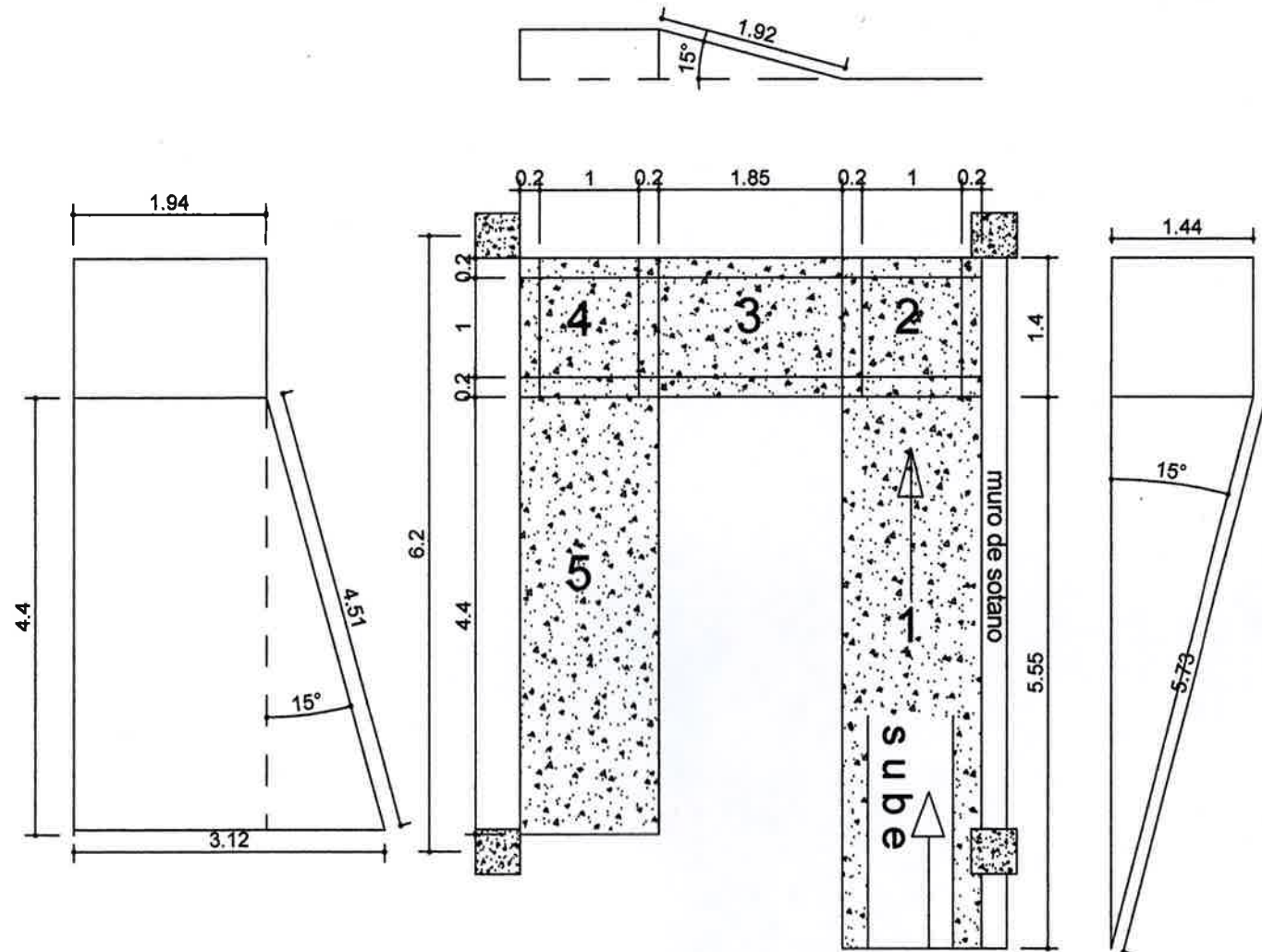
NOTA:
El muro de sótano debe alisarse con cemento

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPS		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
CRISTO: DAVID HILK	CONTENIDO: DETALLE DE MURO DE MAMPOSTERIA + DETALLE MURO DE SOTANO	DEBIDO: DAVID HILK
CALCULO: DAVID HILK		ESCALA INDICADA
ELABORADO: DAVID HILK		FECHA: JULIO 2013
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS Unidad de Ingeniería y EPS		13/14



PLANTA ACOTADA DE LA RAMPA PEATONAL

ESCALA 1/70

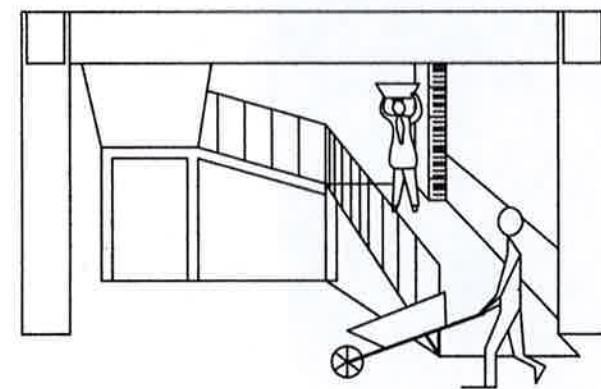


DETALLE DE ARMADO LOSA DEL TRAMO 5

ESCALA 1/70

DETALLE DE LOS NUMERALES DE LA RAMPA

1. Tramo de rampa sobre un terraplen con 15% de desnivel, usando para la contencion un muro confinado de block de 19x19x39 y concreto reforzado con pines de acero de 3/4" en todas las aberturas de los bloques.
2. Primer descanso
3. Tramo de rampa con 15% de desnive l
4. Segundo descanso
5. Tramo de rampa con 15% de desnivel, ver detalle de armado



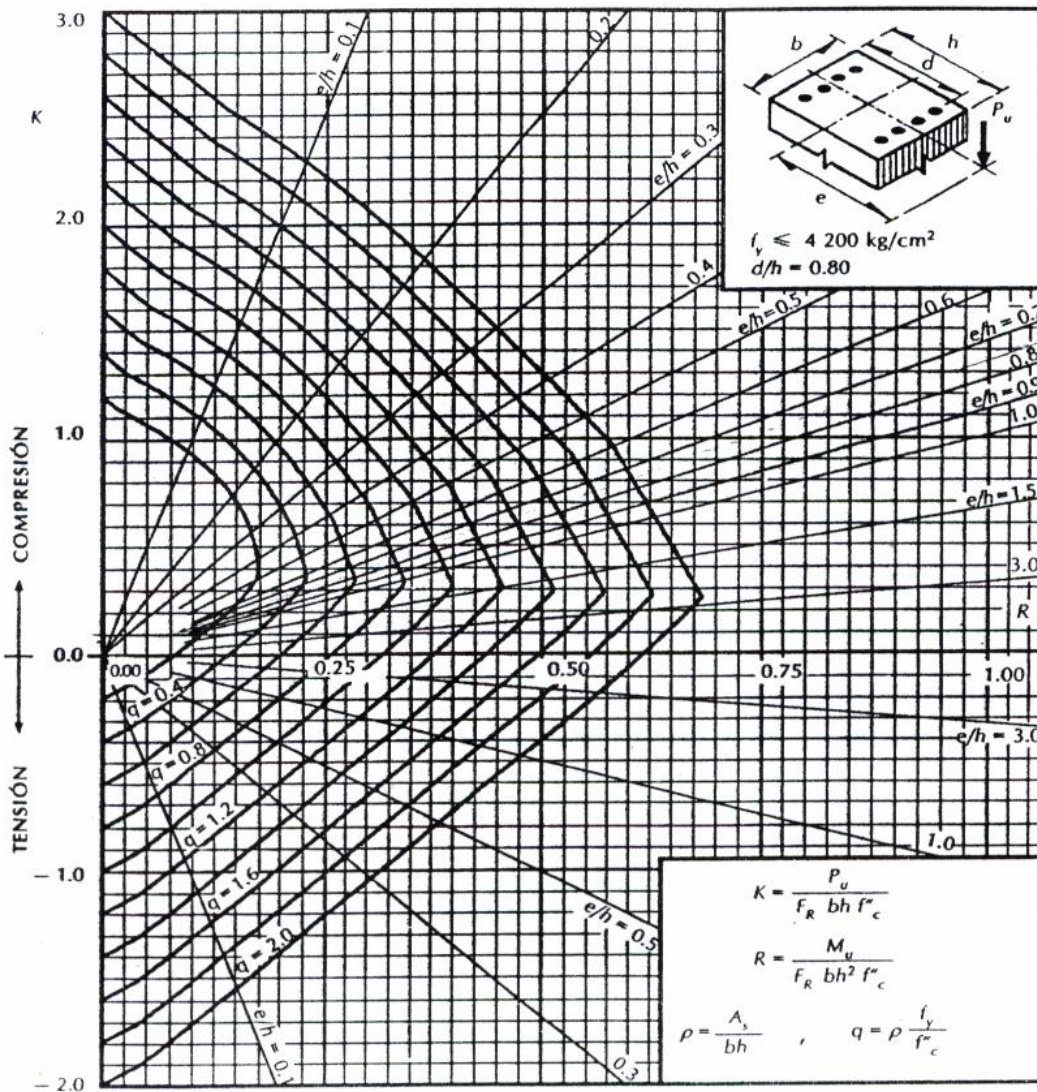
VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA RAMPA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIDAD DE EPIE		
PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
SAN BARTOLOME MILPAS ALTAS, SACATEPEQUEZ		
CREADO: DAVID MUX	CONTENIDO: DETALLE DE RAMPA PEATONAL	DEBIDO: DAVID MUX
REVISADO: DAVID MUX		ESCALA INDICADA
REVISOR: ING. MAYRA GARCIA		FECHA: JULIO 2015
		FOLIO: 14/14

ANEXOS

Anexo 1

Gráfica de interacción para columnas



A_s = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f^*_c$, si $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400}\right) f^*_c$ si $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_u = Momento flexionante último