



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

**DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA MERCADO
MUNICIPAL, EN EL MUNICIPIO DE MAGDALENA MILPAS ALTAS,
DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

Oswaldo José Orozco Areas

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, abril de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA MERCADO
MUNICIPAL, EN EL MUNICIPIO DE MAGDALENA MILPAS ALTAS,
DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Ing. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Alejandro Castañon López
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo 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 DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA MERCADO
MUNICIPAL, EN EL MUNICIPIO DE MAGDALENA MILPAS ALTAS,
DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha treinta de septiembre de dos mil nueve.

Oswaldo José Orozco Areas

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Porque en todo momento estuvo conmigo brindarme sabiduría, me guio por un buen camino, por protegerme y permitirme lograr este triunfo.
María Auxiliadora	Por su guía, su ejemplo, protección y compañía en todo momento.
Mis padres	Por su amor incondicional, esfuerzo, entrega, dedicación en todo momento.
Mis Hermanos	Por su amor, porque siempre vi en ellos un apoyo para cumplir este sueño.
Inga. Mayra de Sierra	Por su guía y colaboración como asesora y supervisora de EPS.
Mis amigos y compañeros	Por los momentos compartidos y el apoyo brindado en distintas actividades, en especial a mi grupo de estudio, Giovanni, Teresa, Sac, Eddy y Pedro.

**A la comunidad
emproista y mi eco**

Porque gracias a todos ustedes me permitieron conocer más a Dios, para servirle y lo más importante conocer nuevas amistades

**La Municipalidad de
Magdalena Milpas Altas**

Por abrirme las puertas y darme la oportunidad de realizar mi EPS.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por la vida, la sabiduría y haberme guardado a lo largo de este camino.
Mis padres	José Humberto Orozco Valerio Ana Lilliam del Carmen Areas Rosales
Mis hermanos	William Mauricio Orozco Areas José Humberto Orozco Areas
Mis amigos	Porque con ustedes compartí los mejores años de mi carrera.
A mi grupo de EPJ, Presencia y la comunidad Emproista.	Por permitirme conocer con su alegría apoyo, que existen verdaderas amistades y que vale la pena el seguimiento de Cristo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de Magdalena Milpas

Altas, Departamento de Sacatepéquez	1
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Ubicación del proyecto	2
1.1.3 Ubicación geográfica	3
1.1.4 Aspectos topográficos	3
1.1.5 Vías de acceso	4
1.1.6 Clima	4
1.1.7 Colindancias	5
1.1.8 Turismo	5
1.1.9 Demografía	6
1.1.9.1 Población	6
1.1.9.2 Distribución de viviendas	6
1.1.9.3 Tipología de viviendas	7
1.1.10 Idioma	7

1.1.11 Aspectos económicos	7
1.1.12 Servicios existentes	8
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1 Diseño de edificio de dos niveles para mercado municipal, en el departamento de Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez	11
2.1.1 Investigación preliminar	11
2.1.1.1 Antecedentes	11
2.1.1.2 Reconocimiento del terreno	11
2.1.1.3 Análisis de suelos	12
2.1.1.4 Ensayo de compresión triaxial	12
2.1.1.4.1 Etapas de un ensayo de compresión triaxial	14
2.1.1.4.1.1 Ensayo triaxial no consolidado- no drenado (UU)	15
2.1.1.4.1.2 Ensayo triaxial consolidado- drenando (CD)	17
2.1.1.4.1.3 Ensayo triaxial consolidado -no drenado (CU)	19
2.1.2 Distribución arquitectónica	
2.1.2.1 Distribución de ambientes en edificio	22
2.1.2.2 Alturas y cotas	23
2.1.2.3 Selección de sistema estructural a usar	24
2.1.3 Análisis estructural	25
2.1.3.1 Predimensionamiento	25
2.1.3.1.1 Vigas	25
2.1.3.1.2 Columnas	26

2.1.3.1.3 Losas	27
2.1.3.2 Distribución de cargas gravitacionales e integración de pesos en elementos	28
2.1.3.2.1 Peso estructural	29
2.1.3.2.2 Peso no estructural	30
2.1.3.3 Integración de cargas sobre marcos	31
2.1.3.3.1 Integración de cargas eje X	33
2.1.3.3.2 Integración de cargas eje Y	36
2.1.3.4 Determinación de fuerzas horizontales, Corte basal, método UBC-97	38
2.1.3.4.1 Determinación de fuerzas por nivel	42
2.1.3.4.2 Determinación de centro de masa	42
2.1.3.4.3 Determinación de centro de rigidez	43
2.1.3.4.4 Cálculo de excentricidades	44
2.1.3.4.5 Fuerzas por marco	44
2.1.3.5 Método de puntos de inflexión	50
2.1.3.6 Método del portal	55
2.1.3.7 Momentos máximos por envolventes	58
2.1.4 Diseño Estructural	64
2.1.4.1 Losas	65
2.1.4.1.1 Diseño de losa crítica	65
2.1.4.2 Vigas	73
2.1.4.2.1 Diseño de viga crítica	73
2.1.4.3 Columnas	79
2.1.4.4 Zapatas y cimentación	85
2.1.4.5 Módulo de gradas	92
2.1.4.6 Diseño estructura metálica a cuatro aguas,	

para módulo D	97
2.1.4.6.1 Análisis estructural de costaneras (cálculo de cargas y momentos)	99
2.1.4.6.2 Diseño Estructural de costaneras	100
2.1.4.6.3 Análisis Estructural de tendales (cálculo de cargas y momentos)	102
2.1.5 Presupuesto del proyecto	107
2.1.5.1 Costo del proyecto	107
CONCLUSIONES	113
RECOMENDACIONES	115
BIBLIOGRAFÍA	117
ANEXOS	119

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Foto Google Earth, de ubicación del proyecto	2
2.	Equipo de ensayo de compresión triaxial.	13
3.	Representación gráfica de los esfuerzos.	15
4.	Distribución de esfuerzos durante ensayo.	16
5.	Resultado de ensayo UU.	17
6.	Resultado de ensayo UU sobre una arcilla saturada.	17
7.	Distribución de esfuerzos durante ensayo CD.	18
8.	Resultado de ensayo CD.	19
9.	Distribución de esfuerzos durante ensayo CU.	20
10.	Resultado de esfuerzos durante ensayo CU.	20
11.	Ubicación de Losa crítica.	28
12.	Diagrama de distribución de cargas en marco eje 2 (eje X).	32
13.	Diagrama de distribución de cargas en marco eje H (eje Y).	32
14.	Diagrama de carga muerta eje X (eje 2).	35
15.	Diagrama de carga viva eje X (eje 2).	35
16.	Diagrama de carga muerta eje Y (eje H).	37
17.	Diagrama de carga viva eje Y (eje H).	37
18.	Mapa de macrozonificación sísmica de la república de Guatemala.	40
19.	Ubicación de centros de masa y rigidez	44
20.	Diagrama de fuerzas por sismo eje X (eje 2)	49
21.	Diagrama de fuerzas por sismo eje Y (eje H)	50
22.	Modelos matemáticos método puntos de inflexión	51

23.	Diagrama de carga-corte-momento.	52
24.	Diagrama de momentos carga muerta eje X (eje 2)	53
25.	Diagrama de momentos carga viva eje X (eje 2)	53
26.	Diagrama de momentos carga muerta eje Y (eje H)	54
27.	Diagrama de momentos carga viva eje Y (eje H)	54
28.	Diagrama de momentos por sismo eje Y (eje H).	57
29.	Diagrama de momentos por sismo eje X (eje 2).	57
30.	Losa crítica, con apoyo en los cuatro extremos, y continuidad en tres extremos.	65
31.	Diagrama de momentos en losa.	67
32.	Diagrama de momentos balanceados en losa.	69
33.	Detalle de refuerzo en viga.	75
34.	Detalle de secciones en viga.	77
35.	Diagrama de carga momentos, Fuente: libro diseño de Estructuras de Concreto, Nilson Arthur, pág. 697.	79
36.	Detalle de refuerzo en columna.	82
37.	Secciones críticas de zapata.	86
38.	Detalle de refuerzo de zapata.	88
39.	Planta y corte de módulo de gradas	89
40.	Modelo matemático de cargas sobre gradas (tramo 1)	90
41.	Diagrama de momentos en gradas	91
42.	Área tributaria crítica sobre costaneras	93
43.	Diagrama de carga sobre costanera	96
44.	Diagrama de deflexión de costanera	97
45.	Sección de costanera	98
46.	Área tributaria sobre tendales	98
47.	Cargas actuantes sobre nodos tendal	99

48.	Diagrama de carga-corte-momento tendal	100
49.	Sección de tendal	100

TABLAS

I.	Población por municipio, lugar y poblado.	6
II.	Dimensiones de vigas.	26
III.	Dimensiones de columnas	27
IV.	Dimensiones de losas	27
V.	Resumen de peso en vigas	29
VI.	Resumen de peso en columnas	30
VII.	Resumen de peso en losas	30
VIII.	Resumen de peso en muros	31
IX.	Resumen de peso de Ventanería	31
X.	Resumen de peso de elementos por nivel	31
XI.	Cargas distribuidas nivel 2, eje X	33
XII.	Cargas puntuales nivel 2, eje X	34
XIII.	Carga distribuida nivel 1, eje X	34
XIV.	Carga puntual nivel 1, eje X	34
XV.	Cargas puntuales sobre columnas eje X (eje 2)	36
XVI.	Cargas distribuidas nivel 2, eje Y	36
XVII.	Cargas distribuidas nivel 1, eje Y	36
XVIII.	Cargas puntuales sobre columnas eje Y (eje H)	38
XIX.	Factor (z) de zona sísmica	40
XX.	Fuerzas por nivel	42
XXI.	Cálculo de rigideces eje X nivel 1	43
XXII.	Cálculo de rigideces eje Y nivel 1	43

XXIII.	Cálculo de módulo de inercia, eje X nivel 1	45
XXIV.	Fuerzas por marco eje X nivel 1	46
XXV.	Cálculo de módulo de inercia, eje Y nivel 1	46
XXVI.	Fuerzas por marco eje Y nivel 1	47
XXVII.	Cálculo de módulo de inercia, eje X nivel 2	47
XXVIII.	Fuerzas por marco eje X nivel 2	48
XXIX.	Cálculo de módulo de inercia, eje Y nivel 2	48
XXX.	Fuerzas por marco eje Y nivel 2	49
XXXI.	Resumen de momentos en vigas eje X (eje 2)	59
XXXII.	Determinación de momentos para envolvente eje X (eje 2)	59
XXXIII.	Resumen de momentos en vigas eje Y (eje H)	60
XXXIV.	Determinación de momentos para envolvente eje Y (eje H)	60
XXXV.	Resumen de carga axial en columnas eje X (eje 2)	60
XXXVI.	Envolvente de carga axial sobre columna eje X (eje 2)	61
XXXVII.	Resumen de carga axial en columnas eje Y (eje H)	61
XXXVIII.	Envolvente de carga axial sobre columna eje Y (eje H)	61
XXXIX.	Resumen de momentos sobre columnas eje X (eje 2)	61
XL.	Envolvente de momentos en columnas eje X (eje 2)	62
XLI.	Resumen de momentos sobre columnas eje Y (eje H)	62
XLII.	Envolvente de momentos en columnas eje Y (eje H)	62
XLIII.	Propuesta de armado según momentos mayores a MR_{ASMIN}	71
XLIV.	Cálculo de momento de inercia del tendal	101
XLV.	Presupuesto	102

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de la sección
A	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
ACI 318-05	Reglamento de la American Concrete Institute volumen 05
Ag	Área gruesa del elemento
As	Área de acero de elementos
Asmax	Área de acero máxima en elementos
Asmin	Área de acero mínima en elementos
Av	Área de acero de la varilla de acero
B	Base de sección del elemento
Bo	Perímetro crítico en zapata
Ca	Coefficiente Sísmico
Ca	Coefficientes de carga en losa para lado corto
Cb	Coefficientes de carga en losa para lado largo
Cm	Centro de masa
CM	Carga muerta
CM dist.	Carga muerta distribuida
CM puntual	Carga muerta puntual
Cr	Centro de rigidez
Ct	Coefficiente de Sistema Estructural para Periodo
Cu	Cohesión del suelo
CV	Carga Viva
Cv	Coefficiente Sísmico
CV dist.	Carga viva distribuida
CV puntual	Carga viva puntual
D	Desplante del suelo
D	Peralte del elemento

e	Excentricidad
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Ei	Módulo de rigidez
emin	Excentricidad mínima
Es	Módulo de elasticidad del acero
ex	Excentricidad sobre eje X
ey	Excentricidad sobre eje y
f'c	Resistencia nominal a compresión del concreto
Fcd, Fyd, Fqd	Factores de profundidad de Carga para formula modificada de Terzaghi
Fci, Fyi, Fqi	Factores de inclinación de Carga para formula modificada de Terzaghi
Fcs, Fys, Fqs	Factores de forma de Carga para formula modificada de Terzaghi
FM	Fuerzas por marco
FM'	Fuerza proporcional a la rigidez
FM''	Fuerza de torsión
Fni	Fuerzas por nivel
Fs	Factor de seguridad
Fy	Resistencia nominal a la fluencia en acero
H	Altura de sección del elemento
Hi	Altura del nivel
I	Coefficiente de Importancia
Ki	Rigidez de marco
L	Luz del elemento
La	Lado corto en losa
Lb	Lado largo en losa
m	Relación entre lado largo y lado corto de losa
M (-)	Momento negativo
M (+)	Momento positivo
M1	Exceso de momento en viga
M2	Momento nominal en viga doblemente reforzada

Mpr	Momentos plástico resistente debido a sismo
MR	Momento resistente
Mu	Momento último
Na	Factor de Cercanía a Fuente
Nq, Ny, Nc	Factores de Carga para formula modificada de Terzaghi
Nv	Factor de Cercanía a Fuente
P	Carga puntual
Pu	Carga axial última
Qadm	Carga última admisible en suelo
Qe	Presión de contacto
Qu	Carga última en suelo
R	Coefficiente de Sistema Estructural
R	Recubrimiento en elemento
Rpi	Reacción sobre punto de inflexión
S	Espaciamiento de estribos o eslabones en elementos
SISMO	Carga inducida por sismo
Sw	Sobre carga
T	Espesor de la sección del elemento (losa y zapatas)
T	Periodo Natural de Vibración
V	Valor de corte basal
Vc	Cortante de concreto
Vcol	Cortante sobre columna
Vn	Cortante por nivel
Vpr	Cortante plástico resistente debido a sismo
VR	Corte resistente por concreto
Vs	Cortante resistente por la varilla de acero
Vu	Cortante último
W	Carga distribuida
Wc	Peso del concreto
Wi	Peso por nivel

Wman	Peso de mampostería
Wvidrio	Peso vidrio
Wx	Módulo de sección en perfil de costanera
Xcm	Distancia al centro de masa sobre eje X
Xcr	Distancia al centro de rigidez sobre eje X
Ycm	Distancia al centro de masa sobre eje Y
Ycr	Distancia al centro de rigidez sobre eje Y
Z	Factor de Zona
β	Ángulo de inclinación de la carga sobre zapatas
γ	Relación entre altura y altura efectiva en columnas
γ_s	Peso específico del suelo
ρ	Cuantía de acero
ρ'	Cuantía de acero a compresión en viga doblemente reforzada
ρ_{bal}	Cuantía de acero balanceada
ρ_{cy}	Cuantía de acero a tensión mínima en viga doblemente reforzada
ρ_{max}	Cuantía de acero máxima
ρ_{min}	Cuantía de acero mínima
Φ	Ángulo de fricción interna

GLOSARIO

ACI	Siglas de American Concrete Institute.
Altimetría	Procedimientos utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de un terreno o construcción.
Área tributaria	Área de carga que afecta a un elemento estructural.
Axial	Relativo al eje, que forma un eje.
Centroidal	Es la intersección de todos los planos que dividen a un objeto en dos partes de igual volumen con respecto al plano.
Colindancia	Contiguo, el más próximo.
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 sismo en la estructural.

Demografía	Es la ciencia que tiene como objetivo el estudio de las poblaciones humanas y que trata de su dimensión, estructura, evolución y características generales, considerados desde un punto de vista cuantitativo.
Estribo	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte en un elemento estructural.
Iteración	Es repetir una serie de funciones hasta obtener un dato certero.
Losa	Entrepiso o terraza.
Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción de muros, mediante la colocación manual de elementos como ladrillos, bloques de cemento prefabricado, piedras, etc.
Rigidez	Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
Simetría	De iguales características o rasgos geométricos.
UBC	Siglas de Uniform Building Code de California, USA.

Voladizo

Elemento apoyado en sólo uno de sus extremos mediante un empotramiento.

RESUMEN

El municipio de Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez, se encuentra ubicado en la parte más alta de este departamento, a diez kilómetros de la cabecera departamental y es de acceso desde la ciudad capital. En la investigación realizada para efectos del presente trabajo de graduación, se logró determinar que uno de los problemas principales que existe en la localidad es que no cuentan con un lugar apropiado para el intercambio de mercadería y productos de alimentación básicos, como se da en un mercado municipal.

En este trabajo se describen los conceptos y criterios que conlleva el diseño de un mercado municipal, con el ánimo de que la comunidad satisfaga la necesidad compra e intercambio de mercadería y alimento en un lugar apropiado, el diseño tiene énfasis en la parte arquitectónica y estructural.

El trabajo de se divide en dos partes importantes: la primera corresponde a la fase de investigación, conteniendo la monografía del lugar, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura. La segunda corresponde a la fase de diseño del mercado municipal, tomándose en cuenta para este planteamiento estudio de suelos, distribución arquitectónica, análisis y diseño estructural, así como costos de trabajos de dicha construcción. Dicha

planificación se hizo mediante la aplicación de normas y herramientas de cálculo apropiadas. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones para el desarrollo de dicho proyecto. El resultado final se presenta en un juego de planos para dicho diseño.

OBJETIVOS

- **GENERAL:**

Diseñar el edificio de dos niveles para mercado municipal, en el municipio de Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez.

- **ESPECÍFICOS:**

1. Determinar las necesidades básicas del Municipio de Magdalena Milpas Altas, para el planteamiento de soluciones a dicha problemática.
2. Mejorar las condiciones de infraestructura del Municipio de Magdalena Milpas Altas, mediante el diseño del mercado municipal.
3. Elaborar una planificación para la posible ejecución del proyecto desarrollado, a través de la cuantificación de los materiales, el presupuesto y cronograma de trabajos.

INTRODUCCIÓN

En cualquier lugar en el que nos encontremos es de importante necesidad que cuenten con lugares de intercambio de productos de necesidad básica, como se podrían realizar en un mercado, el Municipio de Magdalena Milpas Altas es un municipio en constante crecimiento poblacional y no cuenta con la infraestructura adecuada que cubra esta necesidad, por lo que la población se ve obligada en viajar a lugares aledaños para realizar este tipo de intercambios, a fin de cubrir esta necesidad, es por eso que es necesario el planteamiento del diseño y construcción de un mercado municipal, que cubra esta necesidad en la población.

Este proyecto no solo beneficiaría a la población en sí, si no que daría al municipio un atractivo más para que pobladores de lugares aledaños visiten el municipio, a fin de cubrir esta necesidad tan importante como lo es el intercambio de productos de necesidad básica. Este ejercicio profesional estará encauzado hacia el planteamiento de soluciones a esta problemática, programando para el efecto el diseño del mercado municipal en módulos de edificios.

El procedimiento de diseño del mercado municipal se ha realizado, utilizando los conocimientos correspondientes de la rama de la ingeniería civil, tomando en cuenta el diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de Magdalena Milpas Altas

1.1.1 Aspectos generales

La comunidad de Magdalena Milpas Altas fue fundada en el año de 1585, recibiendo el nombre de Santa María Magdalena de la Real Corona, no existen datos que establezcan realmente quienes fundaron el primer asentamiento humano, aunque se han encontrado vestigios indígenas precolombinos en los conos de origen volcánicos de Carmona, el Pilar el Cucurucho, Monterrico y Las Minas.

En relación al adjetivo de Milpas Altas se cuenta con dos versiones con respecto a su origen, la primera data del año de 1760, la proporciona Don Francisco Fuentes y Guzmán en su Obra Recordación Florida, en donde citan a este Municipio como el pueblo de las Milpas Altas de acuerdo a una referencia hecha por el cura y párroco Agustín Cano.

La segunda versión dice que pocos años después de la independencia estuvo como jefe de un destacamento militar en un pueblo vecino, un Capitán de apellido Milpas Altas que se caracterizó como un amigo y benefactor de los pueblos vecinos en su jurisdicción, en honor a esto, los pueblos agregaron este apellido, siendo los pueblos de San Bartolo, San Mateo, Santa Lucía y Magdalena.

Magdalena Milpas Altas se constituyó como Municipio el 11 de octubre de 1825 a petición de los pobladores de lo que hoy es la aldea

de San Miguel Milpas Altas y ese mismo año se celebraron las primeras elecciones populares.

La fiesta titular se celebra el 22 de julio en honor a la Virgen de Magdalena con la realización eventos culturales y deportivos en donde destacan "El Rezado" que es primordialmente una procesión católica de la Virgen de Magdalena por las calles del pueblo en donde los fieles elaboran las famosas alfombras de variados colores y explotan cohetillos a su paso, otro evento cultural que destaca es el ensamble de marimbas, instrumento nacional de Guatemala y por último podemos mencionar la carrera pedestre y ciclista que atrae a cientos de aficionados y profesionales que en los últimos años ha tomado carácter internacional.

1.1.2 Ubicación del proyecto

Figura 1. Foto Google Earth.



El municipio de Magdalena Milpas Altas relativamente es pequeño en comparación con otros municipios, su extensión territorial es de 8 kilómetros cuadrados.

1.1.3 Ubicación geográfica

Magdalena Milpas Altas está ubicada en el extremo este-central del departamento de Sacatepéquez, se localiza, entre las coordenadas UTM 90 grados, 41 minutos, 6 segundos, longitud oeste y 14 grados 33 minutos y 13 segundos, latitud norte de acuerdo con la fracción de la hoja 2059-I, ciudad de Guatemala.

El Municipio de Magdalena Milpas Altas, se encuentra en la parte más alta del departamento, alcanzando alturas hasta 2,445 MSNM en las montañas que lo rodean.

1.1.4 Aspectos topográficos

La topografía del municipio de Magdalena Milpas Altas está directamente influenciada por los conos de origen volcánico de los cerros de Carmona, el Cucurucho, las Minas y Monterrico, las pendientes en los taludes o laderas varían de moderadas a fuertes, de 15% a 60% con patrones de drenaje superficial del orden radial.

Los valles son poco profundos y las rocas predominantes son piroclastos como cenizas, tobas y piedra pómez de origen cuaternario.

Se detectan en la topografía superficial del área en cuestión dos cuencas fisiográficas, la primera situada al este del municipio, dentro del área de la aldea de Buena vista y que forma parte de la sub-cuenca hidrológica del Lago de Amatitlán, la segunda ubicada al oeste a inmediaciones de la Aldea de San Miguel Milpas Altas y que forma parte de la sub-cuenca de captación pluvial del río Pensativo.

1.1.5 Vías de acceso

El municipio es de acceso desde la capital de Guatemala por la carretera asfaltada CA-1, hasta el Km. 29 a la altura de San Lucas Sacatepéquez por la ruta Nacional No. 13, posteriormente se toma la ruta departamental No.5 hasta llegar al municipio de Santa Lucia Milpas Altas en el Km. 35, en este punto se toma el camino que atraviesa este municipio con rumbo al sur, pasando por el Parque Ecológico Florencia, Santo Tomas Milpas Altas y finalmente llegar a la Comunidad de Magdalena Milpas Altas. El recorrido total desde la capital es de 40 Km. aproximadamente.

1.1.6 Clima

Los valores climatológicos del área del municipio no son muy variados, las lluvias se distribuyen en 120 días al año con temperatura media anual de 20° C.

La precipitación media anual oscila entre los 1,100 y 1,200 MM, siendo el mes más seco el de febrero, con una precipitación promedio de 5 MM y el más lluvioso es septiembre con 710 MM, en cuanto al

proceso de evapotranspiración en la zona, los valores indican que existe un superávit de humedad del 0.20, la zona está considerada con un grado de amenaza por sequía de medio a medio bajo, el clima está catalogado según la clasificación de Holdrige, la zona de vida de bosque húmedo subtropical.

1.1.7 Colindancias

El Municipio de Magdalena Milpas Altas limita al norte con Santa Lucía Milpas Altas; al Sur con Santa María de Jesús y Amatitlán; al este con el municipio de Villanueva y Bárcenas, y al oeste con la cabecera departamental, la Antigua Guatemala.

1.1.8 Turismo

El municipio de Magdalena Milpas Altas es visitado por turistas nacionales, quienes visitan comúnmente el municipio durante su feria titular, en especial por la calidad de sus actividades entre las que destacan sustancialmente y que atraen a los vecinos de las comunidades aledañas es el "ensamble de marimbas" instrumento tradicional por excelencia y el evento de elección de la Reyna titular de la feria y la señorita Flor de la Feria con la destacada participación de representantes de las aldeas de San Miguel y Buena Vista y de algunas organizaciones educativas.

1.1.9 Demografía

1.1.9.1 Población

El municipio de Magdalena Milpas Altas cuenta con una población total de 9774 habitantes, de los cuales 4789 son hombre y 4985 mujeres, se puede considerar al municipio como una población privilegiada ya que cuenta con el 54.11 % de población joven, el índice de natalidad del año 2,003 los sitúa con un incremento poblacional del 2.54 % anual con relación a la población actual y un incremento con relación al año 2.002 del 0.51%.

Tabla I. Población por municipio, lugar y poblado.

GRUPOS ETARIOS	MASCULINO		FEMENINOS		TOTAL	
	CANTIDAD	%	CANTIDAD	%	CANTIDAD	%
Menores de 1 año	136	1.39	142	1.45	278	2.84
De 1 a 4	461	4.72	480	4.91	941	9.63
De 5 a 9	717	7.34	746	7.63	1463	14.97
De 10 a 14	602	6.16	627	6.41	1229	12.57
De 15 a 19	536	5.48	557	5.70	1093	11.18
De 20 a 24	472	4.83	491	5.02	963	9.85
De 25 a 39	982	10.05	1023	10.47	2005	20.51
De 40 a 49	353	3.61	368	3.77	721	7.38
De 50 a 59	266	2.72	277	2.83	543	5.55
De 60 a mas años	264	2.70	274	2.80	538	5.50
TOTAL	4789	49.00	4985	51.00	9774	100.00

Fuente: Según información del INE. Recabada por la Dirección de Área de Salud de Sacatepéquez por la Oficina Municipal de Planificación 2,004

1.1.9.2 Distribución de viviendas

Como es común en Guatemala, el casco urbano y sus alrededores son los sectores con densidades poblacionales más altas, sin

embargo, actualmente se están construyendo urbanizaciones y residenciales fuera del límite urbano del casco, incrementando la población en las aldeas.

1.1.9.3 Tipología de viviendas

Magdalena Milpas Altas cuenta con 1719 viviendas en total, debido a que este municipio fue afectado por el terremoto de 1,976, la mayoría de casas es de construcción formal de bloque de pómez, acero de refuerzo y cemento en los muros y cimientos, con techos de lámina de zinc y duralita.

Las características de la vivienda en el municipio de Magdalena Milpas Altas, se puede considerar como óptimo en referencia a la utilización de materiales modernos de construcción, existen pocas casas construidas con adobe y lepa, casi la mayoría fueron derribadas en el terremoto de 1,976 para dar surgimiento a las casas construidas de los materiales antes mencionados.

1.1.10 Idioma

El 95% de la población de Magdalena Milpas Altas, Sacatepéquez habla español y el 5% habla cakchiquel.

1.1.11 Aspectos económicos

En lo concerniente a la economía familiar en el municipio, esta varía en dos ejes principales y se complementan uno con el otro, la agricultura de cultivos tradicionales y no tradicionales, la otra que es la

prestación de su fuerza de trabajo en otras actividades productivas, que representan una fuente de ingreso familiar.

Dentro de la variedad de estos cultivos no tradicionales que representan una fuente de ingreso familiar tenemos las especies de brócoli, coliflor, lechuga, repollo, remolacha, nabo, papa, rábano, tomate variedad de huicoi y suquini y otras de menor importancia.

En Magdalena Milpas Altas existe una extensión total de 463.04 manzanas en 446 fincas que representan un área potencial para cultivo tanto de productos tradicionales de sustento familiar, como para productos no tradicionales.

1.1.12 Servicios existentes

El agua que consume la población de la cabecera municipal de Magdalena Milpas Altas proviene de las vertientes naturales de los conos volcánicos de Carmona, las Minas, el Cucurucho y Monterrico y se complementa con la producción de los pozos mecánicos de Casa Alianza y del Estadio de Fútbol Municipal.

Al mes de diciembre de 2004, la municipalidad cuenta con 982 usuarios del servicio domiciliario de agua registrados, con relación a las 1243 viviendas existentes en el casco urbano la cobertura del servicio es de 79%. La tarifa por conexión es de Q.480.00 y por canon mensual de Q.12.00. No existen medidores de agua instalados.

Drenaje y alcantarillado:

Aunque el municipio de Magdalena Milpas Altas cuenta con servicio de recolección y conducción de las aguas servidas de tipo mixto, se tienen deficiencias en algunos sectores de la zona 1, 2 y 3 del casco urbano en un porcentaje de 20% con relación al número de viviendas. El Asentamiento "11 de Agosto, Nuevo Amanecer" y la colonia "La Cruz" no cuentan con este servicio.

A diciembre de 2,004 en el casco urbano la cobertura del servicio alcanza únicamente el 20% de las viviendas, ya que se registran en la tesorería municipal 242 usuarios. La tarifa por conexión de alcantarillado es de Q.60.00 y no se cobra tarifa por servicio mensual.

Las aldeas de San Miguel y Buena Vista cuentan con sistema de drenaje, pero la administración municipal no obtiene ingresos por la prestación de este servicio.

Energía Eléctrica

A diciembre/04 la municipalidad logró la cobertura total de la red de alumbrado público, tanto en el casco urbano como en las dos aldeas del municipio; el servicio de energía eléctrica es proporcionado por la Empresa Eléctrica de Guatemala por medio de un contrato individual en cada vivienda.

2. FASE DE INVESTIGACIÓN

2.1 Diseño del Edificio de dos niveles para mercado municipal, en el municipio de Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez.

2.1.1 Investigación preliminar

2.1.1.1 Antecedentes

Una de las necesidades que tienen los habitantes del municipio de Magdalena Milpas Altas, es que no existe un lugar adecuado donde puedan adquirir e intercambiar productos de consumo básico, por lo que para dar solución a esta problemática se pretende la construcción del mercado municipal, utilizando para este propósito la construcción de un edificio de dos niveles, en los cuales se incluyan de manera ordenada módulos de ventas de granos, carnes, frutas, verduras, etc., además de locales comercial, y locales para ventas de comidas.

2.1.1.2 Reconocimiento del terreno

Actualmente el lugar que se tiene destinado para esta construcción del mercado municipal, es ocupada por un instituto de formación básica, que pretende ser demolido para darle lugar a la construcción del al edificio que se diseñará; el instituto de formación básica será trasladado a una nueva cede que se tiene ya en construcción.

2.1.1.3 Análisis de Suelos

En terreno donde se pretende realizar la construcción del mercado municipal el suelo existente es predominantemente limo-arenoso, de color café, cercano al lugar existen construcciones de edificios de altura considerable entre los que se pueden considerar: el edificio municipal, en el que se alberga a la Municipalidad de Magdalena Milpas Altas, además de un salón de usos múltiples y sótano de bodega, a pesar de esto no se cuenta con registros de ensayos de suelos, en los que se pueda comprobar, su resistencia, tipo de consolidación o capacidad de drenaje para futuras construcciones, es por eso que luego de hacer un análisis del lugar de su tipo de suelo, se realizó un ensayo de suelo para comprobar sus distintas propiedades mecánicas, el ensayo realizado se conoce con el nombre de ensayo de Compresión Triaxial.

2.1.1.4 Ensayo de Compresión Triaxial

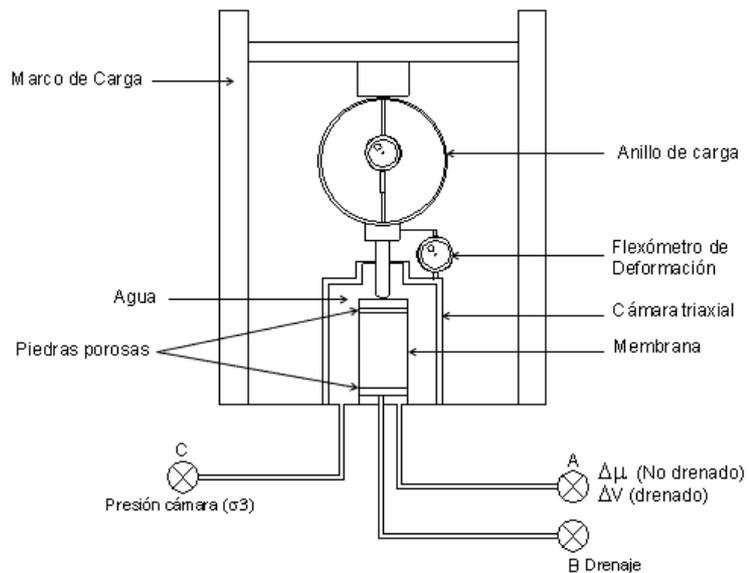
En la actualidad es la prueba que más se utiliza para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos. Teóricamente se podrían variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo. En busca de mayor sencillez, los esfuerzos en dos de las direcciones son iguales.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo, de forma cilíndrica con un diámetro que varía desde 3.6 a 7.6 cm y con una relación de altura/diámetro de 2.2 a 3. Las muestras normalmente son muestras tomadas con tubos de pared delgada (Shelby).

Ventajas del ensayo triaxial:

- Tiene medios para controlar la presión de confinamiento
- Control de la presión de poros
- Cuando la cámara se modifica apropiadamente es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

Figura 2. Equipo de ensayo de compresión triaxial



La prueba triaxial se puede desarrollar en tres modalidades:

1. Aumentando el esfuerzo principal mayor y manteniendo el esfuerzo principal menor constante.
2. Conservando el esfuerzo principal mayor constante y disminuyendo el esfuerzo principal menor.
3. Aumentando el esfuerzo principal mayor y disminuyendo gradualmente el esfuerzo principal menor, de manera simultánea.

Esfuerzo principal mayor: s_1

Esfuerzo principal intermedio: s_2 $s_2=s_3$ (Presión de cámara)

Esfuerzo principal menor: s_3

El estado de esfuerzos de una muestra sometida a una prueba triaxial se puede analizar usando el Círculo de Mohr. La resistencia a esfuerzo cortante, sobre todo en suelos cohesivos es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores tratando de reproducir las condiciones en cada caso particular, esto no es práctico.

Se han reproducido aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas que se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados pueden adaptarse al caso real, interpretándolo con un criterio sano con base en la experiencia.

2.1.1.4.1 Etapas de un ensayo de compresión triaxial.

1ª Etapa: Se inicia con la aplicación de la presión de cámara, en caso de condiciones drenadas y no drenadas, lo que influirá si es consolidado o no.

2ª Etapa: Carga. La muestra se somete a esfuerzos cortantes induciendo esfuerzos principales diferentes entre sí.

Esta etapa depende si es drenada o no drenada, aunque este proceso tiene sentido si se drena en la primera etapa.

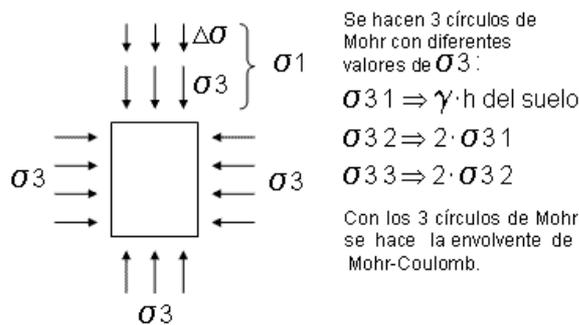
Tipos de ensayos triaxial:

1. Ensayo no consolidado-no drenado (UU): también conocido como ensayo rápido-rápido.
2. Ensayo consolidado-drenado (CD): También conocido como ensayo Lento-Lento, permite determinar los parámetros efectivos de resistencia al corte.
3. Ensayo consolidado-no drenado (CU) Cuando durante la ejecución del ensayo es posible la medición del exceso de presión de poros, se pueden determinar los parámetros de resistencia del suelo tanto en términos totales como efectivos.

2.1.1.4.1.1 Ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU)

Durante la ejecución de este ensayo no se permite la consolidación de la muestra. La válvula B (ver imagen 1) permanece cerrada durante todo el ensayo, tanto en la etapa de consolidación durante la aplicación del esfuerzo principal menor, como en la etapa de carga.

Figura 3. Representación gráfica de los esfuerzos.



Se hacen tres círculos con diferentes valores del esfuerzo principal menor, siempre procurando que en cada ensayo se duplique la presión de cámara inmediatamente anterior, con estos tres círculos se traza la envolvente Mohr-Coulomb.

El proceso de ensayo es muy simple: en primer lugar se aplica la presión de cámara con las válvulas cerradas y rápidamente se aplica la carga axial.

La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es asumido por el agua. La única forma de obtener parámetros efectivos con este ensayo es garantizando que la muestra en ensayo esté completamente saturada.

Figura 4. Distribución de esfuerzos durante el ensayo.

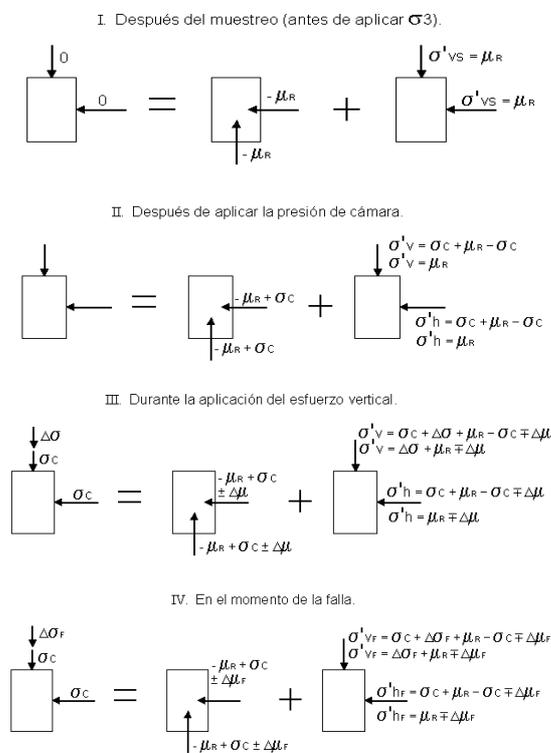
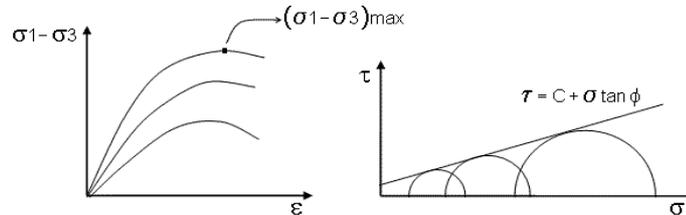
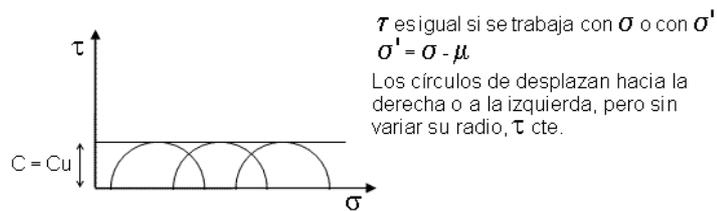


Figura 5. Resultados de ensayo UU.



Si se tiene una arcilla saturada:

Figura 6. Resultados de ensayo UU sobre una arcilla saturada.



Los parámetros de resistencia al corte son aptos para condición no drenada en arcillas, en otros casos se pueden emplear para análisis mediante esfuerzos totales, pero los resultados no son confiables, todo depende del buen juicio del ingeniero.

2.1.1.4.1.2 Ensayo triaxial consolidado-drenado (CD)

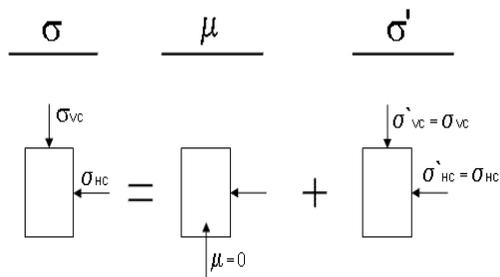
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos.

En primer lugar el suelo se somete a una presión hidrostática, con la válvula B abierta (ver imagen 1) y se deja transcurrir el tiempo necesario para que haya una completa consolidación bajo la presión

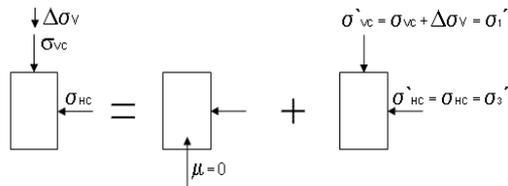
actuante. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para disipar la presión de poros. Es un tipo de ensayo costoso y que se usa normalmente en trabajos de investigación y su resultado es similar al del CU.

Figura 7. Distribución de esfuerzos durante ensayo CD.

I. Al final de la consolidación (Después de que $\mu_{ex}=0$)



II. Durante la aplicación de la carga $\sigma_{HC} = \text{cte.}$



III. Falla.

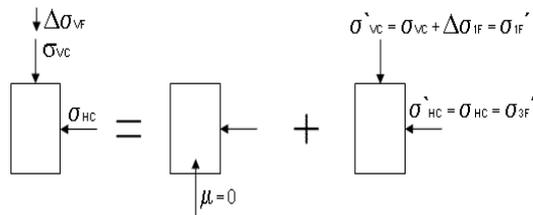
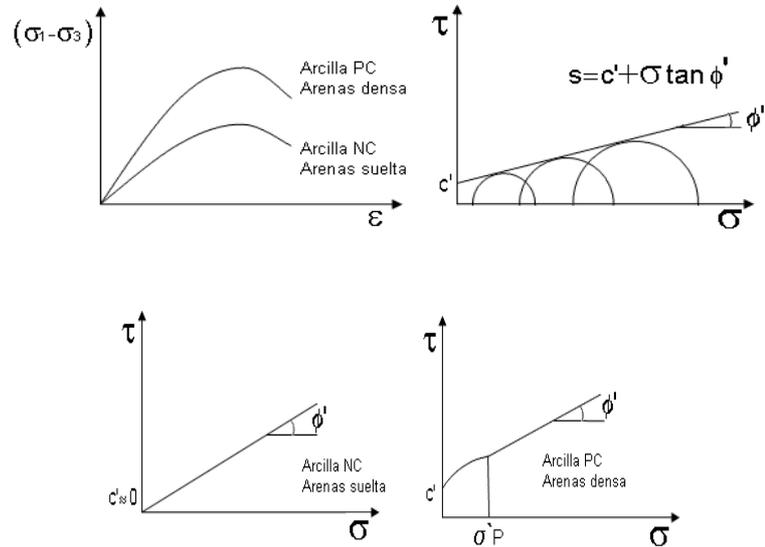


Figura 8. Resultados de ensayo CD.



2.1.1.4.1.3 Ensayo triaxial consolidado-no drenado (CU)

La muestra se consolida en primer lugar, bajo la presión hidrostática como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo principal menor llega a ser efectivo. Luego la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita el cambio de volúmenes. El hecho esencial de esta prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de la aplicación de la carga axial, esto se logra cerrando la válvula B.

En la 2ª etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es fundamentada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos ni las razones que lo gobiernan.

Figura 9. Distribución de esfuerzos durante ensayo CU.

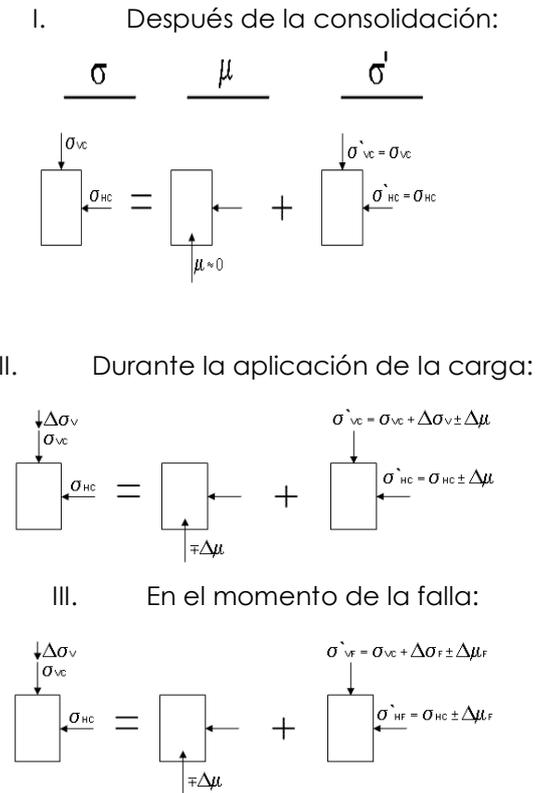
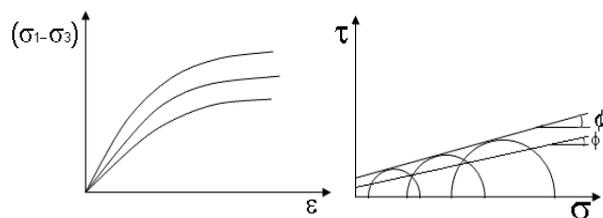


Figura 10. Resultado de esfuerzos durante ensayo CU.



Para el diseño del edificio para mercado municipal, se realizó un ensayo de suelos a compresión triaxial (UU), arrojando los siguientes resultados:

Tipo de ensayo: No consolidado y no drenado (UU)
 Descripción del suelo: Limo arenoso, color café
 Dimensión y tipo de probeta: 2.5" x 5.0"

Ángulo de fricción interna $\Phi = 29.86^\circ$
 Cohesión $C_u = 5.5$ ton/m²

Probeta No.	1	1	1
Presión lateral (ton/m ²)	5	10	20
Desviador de rotura q(ton/m ²)	28.86	38.70	58.60
Presión intersticial u(ton/m ²)	x	x	x
Deformación en rotura Er (%)	2.0	3.5	5.5
Densidad seca (ton/m ³)	1.21	1.21	1.21
Densidad húmeda (ton/m ³)	1.44	1.44	1.44
Humedad (%H)	24.72	24.72	24.72

2.1.2 Distribución arquitectónica.

2.1.2.1. Distribución de ambientes en edificio

La distribución de ambientes debe realizarse para prestar un servicio adecuado a las necesidades de los habitantes de la localidad, cuidando que cada ambiente cumpla con las normas de construcción adecuada, además cuidando que se mantengan los ambientes en limpieza y orden.

Los módulos de edificios se diseñaran de acuerdo con las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica que se va a utilizar es la de marcos rígidos de concreto, losa tradicional, techos a cuatro aguas de estructura metálica, y paredes de mampostería de block pómez.

El edificio mercado municipal contará con cuatro módulos de edificios tres de ellos de dos niveles y uno más de un solo nivel, de los cuales se distribuye de la siguiente manera los ambientes:

Módulo A: Este es el de mayores dimensiones ya que posee treinta y seis punto cincuenta metros de largo por ocho punto cincuenta metros de ancho a ejes (36.50mx8.50m); en este se encuentra ubicadas las área de frutas y verduras, módulo de baños, ambas en el primer nivel, además de diez locales comerciales en el segundo nivel.

Módulo B: Este módulo cuenta con dimensiones ocho punto cincuenta metros de largo por catorce metros de largo a ejes (8.50mx14.00m); en este se encuentran ubicada el área de granos en el primer nivel, además de cuatro locales comerciales en el segundo nivel.

Módulo C: Este módulo cuenta con dimensiones ocho punto cincuenta metros de largo por catorce metros de largo a ejes (8.50mx14.00m); en este se encuentran ubicada el área de carnes en el primer nivel, además de cuatro locales comerciales en el segundo nivel.

Módulo D: Este módulo cuenta con dimensiones quince punto noventa metros de largo por nueve punto setenta y cinco metros de largo (15.90mx9.75m); en este se encuentran ubicada el área de comidas, que cuenta con siete locales para venta.

2.1.2.2. Alturas y cotas

La altura de los módulos A, B, C será de siete punto treinta metros (7.30m tomada desde el cimiento), la altura del primer nivel será cuatro punto cinco metros (4.50m) y la altura del segundo nivel será de dos punto ochenta (2.80 m), del nivel de piso al cielo raso.

Los marcos del módulo A tendrán una luz de siete y ocho punto cincuenta metros (7.00 y 8.50 m) sobre el eje X, y de tres y cinco punto cincuenta metros (3.00 y 5.50 m) sobre el eje Y.

Los marcos de los módulos B y C tendrán una luz de tres y cinco punto cincuenta metros (3.00 y 5.50 m) sobre el eje X, y siete metros (7.00 m) sobre el eje Y.

Para el módulo D tendrá una altura de seis punto quince metros (6.15m) en la parte más alta, y los marcos tendrán una luz de siete punto noventa y cinco metros (7.95 m) sobre el eje X, y de nueve punto setenta y cinco metros (9.75 m) sobre el eje Y.

2.1.2.3. Selección del sistema estructural a usar.

Para el diseño del edificio de dos niveles para mercado municipal, se ha seleccionado el sistema de marcos rígidos, este consiste en elementos de un marco lineal que están sujetos rígidamente (vigas y columnas), es decir, cuando las juntas son capaces de transferir flexión entre los miembros, el sistema asume un carácter particular. Si todas las juntas son rígidas, es imposible cargar algunos de los miembros transversalmente sin provocar la flexión de los demás.

La particularidad de este sistema es que los muros no actúan como elementos de rigidez o de carga, por lo que se pueden colocar en los ambientes de la manera que mejor convenga al diseñador, sin importar o tener en cuenta que estos vayan a afectar la rigidez de los módulos.

2.1.3 Análisis estructural

El sistema de análisis estructural que se utilizará será la combinación entre el sistema de puntos de inflexión, método del portal, determinación de envolventes de momentos.

Para este análisis se tomará como referencia el módulo A, ya que por ser el de mayor envergadura es el que poseerá los momentos y cargas más críticas, y a partir de este se diseñaran los demás módulos, para esto se analizarán dos marcos de este módulo, uno sobre el eje X y uno sobre el eje Y, ambos los más críticos.

2.1.3.1 Predimensionamiento

Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares y/o utilizar medios analíticos cortos.

2.1.3.1.1 Vigas

Para el predimensionamiento de las vigas rectangulares debe tomarse en cuenta, el obtener peraltes mínimos que provean de una rigidez adecuada y que no produzca grandes deflexiones. Por criterio se analizará la viga crítica en el sentido "X" y en el sentido "Y". Para este ejercicio se ha tomado la altura (h) de la viga como un porcentaje de la luz que cubre (8% de L), cumpliendo lo estipulado por el reglamento del ACI 318-05 en su sección 21.3.1.3, según el cual también la base de la viga (b) no debe ser menor a $0.3h$ ó 250mm.

Para este ejercicio se tomaran las luces promedio y mayor que cubren para el eje X y eje Y, y el valor de la base con $b=h/2$ siendo estas las siguientes:

Luz promedio eje X = 7.00 m

Luz mayor eje Y = 5.50 m

Tabla II. Dimensiones de vigas

ELEMENTO	LUZ	SUGERENCIA		DIMENSIONES A USAR	
				ALTURA (H)	BASE (B)
VIGA EJE X	7.00	$H=L*0.08$	0.56	0.60	0.30
VIGA EJE Y	5.50	$H=L*0.08$	0.44	0.45	0.25

Por simetría arquitectónica se utilizará las mismas dimensiones en ambos niveles.

2.1.3.1.2 Columnas

Para predimensionamiento de columnas se determina la altura (h) de la sección de la columna como un decimo de la luz que cubre. Como recomendaciones iniciales, se toman las descritas por el código ACI 318-05 en las secciones 21.4.1.1-2, las cuales establecen que:

a) la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroíde geométrico, no debe ser menor a 300 mm.

b) la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor de 0.4.

Altura Nivel 1 = 4.50 m.

Altura Nivel 2 = 2.80 m.

Tabla III. Dimensiones de columnas

ELEMENTO	LUZ	SUGERENCIA		DIMENSIONES A USAR	
				ALTURA (H)	BASE (B)
COLUMNA N1	4.50	B=L/10	0.45	0.45	0.45
COLUMNA N2	2.80	B=L/10	0.28	0.45	0.45

Dado que la estructura a diseñarse debe mantener una arquitectura que sea uniforme, las dimensiones de columnas para el segundo nivel se mantendrán de la misma manera que para el nivel 1.

2.1.3.1.3 Losas

Para el predimensionamiento del espesor de la losa, es necesario conocer si la losa a analizar trabajará en uno o en dos sentidos, por lo que el método utilizado determina su espesor a través de una relación de su perímetro ($P_{Losa}/180$).

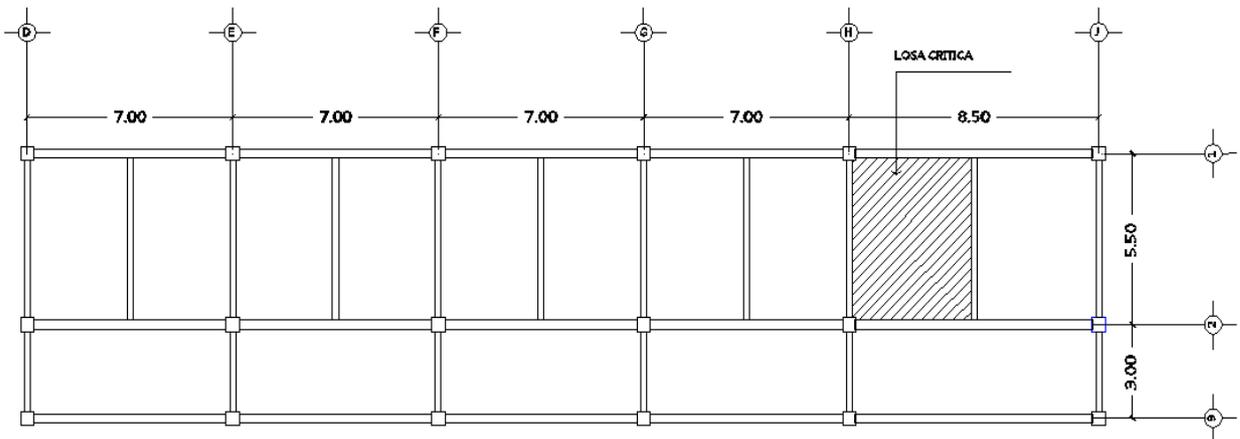
$m=4.25/5.5=0.77$ trabaja en dos sentidos

Tabla IV. Dimensionamiento de losas

ELEMENTO	PERÍMETRO	SUGERENCIA		DIMENSIÓN A
				USAR T(m)
Losa Crítica	19.50	T=P/180	0.11	0.11

Dado que en el presente ejercicio se pretende mantener una simetría entre todos los elementos, el perímetro de la losa a calcular será el más crítico y este se utilizará para todas las demás.

Figura 11. Ubicación de losa crítica.



2.1.3.2 Distribución de cargas gravitacionales e integración de pesos en elementos.

Para la distribución de cargas gravitacionales en losas se utilizarán los siguientes datos:

Carga muerta

Peso de concreto $W_c = 2400.00$ Kg/m³

Peso de mampostería $W_{mam} = 1600.00$ Kg/m³

Sobre carga $S_w = 125.00$ Kg/m²

Peso de vidrio $W_{vidrio} = 25.00$ Kg/m²

Carga viva

Techo = **100.00** Kg/m²

Entrepiso = **488.24** Kg/m² *

Escaleras = **488.24** Kg/m² *

*Referencia tomada del libro Diseño de estructuras de concreto, Nilson Arthur, pág. 10

Para la integración de cargas en losas se presentan una serie de tablas ordenadas por elemento, en el que se calcula el peso de cada uno de estos, el cual representa el peso total de la estructura, para esta determinación el cálculo se realiza de la siguiente manera:

$$\text{peso total} = \text{No. de elemento} * (\text{LxBxHxPeso por unidad})$$

2.1.3.2.1 Peso estructural.

El peso estructural es aquel conformado por los elementos que son parte elemental de la estructura y no pueden ser removidos es decir vigas, columnas y losas. La longitud de las columnas por nivel se toma como la mitad de la longitud de columna superior mas la mitad de la longitud de la columna inferior.

Tabla V. Resumen peso de vigas

TIPO	CANTIDAD	L (m)	B (m)	H (m)	PESO/M (ton/m)	PESO TOTAL (ton)
N1						
VIGA (60x0.30cm)	12.000	7.000	0.300	0.600	0.432	36.288
VIGA (60x0.30cm)	2.000	8.500	0.300	0.600	0.432	7.344
VIGA (45x0.25cm)	11.000	5.500	0.250	0.450	0.270	16.335
VIGA (45x0.25cm)	6.000	3.000	0.250	0.450	0.270	4.860
N2						
VIGA (60x0.30cm)	12.000	7.000	0.300	0.600	0.432	36.288
VIGA (60x0.30cm)	2.000	8.500	0.300	0.600	0.432	7.344
VIGA (45x0.25cm)	11.000	5.500	0.250	0.450	0.270	16.335
VIGA (45x0.25cm)	6.000	3.000	0.250	0.450	0.270	4.860
Total						129.654

Tabla VI. Resumen peso de columnas

NIVEL	CANTIDAD	L (m)	B (m)	H (m)	PESO/M (ton/m)	PESO TOTAL (ton)
N1	18.000	3.650	0.450	0.450	0.486	31.930
N2	18.000	1.400	0.450	0.450	0.486	12.247
Total						44.177

Tabla VII. Resumen de peso en losas

NIVEL	CANTIDAD	L (m)	B (m)	t (m)	Peso (ton/m ²)	PESO TOTAL (ton)
N1						
LOSA DE 3.50*5.50	8.000	3.500	5.500	0.110	0.264	40.656
LOSA DE 7.00*3.00	4.000	7.000	3.000	0.110	0.264	22.176
LOSA DE 4.25*5.50	2.000	4.250	5.500	0.110	0.264	12.342
LOSA DE 8.50*3.00	1.000	8.500	3.000	0.110	0.264	6.732
N2						
LOSA DE 3.50*5.50	8.000	3.500	5.500	0.110	0.264	40.656
LOSA DE 7.00*3.00	4.000	7.000	3.000	0.110	0.264	22.176
LOSA DE 4.25*5.50	2.000	4.250	5.500	0.110	0.264	12.342
LOSA DE 8.50*3.00	1.000	8.500	3.000	0.110	0.264	6.732
Total						163.812

2.1.3.2.2 Peso no estructural

El peso no estructural es aquel conformado por elementos que son parte de la estructura pero no son elementales para su funcionamiento y en cualquier momento podrían ser removidos para este ejercicio se toman en cuenta los pesos de los muros y vidrios para ventanearía.

Tabla VIII. Resumen de peso de muros.

TIPO	ML	H (m)	T (m)	Peso/ m3	PESO/M (ton/m)	PESO TOTAL (ton)
N1						
MURO BLOCK PÓMEZ 0.15	56.100	2.800	0.150	1.600	0.672	37.699
MURO SILLAR	109.500	0.500	0.150	1.600	0.120	13.140
Total						50.839

Tabla IX. Resumen de peso de ventanería.

TIPO	ML	H (m)	Peso/m2	PESO/M (ton/m)	PESO TOTAL (ton)
N1					
Ventanería	73.000	1.500	0.025	0.038	2.738
Total					2.738

En la siguiente tabla se presenta un resumen del peso por elemento que conforma la estructura, se toma en cuenta un 25% del peso proveniente de la carga viva.

Tabla X. Resumen de peso de elementos por nivel

NIVEL	COLUMNA	VIGA	LOSA	MUROS	VIDRIO	CV (25%)	TOTAL X NIVEL
N1	31.930	64.827	81.906	50.839	2.738	37.869	277.765
N2	12.247	64.827	64.827	0.000	0.000	7.756	149.657
Total Peso de Estructura							419.766

2.1.3.3 Integración de cargas sobre marcos

Para el correcto análisis de marcos rígidos es necesario hacer una integración de cargas actuantes en cada uno de los marcos, es decir que pesos de la estructura actúan sobre el marco a analizar, a

continuación se presenta una serie de tablas en las que se determinan las cargas por unidad lineal (ton/m), y cargas puntuales sobre los marcos a analizar.

Para la integración de cargas sobre el marco, puede darse de dos maneras, como triángulo (a 45°) si analizamos un marco sobre el lado corto de la losa, o como trapecio si analizamos el marco sobre el lado largo de la losa.

Figura 12. Diagrama de distribución de cargas en marco eje 2 (eje X)

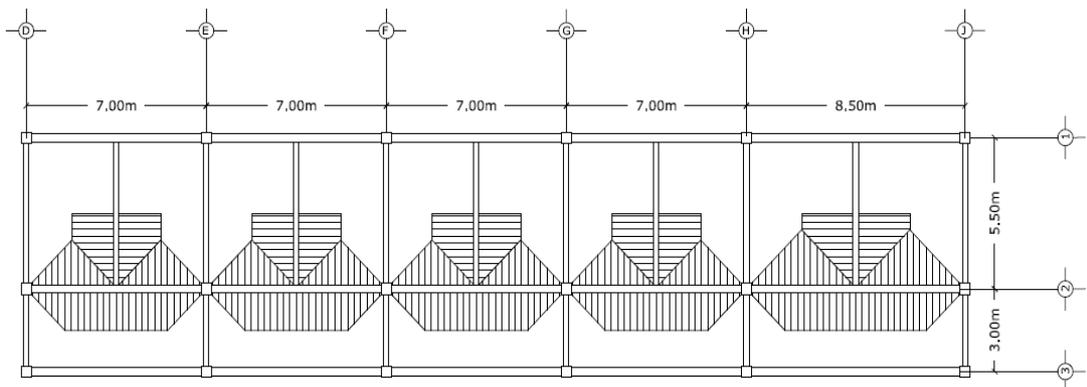
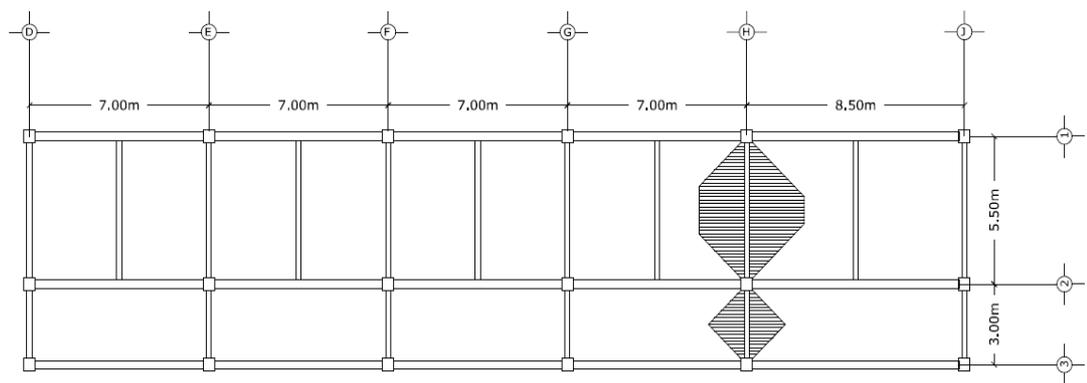


Figura 13. Diagrama de distribución de cargas en marco eje H (eje Y)



2.1.3.3.1 Integración de cargas eje X

Para este ejercicio el eje X estará representado por el eje 2 (ver figura 11), para lo cual la integración de cargas de este eje es la siguiente:

Peso de elementos por metro

Viga (30.00X60.00 cm) = **0.432** ton/m

Viga (25.00X45.00 cm) = **0.270** ton/m

Losa = **0.264** ton/m²

Muro= **0.164** ton/m²

Vidrio= **0.009** ton/m²

Carga Viva 1er Nivel = **0.488** ton/m²

Carga Viva 2do Nivel = **0.100** ton/m²

Para el cálculo del peso de losa por metro lineal = (Peso Unidad de área x área cubierta)/Long. Vano.

La carga muerta distribuida será entonces la suma del peso por metro lineal de la losa + peso por metro lineal de la viga + peso de muro y vidrio (en caso existiera en el nivel).

Tabla XI. Cargas distribuidas nivel 2, eje X

Vano	Longitud	Área 1-2	Área 2-3	CM. Dist Losa(ton/m)	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Dist. (ton/m)	CV Dist. (ton/m)
D-E	7.00	5.278	7.220	0.471	0.432	0.903	0.179
E-F	7.00	5.278	7.220	0.471	0.432	0.903	0.179
F-G	7.00	5.278	7.220	0.471	0.432	0.903	0.179
G-H	7.00	5.278	7.220	0.471	0.432	0.903	0.179
H-J	8.50	8.000	9.245	0.536	0.432	0.968	0.203

Tabla XII. Cargas puntuales nivel 2, eje X

Vano	Longitud	Base (m)	Altura (m)	Área Cubierta	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Puntual (ton)	CV Puntual (ton)
D-E	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	3.016	0.718
E-F	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	3.016	0.718
F-G	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	3.016	0.718
G-H	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	3.016	0.718
H-J	5.50	0.250	0.450	6.400	0.270	3.175	0.778

Tabla XIII. Carga distribuida nivel 1, eje X

Vano	Longitud	Área 1-2	Área 2-3	CM. Dist Losa+Muro+ Vidrio (ton/m)	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Dist. (ton/m)	CV Dist. (ton/m)
D-E	7.00	5.278	7.220	0.780	0.432	1.212	0.872
E-F	7.00	5.278	7.220	0.780	0.432	1.212	0.872
F-G	7.00	5.278	7.220	0.780	0.432	1.212	0.872
G-H	7.00	5.278	7.220	0.780	0.432	1.212	0.872
H-J	8.50	8.000	9.245	0.886	0.432	1.318	0.991

Tabla XIV. Carga puntal nivel 1, eje X

Vano	Longitud	Base (m)	Altura (m)	Área Cubierta	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Puntual (ton)	CV Puntual (ton)
D-E	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	4.018	3.503
E-F	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	4.018	3.503
F-G	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	4.018	3.503
G-H	5.50	0.250	0.450	5.800	0.270	4.018	3.503
H-J	5.50	0.250	0.450	6.400	0.270	4.280	3.796

Figura 14. Diagrama de carga muerta eje X (eje 2)

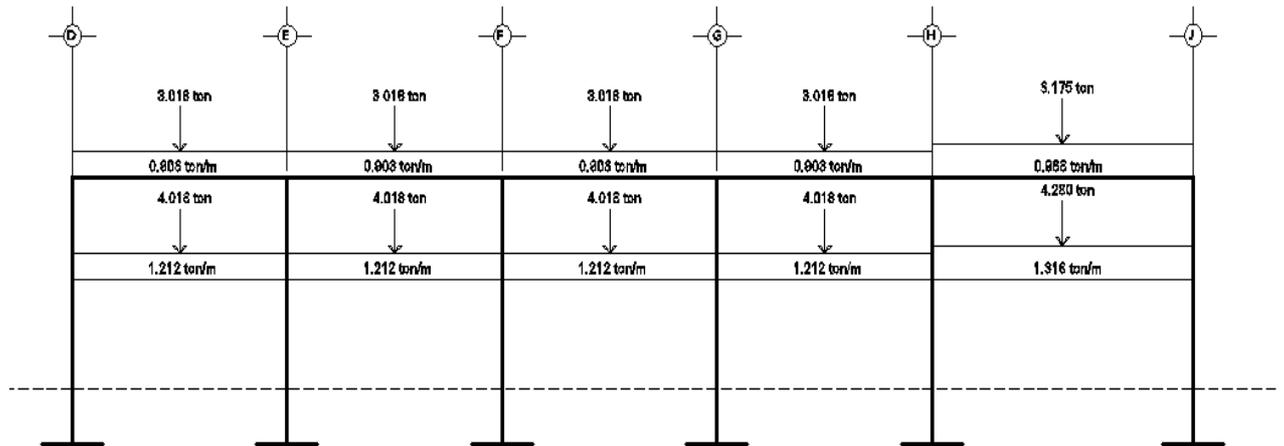


Figura 15. Diagrama de carga viva eje X (eje 2)

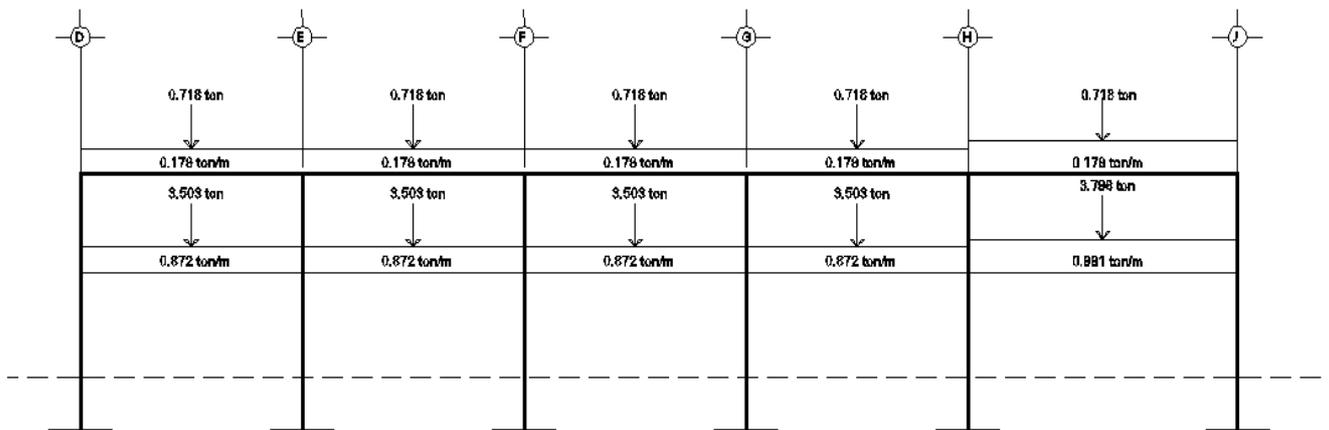


Tabla XV. Cargas puntuales sobre columnas eje X (eje 2)

Columna	NIVEL 2		NIVEL 1	
	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)
D	4.670	0.984	6.250	4.803
E	9.340	1.967	12.500	9.605
F	9.340	1.967	12.500	9.605
G	9.340	1.967	12.500	9.605
H	10.369	2.235	13.991	10.910
J	5.700	1.251	7.741	6.108

2.1.3.3.2 Integración de cargas eje Y

Tabla XVI. Carga distribuida nivel 2, eje Y

Vano	Longitud	Área 1-2	CM. Dist Losa(ton/m)	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Dist. (ton/m)	CV Dist. (ton/m)
De 1-2	5.50	12.963	0.622	0.270	0.892	0.236
De 2-3	3.00	3.900	0.343	0.270	0.613	0.130

Tabla XVII. Carga distribuida nivel 1, eje Y

Vano	Longitud	Área 1-2	CM. Dist Losa(ton/m)	CM. Dist Viga (ton/m)	CM Dist. (ton/m)	CV Dist. (ton/m)
De 1-2	5.50	12.963	0.622	0.270	0.892	1.151
De 2-3	3.00	3.900	0.343	0.270	0.613	0.635

Figura 16. Diagrama de carga muerta eje Y (eje H)

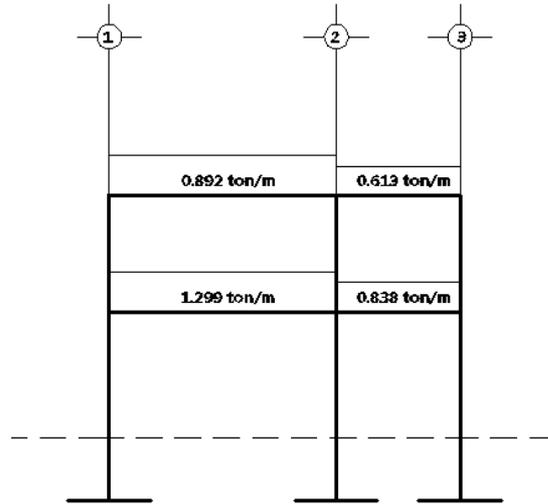


Figura 17. Diagrama de carga viva eje Y (eje H)

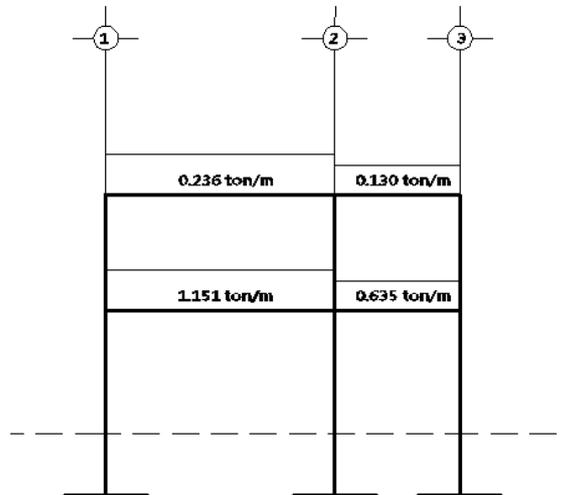


Tabla XVIII. Cargas puntuales sobre columnas eje Y (eje H)

Columna	NIVEL 2		NIVEL 1	
	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)
1	2.454	0.648	3.573	3.165
2	3.373	0.843	4.829	4.117
3	0.920	0.195	1.257	0.952

2.1.3.4 Determinación de fuerzas horizontales, corte basal Método UBC-97

Existen dos fuerzas horizontales: de viento y de sismo, a las que se encuentra expuesto comúnmente un edificio. Regularmente se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que la provocan no se presentan simultáneamente. En este caso, se diseñará con la fuerza de sismo, ya que Guatemala es un país con alto riesgo sísmico; por esa razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio se utilizará el método UBC-97 (Uniform Building Code, California) Volumen 2, de la manera siguiente:

a. Corte basal (V): es la fuerza que el suelo transmite al edificio en la base.

Para obtener su valor, se usa la fórmula siguiente:

$$V = C_v * I * \frac{W}{R * T} \quad (UBC 1630.2.1 (30 - 4))$$

Pero no necesita ser mayor que:

$$V = 2.5 * C_a * I * \frac{W}{R} \text{ (UBC 1630.2.1 (30 - 5))}$$

No debe ser menor que:

$$V = 0.11 * C_a * I * W \text{ (UBC 1630.2.1 (30 - 6))}$$

Para zona sísmica 4 no debe ser menor a:

$$V = 0.8 * \frac{Z N v I}{R} * W \text{ (UBC 1630.2.1 (30 - 7))}$$

Donde:

- Z = Coeficiente que depende de la zona, para Magdalena Milpas Altas, usar 0.40 (ver figura 18).
- I = Coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar 1.25, se tomará el valor de un centro comercial (Tabla 16-K UBC).
- R = Coeficiente que depende del tipo de sistema estructural, por ser marcos rígidos se tomará un valor de 8.5 (UBC TABLA 16-N).
- T = Período natural de vibración. $T = C_t * (h_n)^{3/4}$ (UBC 1630.2.2 (308)).
- C_t = Coeficiente que depende del tipo de sistema estructural utilizado, para marcos resistentes a momentos $C_t = 0.030 * (0.0731)$ (UBC 1630.2.2).
- C_a = Coeficiente sísmico, para este caso usar $C_a = 0.44 * N_a$ (UBC Tabla 16-Q).
- C_v = Coeficiente sísmico, para este caso usar $C_v = 0.64 * N_v$ (UBC Tabla 16-R).

$N_a =$ Factor que depende del tipo de estructura y del punto más cercano del punto de origen de la actividad sísmica, para este caso usar 1.2 (UBC Tabla 16-S).

$N_v =$ Factor que depende del tipo de estructura y del punto más cercano del punto de origen de la actividad sísmica, para este caso usar 1.6 (UBC Tabla 16-T).

$W =$ Peso propio de la estructura + 25% de la carga viva (CV)

Figura 18. Mapa de macrozonificación sísmica de la república de Guatemala.

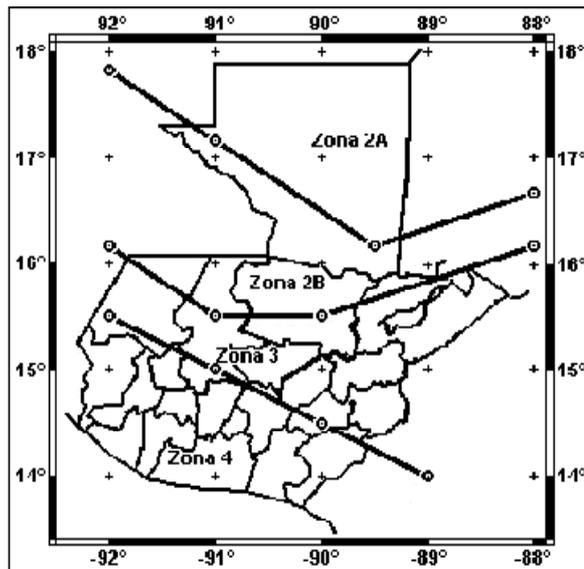


Tabla XIX. Factor (Z) de zona sísmica (ver figura 18)

Zona	Z
2ª	0.15
2B	0.20
3	0.30
4	0.40

El valor del peso de la estructura, la hemos calculado antes por lo que tomaremos el valor de la tabla X, de $W= 419.766$ ton

Y los factores para el corte basal como los siguientes:

Factor de zona	Z=	0.400
Coefficiente de importancia	I=	1.250
Coefficiente de sistema estructural	R=	8.500
Periodo natural de vibración	T=	0.298
Coefficiente de sistema estructural para período	Ct=	0.073
Coefficiente sísmico	Ca=	0.528
Coefficiente sísmico	Cv=	1.024
Factor de cercanía a fuente	Na=	1.200
Factor de cercanía a fuente	Nv=	1.600

Por tanto, los valores para el corte basal nos dan como resultado

Valor base:

$$V = 1.024 * 1.25 * \frac{419.766}{8.5 * 0.289} = 212.40 \text{ ton}$$

Pero no necesita ser mayor que:

$$V = 2.5 * 0.528 * 1.25 * \frac{419.766}{8.5} = 81.48 \text{ ton}$$

Debe ser menor que:

$$V = 0.11 * 0.528 * 1.25 * 419.766 = 30.47 \text{ ton}$$

Para zona sísmica 4 no debe ser menor a:

$$V = 0.8 * \frac{0.4 * 1.6 * 1.25}{8.5} * 419.766 = 31.61 \text{ ton}$$

Por tanto, el valor de corte basal a usarse será el determinado en como el factor máximo **V=81.48 ton.**

2.1.3.4.1 Determinación de fuerzas por nivel (Fni):

$$\text{Fórmula: } Fni = V * \frac{Whi}{\sum Wihi}$$

Donde:

Fni = fuerza por nivel V corte basal

W = peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

Wi = peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas por nivel

hi = altura medida desde la cimentación al nivel considerado

Solución:

Dado que se utiliza el máximo valor de corte basal, se utilizará el mismo valor tanto para el eje X, como para el eje Y

Tabla XX. Fuerzas por nivel.

Nivel	Wi (ton)	Hi (m)	V (ton)	WiHi	Fn (ton)
1	277.77	4.50	81.48	1,215.49	42.91
2	149.66	7.30	81.48	1,092.50	38.57
Totales				2,307.99	81.48

2.1.3.4.2 Determinación de centro de masa

Para la determinación del centro de masa dado que existe simetría entre los elementos estructurales el valor de centro de masa tanto del nivel 1 como del nivel 2, será el mismo, por lo que se calculará únicamente para el primer nivel por ser el más crítico.

El centro de masa se determina como la distancia al centroíde de cada eje $X_{cm} = X/2$; $Y_{cm} = Y/2$

por lo que el centro de masa se encuentra ubicado según las dimensiones del módulo a

$$X_{cm} = 36.50\text{m}/2 = \mathbf{18.25\text{m}}$$

$$Y_{cm} = 8.50\text{m}/2 = \mathbf{4.25\text{ m}}$$

2.1.3.4.3 Determinación de centro de rigidez

Para la determinación del centro de rigidez dado que existe simetría entre los elementos estructurales (columnas), se utilizará un valor de rigidez $K=1$ para cada una de ellas.

El centro de rigidez se define como:

$$C_r = \frac{\sum K_i * X}{\sum K_i}$$

Tabla XXI. Cálculo de rigideces eje X

Eje	Kcol	No. Col x eje	X	KX
D	1.00	3.00	0.00	0.00
E	1.00	3.00	7.00	21.00
F	1.00	3.00	14.00	42.00
G	1.00	3.00	21.00	63.00
H	1.00	3.00	28.00	84.00
J	1.00	3.00	36.50	109.50
Total		18.00		319.50

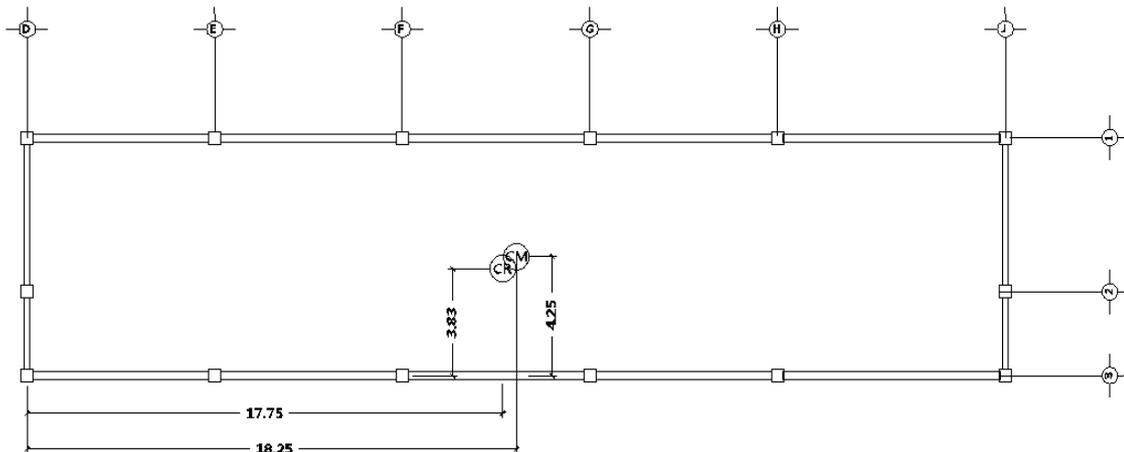
$$X_{cr} = 319.50/18 = 17.75\text{ m}$$

Tabla XXII. Cálculo de rigideces eje Y

Eje	Kcol	No. Col x eje	Y	KY
3	1.00	6.00	0.00	0.00
2	1.00	6.00	3.00	18.00
1	1.00	6.00	8.50	51.00
Total		18.00		69.00

$$Y_{cr} = 69.00/18 = 3.83\text{ m}$$

Figura 19. Ubicación de centros de masa y rigidez



2.1.3.4.4 Cálculo de excentricidades

Se conoce como excentricidad a la distancia tanto horizontal como vertical que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez, por lo que este se define entonces como:

e = excentricidad, $e_{\min} = 0.05 * (\text{altura total del edificio})$

$$e = |C_m - C_R|$$

$$e_y = |18.25 - 17.75| = \mathbf{0.50 \text{ m}}$$

$$e_x = |4.25 - 3.83| = \mathbf{0.42 \text{ m}}$$

2.1.3.4.5 Fuerzas por marco (FM):

La fuerza por marco es aquella fuerza horizontal que actúa directamente sobre el marco analizado y está definida como la suma

de la fuerza proporcional a la rigidez mas la fuerza producida por la torsión.

$$FM = FM' \pm FM'' \qquad FM' = Ki * Fni / \sum Ki \qquad FM'' = e * FM / Ei$$

$$Ei = \sum Ki * di^2 / Ki * di$$

Donde:

FM' = fuerza proporcional a la rigidez

FM'' = fuerza de torsión

Ki = rigidez de marco K=1 si los elementos son simétricos

Ei = módulo de rigidez

e = excentricidad, $e_{min} = 0.05 * (\text{altura total del edificio})$

Nivel 1

Eje X

Fuerza proporcional a la rigidez

Por ser un marco simétrico ya que tiene el mismo número de columnas por marco en cada eje, la fuerza proporcional a la rigidez se determina entonces:

$$Fm' = Fn / \text{número de marcos en el eje.}$$

$$Fm' = 42.91 / 3 = 14.30 \text{ ton}$$

Tabla XXIII. Cálculo de módulo de inercia, eje X nivel 1

Marco	No. Col	Ri	Di	Ridi^2	Ei
3	6	1	3.83	88.17	31.03
2	6	1	0.83	4.17	656.55
1	6	1	-4.67	130.67	20.94
TOTAL				223.00	

$$FM'' = e_x * FM' / EI$$

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

Tabla XXIV. Fuerzas por marco eje X nivel 1

Marco	ey	Fm'	FM''	FM
3	0.42	14.30	0.19	14.50
2	0.42	14.30	0.01	14.31
1	0.42	14.30	0.28	14.59

Eje Y

Fuerza proporcional a la rigidez

Por ser un marco simétrico ya que tiene el mismo número de columnas por marco en cada eje, la fuerza proporcional a la rigidez se determina entonces:

$$Fm' = F_n / \text{número de marcos en el eje.}$$

$$Fm' = 42.91 / 6 = 7.15 \text{ ton}$$

Tabla XXV. Cálculo de módulo de inercia, eje Y nivel 1

Marco	No. Col	Ri	Di	Ridi^2	EI
D	3.00	1	17.75	945.19	2.89
E	3.00	1	10.75	346.69	7.89
F	3.00	1	3.75	42.19	64.84
G	3.00	1	-3.25	31.69	86.33
H	3.00	1	-10.25	315.19	8.68
J	3.00	1	-18.75	1054.69	2.59
TOTAL				2735.63	

$$FM'' = ex * FM' / EI$$

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

Tabla XXVI. Fuerzas por marco eje Y nivel 1

Marco	ex	Fm'	Fm''	FM
J	0.50	7.15	1.24	8.39
H	0.50	7.15	0.45	7.61
G	0.50	7.15	0.06	7.21
F	0.50	7.15	0.04	7.19
E	0.50	7.15	0.41	7.56
D	0.50	7.15	1.38	8.53

Nivel 2.

Eje X

Fuerza proporcional a la rigidez

Por ser un marco simétrico ya que tiene el mismo número de columnas por marco en cada eje, la fuerza proporcional a la rigidez se determina entonces:

$$Fm' = Fn / \text{número de marcos en el eje.}$$

$$Fm' = 38.70 / 3 = 12.86 \text{ ton}$$

Tabla XXVII. Cálculo de módulo de inercia, eje X nivel 2

Marco	No. Col	Ri	Di	Ridi ²	EI
3	6	1	3.83	88.17	2.53
2	6	1	0.83	4.17	53.52
1	6	1	-4.67	130.67	1.71
TOTAL				223.00	

$$FM'' = e_x \cdot FM' / EI$$

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

Tabla XXVIII. Fuerzas por marco eje X nivel 2

Marco	e_y	Fm'	FM''	FM
1	0.42	12.86	2.12	14.97
2	0.42	12.86	0.10	12.96
3	0.42	12.86	3.14	16.00

Eje Y

Fuerza proporcional a la rigidez

Por ser un marco simétrico ya que tiene el mismo número de columnas por marco en cada eje, la fuerza proporcional a la rigidez se determina entonces:

$$Fm' = F_n / \text{número de marcos en el eje.}$$

$$Fm' = 38.57 / 6 = 6.43 \text{ ton}$$

Tabla XXIX. Cálculo de módulo de inercia, eje Y nivel 2

Marco	No. Col	R_i	D_i	$R_i D_i^2$	EI
D	3.00	1	17.75	945.19	2.89
E	3.00	1	10.75	346.69	7.89
F	3.00	1	3.75	42.19	64.84
G	3.00	1	-3.25	31.69	86.33
H	3.00	1	-10.25	315.19	8.68
J	3.00	1	-18.75	1054.69	2.59
TOTAL				2735.63	

$$FM'' = ex * FM' / EI$$

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

Tabla XXX. Fuerzas por marco eje Y nivel 2

Marco	ex	Fm'	FM''	FM
J	0.50	6.43	1.11	7.54
H	0.50	6.43	0.41	6.84
G	0.50	6.43	0.05	6.48
F	0.50	6.43	0.04	6.47
E	0.50	6.43	0.37	6.80
D	0.50	6.43	1.24	7.67

Figura 20. Diagrama de fuerzas por sismo eje X (eje 2)

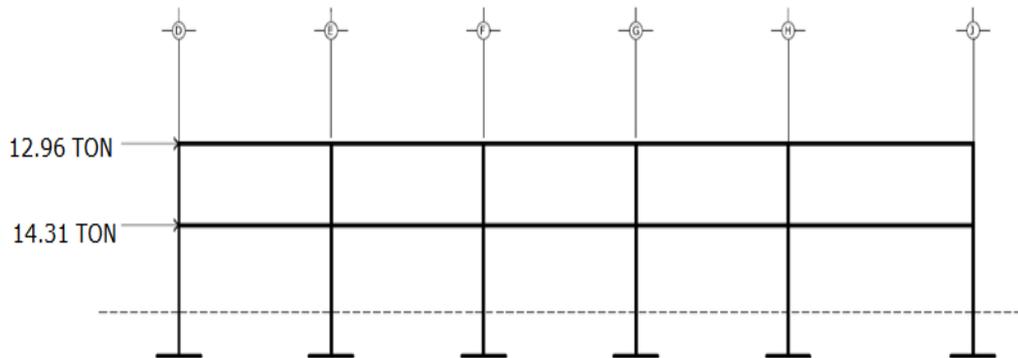
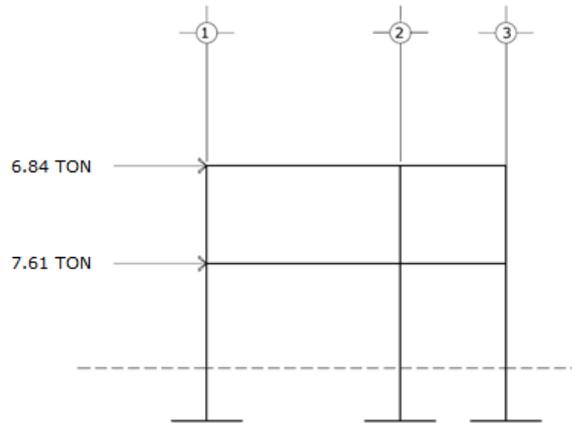


Figura 21. Diagrama de fuerzas por sismo eje Y (eje H)



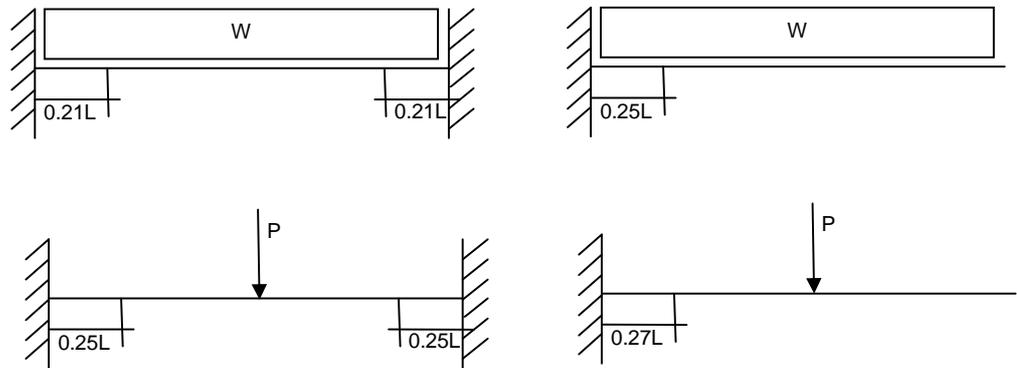
2.1.3.5 Método de puntos de inflexión

Este método es aplicable a vigas y marcos simétricos con cargas verticales. Se basa en los siguientes principios:

- Toda estructura deformada permanece unida.
- Los ángulos inicialmente rectos continúan siéndolo aún después de la deformación.
- En toda estructura deformada formarán al menos los suficientes puntos de inflexión para poder analizarla por estática.

El método consiste en localizar y ubicar los puntos de inflexión para separar la estructura en varios cuerpos libres a los cuales se les aplican las ecuaciones de estática, para determinar la ubicación de los puntos de inflexión, se utilizan los siguientes casos típicos:

Figura 22. Modelos matemáticos método puntos de inflexión



Para las cargas gravitatorias verticales, después del correspondiente análisis de cargas y predimensionamiento realizado, se habrá calculado ya los esfuerzos de corte y momentos flectores en vigas y columnas.

Para obtener el momento ubicado en la parte inferior de cada columna, se multiplica el momento superior por un factor de transporte; el cual es un factor que se debe multiplicar el momento desarrollado en el extremo girado, siendo el otro extremo fijo o restringido, esto para obtener el momento inducido en el extremo fijo o restringido, siempre y cuando cumpla con dos condiciones:

- Que no existan cargas intermedias en el elemento.
- Que un extremo esté fijo o restringido y el otro se encuentre girando o con desplazamiento casi cero. Este factor tiene un valor de 0.5.

Solución: analizando carga muerta para el vano entre el eje D y E, del marco 2 (marco en X)

$$\Sigma FM_D = 0$$

$$R_E = \frac{0.903 * 7 + 3.02}{2} = 4.67 \text{ ton}$$

De Pi 1 a Pi 2

$$\Sigma FM_{pi1} = 0$$

$$R_{pi2} = \frac{\frac{1}{2} * 0.903(4.76)^2 + 3.02 * 2.73}{4.76} = 3.88 \text{ ton}$$

$$\Sigma Fy = 0$$

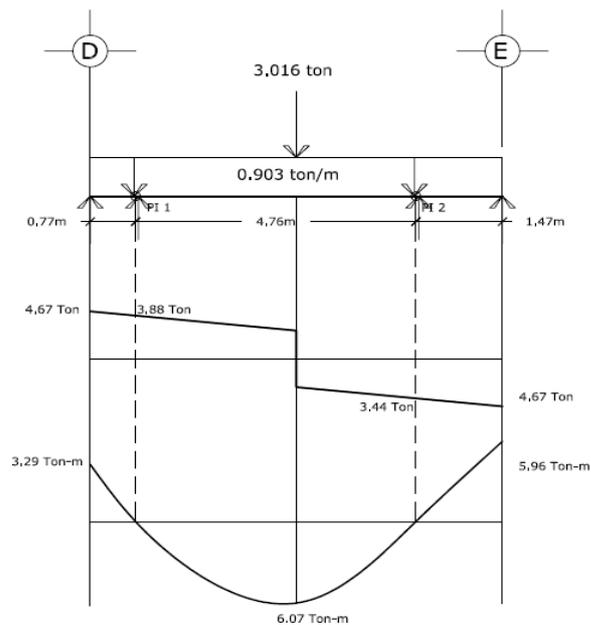
$$R_{pi1} = 0.903 * 4.76 + 3.02 - 3.88 = 3.44 \text{ ton}$$

$$M_{DE(-)} = 3.88 * 0.77 + \frac{1}{2} * 0.903 * 0.77^2 = 3.29 \text{ ton} - m$$

$$M_{ED(-)} = 3.44 * 1.47 + \frac{1}{2} * 0.903 * 1.47^2 = 5.96 \text{ ton} - m$$

$$M_{DE(+)} = \frac{1}{8} * 0.903 * 1.47^2 + 3.02(2.73 * 2.03)/4.76 = 6.07 \text{ ton} - m$$

Figura 23. Diagrama de carga-corte-momento



Este procedimiento será realizado para cada uno de los vanos de los marcos, por lo que los resultados se presentan en el siguiente gráfico.

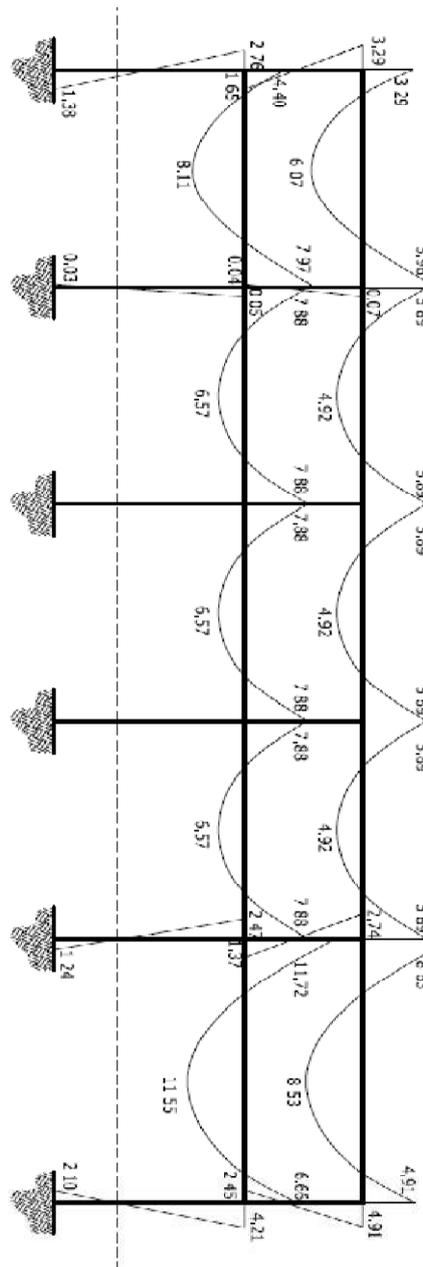


Figura 24. Diagrama de momentos carga muerta eje X (eje 2)

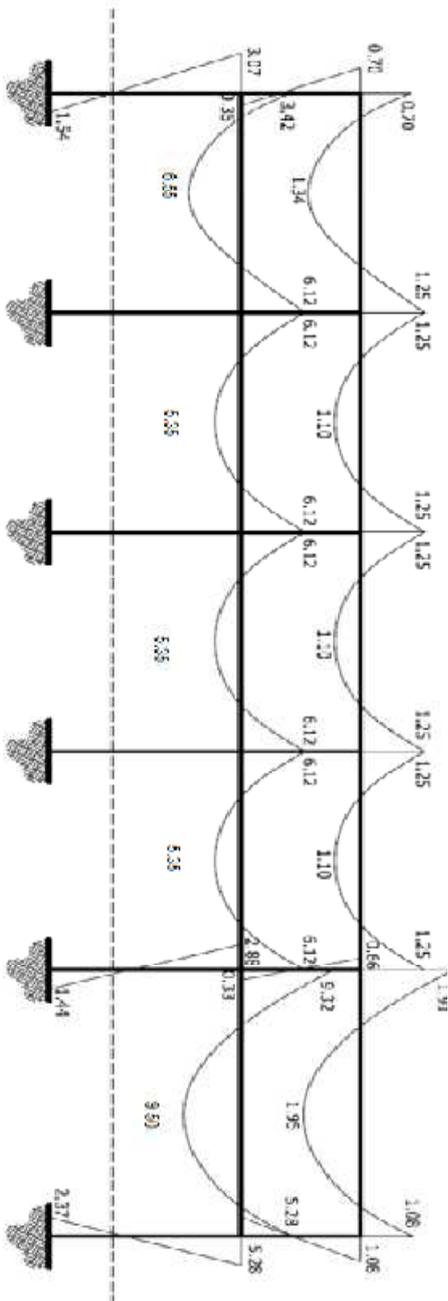


Figura 25. Diagrama de momentos carga viva eje X (eje 2)

Figura 26. Diagrama de momentos carga muerta eje Y (eje H)

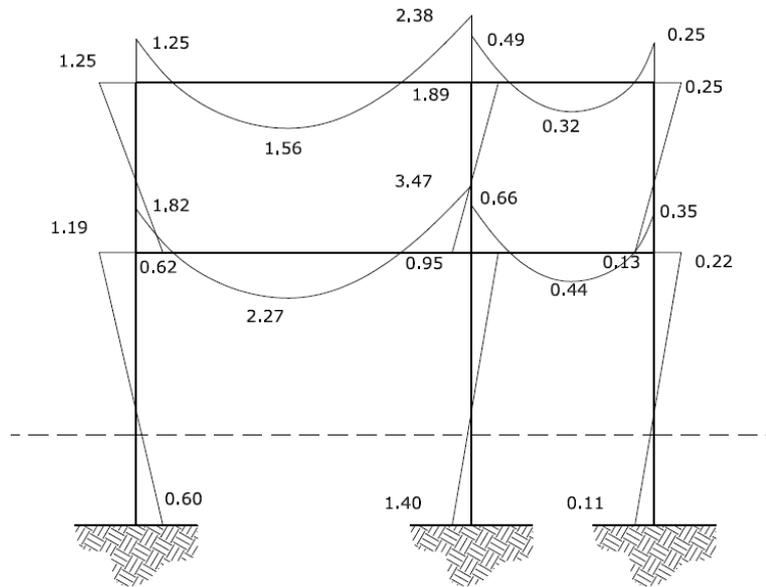
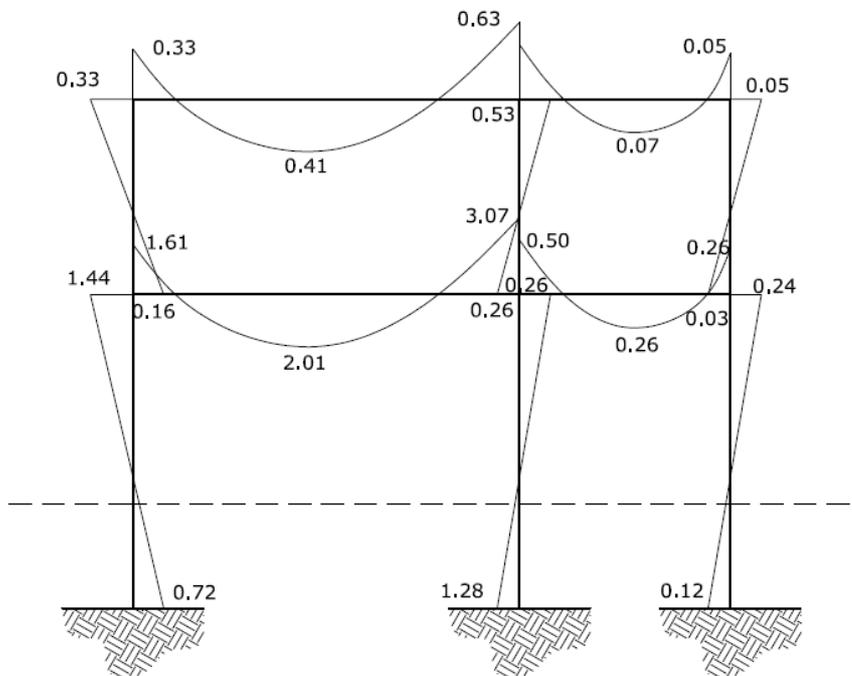


Figura 27. Diagrama de momentos carga viva marco eje Y (eje H)



2.1.3.6 Método del portal

Este método es aplicable a marcos simétricos y asimétricos sometidos a cargas horizontales, se basa en las siguientes condiciones:

- Los ángulos inicialmente rectos, continúan siendo rectos aún después de la deformación.
- Despreciando la deformación axial, el desplazamiento delta de las columnas es igual.
- En cada uno de los elementos se produce un punto de inflexión.
- Por simetría los puntos de inflexión se ubican a la mitad de cada elemento.

Este método proporciona mejores resultados en los marcos bajos aquellos que su base total es mayor que su altura y se basa en:

- Se forma un punto de inflexión a la mitad de cada viga y de columna.
- La suma de las fuerzas cortantes en las columnas es igual a la fuerza externa que se aplica en el panel
- Las columnas interiores del marco absorberán el doble que las exteriores.

Solución de marco crítico en Y (eje H)

Nivel 2

Determinando cortantes en columnas

$V_n = 6.86$ ton (ver tabla figura 20)

Número de columnas por marco = 3 columnas, 2 externas, 1 interna

$V_{col} = V_n / No. Col = 6.8 / 4 = 1.71$ ton

Nota: Las columnas internas su valor es doble.



Analizando nodo 1.

Determinando Reacciones

$$\sum M_{pi2} = 0$$

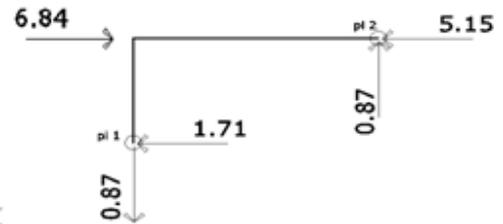
$$R_{ypi1} = \frac{1.71(1.40)}{2.75} = 0.87 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{ypi2} = 0.87$$

$$\sum F_x = 0$$

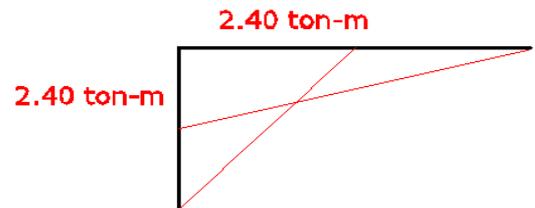
$$R_{xpi2} = 6.86 - 1.71 = 5.15 \text{ ton}$$



Determinado Momentos:

$$M_{1-2} = 0.87(2.75) = 2.40 \text{ ton}$$

$$M_{2-1} = 6.86(1.40) - 5.15(1.40) = 2.40 \text{ ton}$$



Se realizo el mismo procedimiento para los demás nodos del marco, dando como resultado el siguiente grafico con los momentos resultantes.

Figura 28. Diagrama de momentos por sismo eje Y (eje H)

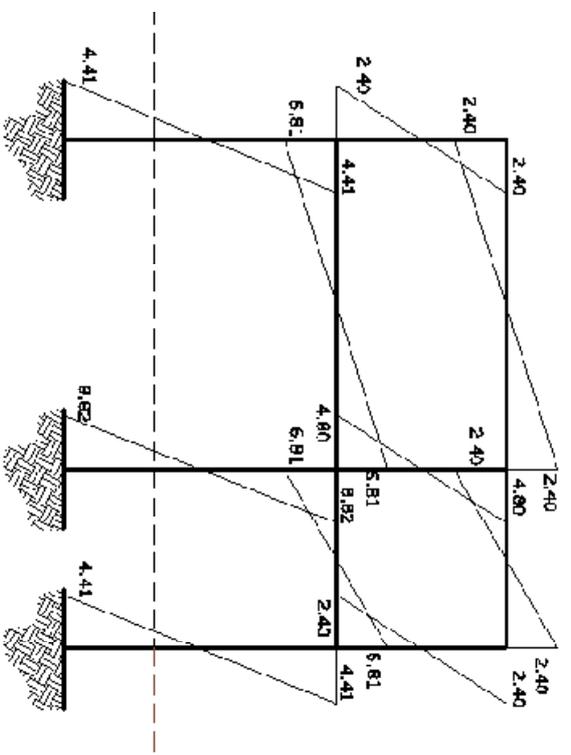
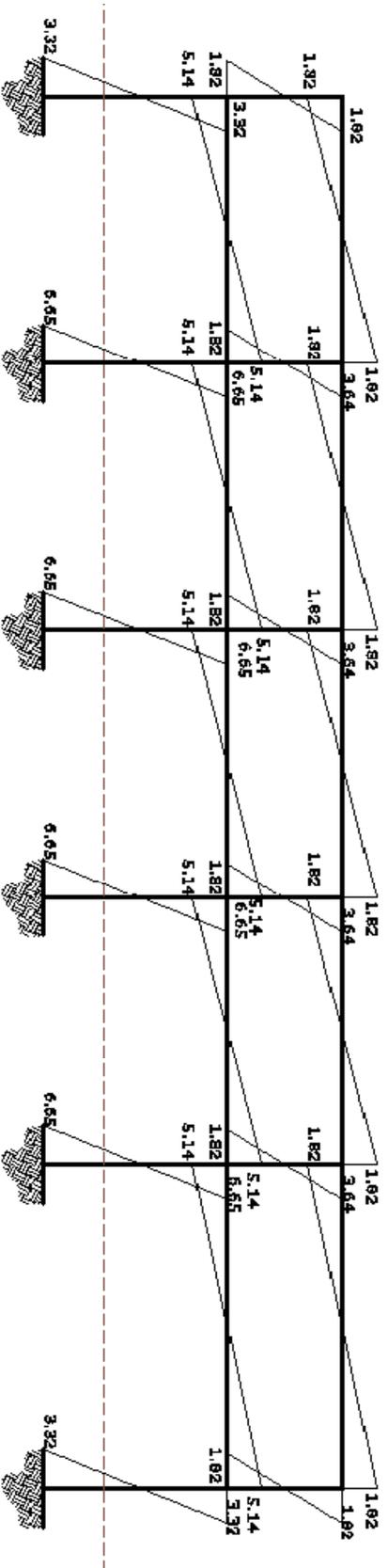


Figura 29. Diagrama de momentos por sismo eje X (eje 2)



2.1.3.7 Momentos máximos por envolventes

El envolvente de momentos representa los máximos esfuerzos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica.

El análisis consistirá en llevar a cabo el cálculo de los esfuerzos correspondientes para cada combinación de cargas a las que será sometido cada marco. Las cargas incluidas serán uniformemente distribuidas y puntuales.

El Reglamento ACI 318-05, en su sección 9.2.1 proporciona los factores de carga para las combinaciones específicas, este toma en consideración la probabilidad de ocurrencia simultánea al asignar los factores, generalmente se incluyen las de mayor probabilidad. Por esta razón, el diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Por lo tanto, se tomarán se tomara en consideración las siguientes combinaciones, a fin de determinar los esfuerzos máximos a que estará sometido el marco en análisis.

Combinación de cargas

$$E_{C1} = 1.2CM + 1.6CV$$

$$E_{C2} = 1.2CM + 1.0 CV + 1.0 SISMO$$

$$E_{C3} = 0.9CM + 1.0 SISMO$$

Tabla XXXI. Resumen de momentos en vigas eje X (eje 2)

Nivel
2

Viga	Momentos Carga Muerta			Momentos Carga Viva			Momentos Sismo		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
D-E	3.29	6.07	5.96	0.70	1.34	1.25	1.82	0	1.82
E-F	5.89	4.92	5.89	1.25	1.10	1.25	1.82	0	1.82
F-G	5.89	4.92	5.89	1.25	1.10	1.25	1.82	0	1.82
G-H	5.89	4.92	5.89	1.25	1.10	1.25	1.82	0	1.82
H-J	8.63	8.53	4.91	1.91	1.95	1.08	1.82	0	1.82

Nivel
1

Viga	Momentos Carga Muerta			Momentos Carga Viva			Momentos Sismo		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
D-E	4.40	8.11	7.97	3.42	6.55	6.15	5.14	0	5.14
E-F	7.88	6.57	7.88	6.12	5.35	6.12	5.14	0	5.14
F-G	7.88	6.57	7.88	6.12	5.35	6.12	5.14	0	5.14
G-H	7.88	6.57	7.88	6.12	5.35	6.12	5.14	0	5.14
H-J	11.72	11.5 5	6.66	9.32	9.50	5.28	5.14	0	5.14

Tabla XXXII. Determinación de momentos para envolvente eje X (eje 2)

Nivel 2

Viga	Ec.1			Ec.2			Ec.3		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
D-E	5.07	9.43	9.15	5.23	7.28	9.43	4.78	5.46	7.18
E-F	9.07	7.66	9.07	9.35	5.91	9.35	7.12	4.43	7.12
F-G	9.07	7.66	9.07	9.35	5.91	9.35	7.12	4.43	7.12
G-H	9.07	7.66	9.07	9.35	5.91	9.35	7.12	4.43	7.12
H-J	13.41	13.3 5	7.62	13.83	10.2 3	7.85	9.59	7.68	6.24

Continua tabla XXXII

Nivel 1

Viga	Ec.1			Ec.2			Ec.3		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
D-E	10.76	20.2 1	19.41	22.88	9.73	41.21	9.11	7.30	12.32
E-F	19.24	16.4 5	19.24	40.92	7.89	40.92	12.23	5.92	12.23
F-G	19.24	16.4 5	19.24	40.92	7.89	40.92	12.23	5.92	12.23
G-H	19.24	16.4 5	19.24	40.92	7.89	40.92	12.23	5.92	12.23
H-J	28.98	29.0 7	16.44	62.01	13.8 7	35.14	15.69	10.4 0	11.14

Tabla XXXIII. Resumen de momentos en vigas eje Y (eje H)

Nivel

2

Viga	Momentos Carga Muerta			Momentos Carga Viva			Momentos Sismo		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
de 1-2	1.25	1.56	2.38	0.33	0.41	0.63	2.40	0	2.40
de 2-3	0.49	0.32	0.25	0.10	0.07	0.05	2.40	0	2.40

Nivel

1

Viga	Momentos Carga Muerta			Momentos Carga Viva			Momentos Sismo		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
de 1-2	1.82	2.27	0.63	1.61	2.01	3.07	6.81	0	6.81
de 2-3	0.66	0.44	0.35	0.50	0.33	0.26	6.81	0	6.81

Tabla XXXIV. Determinación de momentos para envolvente eje Y (eje H)

Nivel 2

Viga	Ec.1			Ec.2			Ec.3		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
de 1-2	2.02	2.53	3.86	2.29	1.87	4.37	3.52	1.40	4.54
de 2-3	0.75	0.49	0.39	0.83	0.38	0.44	2.84	0.29	2.63

Continua tabla XXXIV

Nivel 1

Viga	Ec.1			Ec.2			Ec.3		
	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.	M (-) izq.	M (+)	M (-) der.
de 1-2	4.75	5.95	5.67	13.14	2.73	21.68	8.45	2.04	7.38
de 2-3	1.60	1.05	0.84	4.23	0.52	2.22	7.41	0.39	7.13

Tabla XXXV. Resumen de carga axial en columnas eje X (eje 2)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	Sismo Puntual. (ton)	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	Sismo Puntual. (ton)
D	4.670	0.984	0.520	6.250	4.803	1.469
E	9.340	1.967	1.040	12.500	9.605	2.939
F	9.340	1.967	1.040	12.500	9.605	2.939
G	9.340	1.967	1.040	12.500	9.605	2.939
H	10.369	2.235	0.948	13.991	10.910	2.679
J	5.700	1.251	0.428	7.741	6.108	1.210

Tabla XXXVI. Envoltente de carga axial sobre columnas eje X (eje 2)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Ec.1	Ec.2	Ec.3	Ec.1	Ec.2	Ec.3
D	7.178	7.107	4.723	15.184	13.772	7.094
E	14.355	14.215	9.446	30.368	27.543	14.188
F	14.355	14.215	9.446	30.368	27.543	14.188
G	14.355	14.215	9.446	30.368	27.543	14.188
H	16.019	15.626	10.281	34.246	30.379	15.271
J	8.841	8.519	5.558	19.062	16.607	8.177

Tabla XXXVII. Resumen de carga axial en columnas eje Y (eje H)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	Sismo Puntual. (ton)	CM Puntual. (ton)	CV Puntual. (ton)	Sismo Puntual. (ton)
1	2.454	0.648	0.873	3.573	3.165	2.478
2	3.373	0.843	2.473	4.829	4.117	7.020
3	0.920	0.195	1.600	1.257	0.952	4.543

Tabla XXXVIII. Envolvente de carga axial sobre columnas eje Y (eje H)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Ec.1	Ec.2	Ec.3	Ec.1	Ec.2	Ec.3
1	3.981	4.465	3.081	9.351	9.930	5.693
2	5.397	7.364	5.509	12.382	16.932	11.367
3	1.416	2.899	2.428	3.031	7.003	5.674

Tabla XXXIX. Resumen de momentos sobre columnas eje X (eje 2)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Mcm	Mcv	Msismo	Mcm	Mcv	Msismo
D	3.292	0.701	1.820	2.758	3.071	3.323
E	0.069	0.000	3.640	0.095	0.000	6.645
F	0.000	0.000	3.640	0.000	0.000	6.645
G	0.000	0.000	3.640	0.000	0.000	6.645
H	2.744	0.657	3.640	2.469	2.878	6.645
J	4.906	1.081	1.820	4.209	4.737	3.323

Tabla XL. Envolvente de momentos en columnas eje X (eje 2)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Ec.1	Ec.2	Ec.3	Ec.1	Ec.2	Ec.3
D	5.071	6.471	4.782	8.223	9.703	5.805
E	0.083	3.723	3.702	0.113	6.759	6.730
F	0.000	3.640	3.640	0.000	6.645	6.645
G	0.000	3.640	3.640	0.000	6.645	6.645
H	4.343	7.589	6.109	7.567	12.486	8.867
J	7.617	8.788	6.235	12.630	13.111	7.111

Tabla XLI. Resumen de momentos sobre columnas eje Y (eje H)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Mcm	Mcv	Msismo	Mcm	Mcv	Msismo
1	1.247	0.329	2.400	1.192	1.444	4.414
2	1.894	0.526	4.801	2.801	2.566	8.827
3	0.255	0.054	2.400	0.221	0.237	4.414

Tabla XLII. Envolvente de momentos en columnas eje Y (eje H)

Columna	NIVEL 2			NIVEL 1		
	Ec.1	Ec.2	Ec.3	Ec.1	Ec.2	Ec.3
1	2.023	4.226	3.523	3.740	7.288	5.487
2	3.114	7.599	6.505	7.468	14.755	11.349
3	0.392	2.760	2.630	0.644	4.916	4.612

Nota: Actualmente existen programas computacionales que simplifican el análisis estructural que se realizó para este diseño como lo es el caso del Etabs 9.5, Sap-2000 V.12, entre otros, para este trabajo se anexa un análisis comparativo entre los resultados obtenidos por los métodos aproximados usados en el presente diseño y el sistema

de Etabs 9.5 (ver anexo 11), de los cuales los resultados obtenidos podemos observar que los momentos no varían, en un porcentaje muy alto como para determinar que el análisis aproximado no pueda utilizarse como referencia para el diseño de los elementos estructurales, es más puede observarse que en los puntos donde es más crítica la estructura los momentos obtenidos por los métodos aproximado son mayores, es por eso que para el diseño de los elementos usaremos los resultados obtenidos anteriormente, por los métodos aproximados.

2.1.4 Diseño estructural

En esta sección se procederá a determinar las secciones finales de los elementos, así como el refuerzo a compresión o flexión que necesiten para soportar los momentos, cargas axiales, determinadas en las secciones anteriores.

Para el diseño de los elementos estructurales utilizaremos los siguientes datos:

Losas:

$$\begin{aligned} f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & f_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 & E_c &= 15,100 * f'c^{1/2} \\ W_c &= 2,400 \text{ kg/m}^3 & E_s &= 2.0 \text{ E6 kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Vigas y columnas

$$\begin{aligned} f'c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & f_y &= 4,218 \text{ kg/cm}^2 & E_c &= 15,100 * f'c^{1/2} \\ W_c &= 2,400 \text{ kg/m}^3 & E_s &= 2.0 \text{ E6 kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Zapatatas

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,218 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 15,100 * f'c^{1/2}$$

$$W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3 \quad E_s = 2.0 \text{ E}6 \text{ kg/cm}^2 \quad W_s = 1440 \text{ kg/cm}^3$$

2.1.4.1 Losas

En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Para el diseño de losas existen varios métodos que contemplan los códigos de construcción, dado que para este ejercicio se está utilizando el código del ACI-318-05, se utilizará el método contemplado en este código, conocido como método 3 o método de los coeficientes.

2.1.4.1.1 Diseño de losa crítica

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizará como referencia el elemento crítico para detallar su cálculo, los cálculos de los demás elementos quedará registrado en los planos de construcción.

Losa Nivel 1

Datos de diseño

$$\begin{aligned} F_y &= 2810.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 210.00 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{espesor } t &= 0.11 \text{ m} \\ \text{recubrimiento } r &= 0.025 \text{ m} \end{aligned}$$

peralte d= 0.085 m
Ancho B= 1.00 m

Cargas de diseño

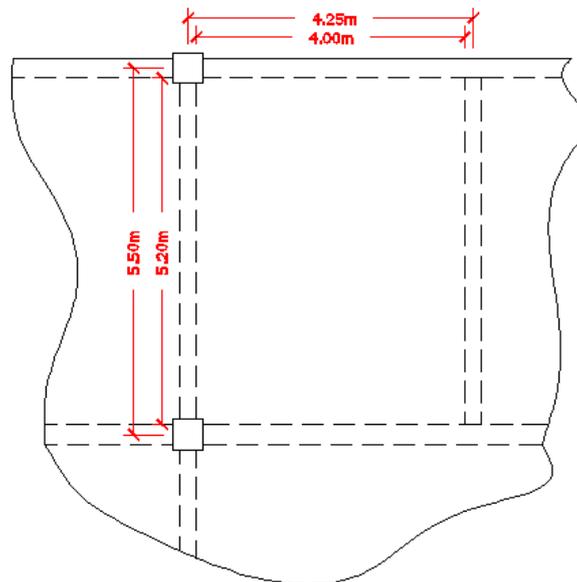
Peso de concreto = 2400.00 kg/m³

Carga viva última= 1.6*488.24= 781.18 kg/m³

Carga muerta última= 1.2*264.00= 316.80 kg/m³

Carga última = **109.98 kg/m³**

Figura 30. Losa crítica, con apoyo en los cuatro extremos, y continuidad en tres extremos



a. Determinando como trabaja la losa.

Lado Largo b= 5.500 m

Lado Corto a= 4.250 m

$m = a/b = \text{lado corto} / \text{lado largo}$

si $m \geq 0.5$ trabaja en dos direcciones

si $m < 0.5$ trabaja en una dirección

$m = 4.25/5.50 = 0.72$ La losa trabaja en dos direcciones

b. Determinando Momentos Actuantes

Fórmulas:

Momentos negativos

$$M_a(-) = C_{aneg} W l a^2$$

$$M_b(-) = C_{bneg} W l b^2$$

Momentos positivos

$$M_a(+) = C_{adl} W l a^2 + C_{a||} W l a^2$$

$$M_b(+) = C_{bdl} W l b^2 + C_{b||} W l b^2$$

Donde:

C_{aneg}, C_{bneg} = coeficientes

$C_{a||}, C_{b||}$ = coeficientes positivos de carga viva

C_{adl}, C_{bdl} = coeficientes positivos de carga muerta

Wl = carga muerta última

CVU = carga viva última

CUU = carga última unitaria

Para el caso de la losa a diseñarse, se utilizará el caso No.9 de losa con continuidad en tres de sus extremos.

Dado que en la tabla proporcionada por el Código del ACI-318-05, no existen factores para el valor de m obtenido, utilizaremos el inmediato superior, es decir, $m = 0.8$ (ver anexos 7, 8 y 9)

Momentos negativos con bordes continuos

$$C_{aneg} = 0.075$$

$$C_{bneg} = 0.017$$

$$M_{aneg} = C_{aneg} W l a^2 = 1350.72 \text{ kg-m}$$

$$M_{bneg} = C_{bneg} W l b^2 = 504.72 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos con bordes continuos

Coeficientes para Carga Muerta

$$C_{adl} = 0.026$$

$$C_{bdl} = 0.011$$

Coeficientes para Carga Viva

$$C_{all} = 0.042$$

$$C_{bll} = 0.017$$

$$M_{a(+)} dl = C_{adl} W l a^2 = 150.69 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} ll = C_{all} W l a^2 = \underline{583.16} \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} \text{total} = \underline{\underline{688.85}} \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} dl = C_{bdl} W l b^2 = 85.66 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} ll = C_{bll} W l b^2 = \underline{359.09} \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} \text{total} = \underline{\underline{444.75}} \text{ kg-m}$$

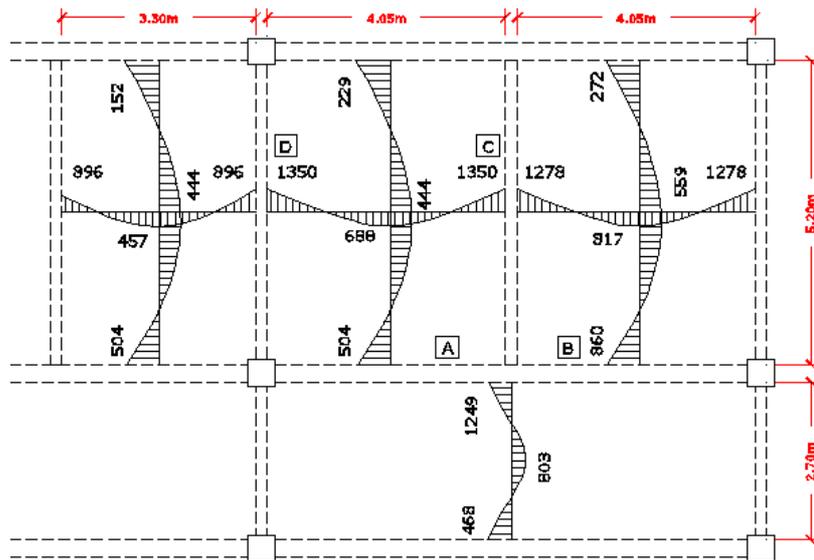
Momentos negativos en bordes discontinuos

Estos se tomarán con un tercio de los momentos positivos

$$M_{a,neg} = 1/3 M_{a(+)} = 229.61 \text{ kg-m}$$

$$M_{b,neg} = 1/3 M_{b(+)} = 148.25 \text{ kg-m}$$

Figura 31. Diagrama de momentos en losa



Debido a que en los puntos señalados en la figura anterior, los momentos son distintos es necesario balancear los momentos en estos puntos antes de determinar el refuerzo sobre la losa.

Existen dos maneras de balancear los momentos, siendo primeramente identificar con M_1 el momento menor y con M_2 el momento mayor.

Si $M_1 > (0.8 * M_2)$ el momento balanceado será igual a $M_B = (M_1 + M_2) / 2$

Si $M_1 < (0.8 * M_2)$ se debe balancear por el método de rigideces, el procedimiento se detalla a continuación y se aplica al punto D, de la Figura 30.

$$M_1 = \mathbf{896.778 \text{ ton-m}}$$

$$M_2 = \mathbf{1350.726 \text{ ton-m}}$$

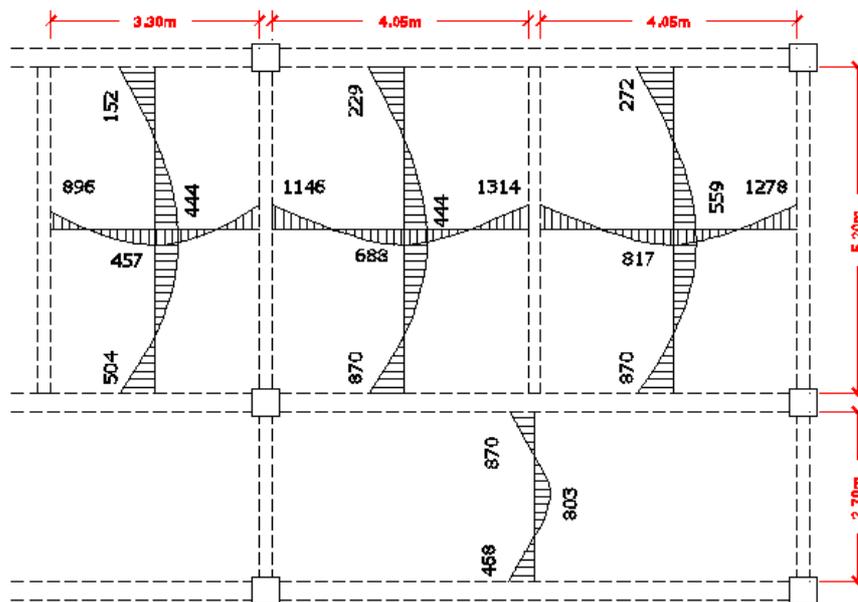
$$0.8(1350.72) = 1080.58 > 896.78 \text{ Necesita balancearse por rigideces}$$

$$\begin{aligned}
 M1 &= 896.78 \text{ ton-m} & M2 &= 1350.73 \text{ ton-m} \\
 K1 &= 1/4.05=0.30 & K2 &= 1/3.30=0.25 \\
 D1 &= 0.30/(0.30+0.25)=0.55 & D2 &= 0.25/(0.30+0.25)=0.45
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MB &= M1 + [(M2 - M1) * D1] & &= M2 - [(M2 - M1) * D2] \\
 MB &= 896 + [(1350 - 896) * 0.55] & &= 1350 - [(1350 - 896) * 0.45] \\
 \mathbf{MB} & & & \mathbf{1146.9 \text{ ton-m}}
 \end{aligned}$$

El resultado del balanceo de momentos de los puntos A, B, C se muestra en la siguiente figura.

Figura 32. Diagrama de momentos balanceados en losa



Determinación de área de Acero

Para la determinación del área de acero en la losa, se calcula como si fuera una viga con ancho unitario de 1.00 metro. Se inicia calculando el peralte efectivo de la losa de la siguiente manera.

Peralte = d = espesor de losa - recubrimiento

$$d = 11 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 8.5 \text{ cm}$$

También se calcula la separación máxima del refuerzo (S_{\max}), que para una losa estructural debe ser igual a $3t$, según lo indicado por el código ACI 318-05 sección 10.5.4, ni mayor a 450 mm.

$$S_{\max} = 3t = 3(11 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Seguidamente se calcula el acero mínimo, que según lo indicado por el código ACI 318S-05 sección 10.5.4 debe ser igual a la cantidad que se requiere como refuerzo por retracción y temperatura y que en losas donde se emplean barras corrugadas grado 40 debe ser al menor igual a 0.0020 (código ACI 318S-05 sección 7.12.2.1).

Área de acero mínimo

$$A_{S_{\min}} = 0.0020(b)(d) = 0.0020*(100 \text{ cm})*(8.5 \text{ cm}) = 1.70 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S) y asumiendo utilizar una varilla No. 3 que tiene un área de 0.71 cm^2 , por medio de una regla de tres se tiene que:

$$S=0.71*100/1.70= 41.76 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado ($S=41 \text{ cm}$) es mayor al espaciamiento máximo permitido ($S_{\max}=36 \text{ cm}$) por lo que se adopta el espaciamiento máximo y se determina el área de acero respectiva para dicho espaciamiento y se diseña con este último, tomándolo como $A_{S\min}$.

$$A_{S\min}=0.71\text{cm}^2*100\text{cm}/33\text{cm}=2.15\text{cm}^2$$

Con esta nueva área de acero mínimo, se encuentra el Momento que resiste ($A_{S\min} = 2.15 \text{ cm}^2$) por medio de la siguiente fórmula:

$$MR_{A_{S\min}} = 0.9(A_{S\min}*f_y (d - (A_{S\min}*f_y / 1.7*f'_c*b)))$$

$$MR_{A_{S\min}} = 0.90 ((2.15)(2,810)*(8.5 - (2.15)(2,810) / (1.7)(210)(100))$$

$$MR_{A_{S\min}} = 453 \text{ kg*m}$$

Este momento calculado ($MR_{A_{S\min}}=453 \text{ kg*m}$), se compara con los momentos que se muestran en la Figura 30 en donde se muestran los momentos balanceados y de donde se puede apreciar que existen momentos mayores, por lo que es necesario encontrar las áreas de acero requeridos y los espaciamientos.

Tabla XLII. Propuesta de armado según momentos mayores a $MR_{AS\min}$.

M (kg-m)	As (cm²)	Av (cm²) No.3	S (cm)
1146	3.84	0.71	18
1314	4.40	0.71	16
688	2.31	0.71	30
870	2.92	0.71	24

Los detalles de los armados se presentan en los planos constructivos, de los anexos.

2.1.4.2 Vigas

Las vigas son elementos sometidos a tres esfuerzos, axiales (corte), a torsión y flexión, como en la sección anterior tomaré la viga crítica para mostrar su diseño.

2.1.4.2.1 Diseño de Viga Crítica

La viga crítica la encontramos en el marco del eje X (eje 2) entre los nodos H y J del nivel 1, por lo que será esa viga la que tomaremos para mostrar su diseño.

Datos de Viga para diseño a flexión

Momentos Nominales

$M_u(-)=$	62.01	ton-m (ver tabla XXXII)
$M_u(+)=$	29.07	ton-m (ver tabla XXXII)

Condiciones de Viga

$F_y=$	4218	kg/cm ²
$f'_c=$	281	kg/cm ²
$h=$	60	cm
$b=$	30	cm
$d=$	55	cm
$d'=$	5	cm

a. Determinando refuerzo para momento negativo último.

Se sabe también que la cuantía balanceada de acero para vigas según el capítulo 21 del ACI-318-05 es:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85(0.85)(281)}{4218} \left(\frac{6120}{6120 + 4218} \right) = 0.0285$$

Si las condiciones del ACI-318-05, capítulo 21 sugieren que para zona sísmica la cuantía de acero máxima sea $\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 \cdot \rho_{bal}$ y la cuantía mínima sea $\rho_{m\acute{i}n} = 14/F_y$

Por lo que el

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

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.5(0.0285) * 30 * 55 = 23.51 \text{ cm}$$

$$A_{sm\acute{i}n} = \rho_{m\acute{i}n} * b * d$$

$$A_{sm\acute{i}n} = \frac{14}{4218} * 30 * 55 = 5.47 \text{ cm}$$

Si se sabe que a (profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos ACI-318-05 sección 10.2.7.1)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c * b}$$

Por lo que

$$a = \frac{23.51 * 4218}{0.85 * 281 * 30} = 13.84 \text{ cm}$$

Por lo que el momento máximo resistente por el área de acero máxima es:

$$Mu = As_{max} * fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = \frac{\left[22.65 * 4218 \left(0.55 - \frac{0.1384}{2} \right) \right]}{1000} = 45.93 \text{ ton} - m$$

Dado que el momento máximo admisible es menor al momento máximo solicitante $44.26 < 62.01$, debe de reforzarse a compresión.

1. Determinar exceso de momento o momento a compresión

$$M1 = \frac{Mu}{\phi} - M2 \text{ con } M2 = Mn$$

$$M1 = \frac{62.01}{0.9} - 45.93 = 22.97 \text{ ton} - m$$

2. Determinar área de acero a compresión

Suponiendo $f's=fy$

$$As' = As1 = \frac{M1}{fy(d - d')}$$

$$As1 = \frac{2297000}{4218(55 - 5)} = 10.89 \text{ cm}^2 = 2 \text{ varillas No. 8}$$

3. Determinando área de acero a tensión

$$As = As1 + As2, \text{ si } As2 = As_{max}$$

$$As = 10.89 + 23.51 = 34.40 \text{ cm}^2 = 6 \text{ varillas No. 8}$$

4. Chequeando que el área de acero no exceda el límite que estable el código ACI para viga doblemente reforzada, donde

$$\rho > \bar{\rho}_{cy}$$

$\bar{\rho}_{cy} = \text{cuantía de acero a tensión mínima}$

Si

$$\rho = \frac{34.40}{30 * 55} = 0.0208$$

$$\rho' = \frac{10.89}{30 * 55} = 0.0066$$

Y

$$\bar{\rho}_{cy} = \frac{0.85\beta f'c d'}{fy} \frac{6120}{d} \frac{6120}{6120 - fy} + \rho'$$

$$\bar{\rho}_{cy} = \frac{0.85(0.80)(281)}{4218} \frac{5}{55} \frac{6120}{6120 - 4218} + 0.0066 = 0.0198$$

Dado que el valor $\rho > \bar{\rho}_{cy}$ cumple no hay que seguir reforzando la viga

5. Determinando momento nominal

$$a = \frac{34.40 * 4218}{0.85 * 281 * 30} = 20.24$$

$$Mn = \frac{0.9 \left[10.89 * 4218(55 - 5) + 34.40 * 4218 \left(55 - \frac{20.24}{2} \right) \right]}{1000 * 100}$$
$$= 79.27 \text{ ton} - m$$

El momento nominal es suficiente para soportar el momento último, por lo que el refuerzo chequea.

b. Refuerzo para momento positivo

$$As = \frac{2907000}{0.9(4218)\left(53 - \frac{18.72}{2}\right)} = 17.54 \text{ cm}^2, \text{ se usaran 4 No. 8}$$

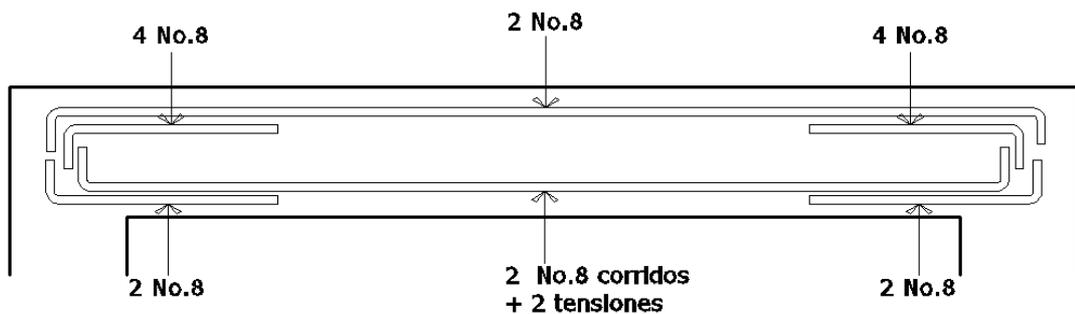
- Requisitos sísmicos para armado

Para la cama superior: Se deben colocar, como mínimo, dos varillas de acero en forma continua o tomar el mayor de los siguientes

valores: a) As min, b) 33% del área de acero calculada para el momento negativo mayor.

Para la cama inferior: Se deben colocar como mínimo dos varillas de acero continuo o tomar el mayor de los siguientes valores: a) As min, b) 50% del área de acero calculada para el momento negativo mayor, c) 50% del área de acero para el momento positivo, según el Reglamento ACI 318-05 sección 21.3.2

Figura 33. Detalle de refuerzo en viga



c. Diseño a Corte

Datos (ver figura 13)

Carga Muerta = 1.318 ton/m

Carga Viva = 0.991 ton/m

Puntual Carga Muerta = 4.28 ton

Puntual Carga Viva = 3.796 ton

1. Cálculo de momento y corte debido a sismo (Mpr)

Cama superior (6No. 8)

$$a = \frac{6(5.07) * 1.25 * 4218}{0.85 * 281 * 30} = 22.37 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = \frac{[6(5.07)(1.25 * 4218) \left(55 - \frac{22.37}{2}\right)]}{100 * 1000} = 70.23 \text{ ton} - m$$

Cama inferior (4No. 8)

$$a = \frac{4(5.07) * 1.25 * 4218}{0.85 * 281 * 30} = 22.37 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = \frac{\left[4(5.07)(1.25 * 4218) \left(55 - \frac{22.37}{2} \right) \right]}{100 * 1000} = 50.81 \text{ ton} - m$$

$$V_{pr} = (70.23 - 50.81) / 8.05 = 15.04 \text{ ton}$$

2. Determinando cortantes debido a cargas gravitacionales

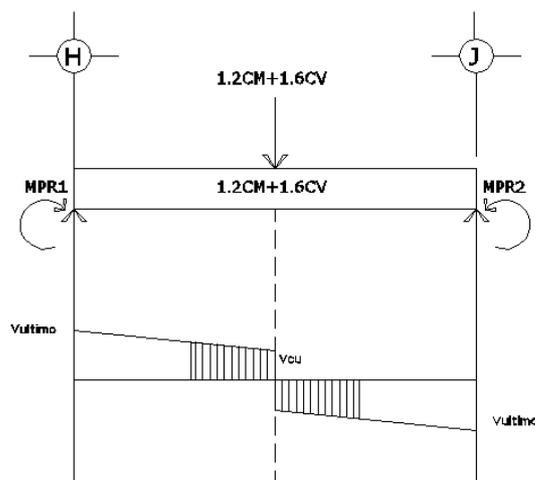
$$V_g = \frac{1}{2}(1.2 * 1.31 + 1.6 * 0.991)(8.05) + \frac{1}{2}(1.2 * 4.28 + 1.6 * 3.796) = 18.35 \text{ ton}$$

3. Determinando cortante último

$$V_{\text{último}} = V_{pr} + V_g = 15.04 + 18.35 = 33.38573 \text{ ton} = 33385.73 \text{ kg}$$

$$V_{\text{concreto}} = 0.53 * 0.85\sqrt{281} * 30 * 53 = 12,004.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 33385.73 - 12004.50 = 20925.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



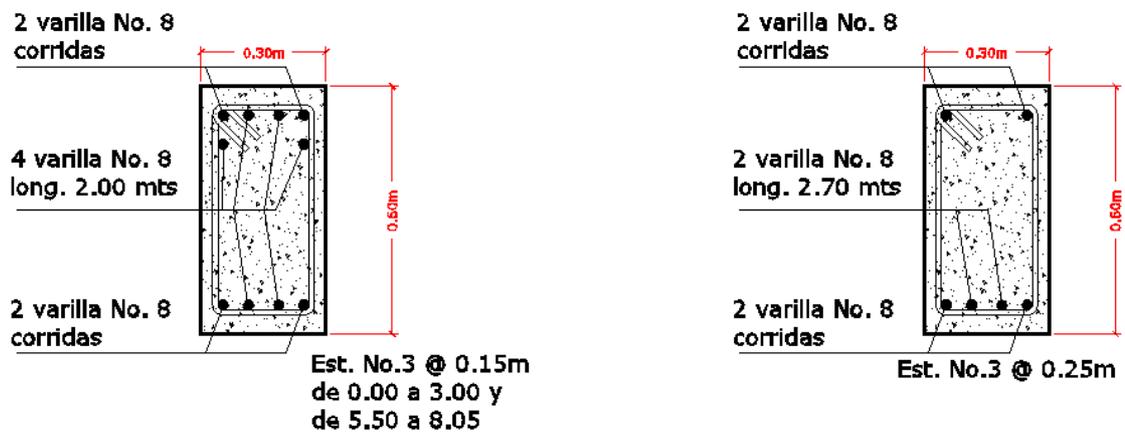
4. Determinación de espaciamiento, se utilizará varilla No.3 como refuerzo

$$S = \frac{\phi Avfyd}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4218 * 55}{20925.33} = 15.80 \text{ cm}$$

Se utilizará refuerzo No.3 @ 0.15 cm, de 0.00 a 3.00 mts y de 5.50 a 8.05 mts, dado que no en todo el largo de la viga poseerá este cortante. Y se utilizará refuerzo No. 4 @ 0.25 cm, de 3.00 a 5.50 mts.

Figura 34. Detalle de secciones en viga.



Nota: Ver los demás detalles en planos, para el resto de vigas del edificio.

2.1.4.3 Columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también

soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

En esta sección mostraremos como diseñar la columna más crítica del edificio, la cual la encontramos en el eje X (eje 2) y nodo H del primer nivel, los datos para esa columna son los siguientes.

Cargas y Momentos últimos

$$\begin{aligned}
 P_u N2 &= 16.02 + 7.6 && \text{ton (ver tabla XXXVI y XXXVII sección 2.1.3.7)} \\
 P_u N1 &= 34.24 + 16.93 && \text{ton (ver tabla XXXVI y XXXVII sección 2.1.3.7)} \\
 C_u \text{ Total} &= \frac{\quad}{\mathbf{74.79}} && \mathbf{ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= 12.48 && \text{ton-m (ver tabla XXXIX sección 2.1.3.7)} \\
 M_{uy} &= 14.76 && \text{ton-m (ver tabla XL sección 2.1.3.7)} \\
 M_u \text{ (a usar)} &= \mathbf{14.76} && \mathbf{ton-m}
 \end{aligned}$$

Condiciones de Columna

$$\begin{aligned}
 r &= 5.00 \text{ cm} \\
 b &= 45.00 \text{ cm} \\
 h &= 45.00 \text{ cm} \\
 d &= 40.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

a. Diseño de Refuerzo Longitudinal

1. Determinando relación entre altura y altura efectiva γ , si

$$\gamma = \frac{(h - 2r)}{h}$$
$$\gamma = \frac{45 - 2(5)}{45} = 0.78$$

2. Suponiendo flexión máxima

Dado que para este ejercicio utilizaremos las ayudas de diseño proporcionadas por el ACI 318-05, para diseño de columnas, determinaremos los parámetros de flexión máxima.

Determinado Relación entre P_u/A_g y $M_u/A_g h$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{74.79 \text{ ton}}{45 * 45 \text{ cm}} = 0.037 \text{ Ton/cm}^2$$

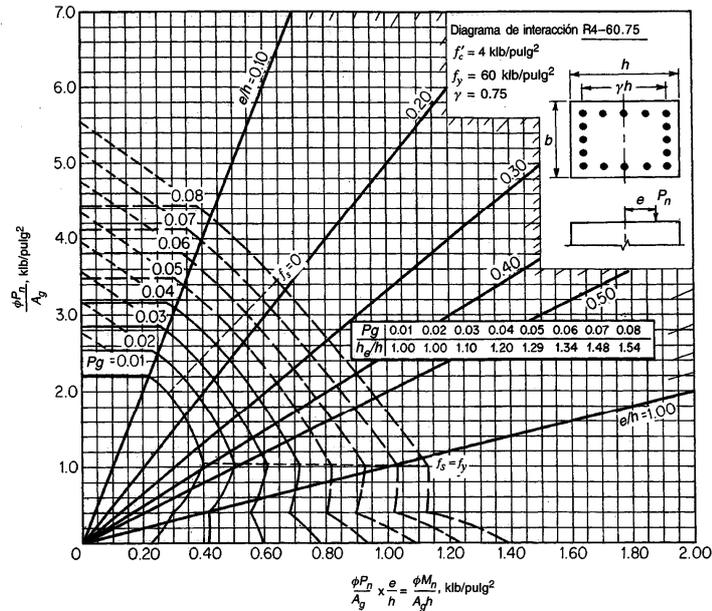
$$\frac{M_u}{A_g h} = \frac{1476.00 \text{ ton} - \text{cm}}{(45 * 45) * 45} = 0.016 \text{ Ton/cm}^2$$

Nota: Dado que las ayudas de diseño proporcionadas por el ACI, se encuentran en unidades Klb/pulg^2 , los datos obtenidos anteriormente los cambiaremos a estas unidades.

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.524 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$\frac{M_u}{A_g h} = 0.230 \text{ Klb/pulg}^2$$

Figura 35. Diagrama de carga momento,



Fuente: Nilson Arthur. Diseño de estructuras de concreto, pág. 697

- Interpolar en el gráfico anterior obtenemos que la cuantía de acero necesaria, para soportar el momento último (M_u) y la carga última (P_u) es de:

$$\rho = 0.011$$

Según el reglamento del ACI-318-05, en su sección 10.9, determina que los límites de la cuantía de acero para elementos sometidos a compresión debe estar entre el rango del 1% al 8%, por lo que el haber obtenido una cuantía en este rango chequea el área propuesta.

- Calculando área de Acero necesaria

$$A_s = \rho A_g = 0.011(45)(45) = 22.27 \text{ cm}^2$$

Por lo que utilizaremos 8 varillas No.6 como refuerzo.

b. Diseño a corte

Para determinar el refuerzo transversal que necesita la columna que se diseña se deben cumplir con varios parámetros que establece el código del ACI-318-05 en su capítulo 21, entre los que encontramos que.

1. Determinar Corte Resistente por concreto

$$\text{Corte resistente } VR = 0.85 * 0.53(f'c)^{1/2} * b * d$$

$$VR = \frac{0.85 * 0.53\sqrt{(281)} * 45 * 40}{1000} = 13.59 \text{ ton}$$

2. Comparar VR con Vu, usando los siguientes criterios: Si VR > Vu se colocan estribos a S = d/2 Si VR < Vu se diseñan los estribos por corte. Para ambas opciones, se considera que la varilla mínima permitida es la No.3

El Vu es producido por el sismo por lo que Vu para la columna que diseñamos es:

$$\mathbf{Vu = 14.77 \text{ ton}/10*2 = 2.95 \text{ ton (ver figura 19)}}$$

Dado que Vu < VR, se utilizará **varilla No.3 espaciada a d/2 o 20 cms.**

3. Refuerzo por confinamiento

Acero transversal (estribos): se deben disponer estribos en las siguientes zonas de los elementos:

En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, en ambos extremos del elemento. (Reglamento ACI 318-05 sección 21.3.3.1)

El espaciamiento S_o no debe ser mayor que el menor de:

- a) Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada más pequeña.

$$S_o = 8 * (6/8) * 2.54 = 15.24 \text{ cm}$$

- b) 24 veces el diámetro de la varilla de amarre; varilla de amarre No. 3.

$$S_o = 24 * (3/8) * 2.54 = 22.86 \text{ cm}$$

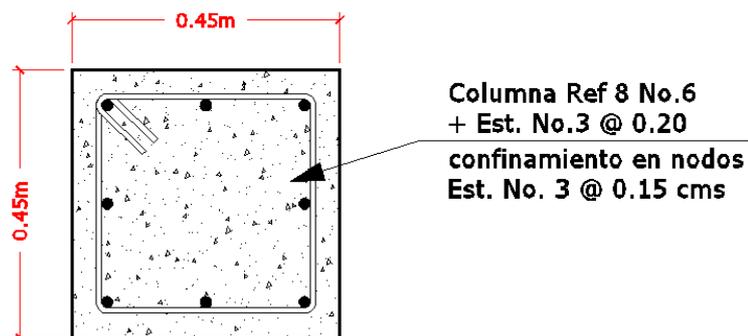
- c) Mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de marco; menor sección transversal.

$$S_o = 45/2 = 22.50 \text{ cms}$$

- d) 30 cm. (Reglamento ACI 318-05 sección 21.3.3.2).

Para el refuerzo transversal por confinamiento usaremos la opción a, por lo que usaremos **refuerzo No. 3 espaciada 15 cms, hasta 0.80 cms.**

Figura. 36 Detalle de Refuerzo de columna.



Nota: Ver los demás detalles de columnas en los planos.

2.1.4.4 Zapatas y cimentación

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine. Con respecto al posible daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos dentro de la misma estructura es incluso más importante que los límites impuestos sobre el asentamiento uniforme global.

En esta sección se determinará la capacidad que posee el terreno en que se llevará a cabo el edificio en diseño, además de del diseño de la zapata para la columna crítica diseñada en la sección anterior.

a. Determinando valor soporte del suelo.

La capacidad soporte del suelo, es límite admisible de carga que puede tolerar el suelo sin presentar deformación o asentamiento en el mismo, para este cálculo, se utiliza la fórmula modificada de Terzaghi, en el que se contemplan, todas las capacidades mecánicas del suelo en estudio.

Datos del suelo:

Angulo de fricción Interna $\Phi = 29.86^\circ$	Base Zapata $B = 1.00 \text{ m}$
Cohesión $C_u = 5.50 \text{ ton/m}^2$	Largo Zapata $L = 1.00 \text{ m}$
Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.44 \text{ ton/m}^3$	Desplante $D = 1.50 \text{ m}$
Ángulo de Inclinación $\beta = 0.00^\circ$	Factor de seguridad $F_s = 4.00$

De la fórmula modificada de Terzaghi se conoce que la capacidad de carga de suelo es igual a:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

1. Determinando factores de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{29.86^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan (29.86^\circ)} = 18.11$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.11 - 1) \cot (29.86^\circ) = 29.81$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(18.11 + 1) \tan (29.86^\circ) = 21.94$$

2. Determinado factores de forma de la carga

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{1 \cdot 18.11}{1 \cdot 29.81} = 1.61$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{1}{1} \tan (29.86^\circ) = 1.57$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \frac{1}{1} = 0.60$$

3. Determinando factores de profundidad de la carga

Si $D/B > 1$ entonces (en radianes)

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{1.5}{1} \right) = 1.39$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$= 1 + 2 \tan (29.86^\circ) (1 - \text{sen} 29.86^\circ)^2 \tan^{-1} \left(\frac{1.5}{1} \right) = 1.39$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

4. Determinando Factores de Inclinación de la Carga

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{0}{90} \right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{0}{29.86^\circ} \right)^2 = 1$$

5. Determinando Q_{adm} .

$$Q_{adm} = qu / AF_s$$

$$qu = 5.5(29.81)(1.61)(1.39)(1) + (1.5)(1.44)(18.11)(1.57)(1.87)(1)$$

$$+ \frac{1}{2}(1)(1.44)(21.94)(0.60)(1)(1) = 491.69 \text{ ton}$$

$$Q_{adm} = \frac{491.69}{(1)(1)^4} = 122.92 \text{ ton/m}$$

Nota. Dado que el valor soporte obtenido del cálculo, se encuentra muy por encima de los límites admisibles para un suelo limo-arenoso, esto debido a que el resultado del ensayo arrojó valores muy altos de cohesión, así como del ángulo de fricción interna, estos mayores al estándar para este tipo de suelo como el que se encuentra en el lugar, no es posible diseñar los cimientos con este valor, ya que sería muy riesgoso dado que nos solicitaría zapatas y cimientos mucho menores a los reales, por tal situación, se tomará como parámetro el valor soporte siguiente:

$$Q_{adm} = 30 \text{ ton/m}^2$$

b. Determinación de dimensiones de zapata

Datos para zapata

Para valores de cargas ver tablas XXXV y XXXVII (suma de cargas axiales del primero y segundo nivel para columna H)

Datos de columna

b=	0.45 m
h=	0.45 m
f'c=	281.00 kg/cm ²
Fy=	4,218.00 kg/cm ²
Refuerzo=	8.00 No.6
Carga Muerta CM=	32.56 ton
Carga Viva CV=	18.10 ton

Datos de terreno y zapata

Qadm=	30.00 ton/m ²
Desplante de suelo d=	1.50 m
f'c=	281.00 kg/cm ²
Fy=	4,218.00 kg/cm ²
Peso de Terreno γ =	1,440.00 kg/m ³
Peso de Concreto γ_c =	2,400.00 kg/m ³

1. Determinación de dimensiones de zapata.

Presión de suelo sobre zapata

$$W_{suelo} = d * \gamma = 1.5 * 1,440.00 = 2160.00 \text{ kg/cm}^2$$

Presión de Contacto

$$q_e = Q_{adm} - W_{suelo} = 30000 - 2160.00 = 27840.00$$

Área de zapata requerida

$$A_{req} = \frac{CM + CV}{q_e} = \frac{32.56 + 18.10}{27.84} = 1.82m^2$$

Si B=L entonces

$$B = \sqrt{1.82} = 1.35 m$$

Se utilizará B=1.50 m y L = 1.50 m

2. Determinando resistencia de diseño y espesor de zapata.

Resistencia de zapata con cargas mayoradas

$$q_r = \frac{1.2CM + 1.6CV}{A} = \frac{1.2(32.56) + 1.6(18.10)}{(1.50)(1.50)} = 30.24 \text{ ton}/m^2$$

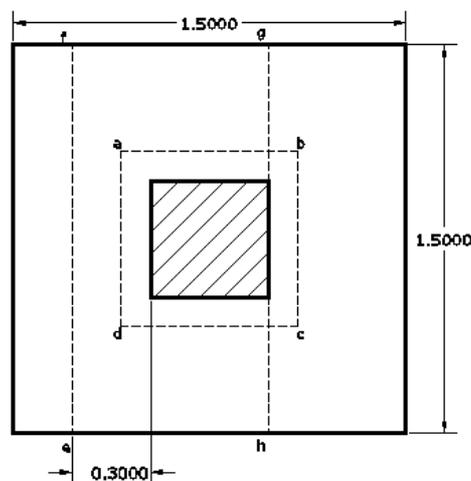
Espesor de Zapata propuesto

$$t = 30.00 \text{ cm}$$

Peralte

$$d = 22.50 \text{ cm}$$

Figura 37. Secciones críticas de zapata



3. Chequeo por punzonamiento.

Perímetro crítico

$$b_o = 4(b_{col} + d) = 4(0.45 + 0.225) = 2.70 \text{ m}$$

Cortante por punzonamiento

$$Vu1 = q, (b * h - AreaPcr)$$
$$Vu1 = 30.24 \left(1.50 * 1.50 - \left(\frac{2.70}{4} \right)^2 \right) = 54.26 \text{ ton}$$

Resistencia nominal de Concreto

$$\phi Vc1 = \phi 4 \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85(4) \sqrt{281} * 2.70 * 0.225 = 109.50 \text{ ton}$$

Como $Vc1 > Vu1$, la zapata chequea por punzonamiento

4. Chequeo de cortante por flexión.

Distancia h-e= 0.3m

Cortante actuante

$$Vu2 = q, * h - e * b = 30.24 * 0.3 * 1.50 = 13.78$$

Resistencia nominal del concreto

$$\phi Vc2 = \phi 2 \sqrt{f'c} * b * d = 0.85(2) \sqrt{281} * 1.50 * 0.225 = 30.41$$

Como $Vc2 > Vu2$, la zapata chequea por flexión

5. Determinando refuerzo por flexión.

Momento último

$$Mu = q_s * b * \frac{\left(\frac{l}{2} - \frac{b_{col}}{2}\right)^2}{2} = 625,152.27 \text{ kg/cm}$$

Proponiendo $a = 8 \text{ cm}$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{625,152.27}{0.9(4218)\left(22.50 - \frac{8}{2}\right)} = 8.902 \text{ cm}^2$$

Determinando As_{min}

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4218} * 1.50 * 0.225 = 11.202 \text{ cm}^2$$

Dado que el área de acero requerida por el momento máximo es menor al área mínima, se utilizará esta última para el armado de la zapata.

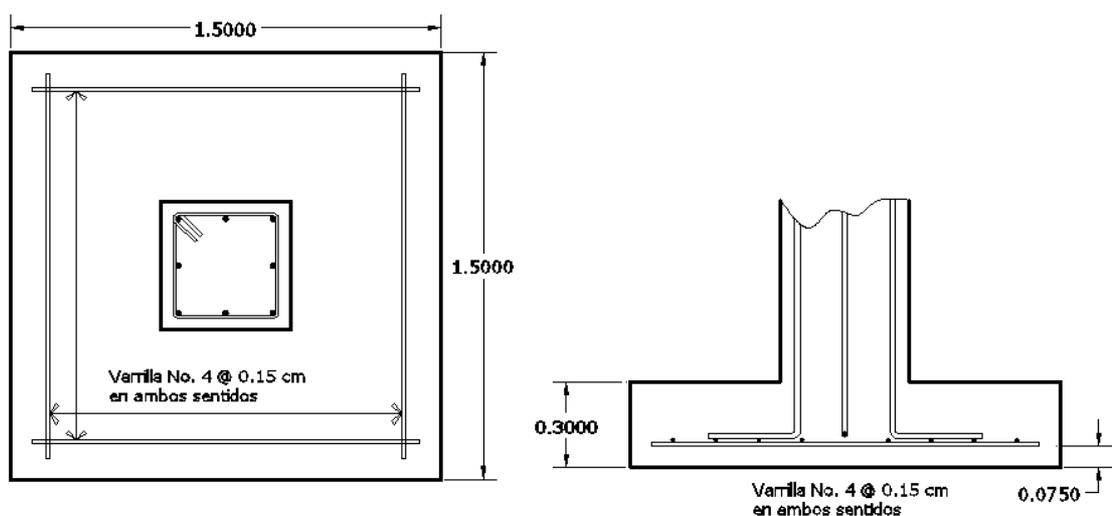
Refuerzo a usar varilla No. 4 (área 1.27 cm^2)

El espaciamiento lo determinamos de la siguiente forma

$$S = \frac{A_{var} * L}{As} = \frac{1.27 * 1.50}{11.202} = 0.17 \text{ cm}$$

Se utilizará entonces varilla No.4 @ 0.15 cm en ambos sentidos.

Figura 38. Detalle de refuerzo de zapata.



Nota: ver los demás detalles de zapatas en planos.

2.1.4.5 Módulo de gradas

En toda edificación es importante tomar en cuenta las formas de acceso de un nivel a otro, en especial si tomamos en cuenta que en lugares de riesgo sísmico considerable, las medidas de seguridad para estas vías de acceso es de tomar en cuenta.

Es por eso que para este ejercicio se tomará en cuenta el diseño del módulo de gradas que da acceso al nivel superior del edificio de mercado.

Del cual poseemos los siguientes datos:

Altura a salvar: 3.70mts

Número de escalones= Altura a salvar/Contra Huella

$370\text{cm}/18\text{cm} = 20.55$ escalones, aproximadamente 21 escalones

Huella = 28cm

Espesor de cuello= 11cm

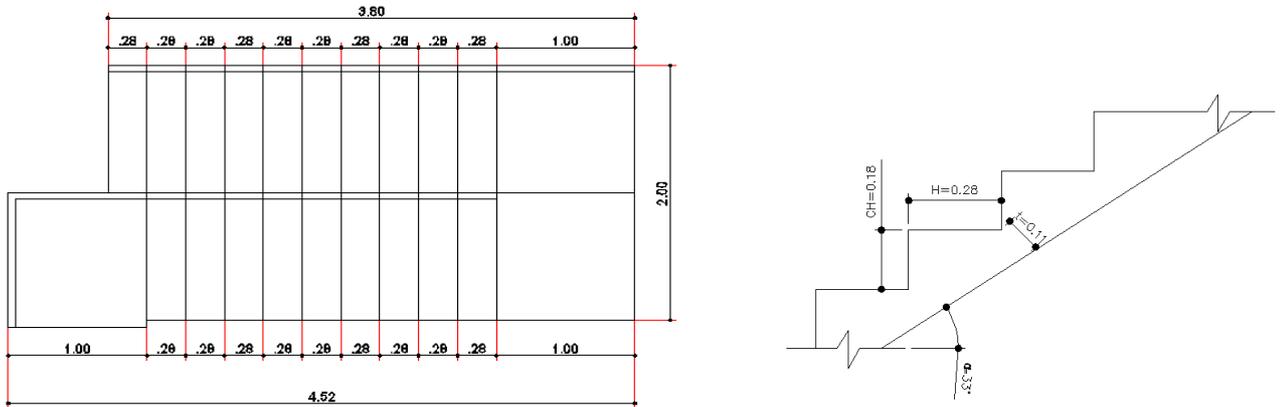
Carga viva de diseño CV= 488.24 kg/m²

$f'c = 210$ kg/cm²

$Fy = 4218$ kg/cm²

Peso de concreto $\gamma_c = 2.40$ ton/m³

Figura 39. Planta y corte módulo de gradas



a. Integración de cargas

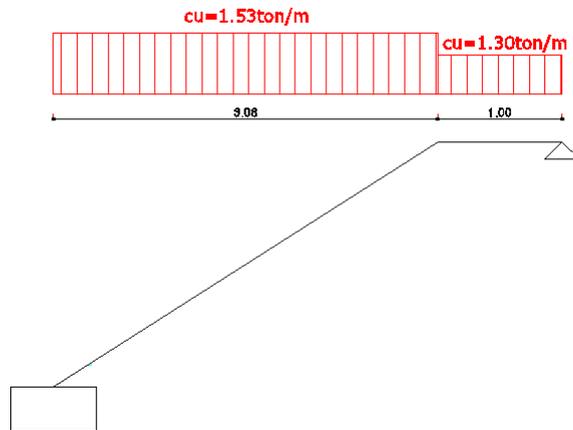
Descanso

$$\begin{aligned}
 \text{Carga muerta } CM &= CH \times B \times \gamma_c = 0.18 \times 1.00 \times 2.40 = 0.432 \text{ ton/m} \\
 \text{Carga viva } CV &= CV \times B = 0.488 \times 1.00 = 0.488 \text{ ton/m} \\
 \text{Carga última } CU &= 1.2CM + 1.6CV = \frac{1.2 \times 0.432 + 1.6 \times 0.488}{1} = 1.299 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Tramo inclinado

$$\begin{aligned}
 \text{Carga muerta } CM &= B \times \gamma_c \left(\frac{CH}{2} + t / \cos(\alpha) \right) = 1.00 \times 2.40 \left(\frac{0.18}{2} + \frac{0.11}{\cos(32.73^\circ)} \right) = 0.529 \text{ ton/m} \\
 \text{Carga viva } CV &= CV \times B = 0.488 \times 1.00 = 0.488 \text{ ton/m} \\
 \text{Carga última } CU &= 1.2CM + 1.6CV = \frac{1.2 \times 0.529 + 1.6 \times 0.488}{1} = 1.536 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Figura 40. Modelo matemático de cargas sobre gradas (tramo 1)

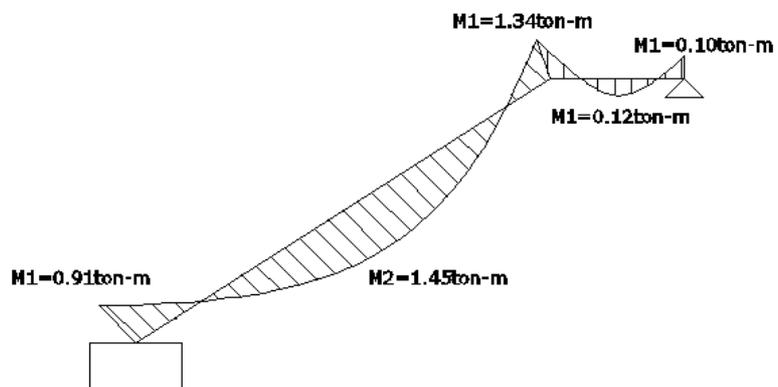


b. Determinación de momentos

$$M1=1/16WL^2; \quad M2=1/10WL^2$$

$$M3=1/9WL^2; \quad M4=1/10WL^2; \quad M5=1/12WL^2$$

Figura 41. Diagrama de momentos en gradas



Dado que se calcula como una viga hiperestática, determinamos los momentos máximos, para determinar las áreas de acero a usar.

$$\begin{aligned} \text{Momento (+)} &= 1.46 \text{ ton-m} \\ \text{Momento (-)1} &= 1.35 \text{ ton-m} \\ \text{Momento (-)2} &= 0.11 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

c. Cálculo del peralte

Si se considera el uso de varilla No.5 ($\Phi=1.29\text{cm}$)

Recubrimiento a usar = 2.50cm

$$d = 11\text{cm} - (2.50\text{cm} + 1.29\text{cm}/2) = 7.85\text{cm}$$

d. Cálculo de área de acero

Momento negativo

$$R = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1350000}{0.9(100)(7.85)^2} = 24.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 345.77\text{lb/pulg}^2$$

$R = \rho f_y (1 - 0.588 \rho f_y / f'_c)$ despejando para determinar cuantilla

$$\rho = 0.0058$$

Determinando área de Acero:

$$A_s = \rho b d = 0.0058 * 100 * 7.85 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 4varillas No.4 @ 22 cm

Momento Positivo

$$R = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1460000}{0.9(100)(7.85)^2} = 26.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 373.94\text{lb/pulg}^2$$

$R = \rho f_y (1 - 0.588 \rho f_y / f'_c)$ despejando para determinar cuantilla

$$\rho = 0.0062$$

Determinando área de Acero:

$$A_s = \rho b d = 0.0062 * 100 * 7.85 = 4.89 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 4 varillas No.4 @ 22 cm

e. Chequeo por corte

$$V_u = \frac{C u L}{2} - \frac{M(-)_1 + M(-)_2}{L} = 1.50 * \frac{3.08}{2} + \frac{1.35 + 0.11}{3.08} = 2.78 \text{ ton}$$

$$\text{Cortante de Concreto } V_c = 0.53 \sqrt{210} * 100 * 7.85 = 6.029 \text{ ton}$$

Como $V_c > V_u$; chequea a corte no hay que colocar estribos, ver detalle de armado en planos adjuntos en los anexos.

2.1.4.6 Diseño de Techo estructura metálica a cuatro aguas, para módulo D

Debido a que el edificio se encuentra ubicado en un municipio de ambiente colonial, es necesario tener en cuenta la utilización de elementos que le den realce a este tipo de ambientes, es por eso que se opto por la utilización de un techo de estructura metálica a cuatro aguas que le dará el realce que debe la estructura, además de darle un toque arquitectónico colonial.

El diseño de este tipo de techo se explica a continuación, teniendo un área a cubrir de 165.95 m² (10.15m X 16.35m).

Datos:

La cubierta será de lámina galvanizada corrugada calibre 26 (peso 6.44kg/m²)

2.1.4.6.1 Análisis estructural de costaneras (cálculo de cargas y momentos)

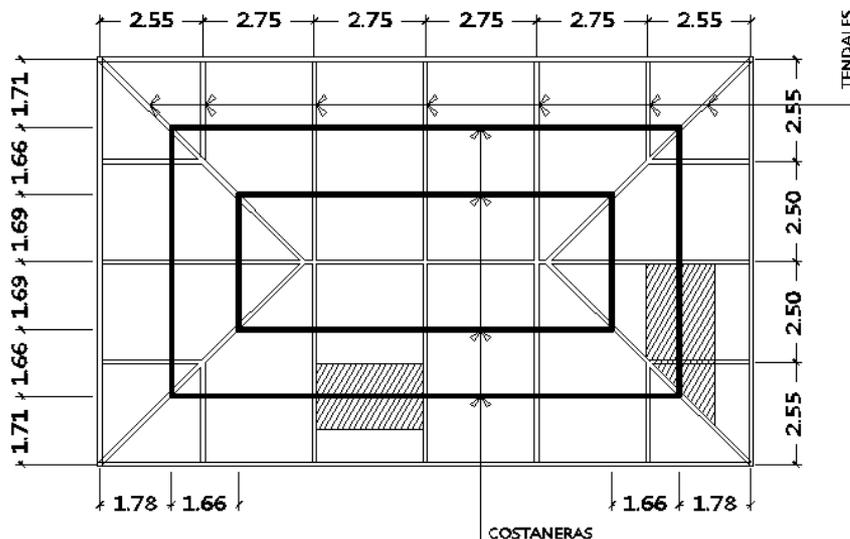
Determinación de área tributaria (AT)

La separación de los ejes longitudinales de las costaneras y los tendales de se presenta en la figura siguiente, para este trabajo se tomaran en cuenta el área tributaria de las costaneras críticas por lo que:

$$At_1 = (1.71/2 + 1.66/2)(2.75) = 4.63 \text{ m}^2$$

$$At_2 = (1.66/2 + 1.78/2)(2.50 + 1/4 * 2.55) = 5.39 \text{ m}^2$$

Figura 42. Área tributaria crítica sobre costaneras



Estimando cargas por metro cuadrado de superficie:

Carga muerta: Lámina = 6.44 kg/m²

Carga viva: Trabajador = 39.00 kg/m²

Carga de viento $q = 0.004819Vz^2$

Donde:

q = carga de viento por unidad de superficie (kg/m^2)

V_z = Velocidad de diseño del viento (km/h)

Carga de viento $q=0.004819(56)^2= 15.11 \text{ kg/m}^2$

Carga Total= 60.55 kg/m^2

Determinación de carga uniformemente distribuida (W)

Una vez determinada las áreas tributarias y cargar total por metro cuadrado, se procede al cálculo de la carga uniformemente distribuida (W)

$W = (\text{carga total})(\text{área tributaria})/\text{longitud de costanera}$

$W_1 = (4.63)(60.55)/2.75 = 101.94 \text{ kg/m}$

$W_2 = (5.39)(60.55)/3.78 = 86.33 \text{ kg/m}$

Cálculo de momento (M)

Se asume que la costanera se comportará como una viga simplemente apoyada en sus extremos, por lo que el momento lo determinamos como:

$M = WL^2/8$

$M_1 = (101.94)(2.75)^2/8 = 96.36 \text{ kg-m}$

$M_2 = (86.33)(3.78)^2/8 = 154.18 \text{ kg-m}$

2.1.4.6.2 Diseño estructural de costanera

Las costaneras deben de diseñarse para soportar flexión, esfuerzo cortante y deflexión sin deformarse, por lo que se chequeará si la costanera a proponerse cumple con esos requisitos.

Diseño por flexión

Para diseñar una viga a flexión es necesario que los esfuerzos reales no excedan los valores permisibles correspondientes para el material. Para el diseño a flexión en costaneras se debe determinar el módulo de sección, que resulta de dividir el momento flexionante entre el esfuerzo permisible, se dice que una viga soportará la flexión si el módulo de sección de la viga es menor que el módulo de sección de la costanera de acero a usarse.

$S=M/f$ donde:

S = módulo de sección calculado

M =momento actuante

f = esfuerzo permisible del acero de costanera = $0.6(f_y)$, según AISC, si se sabe que $f_y= 36,000$ psi ó 2530 kg/cm²

Por tanto $f= 0.6(2530)=1518$ kg/cm²

$$S_1 = \frac{9,636.00 \text{ kg} * \text{cm}}{1518 \text{ kg/cm}^2} = 6.34 \text{ cm}^3$$

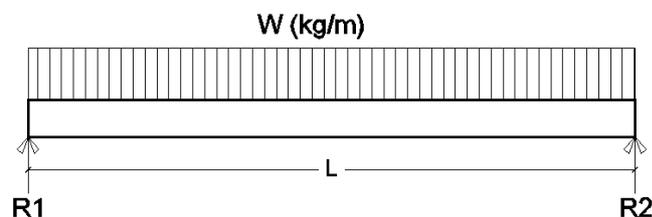
$$S_2 = \frac{15418.00 \text{ kg} * \text{cm}}{1518 \text{ kg/cm}^2} = 10.16 \text{ cm}^3$$

El módulo de sección obtenido es mucho $S=6.34$ y 10.16 cm^3 son mucho menores que el módulo de sección para una costanera de $4'' \times 2'' \times 1/12''$ que tiene un módulo de sección $S_x= 13.5 \text{ cm}^3$ (ver anexo 10, costanera de $a= 100\text{mm}$, $b=50\text{mm}$, $c = 15 \text{ mm}$).

Chequeo por cortante

Para una viga simplemente apoyada las reacciones se calculan de la siguiente manera:

Figura 43. Diagrama de carga sobre costanera



$$R_1=R_2= WL/2$$

$$R_1=R_2= (101.94)(2.75)/2=138.63 \text{ kg}$$

Determinación de cortante (τ)

Existe la condición que el corte promedio no debe de exceder a $1,020 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_{\text{producido}} = \frac{R}{\text{Área de sección}^*} = \frac{138.63 \text{ kg}}{4.67 \text{ cm}^2} = 29.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{producido}} < T(1,020)$$

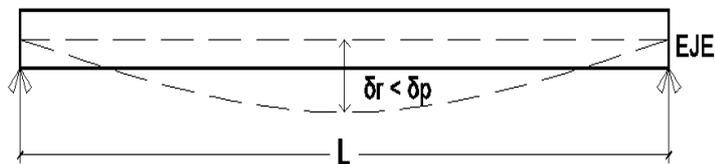
$29.68 \text{ kg/cm}^2 < 1,020 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto la costanera resiste los esfuerzos cortantes.

*. Ver anexo 10

Verificación por deflexión:

Se le conoce como deflexión a la distancia perpendicular del eje neutro de la costanera hasta el punto más lejano de la elástica. La deflexión real debe ser menor que la deflexión permisible, $\delta_r < \delta_p$, los valores de las mismas se verifican a continuación

Figura 44. Diagrama de deflexión de costanera



$$\delta_r = \frac{12.7WL^3}{384EI}$$

Donde:

δ_r = deflexión real

w=carga uniformemente distribuida

L= longitud de costanera

E= módulo de elasticidad del acero (2,037,950kg/cm²)

I= inercia costanera

Por lo que:

$$\delta_r = \frac{12.7(1.0194 \frac{kg}{cm})(275.00cm)^3}{384 \left(2,037,950.00 \frac{kg}{cm^2} \right) (67.50cm^4)} = 0.00509 \text{ cm}$$

Deflexión permisible (δ_p)

$\delta_p=L/360$

Donde:

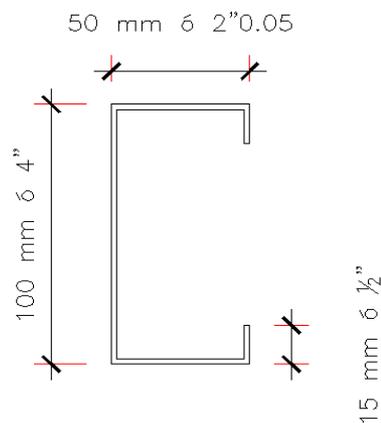
L= longitud de costanera

$$\delta p = 275/360 = 0.763 \text{ cm}$$

dado que $\delta r < \delta p$ ($0.00509 < 0.763$) la sección elegida es apropiada para el diseño establecido.

Por lo que la sección de costanera a usarse será de 4"x2"x1/2"

Figura 45. Sección de costanera.

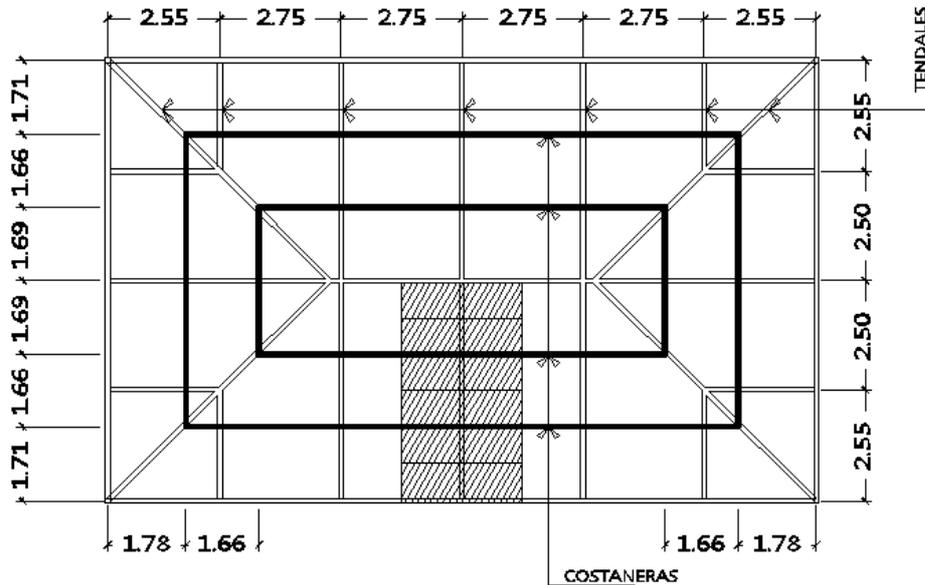


2.1.4.6.3 Análisis estructural de tendales (cargas y momentos)

Determinación de área tributaria (AT)

A diferencia de las costaneras el área tributaria de los tendales, se determina como el área de influencia sobre los nodos de cada uno de estos, como se ve en la figura siguiente:

Figura 46. Área tributaria sobre tendales.



$$AT = (2.75)(1/2)(1.66+1.71)=4.63 \text{ m}^2$$

Estimación de cargas por metro cuadrado

Carga muerta: Lámina= 6.44 kg/m²

Peso costaneras= 14.64 kg/ m²

Carga viva:

Carga de viento= 73.00 kg/ m², (según UBC 97, para edificios menores a 20.00 mts de altura)

Carga Total= 94.08 kg/m²

Determinación de cargas por nodo

La carga en cada nodo es igual al área tributaria por la carga total.

$$C_0 = 2.50\text{m}^2(94.08 \text{ kg/m}^2) = 235.3 \text{ kg}$$

$$C_1 = 4.63 \text{ m}^2(94.08 \text{ kg/m}^2) = 435.59\text{kg}$$

$$C_2 = 4.14 \text{ m}^2(94.08 \text{ kg/m}^2) = 389.39\text{kg}$$

$$C_3 = 2.20 \text{ m}^2(94.08 \text{ kg/m}^2) = 210.73\text{kg}$$

Figura 47. Cargas actuantes sobre nodos tendal.

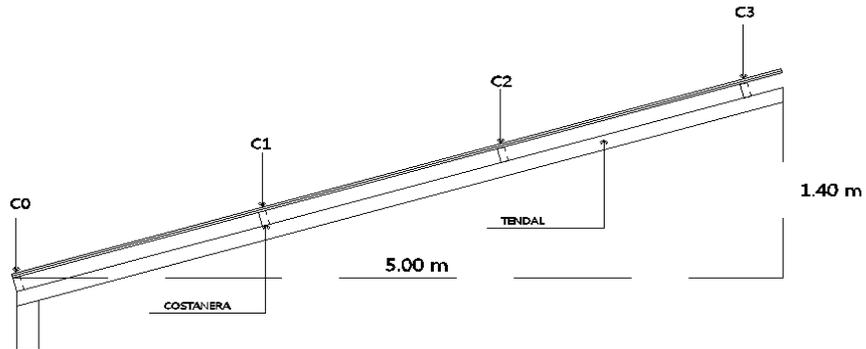
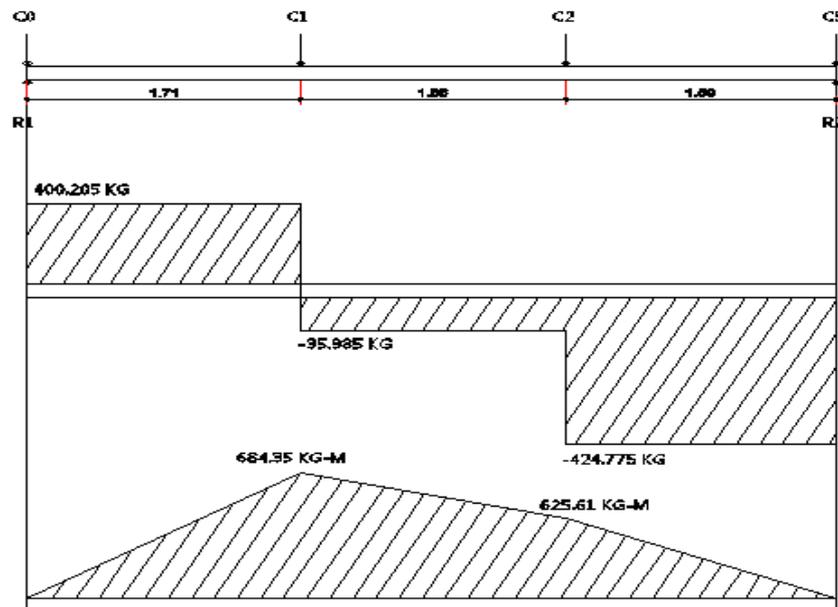


Figura 48. Diagrama de carga-corte-momento tendal.



Para determinar el módulo de sección del tendal, es necesario conocer el momento de inercia del eje x de la sección formada por dos costaneras de perfil C con medidas 6"x2"

Figura 49. Sección de tendal.

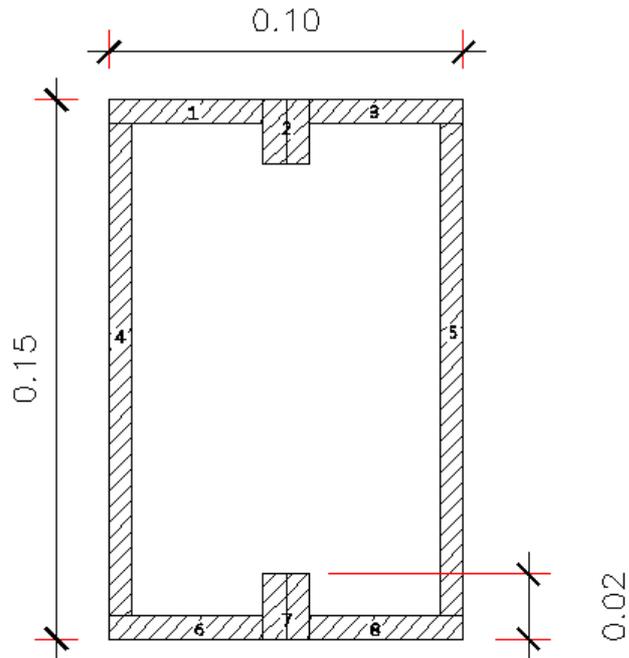


Tabla XLIV. Cálculo de momento de inercia del tendal

Figura	Área (cm ²)	Y _c	Y _c ²	AY _c ²	I _o	I _o +AY _c ²
1	1.51	7.3	53.29	80.4679	0.1269	80.5948
2	0.8	6.985	48.790225	39.03218	0.1082	39.14038
3	1.51	7.3	53.29	80.4679	0.1269	80.5948
4	4.636	0	0	0	82.42	82.42
5	4.636	0	0	0	82.42	82.42
6	1.51	-7.3	53.29	80.4679	0.1269	80.5948
7	0.8	-6.985	48.790225	39.03218	0.1082	39.14038
8	1.51	-7.3	53.29	80.4679	0.1269	80.5948
Inercia						565.50

Con el momento de inercia $I=565.50\text{cm}^4$ procedemos a calcular el módulo de sección con la siguiente ecuación:

$$S= I/C$$

Donde:

S= módulo de sección

I= momento de inercia

C= distancia del centro al extremo

$$S=565.50\text{cm}^4/7.62\text{cm}= 74.21\text{cm}^3$$

El momento máximo que soporta la sección formada por dos costaneras de 6"x2" se determina de la siguiente fórmula:

$$M= S*f$$

Donde:

M= momento máximo que resiste la sección

S= módulo de sección

$$F= 0.6F_y$$

$$M= (74.21\text{ cm}^3)(0.6*2530\text{kg*cm}^2)=112650.78\text{ kg-cm}=1126.50\text{ kg-m}$$

El momento actuante es menor que el momento máximo que soporta la sección, por lo tanto la sección propuesta es correcta.

$$684.35\text{kg-m} < 1126.50\text{ kg-m}$$

*ver figura 48.

2.1.5 Presupuesto del proyecto.

2.1.5.1 Costo del proyecto

El costo total del proyecto será de tres millones, doscientos veintinueve mil, trescientos cuarenta y un quetzales con setenta y ocho centavos (Q 3,221,341.78), el cual se detalla en el siguiente presupuesto, desglosado en renglones y sub-renglones de trabajos.

Tabla XLV. Presupuesto mercado municipal, Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez



1		TRABAJOS PRELIMINARES			
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
1.1	Demolición de estructura existente	1.00	global	Q 30,535.68	Q 30,535.68
1.2	Trazo y nivelación	1,086.90	m2	Q 6.06	Q 6,591.10
1.3	Conformación de plataformas	120.00	m2	Q 78.39	Q 9,406.71
TOTAL REGLÓN					Q 46,533.49

2		CIMENTACIÓN			
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
2.1	Zapata tipo Z-1	13.00	U	Q 1,010.24	Q 13,133.17
2.2	Zapata tipo Z-2	19.00	U	Q 1,010.24	Q 19,194.63
2.3	Zapata tipo Z-3	6.00	U	Q 2,302.15	Q 13,812.88

2.4	Zapata tipo Z-4	2.00	U	Q	1,677.34	Q	3,354.68
2.5	Cimiento Corrido tipo CC	78.65	ml	Q	462.45	Q	36,371.75
2.6	Cimiento Corrido tipo CC-2	54.62	ml	Q	300.53	Q	16,414.71
2.7	Levantado de block cimentación de 0.19x0.14x0.39	79.96	m2	Q	153.09	Q	12,241.41
2.8	Solera de humedad S-1	133.27	ml	Q	240.83	Q	32,095.48

TOTAL RENGLÓN	Q	146,618.71
----------------------	----------	-------------------

3 ESTRUCTURA PRINCIPAL							
RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL		
PRIMER NIVEL							
3.1	Columna tipo C-1	42.00	U	Q	4,892.12	Q	205,468.91
3.2	Viga tipo V-1(Módulo A) ver plano 4/15	1.00	U	Q	39,259.98	Q	39,259.98
3.3	Viga tipo V-1(Módulo B y C) ver plano 4/16	2.00	U	Q	10,364.30	Q	20,728.59
3.4	Viga tipo V-2(Módulo A) ver plano 4/15	2.00	U	Q	31,970.91	Q	63,941.83
3.5	Viga tipo V-2(Módulo B y C) ver plano 4/16	4.00	U	Q	8,090.94	Q	32,363.75
3.6	Viga tipo V-3	12.00	U	Q	5,985.34	Q	71,824.05
3.7	Viga tipo V-4	9.00	U	Q	4,222.32	Q	38,000.92
3.8	Losa tradicional	552.07	m2	Q	393.28	Q	217,117.81
3.9	Módulo de Gradadas	2.00	U	Q	7,976.56	Q	15,953.13
3.10	Estructura techo módulo D						
3.10.1	Tendales de perfil C de 6"x2"x1/2"	94.00	ml	Q	394.24	Q	37,058.56
3.10.2	Costaneras de perfil C de 4"x2"x1/2"	128.00	ml	Q	240.13	Q	30,736.38
3.10.3	Instalación lámina troquelada de zinc calibre 26	168.95	m2	Q	480.26	Q	81,139.25
3.10.4	Viga de 0.30x020	51.20	ml	Q	490.78	Q	25,127.94

SEGUNDO NIVEL							
3.11	Columna tipo C-1	42.00	U	Q	3,033.70	Q	127,415.33
3.12	Viga tipo V-1(Módulo A) ver plano 4/15	1.00	U	Q	39,259.98	Q	39,259.98
3.13	Viga tipo V-1(Módulo B y C) ver plano 4/16	2.00	U	Q	10,364.30	Q	20,728.59
3.14	Viga tipo V-2(Módulo A) ver plano 4/15	2.00	U	Q	31,970.91	Q	63,941.83
3.15	Viga tipo V-2(Módulo B y C) ver plano 4/16	4.00	U	Q	8,090.94	Q	32,363.75
3.16	Viga tipo V-3	12.00	U	Q	5,985.34	Q	71,824.05
3.17	Viga tipo V-4	9.00	U	Q	4,222.32	Q	38,000.92

3.18	Losa tradicional	552.07	m2	Q 393.28	Q 217,117.81
TOTAL RENGLÓN					Q 1,489,373.36

4 LEVANTADOS, TABICACIÓN Y MÓDULOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
PRIMER NIVEL					
4.1	Levantado de Block (0.19x0.14x0.39) en módulos A,B,C, (incluye soleras y columnas)	225.00	m2	Q 361.12	Q 81,252.86
4.2	módulos de mercado (Área de Frutas, Verduras y Granos)	35.00	U	Q 2,232.70	Q 78,144.60
4.3	módulos de mercado (Área de Carnes)	12.00	U	Q 5,670.33	Q 68,043.99
4.4	Levantado de Block en módulo D(0.19x0.14x0.39), incluye soleras y columnas	152.00	m2	Q 361.12	Q 54,890.82
4.5	Tabicación en baños	19.44	m2	Q 190.97	Q 3,712.45
4.6	mesa fundida para lavamanos	2.00	U	Q 337.01	Q 674.02
SEGUNDO NIVEL					
4.7	Levantado de Block (0.19x0.14x0.39) en módulos A,B,C, (incluye soleras y columnas)	497.46	m2	Q 361.12	Q 179,644.67
4.8	Levantado de Cenefa	45.60	m2	Q 180.56	Q 8,233.62
4.9	Barandal	56.05	ml	Q 171.50	Q 9,612.66
4.10	Tabicación para baños	74.52	m2	Q 190.97	Q 14,231.07
TOTAL RENGLÓN					Q 498,440.76

5 INSTALACIÓN DRENAJE SANITARIO					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
5.1	Tubería PVC 160 psi 2"	180.00	ml	Q 65.59	Q 11,805.70
5.2	Tubería PVC 160 psi 2 1/2"	6.50	ml	Q 72.76	Q 472.91
5.3	Tubería PVC 160 psi 3"	6.00	ml	Q 97.41	Q 584.48
5.4	Bajadas PVC 160 psi 2"	18.00	ml	Q 65.59	Q 1,180.57
5.5	Caja de registro	2.00	U	Q 195.46	Q 390.91
TOTAL RENGLÓN					Q 14,434.57

6 INSTALACIÓN DRENAJE PLUVIAL					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
6.1	Bajadas PVC 160 psi 4"	6.00	U	Q 383.92	Q 2,303.51

6.2	Tubería PVC 160 psi 6"	64.20	ml	Q	225.65	Q	14,486.64
6.3	caja reposadera	7.00	U	Q	390.93	Q	2,736.50
TOTAL RENGLÓN							Q 19,526.65

7		INSTALACIÓN AGUA POTABLE					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL		
7.1	Tubería PVC 250 psi 3/4"	520.00	ml	Q	102.79	Q	53,450.34
7.2	Acometida	1.00	U	Q	1,752.58	Q	1,752.58
TOTAL RENGLÓN							Q 55,202.92

8		INSTALACIÓN ELÉCTRICA					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL		
8.1	Tablero DT1	1.00	U	Q	3,557.89	Q	3,557.89
8.2	Tablero DT2	1.00	U	Q	3,557.89	Q	3,557.89
8.3	Tablero de cuatro polos	25.00	U	Q	1,780.67	Q	44,516.75
8.4	Contador Eléctrico	27.00	U	Q	789.55	Q	21,317.85
8.5	Tomacorrientes 120v	76.00	U	Q	453.28	Q	34,449.28
8.6	Tomacorrientes 220v	12.00	U	Q	655.78	Q	7,869.36
8.7	Lámparas tipo industrial de 2x40 watt	44.00	U	Q	475.89	Q	20,939.16
8.8	Lámparas tipo industrial de 4x40 watt	36.00	U	Q	752.80	Q	27,100.80
8.9	Lámparas tipo ojo de buey	16.00	U	Q	278.90	Q	4,462.40
TOTAL RENGLÓN							Q 167,771.38

9		PISOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL		
9.1	Banqueta	108.00	m2	Q	95.78	Q	10,344.24
9.2	Piso de granito primer nivel	756.00	m2	Q	275.80	Q	208,504.80
9.3	Piso de granito segundo nivel	554.00	m2	Q	275.80	Q	152,793.20
9.4	Torta de concreto alisado t=0.05 cm	163.00	m2	Q	68.90	Q	11,230.70
9.5	Piso adoquín primer nivel	70.00	m2	Q	225.90	Q	15,813.00
TOTAL RENGLÓN							Q 398,685.94

ACABADOS						
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
10.1	Repello expuesto	290.00	m2	Q 45.80	Q	13,282.00
10.2	Repello	1,303.00	m2	Q 45.80	Q	59,677.40
10.3	Pintura	1,593.00	m2	Q 18.90	Q	30,107.70
10.4	Azulejo	16.50	m2	Q 275.80	Q	4,550.70
10.5	Acabado en losa	1,104.14	m2	Q 27.90	Q	30,805.51
10.6	Fachaleta para columnas	285.00	m2	Q 72.90	Q	20,776.50
TOTAL REGLÓN					Q	159,199.81

11 ARTEFACTOS SANITARIOS						
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
11.1	Inodoros	24.00	U	Q 975.90	Q	23,421.60
11.2	Mingitorios	2.00	U	Q 1,100.10	Q	2,200.20
11.3	Lavamanos	23.00	U	Q 550.45	Q	12,660.35
11.4	Fregaderos para área de carnes	10.00	U	Q 850.90	Q	8,509.00
11.5	Fregaderos para área de lavado	3.00	U	Q 850.90	Q	2,552.70
11.6	Porta rollos	24.00	U	Q 75.90	Q	1,821.60
11.7	Dispensador de jabón	23.00	U	Q 50.30	Q	1,156.90
11.8	Espejos	5.00	m2	Q 275.90	Q	1,379.50
TOTAL REGLÓN					Q	53,701.85

12 PUERTAS Y VENTANAS						
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
12.1	Puerta tipo P-1	1.00	U	Q 21,855.00	Q	21,855.00
12.2	Puerta tipo P-2	2.00	U	Q 675.90	Q	1,351.80
12.3	Puerta tipo P-3	18.00	U	Q 890.30	Q	16,025.40
12.4	Puerta tipo P-4	24.00	U	Q 375.11	Q	9,002.64
12.5	Puerta tipo P-5	2.00	U	Q 650.56	Q	1,301.12
12.6	Cortina Metálica para puerta P-4	24.00	U	Q 830.30	Q	19,927.20
12.7	Ventana tipo V-1	2.00	U	Q 1,860.42	Q	3,720.84
12.8	Ventana tipo V-2	16.00	U	Q 2,557.50	Q	40,920.00

12.9	Ventana tipo V-3	2.00	U	Q 1,041.60	Q 2,083.20
12.10	Ventana tipo V-4	18.00	U	Q 277.76	Q 4,999.68
12.11	Ventana tipo V-5	2.00	U	Q 1,739.10	Q 3,478.20

TOTAL RENGLÓN	Q 124,665.08
----------------------	---------------------

13	OTROS
-----------	--------------

RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
13.1	Jardineras	12.00	ml	Q 120.80	Q 1,449.60
13.2	Bancas	4.00	U	Q 350.80	Q 1,403.20
13.3	Fuente	1.00	U	Q 2,750.00	Q 2,750.00
13.4	Muro perimetral entrada (incluye balcones)	36.00	m2	Q 769.00	Q 27,684.00
13.5	Muro perimetral parte trasera (h=3.00m)	36.00	m2	Q 386.12	Q 13,900.46

TOTAL RENGLÓN	Q 47,187.26
----------------------	--------------------

COSTO TOTAL DE LA OBRA	Q 3,221,341.78
-------------------------------	-----------------------

CONCLUSIONES

1. Con el diseño del mercado municipal de Magdalena Milpas Altas, se proporcionará a los habitantes del municipio, las instalaciones adecuadas, con seguridad y comodidad que permitirá el comercio e intercambio de productos de manera adecuada.
2. El edificio para mercado municipal fue diseñado basado a las características que se requieren para un área sísmica, garantizando la resistencia y correcto funcionamiento de cada uno de los elementos estructurales.
3. El costo de la construcción del mercado municipal del municipio de Magdalena Milpas Altas asciende a Q 3, 221,341.78, lo cual será una gran inversión al inicio, pero que verá su resultado a mediano plazo, ya que será una fuente importante de desarrollo para el lugar, ya que con este no solo atraerá más comercio, sino que ayudará a mantener más limpio el municipio ya que actualmente las ventas en las calles produce gran suciedad y por tanto enfermedades a los habitantes.
4. La correcta operación del mercado municipal dependerá del cumplimiento de las especificaciones y demás información establecida en los planos, así como de mantener una supervisión permanente. De las autoridades correspondientes y población en general dependerá que las instalaciones se mantengan tengan

en buenas condiciones, dándole el mantenimiento y uso correcto a las instalaciones.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Magdalena Milpas Altas:

1. Durante la construcción del edificio para mercado municipal, garantizar la supervisión de los trabajos a través de un profesional de Ingeniería Civil, para cumplirse con lo especificado en los planos de construcción y especificaciones técnicas.
2. Debe de garantizarse la calidad de los materiales para la construcción de la obra, así se podrá garantizar la calidad y seguridad del proyecto.
3. Proveer del personal capacitado, para que durante la ejecución, operación y vida útil del proyecto, se le dé el mantenimiento preventivo y correctivo, a manera de prolongar la vida útil del mismo, tratando de evitar de sobremanera el deterioro prematuro de la edificación.
4. El presupuesto establecido en este trabajo son referencia, y no deben de tomarse como definitivo a la hora de cotizar, ya que este puede estar sujeto a cambios principalmente al alza en precios en materiales. Por lo que debe realizarse una actualización de costos a la hora de cotizar y preferiblemente utilizar precios en dólares para mantener una referencia sin gran variante del mismo.

5. Realizar estudios de suelos en distintas partes del municipio para verificar la calidad de los estratos de suelos, de manera que se asegure la calidad de las construcciones que se realicen.

BIBLIOGRAFÍA

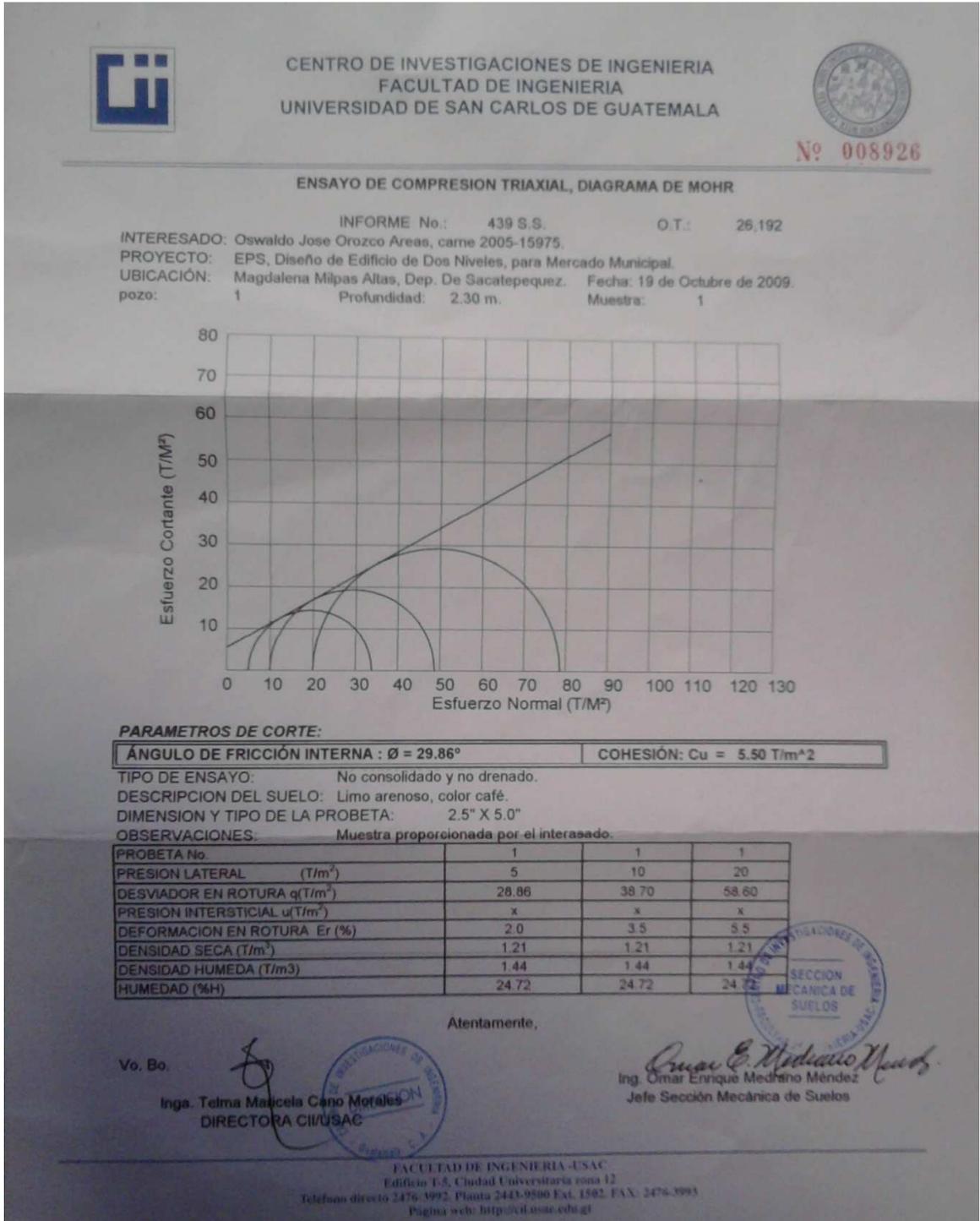
1. Ajpop Juárez, Carlos Antonio. Diseño de Edificación Escolar de Dos Niveles para la Escuela Oficial Urbana Mixta y Puente Vehicular en el Sector I, Barrio Chuisiguan, San Francisco El Alto, Totonicapán, Trabajo de graduación Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala 2007.
2. Comité del American Concrete Institute. **Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)**, Farmington Hills, Michigan.
3. Comunidad para la Ingeniería Civil, www.arivte.com/comunidad. **Manual para Análisis y Diseño de un Centro Educativo de 2 Niveles con techo Inclinado**, Desarrollado según NTE Diseño Sismo resistente E-30 del Perú
4. Corado Chávez, Elvis Giovanni. Diseño del Edificio Bomberil de dos niveles y el Sistema de Alcantarillado Sanitario para la colonia Jardines de San Lucas "A" del Casco Urbano de San Lucas Sacatepéquez, Trabajo de graduación Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala 2009.
5. Das, Braja M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**, cuarta edición, International Thomson Editores.

6. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto**, duodécima edición, Editorial McGrawHill.
7. Pérez González, William Alejandro. Diseño de Drenaje Sanitario para la comunidad San Miguel las Pilas, Finca la Providencia y Diseño del Salón Comunal para las Comunidad Nueva Cojola, Municipio de Champerico, Departamento de Retalhuleu, Trabajo de graduación Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala 2008.
8. UBC 1997, **Uniform Building Code**, International Conference of Building Officials, Whittier, California, vol. 2.

ANEXOS

1. Ensayo de laboratorio de suelos
2. Tabla 16-K UBC-97
3. Tabla 16-Q UBC-97
4. Tabla 16-R UBC-97
5. Tabla 16-S UBC-97
6. Tabla 16-T UBC-97
7. Coeficientes para momentos negativos en losas
8. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas
9. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas
10. Propiedades de costaneras
11. Análisis comparativo Etabs
12. Planos

1. Ensayo de laboratorio de Suelos



2. Tabla 16-K UBC-97

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE ¹ FACTOR, I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1. Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Section 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.

3. Tabla 16-Q UBC-97

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

4. Tabla 16-R UBC-97

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

5. Tabla 16-S UBC-97

TABLE 16-S—NEAR-SOURCE FACTOR N_e ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ^{2,3}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

¹The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

²The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

³The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

6. Tabla 16-T UBC-97

TABLE 16-T—NEAR-SOURCE FACTOR N_e ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ^{2,3}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

¹The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

²The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

³The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

7. Coeficientes para momentos negativos en losas

TABLA 12.3
Coeficientes para momentos negativos en losas^a

$$M_{c,neg} = C_{c,neg} w l_c^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta más viva uniforme total}$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

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

^a Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto, pág. 378

8. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas

TABLA 12.4
Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas*

$$M_{a,por,dl} = C_{a,dl} w l_2^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b,por,dl} = C_{b,dl} w l_2^2$$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
l_b									
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.018	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.027	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.023
	$C_{b,dl}$ 0.036	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.027	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.020
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.020	$C_{a,dl}$ 0.021	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.024
	$C_{b,dl}$ 0.033	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.031	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.017
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.022	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.025	$C_{a,dl}$ 0.026
	$C_{b,dl}$ 0.029	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.024	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.021	$C_{b,dl}$ 0.028	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.015
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.024	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031	$C_{a,dl}$ 0.042	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.029	$C_{a,dl}$ 0.028
	$C_{b,dl}$ 0.026	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.025	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.013
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.026	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.045	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.029
	$C_{b,dl}$ 0.023	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.022	$C_{b,dl}$ 0.015	$C_{b,dl}$ 0.010
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.028	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.043	$C_{a,dl}$ 0.033	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.031
	$C_{b,dl}$ 0.019	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.018	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.020	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.007
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068	$C_{a,dl}$ 0.030	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.046	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.051	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.040	$C_{a,dl}$ 0.033
	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.016	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.017	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.006
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074	$C_{a,dl}$ 0.032	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.050	$C_{a,dl}$ 0.036	$C_{a,dl}$ 0.054	$C_{a,dl}$ 0.065	$C_{a,dl}$ 0.044	$C_{a,dl}$ 0.034
	$C_{b,dl}$ 0.013	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.014	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.034	$C_{a,dl}$ 0.062	$C_{a,dl}$ 0.053	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.073	$C_{a,dl}$ 0.048	$C_{a,dl}$ 0.036
	$C_{b,dl}$ 0.010	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.011	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.012	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088	$C_{a,dl}$ 0.035	$C_{a,dl}$ 0.071	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038	$C_{a,dl}$ 0.058	$C_{a,dl}$ 0.081	$C_{a,dl}$ 0.052	$C_{a,dl}$ 0.037
	$C_{b,dl}$ 0.008	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.009	$C_{b,dl}$ 0.005	$C_{b,dl}$ 0.003
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095	$C_{a,dl}$ 0.037	$C_{a,dl}$ 0.080	$C_{a,dl}$ 0.059	$C_{a,dl}$ 0.039	$C_{a,dl}$ 0.061	$C_{a,dl}$ 0.089	$C_{a,dl}$ 0.056	$C_{a,dl}$ 0.038
	$C_{b,dl}$ 0.006	$C_{b,dl}$ 0.002	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.001	$C_{b,dl}$ 0.003	$C_{b,dl}$ 0.007	$C_{b,dl}$ 0.004	$C_{b,dl}$ 0.002

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto, pág. 379

9. Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas

TABLA 12.5
Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas[#]

$$M_{e, pos, ll} = C_{e, ll} w l^2$$

donde w = carga viva uniforme total

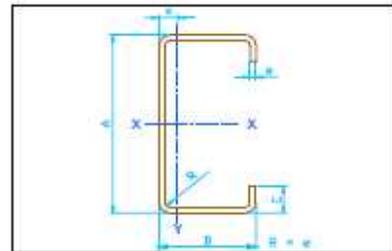
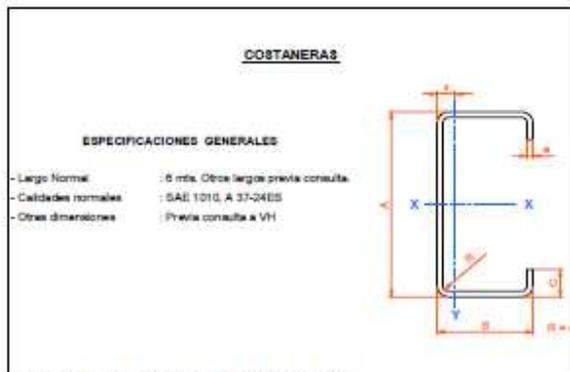
$$M_{b, pos, ll} = C_{b, ll} w l^2$$

Relación $m = \frac{l}{b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{e, ll}$ 0.036 $C_{b, ll}$ 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{e, ll}$ 0.040 $C_{b, ll}$ 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	$C_{e, ll}$ 0.045 $C_{b, ll}$ 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	$C_{e, ll}$ 0.050 $C_{b, ll}$ 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	$C_{e, ll}$ 0.056 $C_{b, ll}$ 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	$C_{e, ll}$ 0.061 $C_{b, ll}$ 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	$C_{e, ll}$ 0.068 $C_{b, ll}$ 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	$C_{e, ll}$ 0.074 $C_{b, ll}$ 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	$C_{e, ll}$ 0.081 $C_{b, ll}$ 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	$C_{e, ll}$ 0.088 $C_{b, ll}$ 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	$C_{e, ll}$ 0.095 $C_{b, ll}$ 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

[#] Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto, pág. 380

10. Propiedades de Costaneras



COSTANERAS / NORMA UNE 36-573-79

DIMENSIONES				PESO P	PROPIEDADES									
A	B	C	e		AREA	EJES X-X				EJES Y-Y				FLEXION
mm	mm	mm	mm	Kg/m	cm ²	I	W	i	I	W	i	x	ia	
80	40	15	2	2,78	3,54	35,2	8,81	3,16	8,07	3,18	1,51	1,46	1,91	
			3	4,01	5,11	49,0	12,3	3,10	10,8	4,27	1,46	1,46	1,88	
			4	5,14	6,55	60,4	15,1	3,04	12,9	5,05	1,40	1,45	1,85	
100	50	15	2	3,35	4,27	67,5	13,5	3,98	14,5	4,41	1,84	1,71	2,32	
			3	4,95	6,31	97,8	19,6	3,94	20,5	6,25	1,80	1,72	2,29	
			4	6,40	8,15	122	24,5	3,88	24,9	7,55	1,75	1,71	2,25	
	75	15	2	4,19	5,34	93,2	18,6	4,18	40,2	8,55	2,75	2,79	3,28	
			3	6,13	7,81	133	26,6	4,13	58,4	12,0	2,69	2,78	3,26	
			4	7,97	10,1	169	33,8	4,08	70,1	14,9	2,63	2,77	3,23	
125	50	15	2	3,80	4,84	116	18,6	4,91	16,2	4,70	1,83	1,58	2,33	
			3	5,54	7,06	165	26,5	4,84	22,2	6,43	1,77	1,55	2,29	
			4	7,18	9,15	209	33,4	4,78	26,9	7,78	1,71	1,54	2,24	
	75	15	2	4,53	5,84	154	24,7	5,14	43,6	8,82	2,73	2,56	3,32	
			3	6,72	8,56	221	35,4	5,08	61,2	12,4	2,67	2,55	3,29	
			4	8,75	11,1	282	45,1	5,03	76,2	15,4	2,61	2,54	3,25	
150	50	15	2	4,19	5,34	179	23,8	5,79	17,1	4,78	1,79	1,42	2,32	
			3	6,13	7,81	255	34,0	5,72	23,5	6,56	1,73	1,42	2,28	
			4	7,97	10,1	323	43,1	5,65	28,5	7,95	1,68	1,41	2,23	
	75	15	2	4,92	6,27	230	30,6	6,05	45,2	8,79	2,69	2,35	3,33	
			3	7,31	9,31	336	44,8	6,01	65,1	12,7	2,65	2,36	3,30	
			4	9,54	12,1	430	57,3	5,95	81,2	15,8	2,59	2,35	3,26	
175	50	15	2	4,58	5,84	258	29,4	6,64	17,9	4,85	1,75	1,31	2,31	
			3	6,72	8,56	369	42,2	6,57	24,6	6,66	1,70	1,31	2,26	
			4	8,75	11,1	470	53,7	6,49	29,8	8,07	1,64	1,30	2,21	
	75	15	2	5,37	6,84	333	38,0	6,97	48,7	9,20	2,67	2,20	3,35	
			3	7,90	10,1	480	59,4	6,91	68,5	12,9	2,61	2,19	3,31	
			4	10,3	13,1	616	70,4	6,85	85,4	16,1	2,55	2,18	3,26	
200	50	15	2	4,97	6,34	355	35,5	7,48	18,6	4,91	1,71	1,21	2,29	
			3	7,31	9,31	510	51,0	7,40	25,5	6,74	1,66	1,21	2,24	
			4	9,54	12,1	651	65,1	7,32	31,0	8,18	1,60	1,21	2,18	

Fuente: Norma UNE 36-573-79

11. Análisis Comparativo Etabs.

Datos generales:

Sistema Estructural: Se definió como un sistema estructural de concreto armado de marcos rígidos resistentes a momentos.

Los muros de albañilería no contribuyen a la rigidez lateral de la estructura, estando aisladas de las columnas en base a planchas de duropor (junta estructural), y con un mortero pobre en las uniones.

Para el diseño de los elementos estructurales utilizaremos los siguientes datos:

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

Vigas y columnas: $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

Zapatas: $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

Acero Refuerzo:

Losas: $f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

Vigas, columnas y zapatas: $f_y = 4,218 \text{ kg/cm}^2$

Cargas de Diseño:

Techo: 100.00 kg/m^2

Entrepiso: 488.24 kg/m^2

Escaleras: 488.24 kg/m^2

Cálculo de espectro sísmico de respuesta (Corte Basal):

Se determina mediante lo especificado en el reglamento del UBC-97, de los cuales se tomaron los siguientes valores:

Factor de zona	Z=	0.400
Coefficiente de importancia	I=	1.250
Coefficiente de sistema estructural	R=	8.500
Periodo natural de vibración	T=	0.298
Coefficiente de sistema estructural para período	Ct=	0.073
Coefficiente sísmico	Ca=	0.528
Coefficiente sísmico	Cv=	1.024
Factor de cercanía a fuente	Na=	1.200
Factor de cercanía a fuente	Nv=	1.600

Definición de materiales a usar:

Mediante la función define del etabs, definiremos los materias a utilizar, en este caso, el concreto de 210 PSI, 281 PSI, acero grado 40 y 60.

Figura. A11-01. Cuadro general definición de materiales (Define Materials)

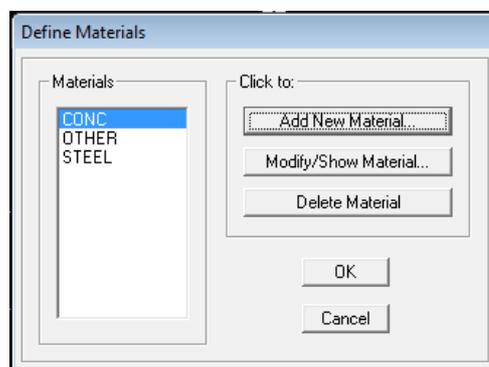


Figura. A11-02 . Tabla datos de propiedades de materiales (Material Property Data)

Material Property Data	
Material Name	CONC210
Display Color	Color
Type of Material	Isotropic
Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.2448
Weight per unit Volume	2.4026
Modulus of Elasticity	2531050.65
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	1054604.44
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2812.2785
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42184.178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42184.178
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor	

Definición de secciones:

Las secciones a usar para el modelo será:

Columnas: 45x45 cm

Vigas (lado largo): 30x60 cm

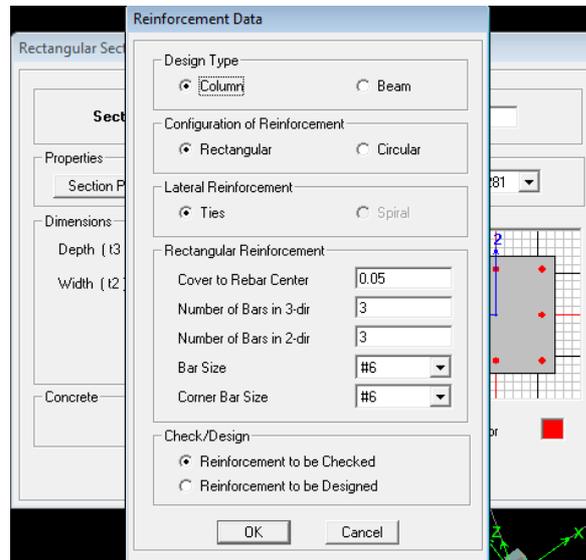
Vigas (lado corto): 24x45 cm

Losa: 11 cm espesor

El Etabs nos permite la opción de verificar los refuerzos que se tienen, dado que cada uno de los elementos ya se han diseñado, utilizaremos el programa para comprobar dicho refuerzo:

Columnas: refuerzo (8 No. 6)

Figura. A11-03. Tabla datos de refuerzos (Reinforcement Data)



Definición de Cargas a Usar:

Definimos las cargas actuantes, como los son carga muerta, viva, y de sismo:

Para la carga sísmica utilizamos el método del UBC 97, y modificamos los valores para establecer los parámetros mencionados anteriormente:

Figura. A11-04 . Tabla definición de tipos de cargas estáticas (Define Static Load Case Names)

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
SISMOYYNEG	QUAKE	0	UBC 97
DEAD	DEAD	1	
LIVE	REDUCIBLE LIVE	0	
CM	SUPER DEAD	0	
LIVEUP	LIVE	0	
SISMOXX	QUAKE	0	UBC 97
SISMOXXNEG	QUAKE	0	UBC 97
SISMOYY	QUAKE	0	UBC 97
SISMOYYNEG	QUAKE	0	UBC 97

Buttons: Add New Load, Modify Load, Modify Lateral Load, Delete Load, OK, Cancel

Figura. A11-05. Tabla cargas sísmicas UBC 1997 (1997 UBC Seismic Loading)

1997 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Seismic Coefficients

Per Code User Defined
 Soil Profile Type
 Seismic Zone Factor
 User Defined Ca
 User Defined Cv

Time Period

Method A Ct (ft) =
 Program Calc Ct (ft) =
 User Defined T =

Story Range

Top Story
 Bottom Story

Near Source Factor

Per Code User Defined
 Seismic Source Type
 Dist. to Source (km)
 User Defined Na
 User Defined Nv

Factors

Overstrength Factor, R

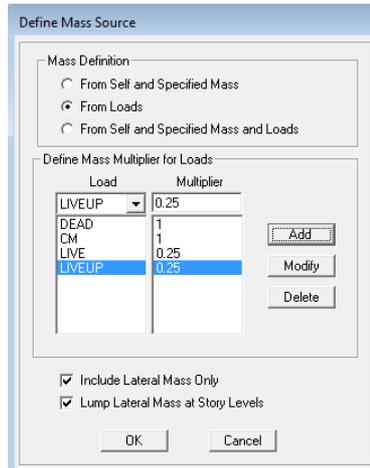
Other Factors

Importance Factor I

Buttons: OK, Cancel

Una vez definida las cargas, le indicaremos al programa los parámetros que debe de tomar para el cálculo de la masa sísmica (corte basal) del edificio, para este tomaremos un 100% del peso propio, 100% de la carga muerta, el 25% de la carga viva.

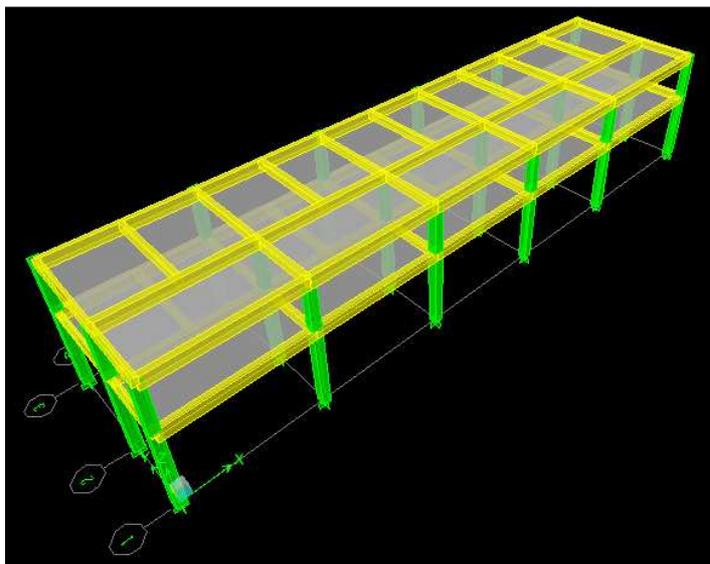
Figura. A11-06 Definición de fuente de masa (Define Mass Source)



Modelado de Dibujo:

Una vez definido todos los parámetros a usar en el modelo, se procede al dibujo del mismo, el cual queda de la siguiente manera:

Figura. A11-07. Modelo 3d

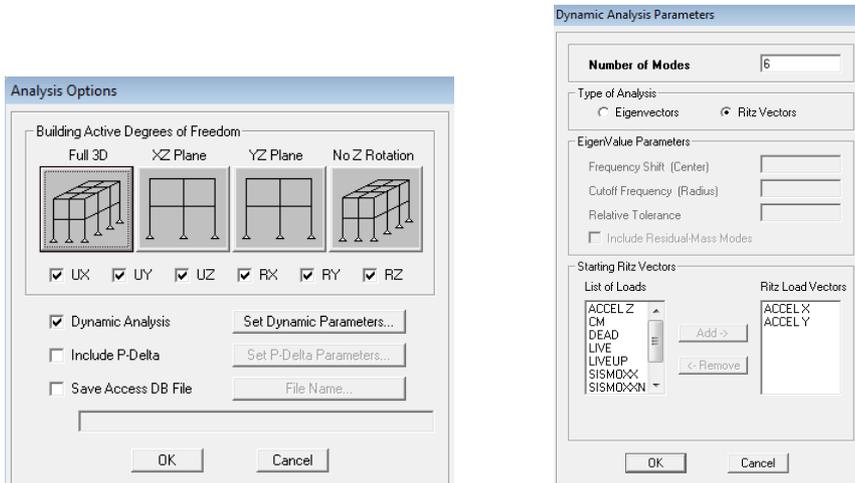


Una vez hecho el dibujo, procedemos a la asignación de las cargas gravitacionales que soportará el modelo, esto se realiza en la opción de assign/shell/uniform load. Con los cuales se asignan las cargas a soportar la estructura (Muerta, Viva).

Análisis del Modelo:

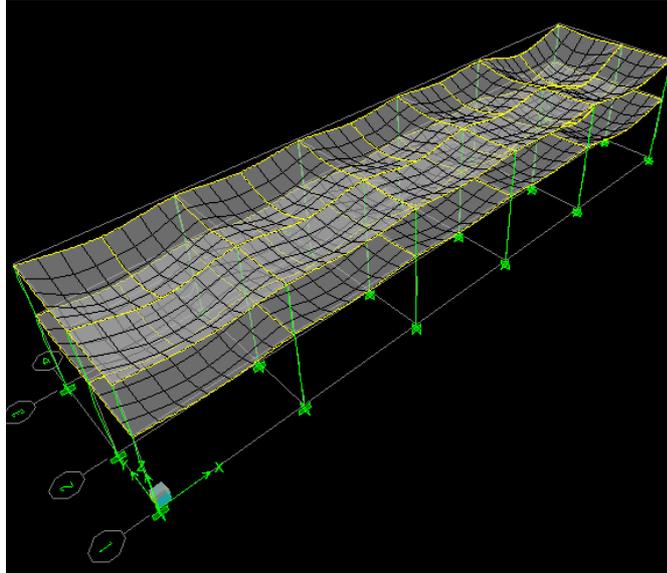
Para el análisis del modelo vamos al menú analyze/analyze options, y seleccionamos el análisis en 3d, verificamos que se encuentre activo el análisis dinámico y procedemos a definir los valores, usando 3 combinaciones por nivel.

Figura. A11-08 y A11-09 .Opciones de Análisis/Parámetros de Análisis Dinámico



Una vez verificado esto, procedemos a correr el análisis.

Figura. A11-10 . Modelo 3d luego de análisis.



A continuación procedemos a evaluar los resultados obtenidos, del análisis, comparando los momentos obtenidos para carga muerta, viva tanto del análisis por métodos aproximados y el obtenido por el etabs.

Figura. A11-11. Diagrama Carga muerta obtenido por medio del etdbs (eje 2)

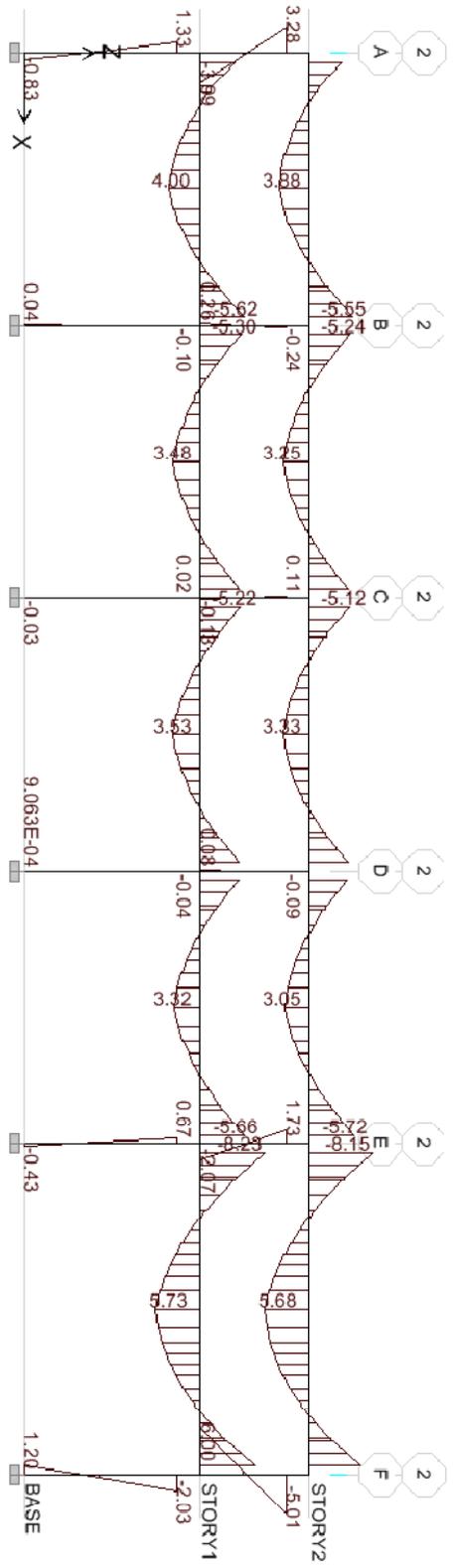


Figura. A11-12. Diagrama carga muerta obtenida por medio del método de puntos de inflexión (eje 2)

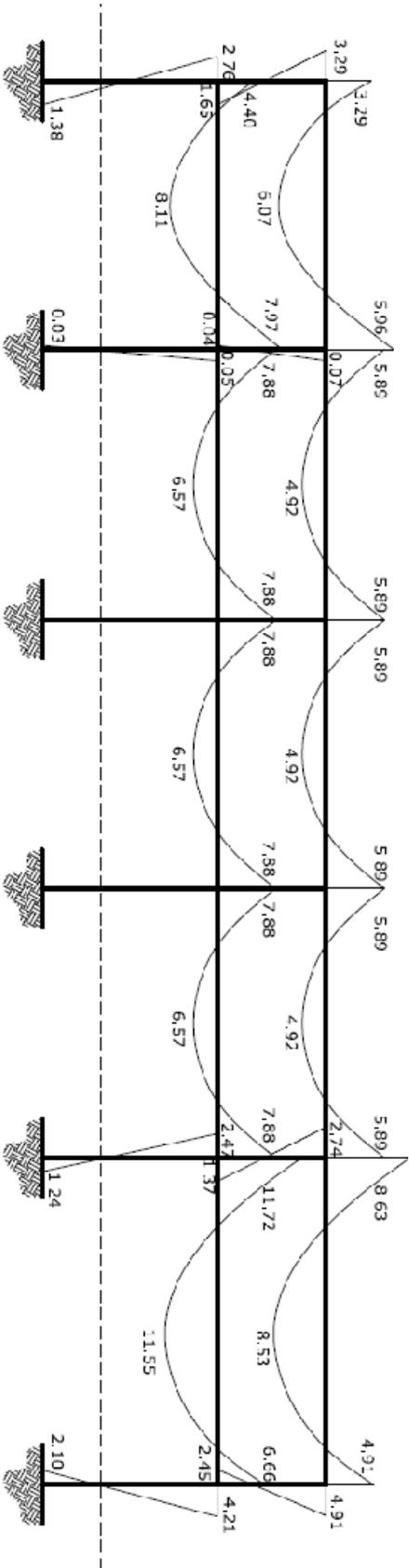


Figura. A11-13. Diagrama Carga viva obtenido por medio del etabs (eje 2)

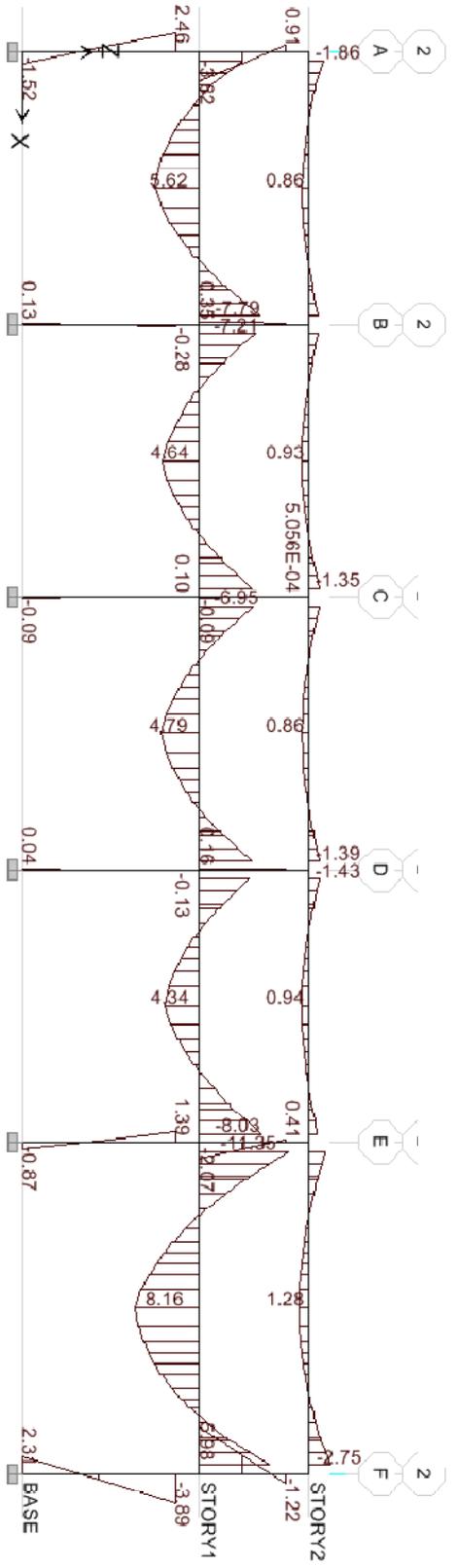


Figura. A11-14. Diagrama carga viva obtenida por medio del método de puntos de inflexión (eje 2)

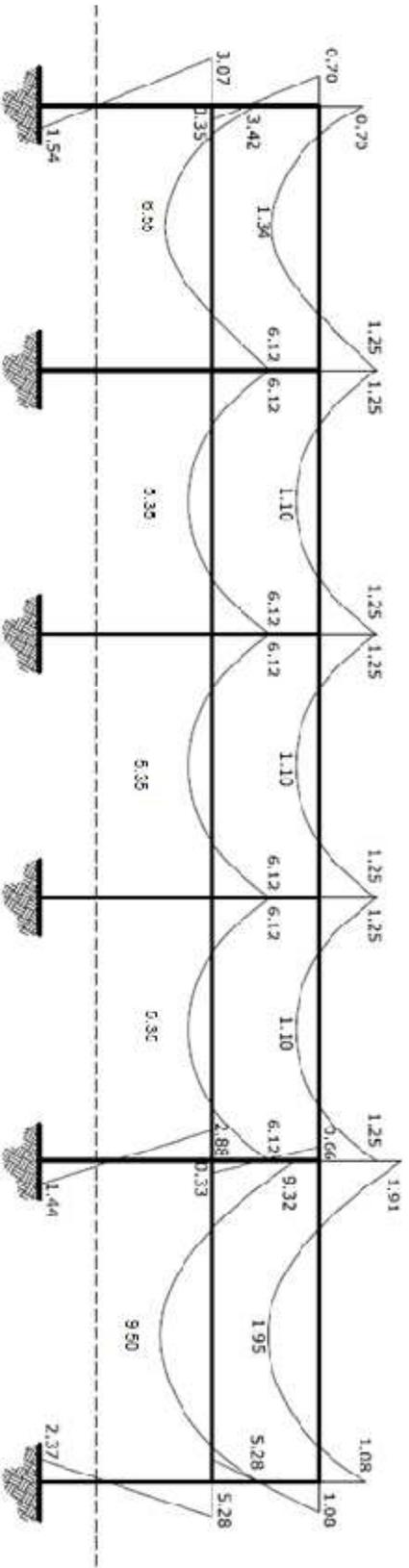


Figura. A11-15 Diagrama Carga muerta obtenido por medio del etabs (eje E)

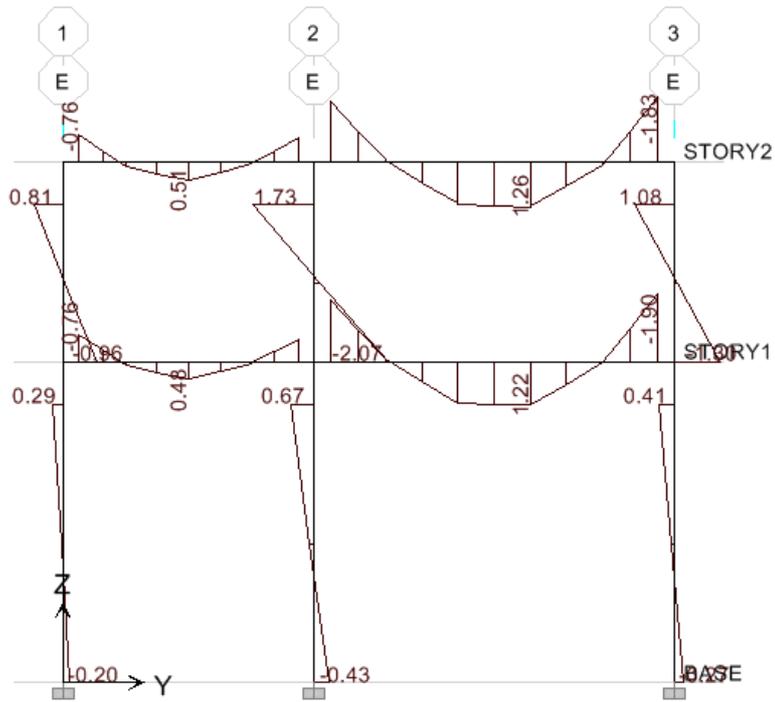


Figura. A11-16 Diagrama carga muerta obtenida por medio del método de puntos de inflexión. (eje E)

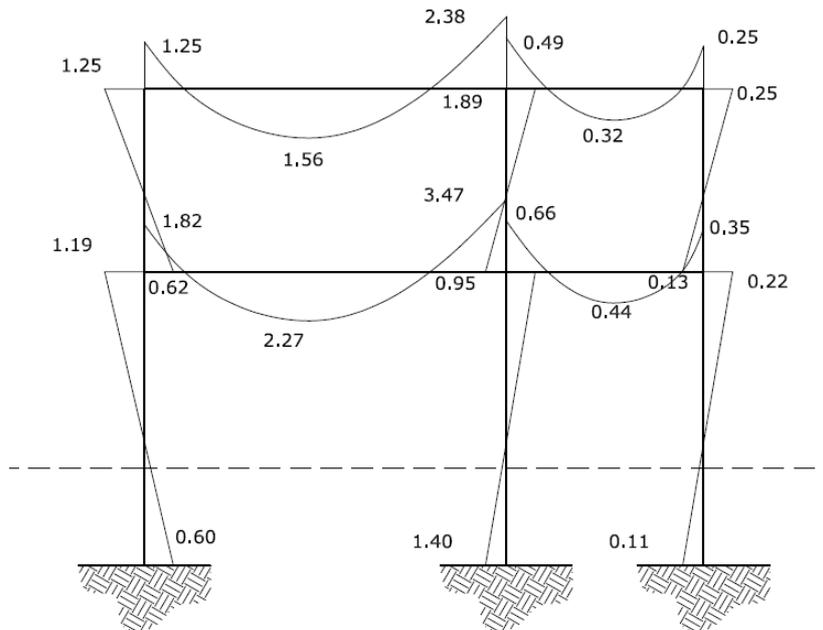


Figura. A11-17 Diagrama Carga viva obtenido por medio del etabs (eje E)

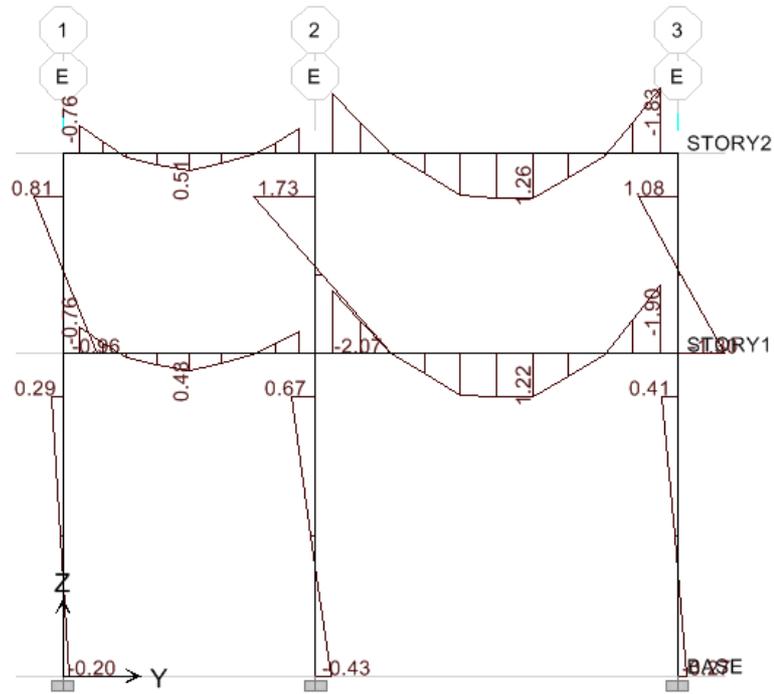
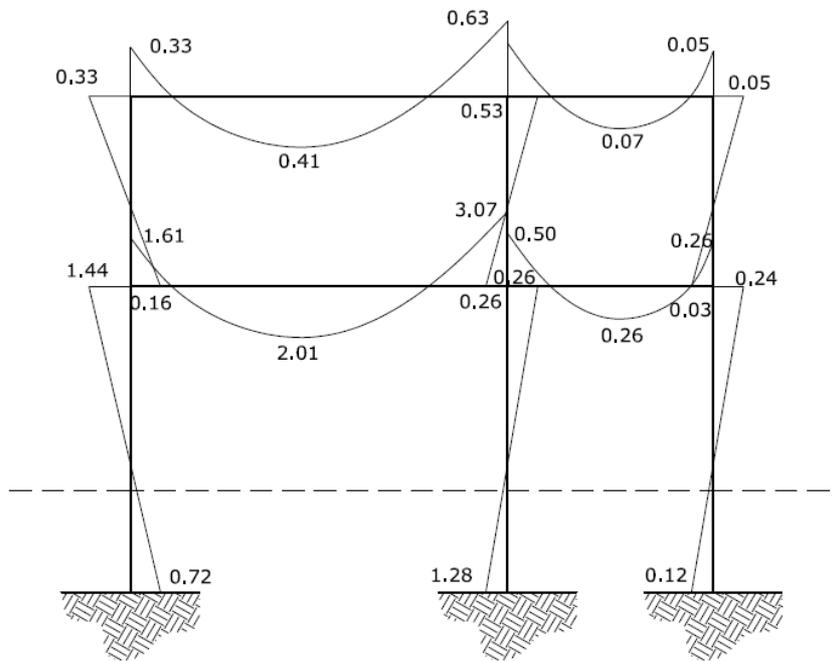
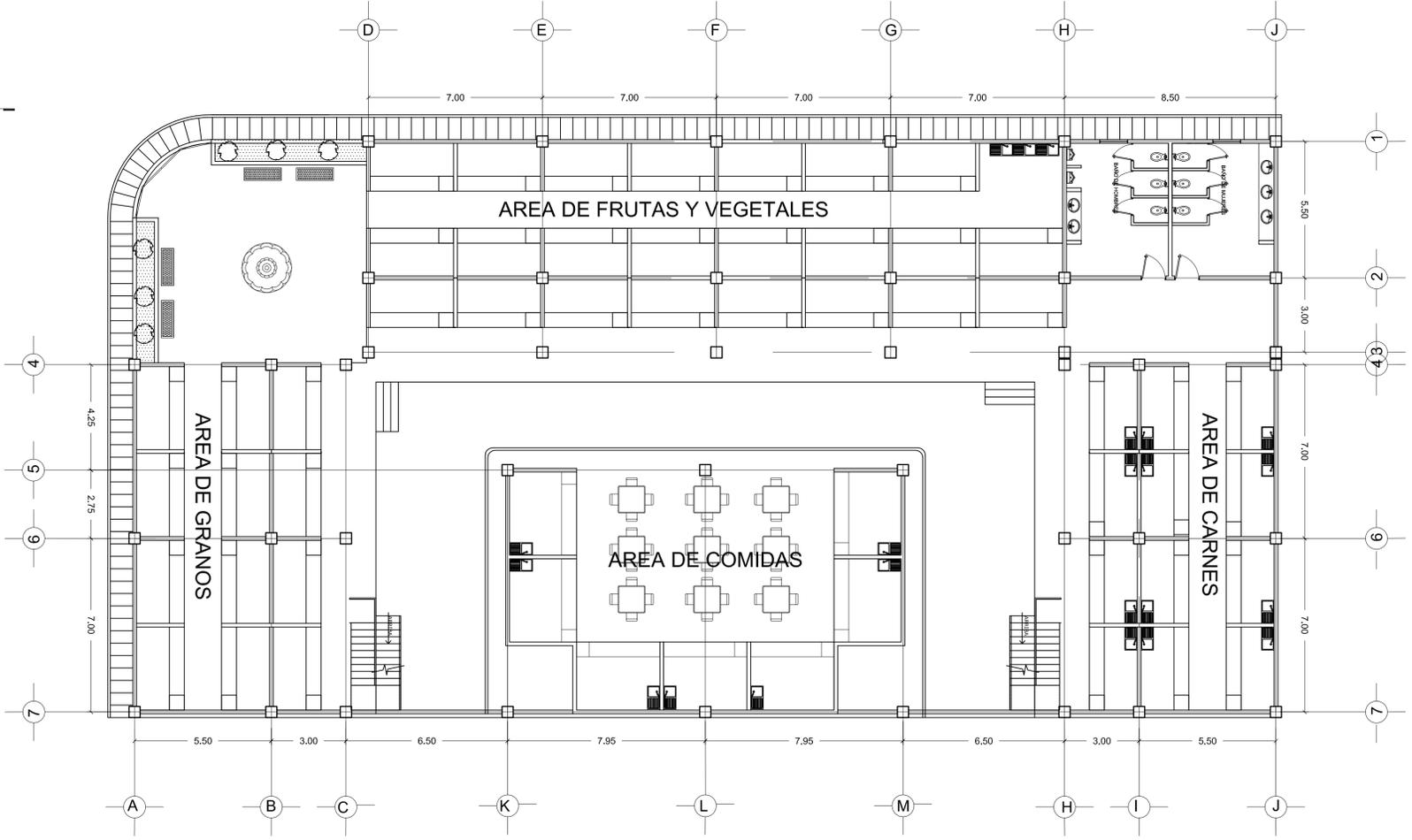


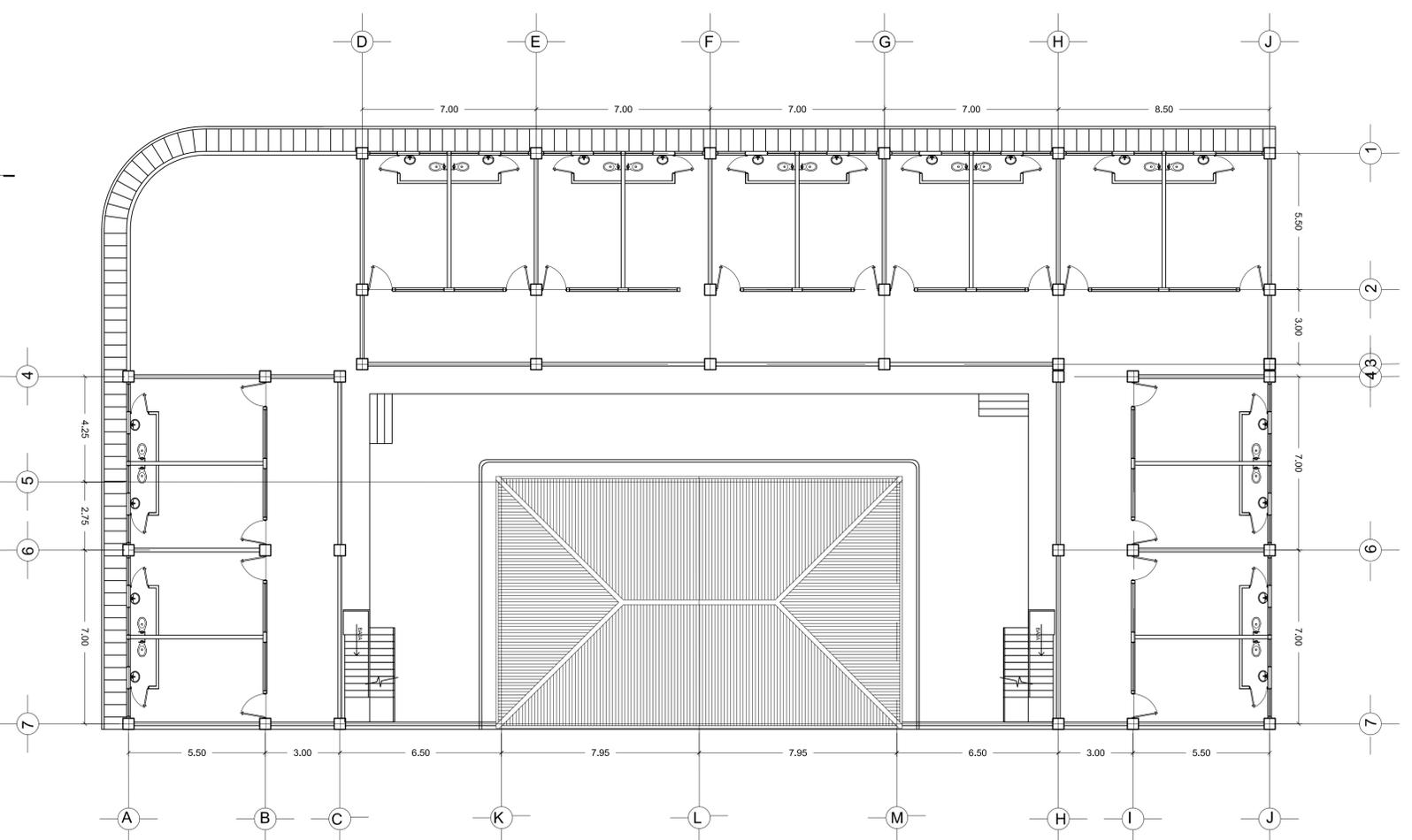
Figura. A11-18 Diagrama carga muerta obtenida por medio del método de puntos de inflexión (eje E)





Planta General Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Planta General Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125

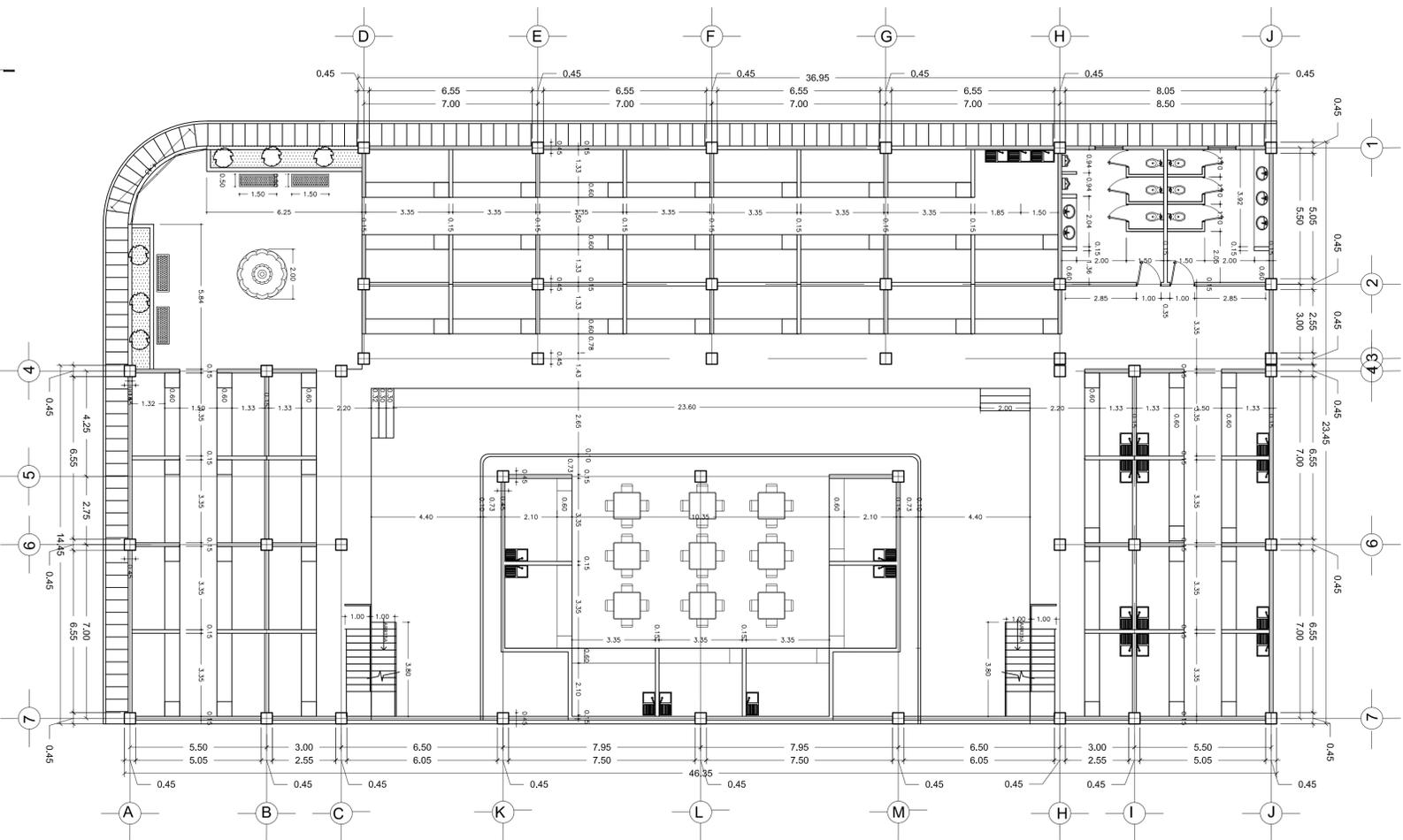
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Ejercicio Profesional Supervisado

PROYECTO: PRIMER Y SEGUNDO NIVELES DE MANEJO DE MERCADO MUNICIPAL EN EL MUNICIPIO DE MAGDALENA MILPAS ALTAS, DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

INTEGRANTES:
MAGDALENA MILPAS ALTAS
PLANTA GENERAL

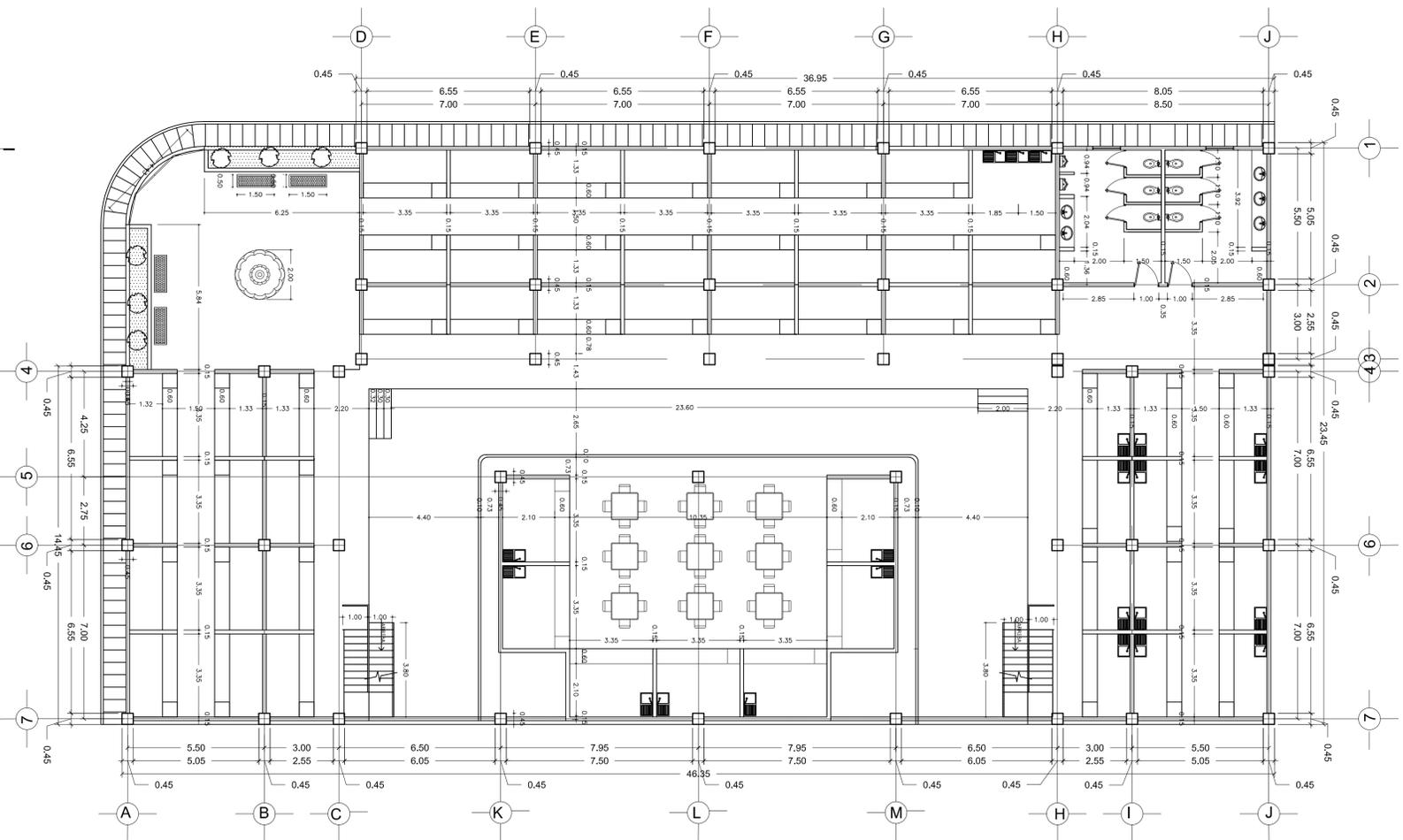
USAC-EPS

PLANO NO. 02
1
15



Planta Acotada Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Planta Acotada Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125

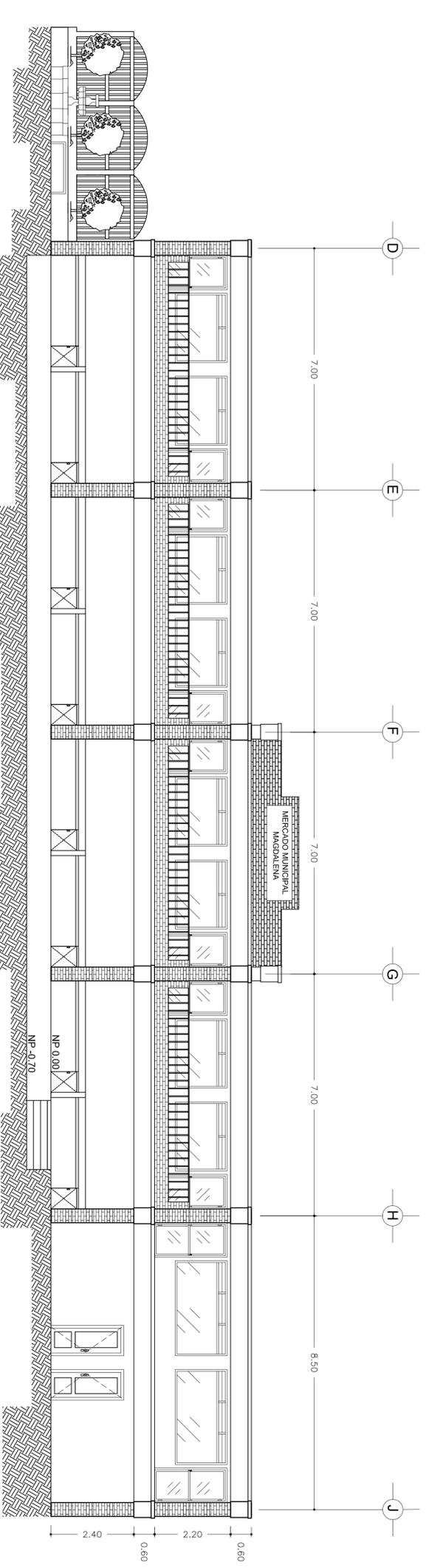
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Ejercicio Profesional Supervisado

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES EN MANABANQUEO MARABU, EN EL DEPARTAMENTO DE MADAGASCAR, EN EL MARCAJON DE MAGDALENA MILPAS ALTAS

INTEGRANTES:
MAGDALENA MILPAS ALTAS
PLANTA SEGUNDA
PLANTA ACOTADA

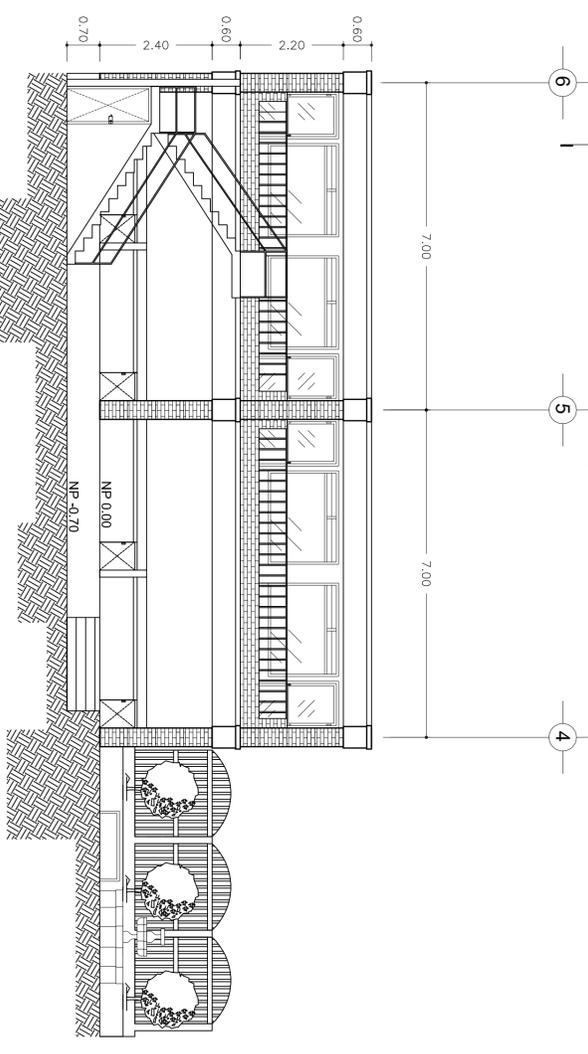
USAC-EPS
DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES EN MANABANQUEO MARABU, EN EL DEPARTAMENTO DE MADAGASCAR, EN EL MARCAJON DE MAGDALENA MILPAS ALTAS

PLANO NÚMERO 2 DE 15



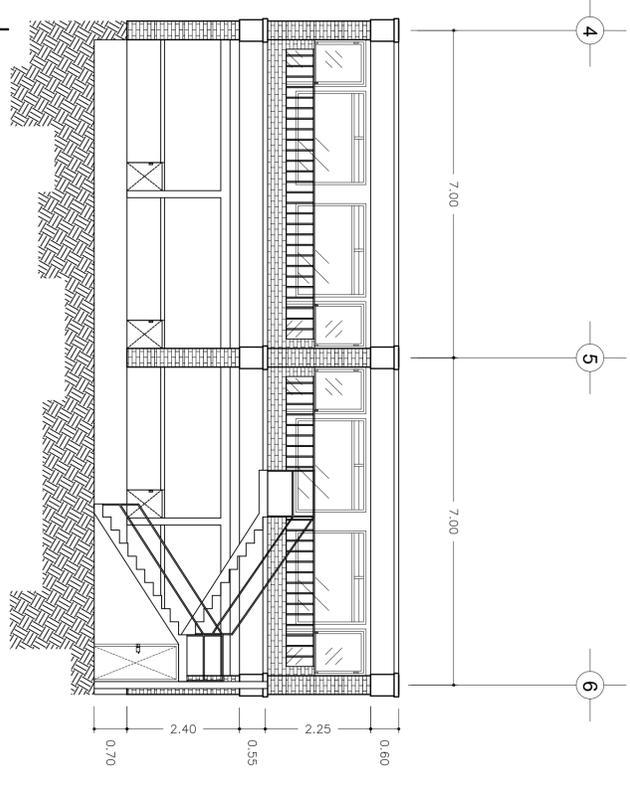
ELEVACIÓN EJE 3 MÓDULO A
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/75



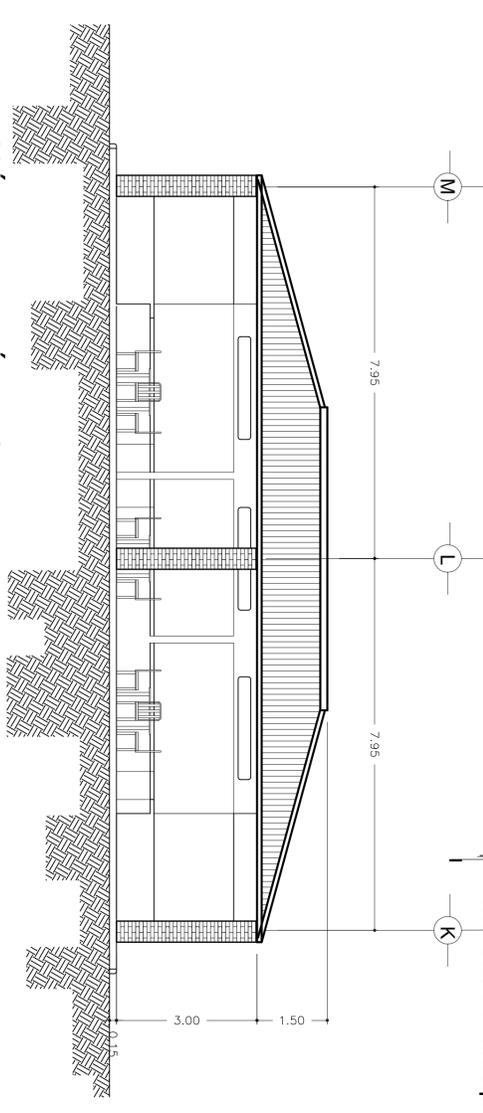
ELEVACIÓN EJE C MÓDULO B
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/75



ELEVACIÓN EJE H MÓDULO C
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/75

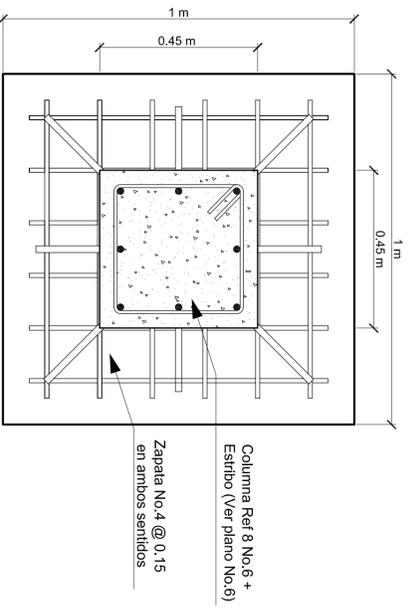


ELEVACIÓN EJE 5 MÓDULO D
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/75

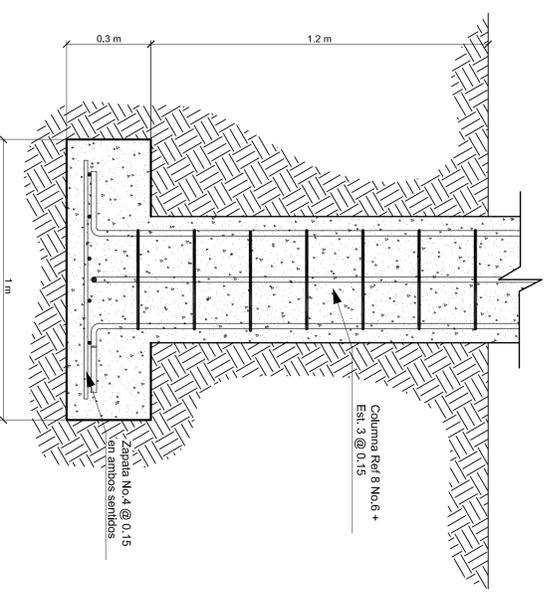
NOTAS:

- MÓDULO A: ÁREA DE FRUTAS Y VERTUDAS
- MÓDULO B: ÁREA DE GRANOS
- MÓDULO C: ÁREA DE CARNES
- MÓDULO D: ÁREA DE COMUDAS



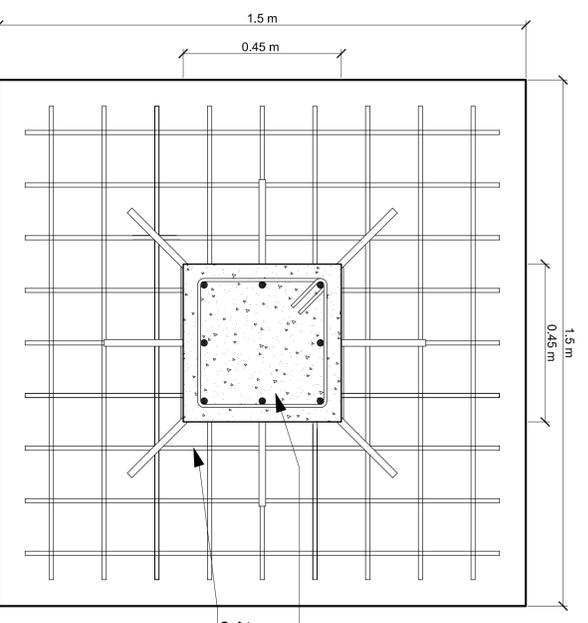
Planta Zapata Tipo Z1 y Z2

Escala: 1/10



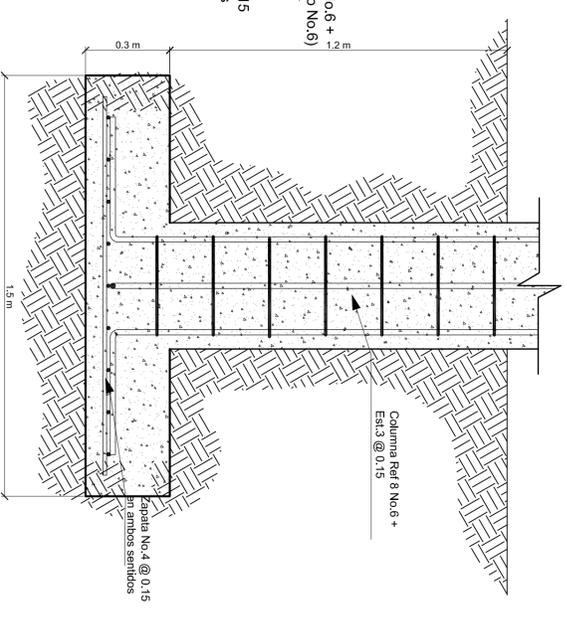
Elevación Zapata Tipo Z1 y Z2

Escala: 1/12.5



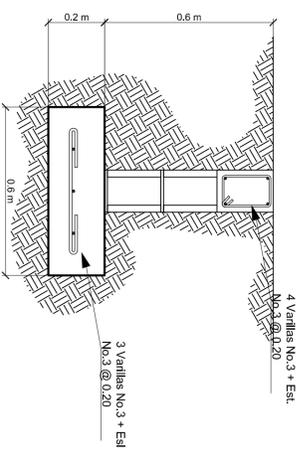
Planta Zapata Tipo Z3

Escala: 1/10



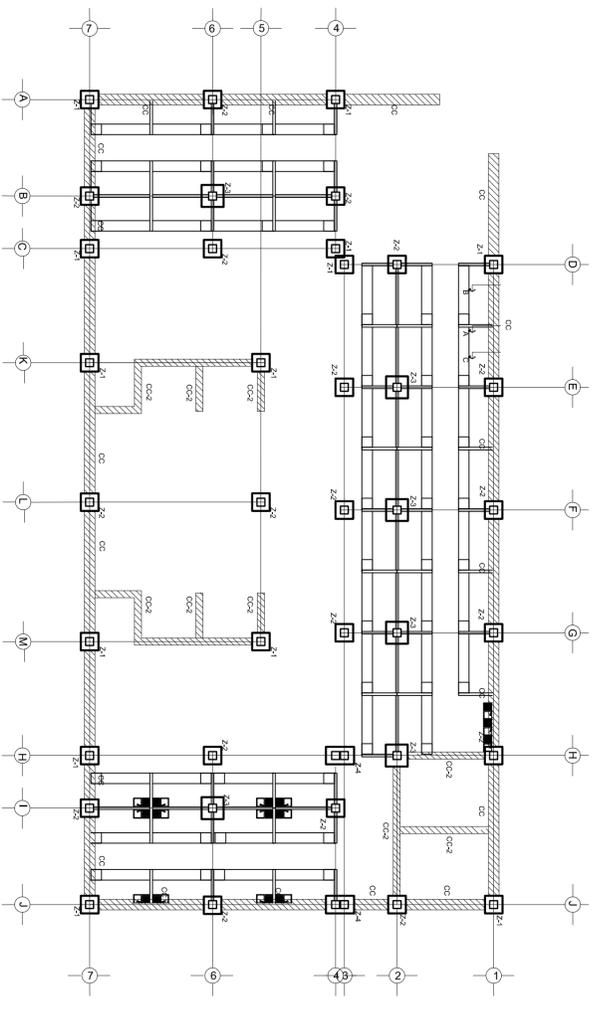
Elevación Zapata Tipo Z3

Escala: 1/12.5



Elevación Cimiento Corrido CC

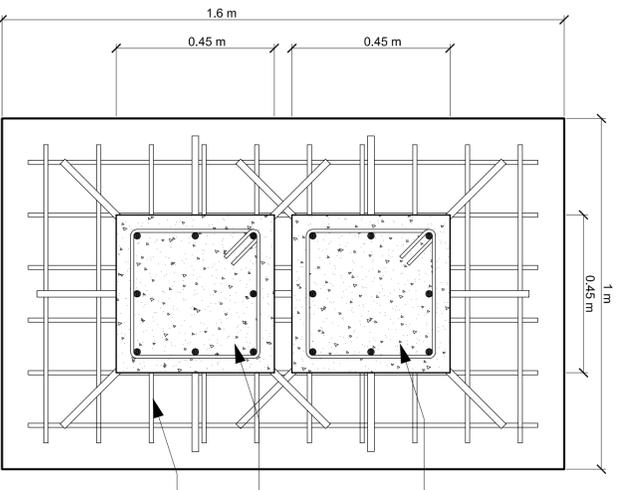
Escala: 1/12.5



PLANTA UBICACIÓN DE CIMIENTOS

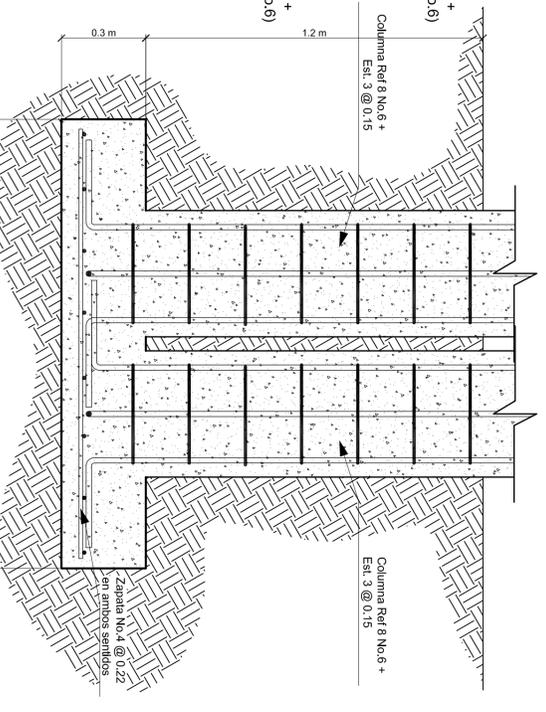
MERCADO MUNICIPAL MAGDALENA M.A.

Escala: 1/200



Planta Zapata Tipo Z4

Escala: 1/10



Elevación Zapata Tipo Z4

Escala: 1/12.5

- ESPECIFICACIONES:**
1. Ver detalle de zapata tipo Z2, en zapata tipo Z1, dado que son iguales.
 2. Ver detalle de confinamiento en plano No. 6
 3. El concreto debe ser de clase 4000 psi, con agregado no mayor a $\frac{3}{4}$ "
 4. El acero de refuerzo debe ser de 60,000 psi, con excepción de la varilla No. 2
 5. Se debe utilizar un relleno de 0.30 m de material selecto, compactado al 95% del proctor modificado.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESFUERZO PROFESIONAL. SUPERVIVAMOS

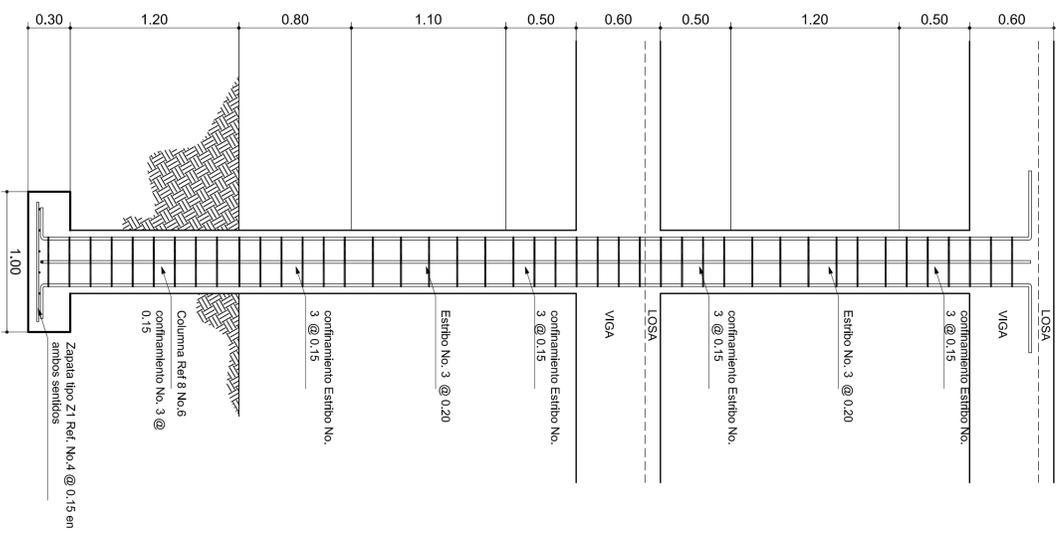
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL MUNICIPIO DE MAGDALENA M.A. ALTA DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

UBICACIÓN: MAGDALENA M.A. ALTA

PLANEADOR: INGENIERO CIVIL JOSÉ OSWALDO JOSÉ GONZÁLEZ

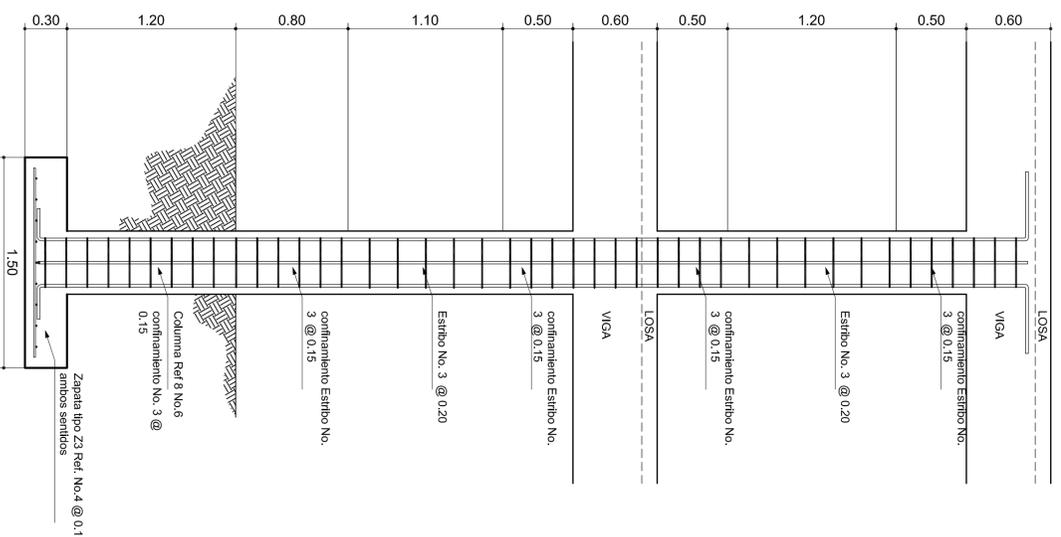
USAC-EPS

PLANO NO.02



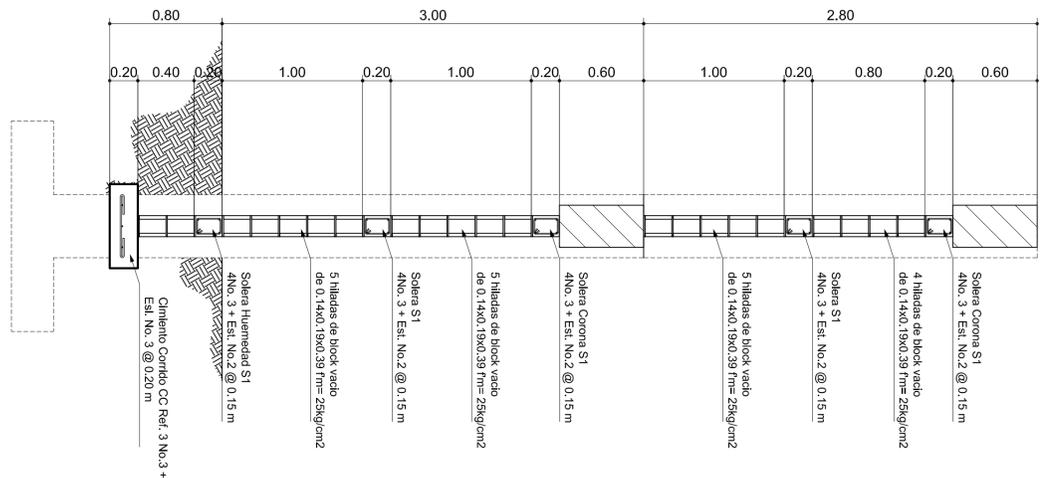
Confinamiento en Columna para Zapata tipo Z1 y Z2

Escala: 1/25



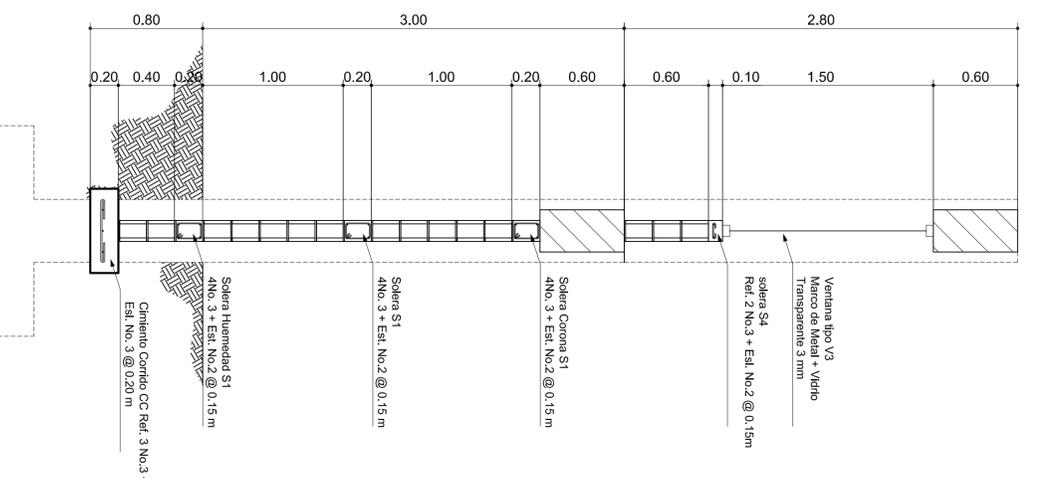
Confinamiento en Columna para Zapata tipo Z3

Escala: 1/25



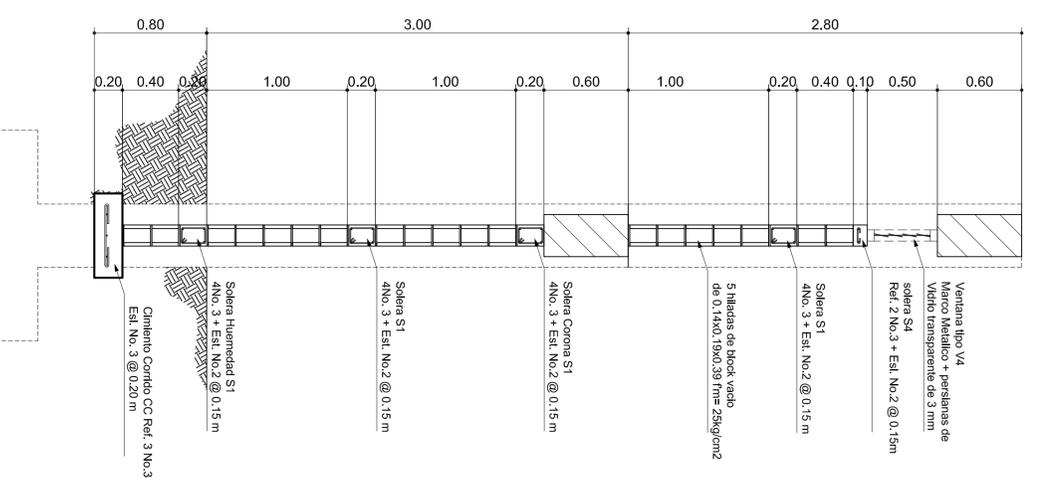
Corte Muro A-A'

Escala: 1/25



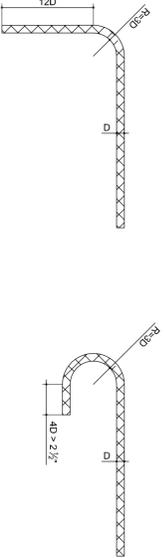
Corte Muro B-B'

Escala: 1/25



Corte Muro C-C'

Escala: 1/25



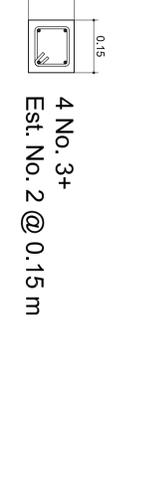
Ganchos Normales Armadura Principal

sin Escala



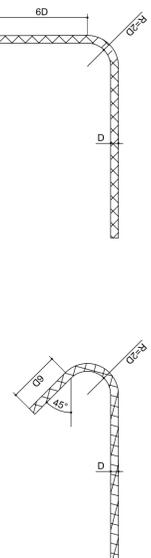
Solera tipo S1

Escala: 1/10



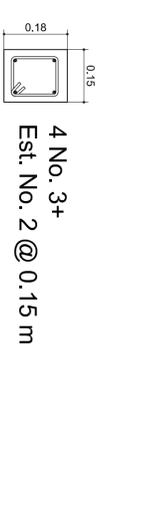
Solera tipo S3

Escala: 1/10



Ganchos Normales Estribos y Estribos Cerrados

sin Escala



Solera tipo S2

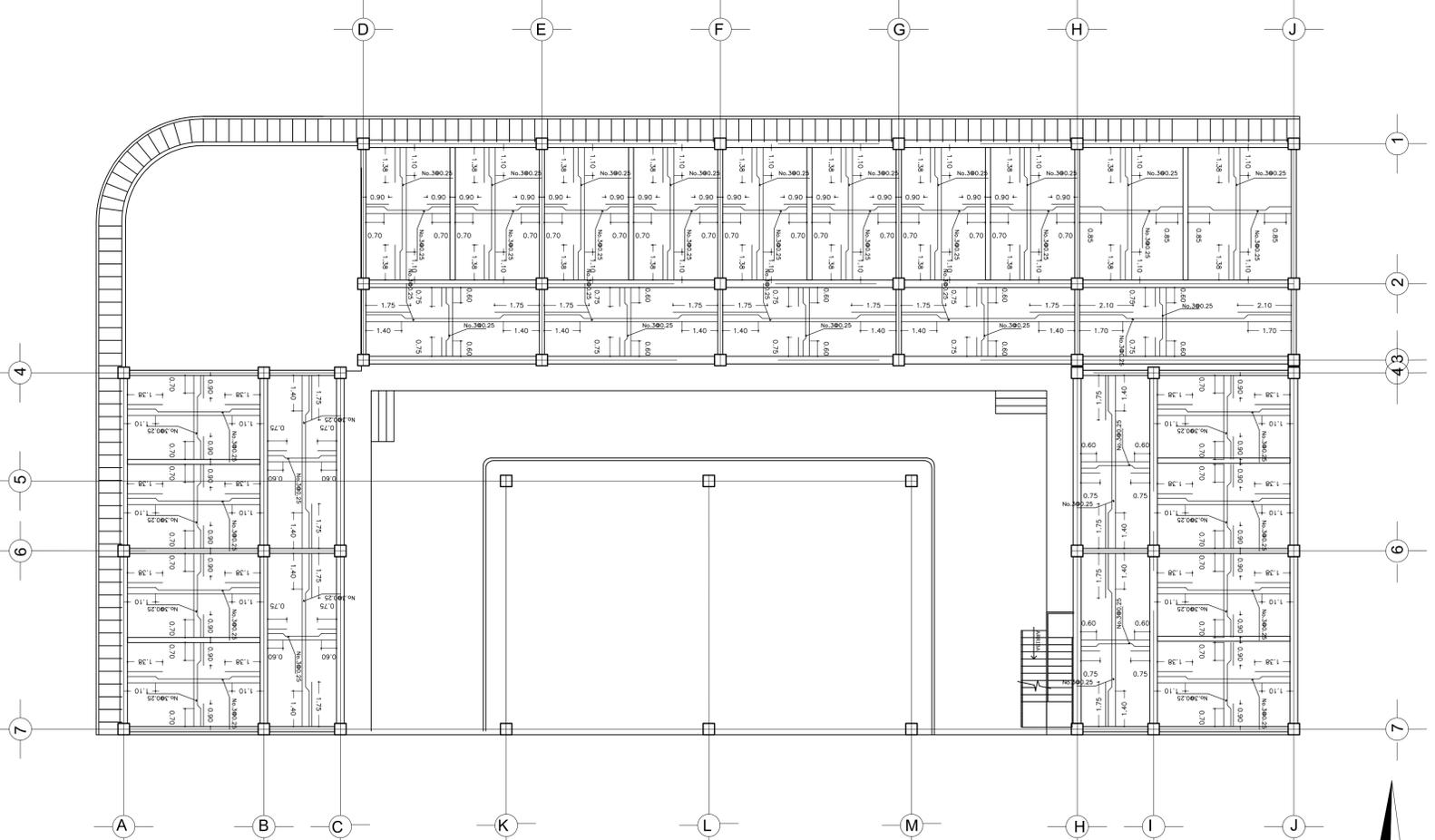
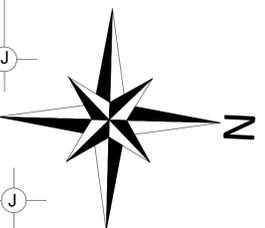
Escala: 1/10



Solera tipo S4

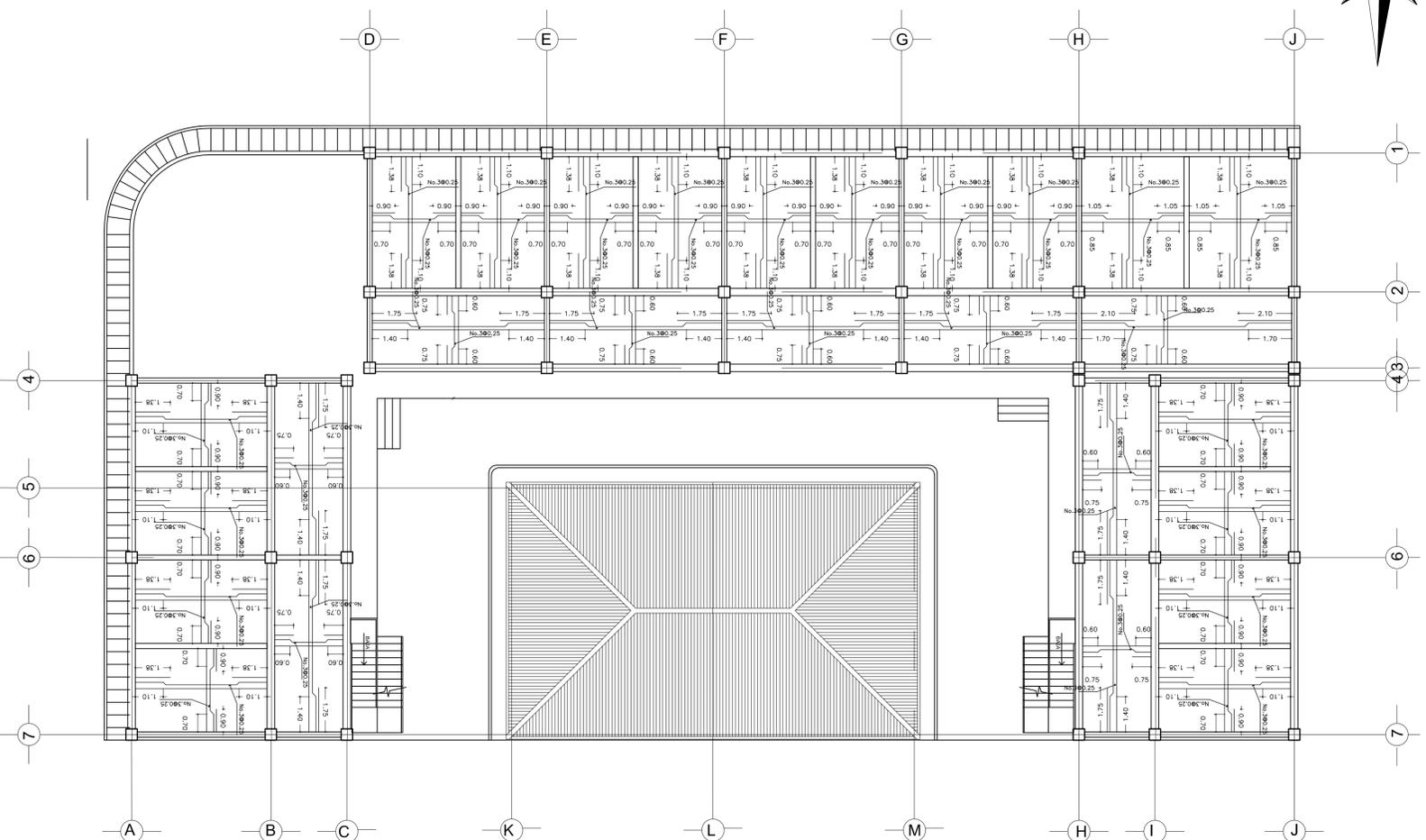
Escala: 1/10

- ESPECIFICACIONES:**
1. El concreto debe ser de clase 4000 psi, con agregado no mayor a 3"
 2. El acero de refuerzo debe ser de 60,000 psi, a excepción de la varilla No. 2 que será de 40,000 psi.
 3. Todas la medidas están en metros



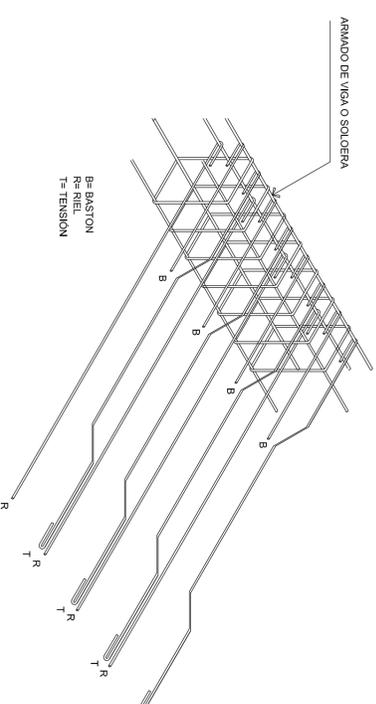
Detalle de losa Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Detalle de losa Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



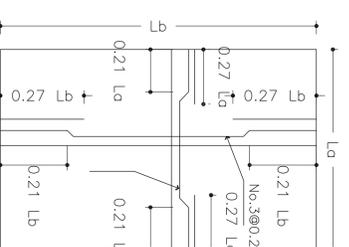
Isométrico
Losa

sin escalera

- ESPECIFICACIONES:
1. El concreto debe ser de clase 3000 psi, con agregado no mayor a $\frac{3}{4}$ "
 2. El acero de refuerzo debe ser de 40,000 psi
 3. Todas la medidas estan en metros

Detalle longitud
de refuerzo

sin escalera



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Ejercicio Profesional Supervisado

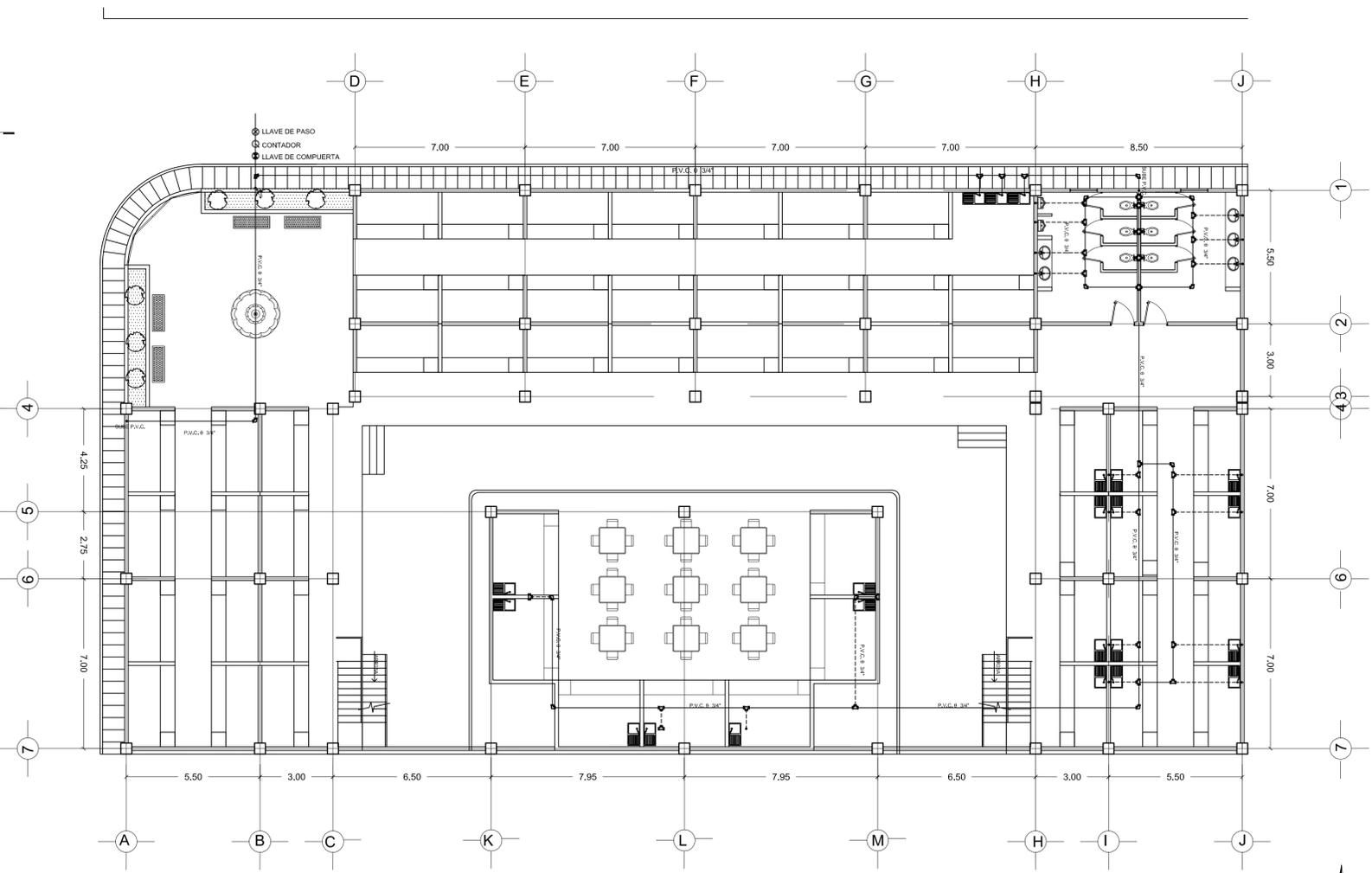
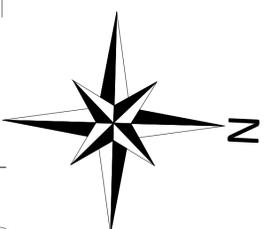
PROYECTO: "DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES EN MAGDALENA MILPAS ALTAS, EN EL DEPARTAMENTO DE MADAGASCAR"

MAQUILAN EN MILPAS ALTAS

PLANOS DE DETALLE DE LOSA PRIMER NIVEL

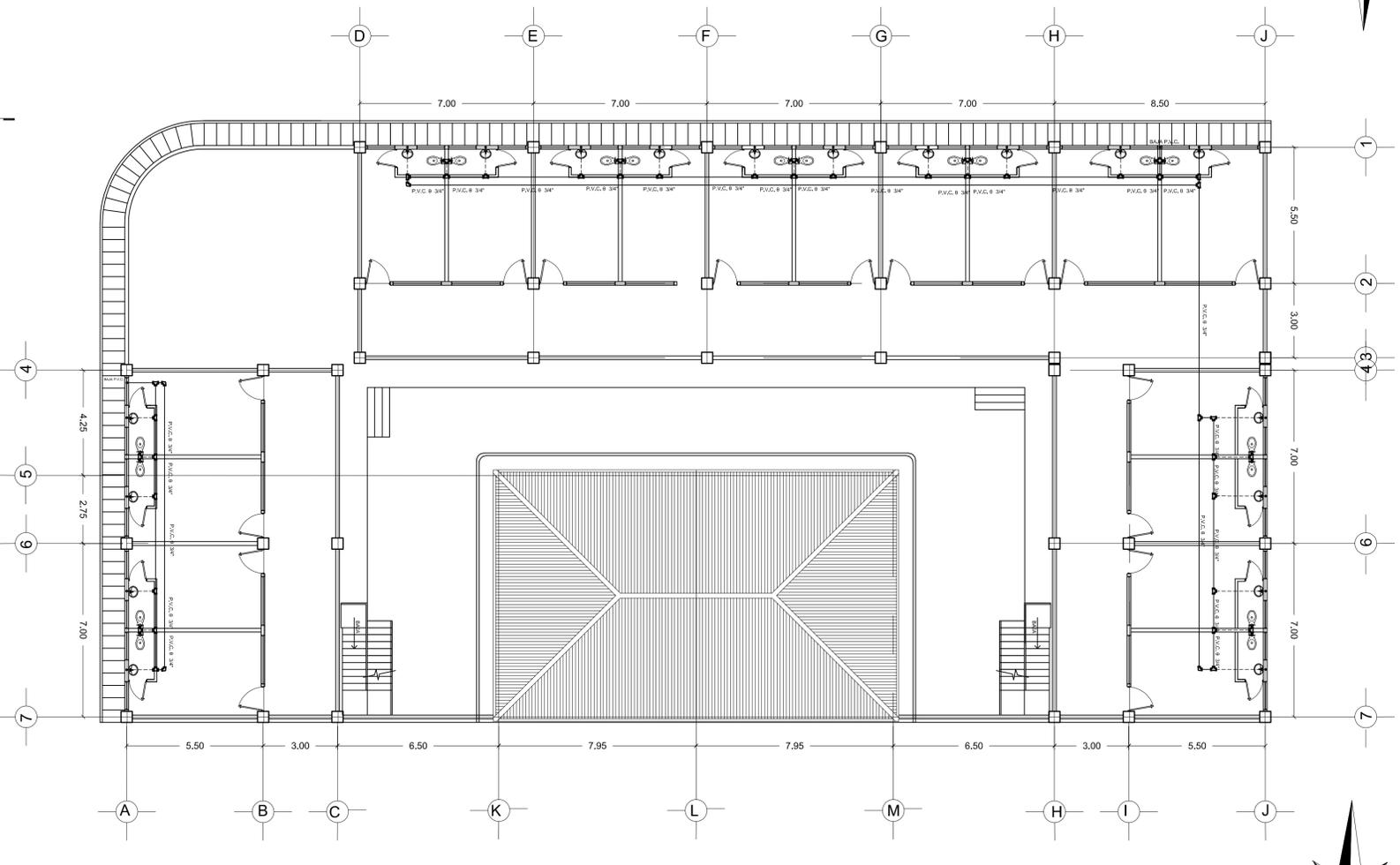
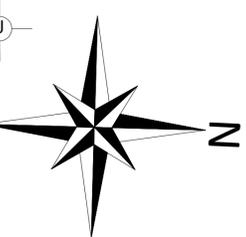
USAC-EPS

7
15



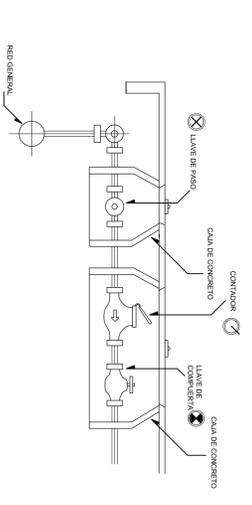
Planta Agua Potable Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Planta Agua Potable Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125

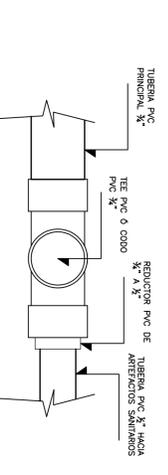


DETALLE ACOMETIDA
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Sin Escala

TABLA DE SIMBOLOGIA

	LLAVE DE PASO		"TEE" DE PVC
	CONTADOR		"CODO" A 90 DE PVC
	LLAVE DE COMPUERTA		TUBERIA AGUA FRIA PVC
	"CRUZ" DE PVC		TUBERIA PVC 1/2" PARA ARTEFACTOS SANITARIOS
	GRIFO		



DETALLE ENTRADA A ARTEFACTOS
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERVISORA

PROYECTO: DISEÑO DE EMPUJE DE TORNILLOS EN ALAMBROS DE ACERO EN EL LINDERO DE MAGDALENA MILPAS ALTAS DEL DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

UBICACION: MAGDALENA MILPAS ALTAS

PLANTAS: PLANTA AGUA POTABLE Y PRESENERIA PARA AGUA POTABLE ESCUDO WEL

ASIA POTABLE

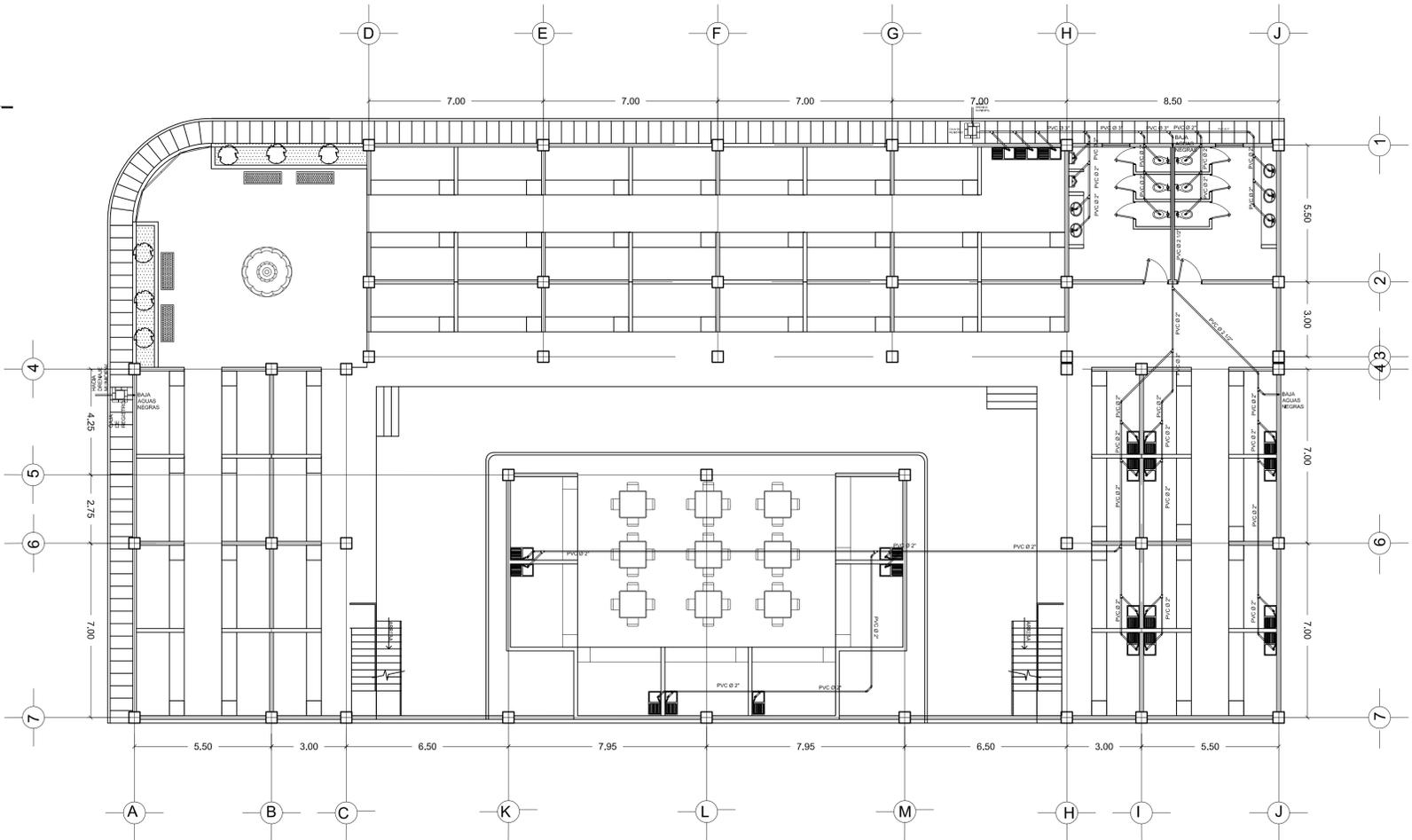
GERENTE: GONZALO JOSE OSVALDO JOSE ESCOBAR

ASISTENTE: NEILA MAYRA GARCIA

USAC-EPS

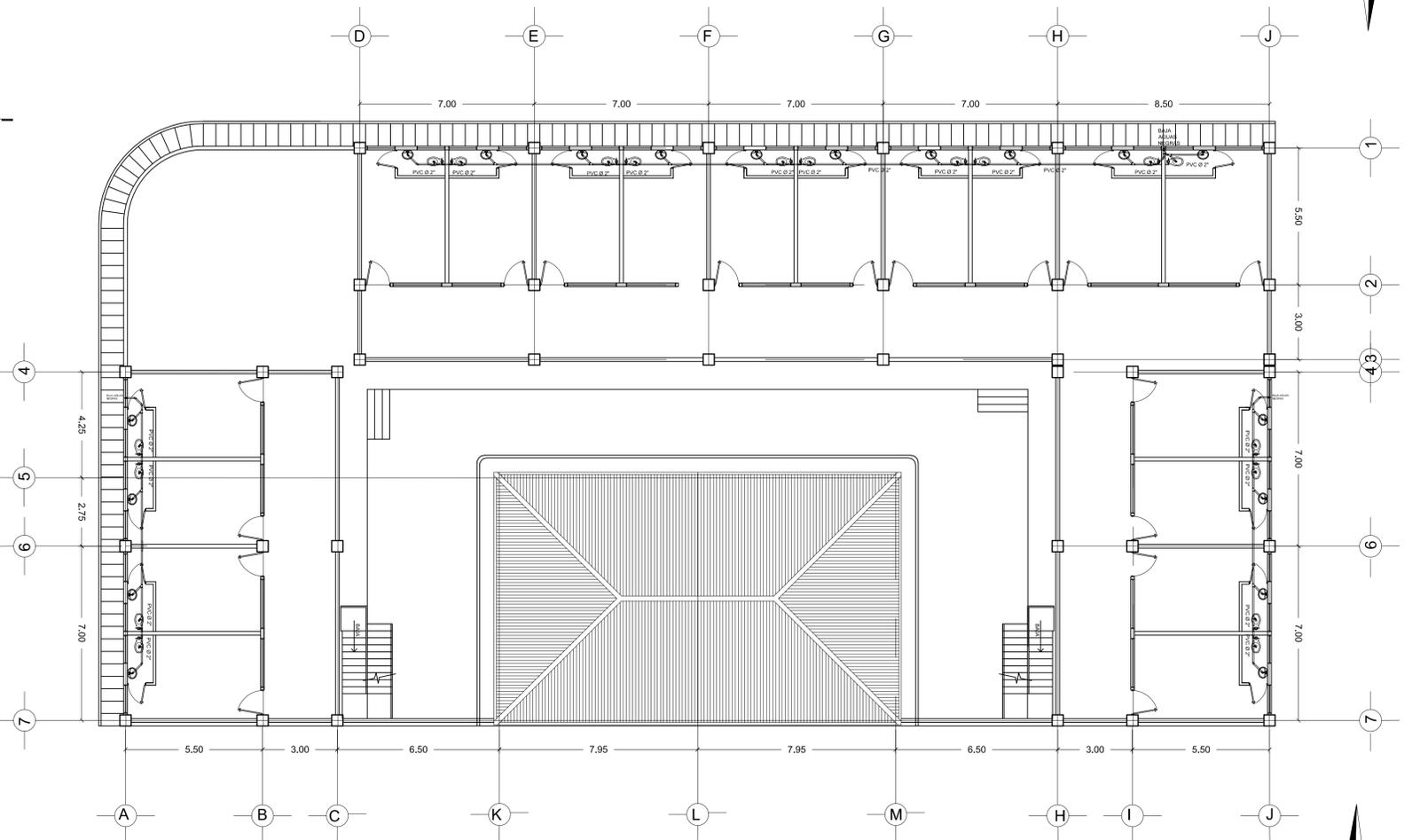
PLANO NO. 9

15



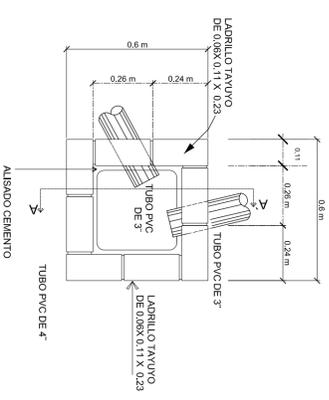
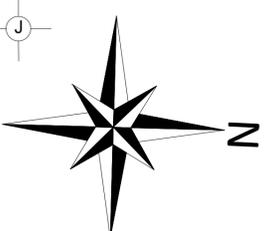
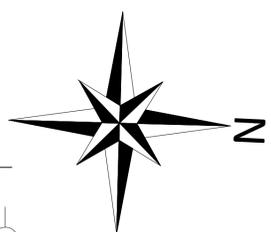
Planta Aguas Negras Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



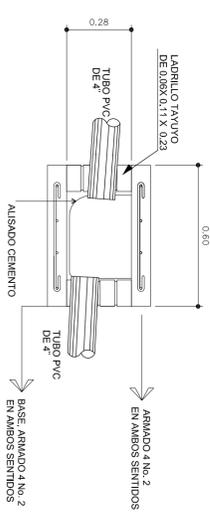
Planta Aguas Negras Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



PLANTA CAJA DE REGISTRO
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

ESCALA 1/15



SECCIÓN CAJA DE REGISTRO
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

ESCALA 1/15

TABLA DE SIMBOLOGIA			
	TUBERIA DRENAJES		TE SANITARIA VERTICAL
	CAJA DE REGISTRO		YE SANITARIA
	CODO 45° SANITARIA		BAJADA DRENAJES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES EN EL MARCO DEL PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE MAGDALENA MILPAS ALTAS

UBICACION: MAGDALENA MILPAS ALTAS

PLANTAS: PLANTA AGUAS NEGRAS PRIMER NIVEL, PLANTA AGUAS NEGRAS SEGUNDO NIVEL

GERENTE GENERAL: JOSE OSWALDO JOSE ESCOBAR

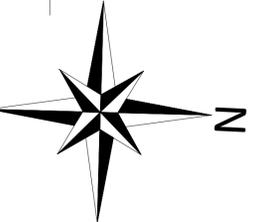
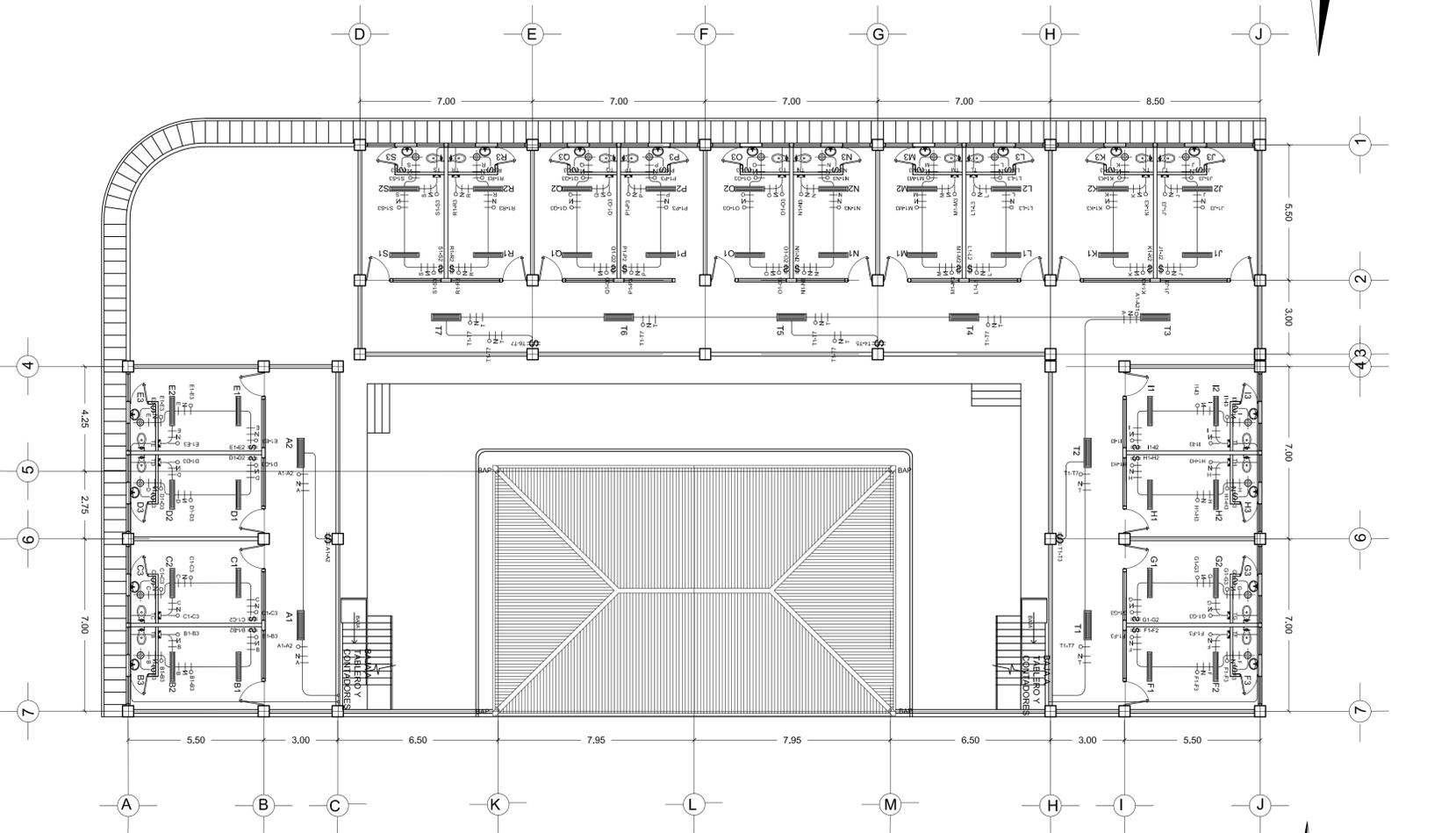
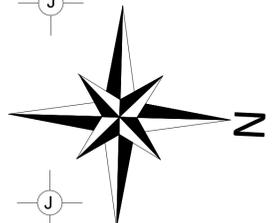
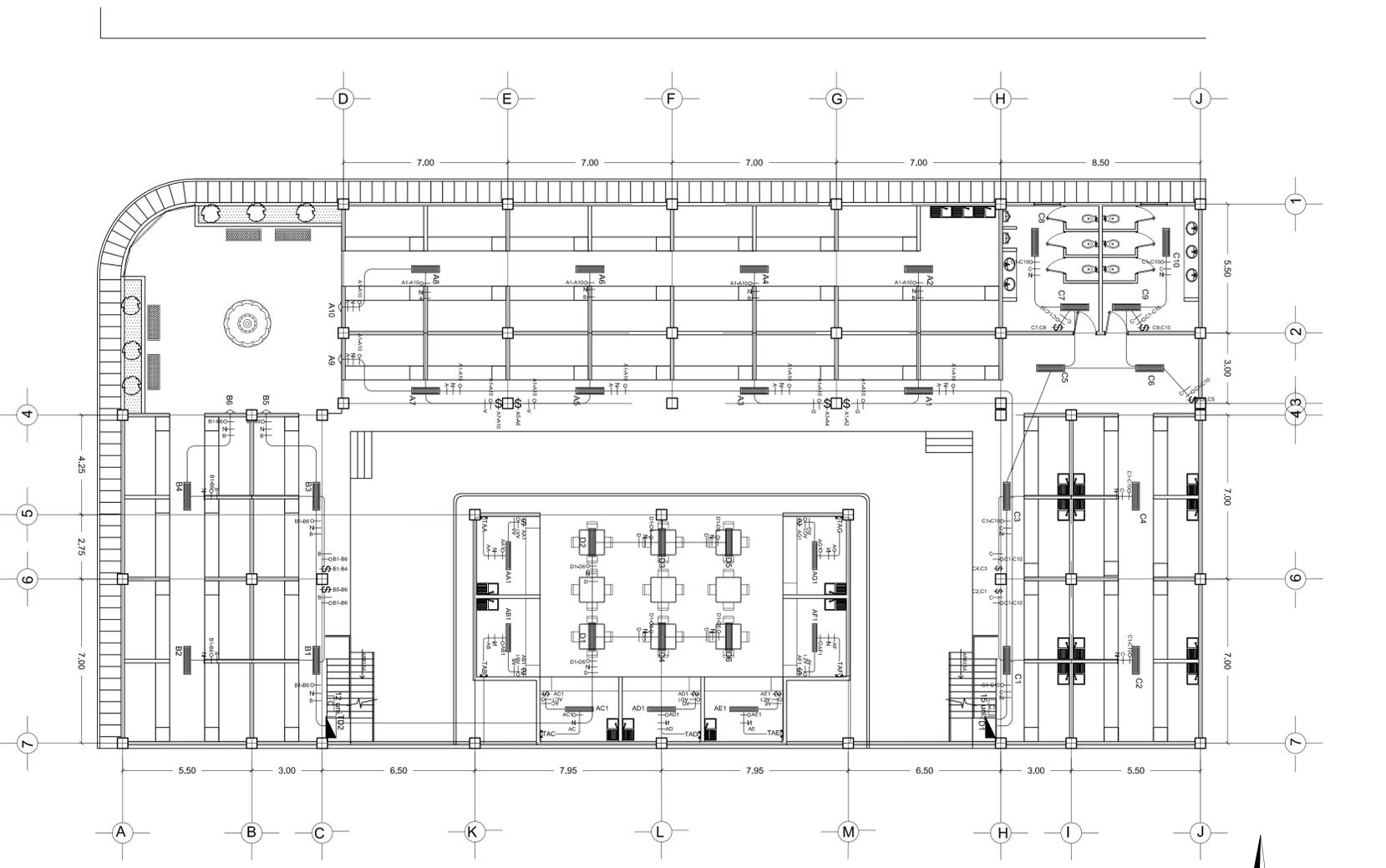
GERENTE GENERAL ADJUNTO: NEYLA MARVA GARCIA

PROYECTANTE: USAC-EPS

FECHA: ENERO DE 2010

PLANO N.º: 10

15



SÍMBOLO	SIGNIFICADO
—	TUBERÍA PVC ELÉCTRICO Ø 1" DENTRO DE LOSA PARA LUMINARIAS.
—	TUBERÍA PVC ELÉCTRICO EN LOSA O PAREDES PARA UNIÓN DE LUMINARIAS
—	TABLARO DE DISTRIBUCIÓN TRIFÁSICO DE 24 POLOS
▲	INDICA EL CIRCUITO Y EL NÚMERO DE CADA UNIDAD
—	LÍNEA NEUTRAL
—	FLUORESCENTE DE 4 x 40W TIPO INDUSTRIAL
—	FLUORESCENTE DE 2 x 40W TIPO INDUSTRIAL
—	LAMPARA EMPOTRADA TIPO OJO DE BUEY
—	INTERRUPTOR SIMPLE
—	INTERRUPTOR DOBLE
—	LÍNEA RETORNO
—	LÍNEA POSITIVO
—	LAMPARA EN LA PARED
—	TABLERO DE CUATRO POLOS
—	CONTADOR (INDICA NÚMERO DE UNIDADES)

- NOTAS:**
- LOS CIRCUITOS PARA LOS LOCALES COMERCIALES, COMO PARA LOS LOCALES DE COMIDAS SERÁN INDEPENDIENTES, TANTO ILUMINACIÓN COMO FUERZA, LOS CONTADORES DE CADA UNO SE UBICAN BAJO LOS MÓDULOS DE GRADAS.
 - LA ADMINISTRACIÓN SERÁ LA ENCARGADA DE LOS SERVICIOS ELÉCTRICOS DE LOS PASILLOS Y ÁREA DE CARNES
 - LOS CIRCUITOS ELÉCTRICOS EN TODO EL SISTEMA SERÁN DE 220V, SE UTILIZARÁ CABLE CALIBRE 10.

Planta Iluminación Primer Nivel

Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125

Planta Iluminación Segundo Nivel

Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



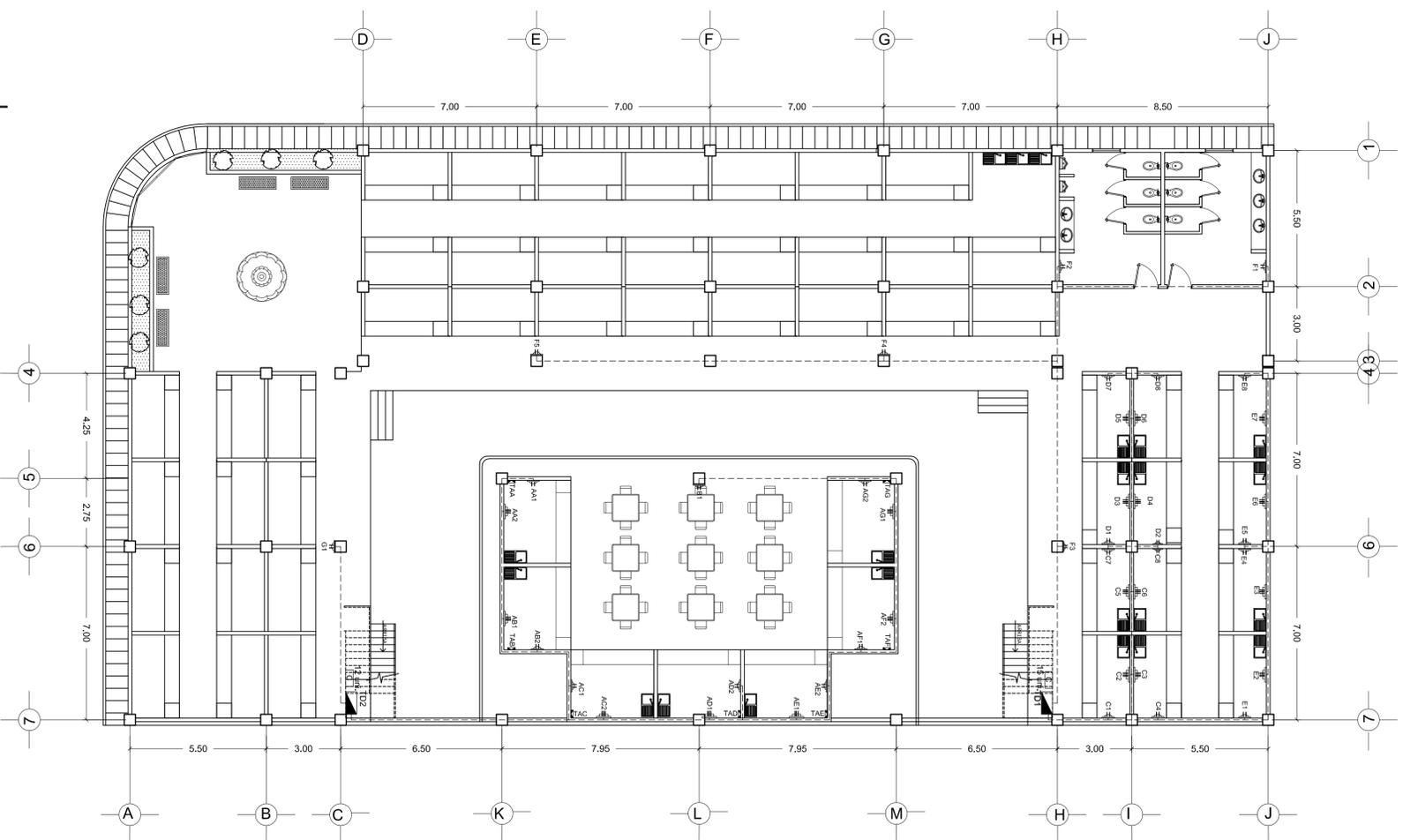
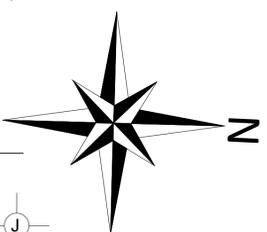
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ejercicio Profesional Supervisado

PROYECTO: "DISEÑO DE EMPUJE DE LOS NUBES EN EL MANEJO DE MAGAZENAMIENTO ALTA EN EL GOBIERNO DE SUSTENTACIÓN"

INTEGRANTES:
MAGAZENAMIENTO ALTA EN EL GOBIERNO DE SUSTENTACIÓN

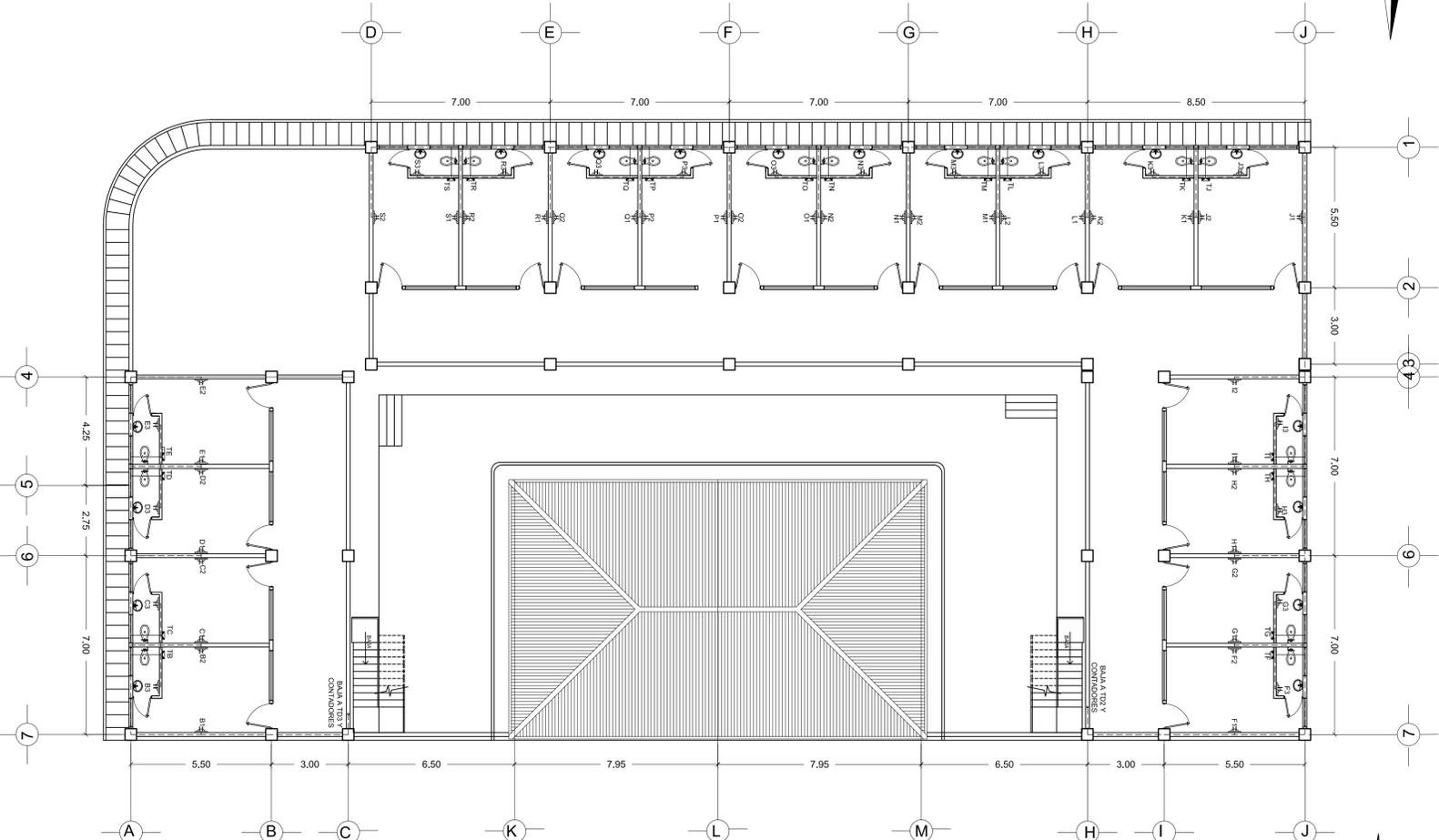
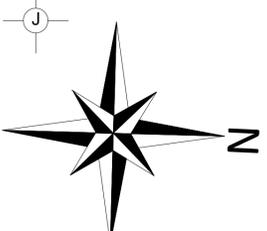
COORDINADOR:
ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ

INGENIERO EN CARGA:
ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ



Planta Fuerza Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Planta Fuerza Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125

SIMBOLOGÍA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TUBERIA PVC ELECTRICO Ø 1"
	DENTRO DE PARED O PISO PARA FUERZA
	TABLA DE DISTRIBUCION TRIFASICO DE 24 POLOS
	TOMA CORRIENTES DOBLE 110 VOLTIOS
	TOMA CORRIENTES DOBLE 220 VOLTIOS
	TABLA DE CUATRO POLOS
	CONTADOR (INDICA NUMERO DE UNIDADES)

- NOTAS:
- LOS CIRCUITOS PARA LOS LOCALES COMERCIALES, COMO PARA LOS LOCALES DE COMIDAS SERÁN INDEPENDIENTES, TANTO ILUMINACIÓN COMO FUERZA. LOS CONTADORES DE CADA UNO SE UBICAN BAJO LOS MÓDULOS DE GRADAS.
 - LA ADMINISTRACIÓN SERÁ LA ENCARGADA DE LOS SERVICIOS ELÉCTRICOS DE LOS PASILLOS Y ÁREA DE CARNES
 - LOS CIRCUITOS ELÉCTRICOS EN TODO EL SISTEMA SERÁN DE 220V, SE UTILIZARÁ CABLE CALIBRE 10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ejercicio Profesional Supervisado

PROYECTO: DISEÑO DE EMPUJE DE DOS NIVELES EN EL MERCADO MUNICIPAL DE MAGDALENA MILPAS ALTAS. DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

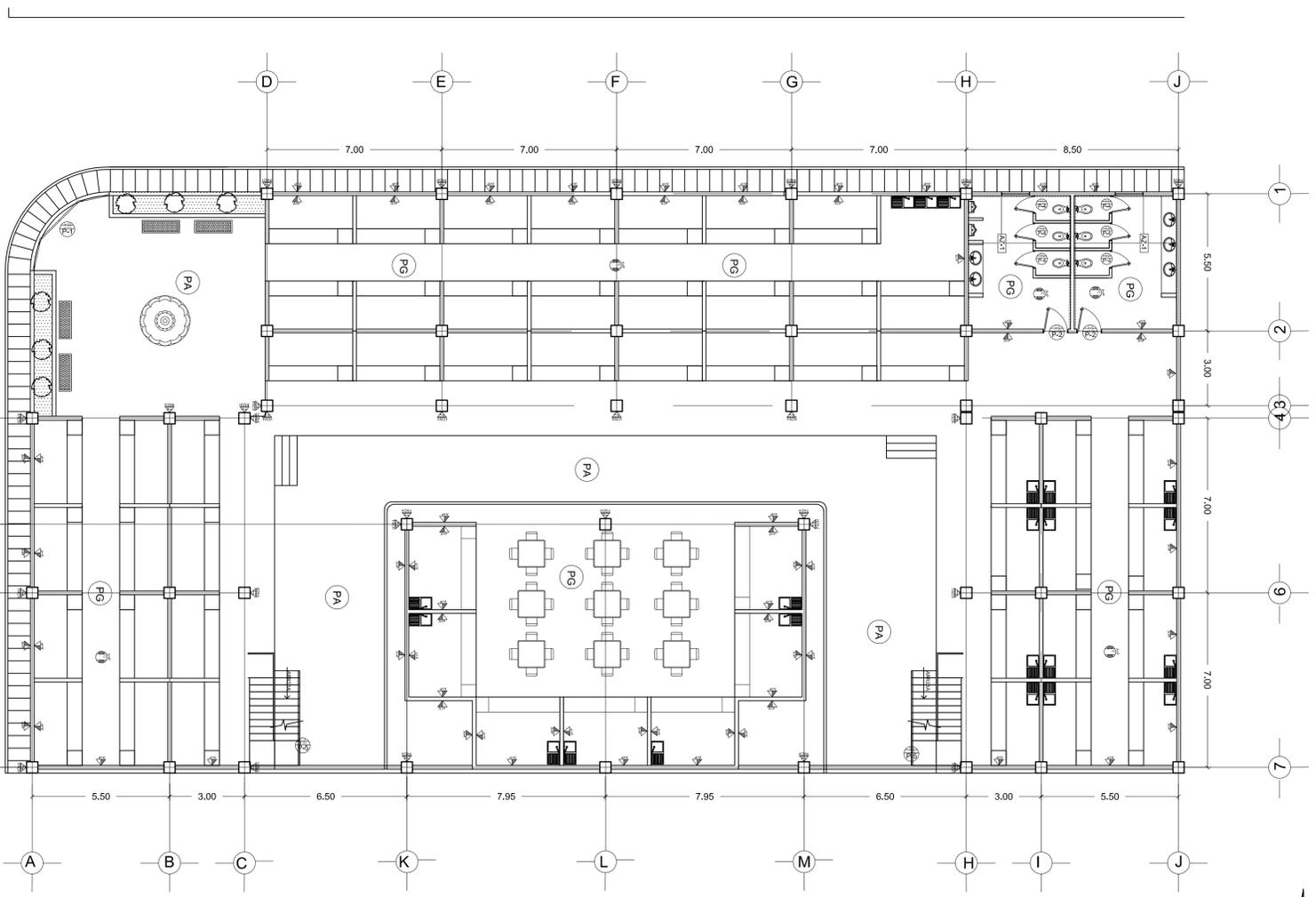
INTEGRANTES:
MAGDALENA MILPAS ALTAS
PLAZARUC
FRANCO
RESERVA DE FUERZA

COORDINADOR:
INGENIERO JOSÉ OSWALDO JOSÉ
INGENIERO JOSÉ FRANCISCO ESCOBAR

ASISTENTE:
INGENIERO JOSÉ MARÍA MORALES
INGENIERO JOSÉ OSWALDO JOSÉ

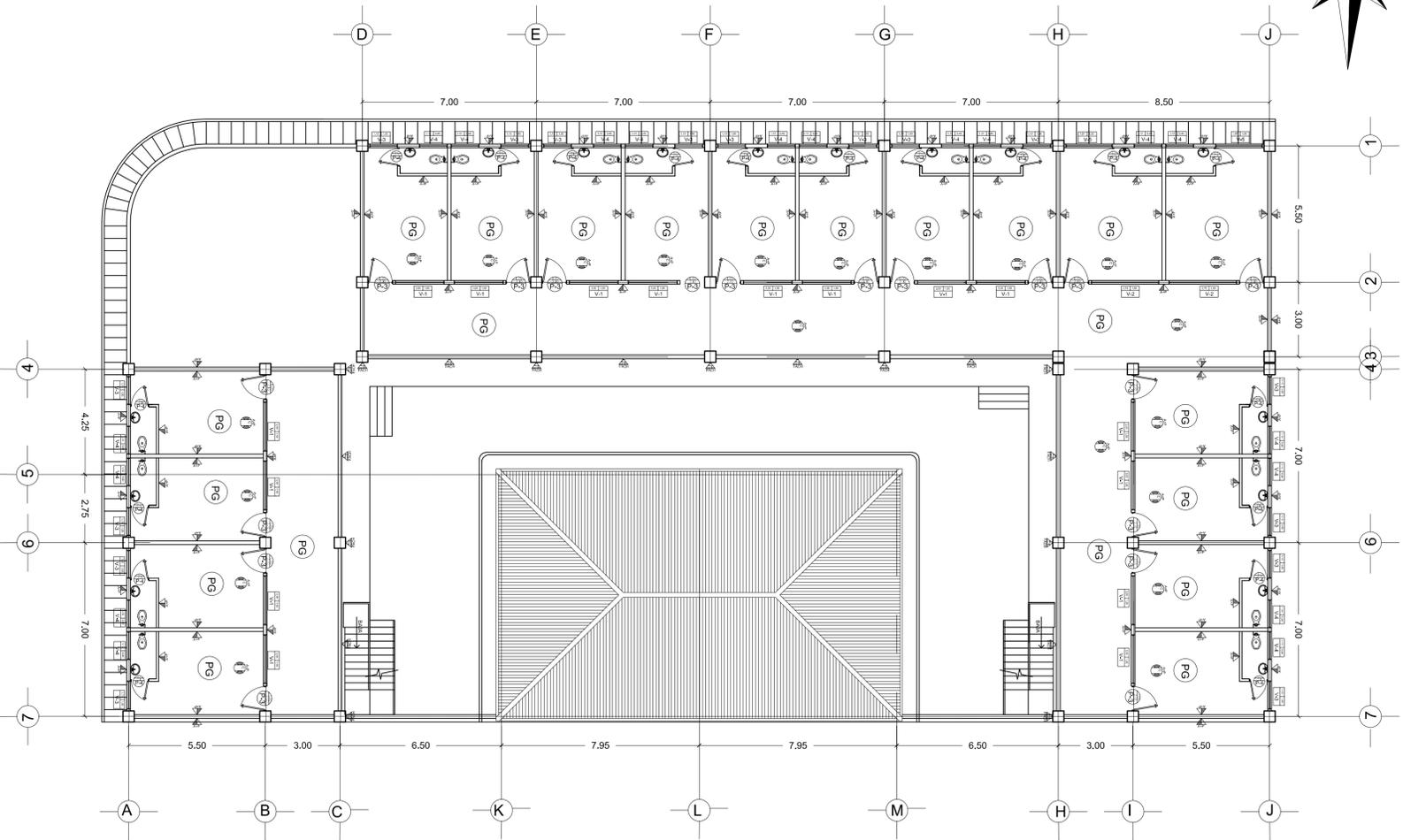
USAC-EPS

PLANO NÚMERO: 13
15



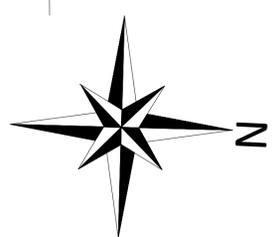
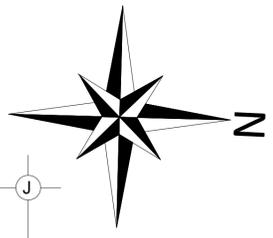
Planta Acabados Primer Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



Planta Acabados Segundo Nivel
Mercado Municipal Magdalena Milpas Altas

Escala : 1/125



SIMBOLOGÍA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
PG	PISO DE GRANITO
PA	PISO DE ADOQUÍN RECTANGULAR
MC	ALISADO + PINTURA EN CIELO
MP	ALISADO + PINTURA EN PARED
FA	FACHALETA
P-3	TIPO DE PUERTA
V-3	TIPO DE VENTANA
AZ-1	AZULEJO HASTA 1.50 MTS. LUEGO ALISADO + PINTURA

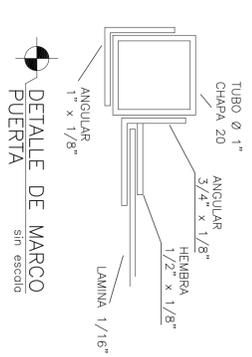
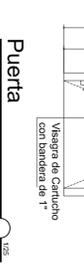
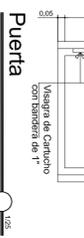
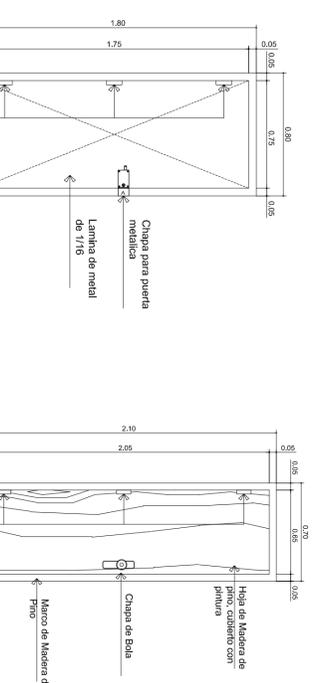
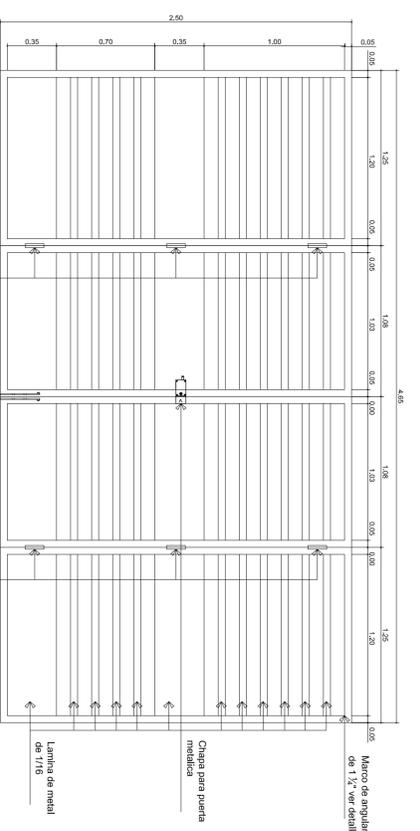
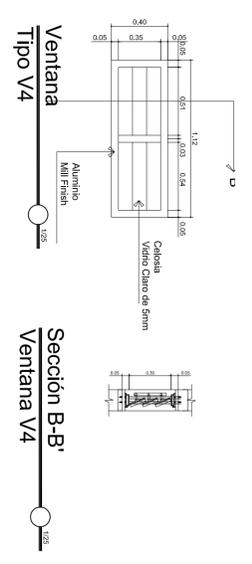
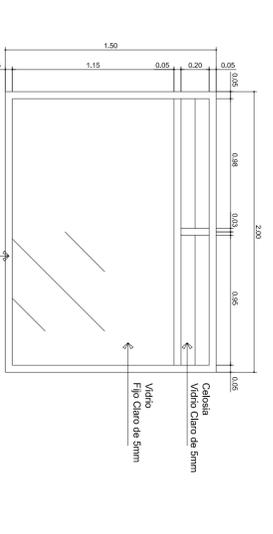
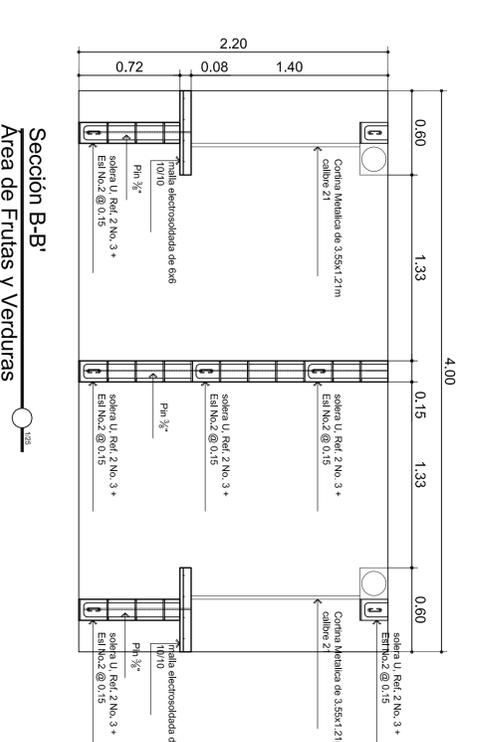
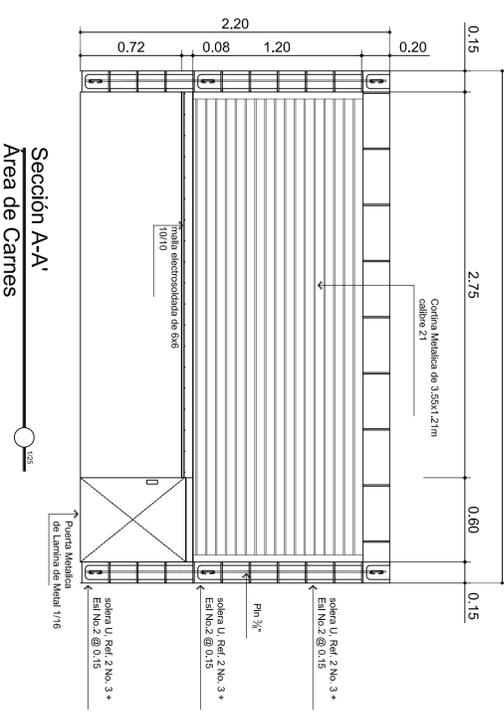
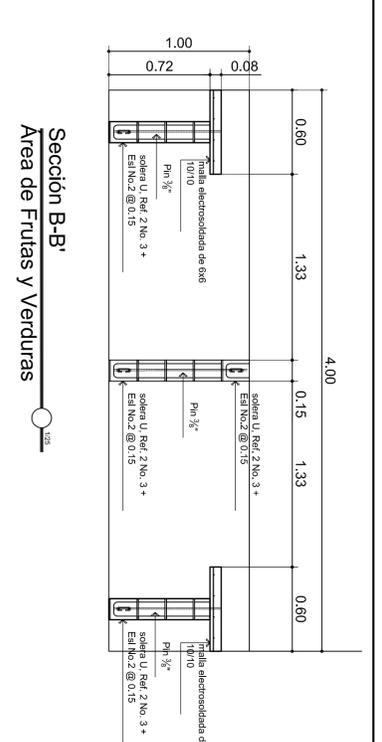
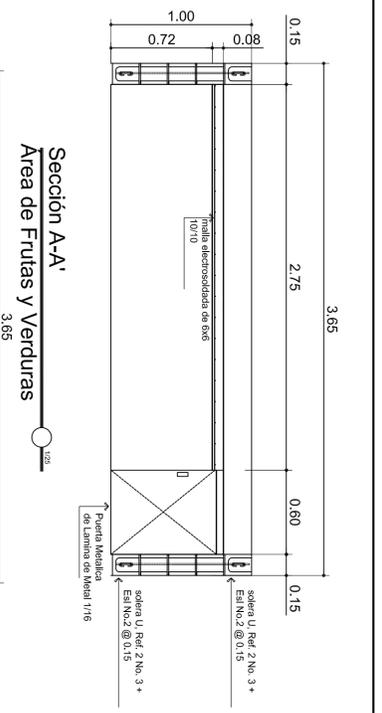
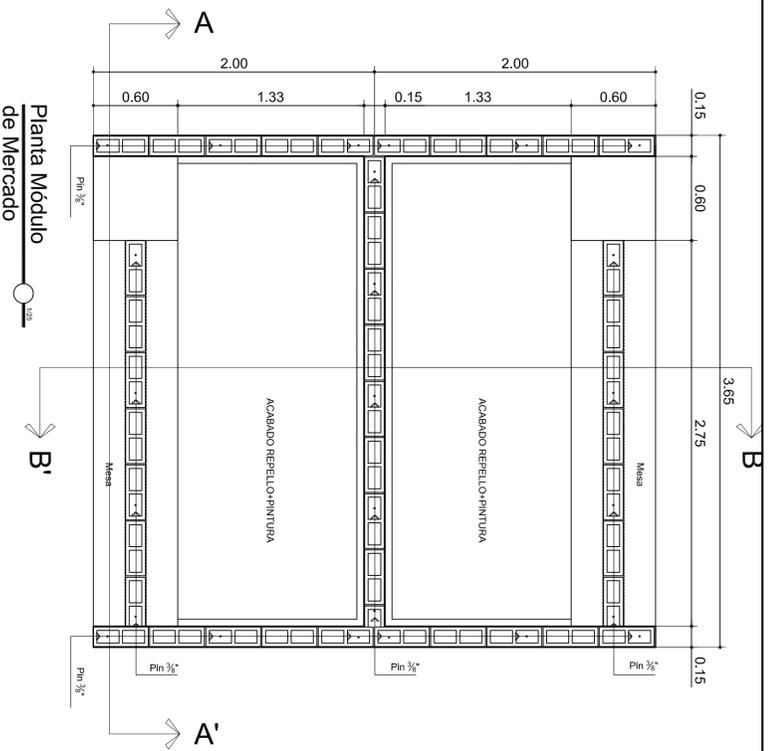
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ejercicio Profesional Supervisado

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA MERCADO MUNICIPAL EN EL CANTÓN DE MAGDALENA MILPAS ALTAS, DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

INTEGRANTES:
MAGDALENA MILPAS ALTAS
PLANTAS
PLANOS DE ACABADOS

USAC-EPS
USAC-EPS

PLANO NÚMERO
14
15



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERVAO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA ALMACENAMIENTO DE PRODUCTOS DE AGRICULTURA DE MADURACIÓN LENTA ALTA DEGRADACIÓN DE SACIIFICIDAD

INDICACION: MAQUETA EN PLANO AL 1/50
 PLANOS DE: PLANOS DE ALMACENAMIENTO DE PRODUCTOS DE AGRICULTURA DE MADURACIÓN LENTA ALTA DEGRADACIÓN DE SACIIFICIDAD

CLIENTE: USAC-EPS
 DISEÑO: USAC-EPS
 ESCALA: INDICADA

FECHA: 15/15
 PLANO NO. 02