



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

**DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO
DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO**

José Alejandro Hernández Reyes

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, febrero de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO
DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSÉ ALEJANDRO HERNÁNDEZ REYES

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO
DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de julio de 2010.

José Alejandro Hernández Reyes



Guatemala 25 de julio de 2011.
Ref.EPS.DOC.929.07.11.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.


Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Alejandro Hernández Reyes** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200611413**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MRGSdS/ra



Guatemala, 25 de julio de 2011.
Ref.EPS.D.619.07.11

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

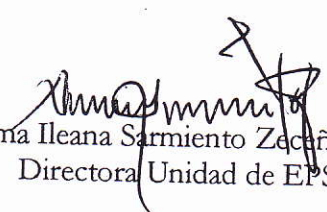
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Alejandro Hernández Reyes**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecafña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
19 de octubre de 2011

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Alejandro Hernández Reyes, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Alejandro Hernández Reyes, titulado DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

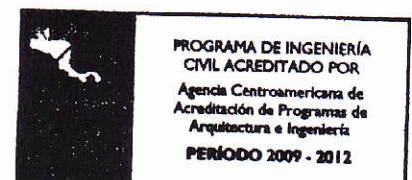

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2012

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





DTG. 078.2012

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO**, presentado por el estudiante universitario **José Alejandro Hernández Reyes**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 21 de febrero de 2012



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme la vida, su protección y bendición.
Mis padres	Marcos Antonio y Olga Beatriz, por el inmenso amor, paciencia y apoyo incondicional que siempre me han dado. Con todo mi amor.
Mis hermanos	Gabriel, Mindy y Juan Antonio, por su compañía y por todos los buenos y malos momentos que hemos pasado juntos.
Mis abuelos	María Antonia Secaida y Juan Reyes (q.e.p.d.); A María Magdalena Mayén y Marcos Hernández, con mucho cariño.
Mi ahijado	Julio Carlos, con especial cariño.
Mis primos	Karla, Nicole, Fernando y Dayan; por ser especiales en mi vida y por todas las alegrías y momentos tan agradables que me dan. Con mucho cariño.
Mis tíos y tías	En especial a mi tía Ana, Aroldo y Giovanni.
Mi novia	María Alejandra Morales Mayén, por ser esa persona especial en mi vida. Con todo mi amor.

Mi familia en general

Por el apoyo y cariño recibido a lo largo de mi vida.

Mis amigos y compañeros de estudio

Por todos los momentos que vivimos y compartimos juntos a lo largo de la carrera, por brindarme su amistad, apoyo y cariño durante estos años.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Mi alma máter, por permitirme culminar mis estudios a nivel superior.

Mi patria

Guatemala.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por darme la sabiduría, entendimiento, paciencia, fortaleza y perseverancia para alcanzar esta meta y culminar con éxito esta etapa de mi vida. Gracias por todos los dones que me has dado y por todas las bendiciones derramadas a lo largo de mi vida.
- Mis padres** Por todo el esfuerzo y sacrificio realizado para que pueda salir adelante y cumplir mis sueños; por todas sus enseñanzas, valores y principios inculcados en mi persona. Que Dios los bendiga siempre y me permita corresponderlos de igual manera.
- Mis hermanos** Por ser mi buena compañía a lo largo de estos años, por estar siempre juntos y apoyarme en todo.
- Mi novia** Alejandra Morales, por compartir conmigo su vida, su amor y su tiempo; por todos los momentos tan especiales que hemos vivido y compartido juntos. Gracias por todo tu amor y por llenar mi vida de felicidad.
- Familia Morales
Mayén** Por abrirme las puertas de su casa, por todo el cariño, confianza y atenciones brindadas hacia mí persona. Con mucho cariño.

- Mis amigos y amigas** En especial a Héctor Monzón, Pablo Noriega, Gustavo Campos, Rafael Chinchilla, Juan José López, Sergio Villalta, Félix López, José Zambrano, María José González y Mónica Venegas. Gracias por todo su apoyo y ser parte importante de mi vida.
- Mi asesora** Ingeniera Mayra García de Sierra, por su valiosa colaboración y todo el apoyo técnico brindado en la asesoría, revisión y corrección del presente trabajo de graduación.
- Ing. Mario Corzo** Por todos los conocimientos y experiencias compartidas, por sus consejos y buenos deseos.
- Arq. Edwin Díaz** Por todo su apoyo y colaboración durante mi desarrollo profesional.
- Mis compañeros de trabajo** En especial a Héctor Morales, Sergio Morales y Héctor Pacheco.
- La Universidad de San Carlos de Guatemala** Mi casa de estudios, en especial a la Facultad de Ingeniería por abrirme las puertas del conocimiento, permitir mi formación como profesional y darme el orgullo de ser sancarlista.
- Todas las personas** Que de alguna u otra manera formaron parte de esta etapa de mi vida y contribuyeron con mi desarrollo como profesional.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XIX
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN.....	XXVII
1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR.....	1
1.1. Características físicas.....	1
1.1.1. Ubicación y localización geográfica.....	1
1.1.2. Topografía.....	2
1.1.3. Clima	2
1.1.4. Situación demográfica.....	3
1.2. Infraestructura y servicios.....	5
1.2.1. Vías de acceso.....	5
1.2.2. Vivienda	7
1.2.3. Salud.....	7
1.2.4. Educación	8
1.2.5. Agua y saneamiento.....	9
1.2.6. Servicios públicos.....	10
1.3. Características socioeconómicas.....	11
1.3.1. Origen de la comunidad	11
1.3.2. Actividad económica	12
1.3.3. Idioma y religión	12
1.3.4. Organización de la comunidad.....	13

2.	DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO	15
2.1.	Descripción del proyecto	15
2.2.	Descripción del espacio disponible	15
2.2.1.	Localización del terreno	15
2.2.2.	Topografía del terreno	16
2.3.	Estudios de suelos	16
2.3.1.	Capacidad de carga	16
2.4.	Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos.....	21
2.4.1.	Criterios de conjunto	21
2.4.2.	Criterios de iluminación y ventilación	21
2.4.3.	Confort acústico	23
2.4.4.	Instalaciones	24
2.5.	Áreas de aulas y capacidad de alumnos.....	25
2.6.	Diseño arquitectónico.....	26
2.6.1.	Distribución de ambientes.....	26
2.6.2.	Altura de edificio	28
2.7.	Descripción del sistema estructural.....	29
2.7.1.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos	30
2.8.	Predimensionamiento.....	31
2.8.1.	Losas	31
2.8.2.	Vigas.....	34
2.8.2.1.	Vigas principales.....	34
2.8.2.2.	Vigas secundarias.....	35
2.8.3.	Columnas.....	37
2.9.	Tipos de cargas aplicadas a la estructura	38
2.9.1.	Cargas verticales	39

2.9.1.1.	Cargas muertas.....	39
2.9.1.2.	Cargas vivas.....	40
2.9.2.	Cargas horizontales	43
2.9.2.1.	Carga de sismo	43
2.10.	Integración de cargas	44
2.10.1.	Integración de cargas verticales.....	44
2.10.1.1.	Áreas tributarias	44
2.10.2.	Integración de cargas horizontales.....	48
2.10.2.1.	Cálculo del corte basal de diseño.....	48
2.10.2.1.1.	Método estático equivalente	49
2.10.2.1.2.	Procedimiento de fuerza estática	49
2.10.2.1.3.	Cálculo de peso total del edificio	52
2.10.2.1.4.	Cálculo del corte basal según UBC '97	55
2.10.2.1.5.	Distribución de fuerzas por nivel	57
2.10.3.	Torsión	60
2.10.3.1.	Determinación del centro de rigidez	60
2.10.3.1.1.	Rigideces	60
2.10.3.1.2.	Condiciones de apoyo.....	61
2.10.3.1.3.	Cálculo del centro de rigidez	62
2.10.3.2.	Determinación del centro de masa.....	66
2.10.3.3.	Cálculo de excentricidades.....	67
2.10.3.4.	Distribución de fuerzas por marco.....	69
2.11.	Análisis estructural.....	72
2.11.1.	Modelos matemáticos de marcos típicos	72

2.11.2.	Análisis estructural usando el programa ETABS®.....	73
2.11.2.1.	Resumen general del programa ETABS®	73
2.11.2.2.	Resultados del análisis estructural de marcos típicos eje “X” y “Y”	74
2.11.3.	Envolvente de momentos	81
2.11.3.1.	Combinaciones de carga última.....	81
2.11.3.2.	Diagrama de momentos últimos	82
2.12.	Diseño estructural	84
2.12.1.	Diseño de losas	85
2.12.1.1.	Corte	85
2.12.1.2.	Flexión	87
2.12.1.2.1.	Análisis de losas nivel 1	87
2.12.1.2.2.	Diseño de losas nivel 1	90
2.12.1.2.3.	Análisis de losas nivel 2.....	92
2.12.1.2.4.	Diseño de losas nivel 2	94
2.12.2.	Diseño de vigas	97
2.12.2.1.	Diseño de vigas principales	97
2.12.2.2.	Diseño de vigas secundarias tipo T	104
2.12.3.	Diseño de columnas	114
2.12.4.	Nudos	133
2.12.5.	Diseño de zapatas	136
2.12.5.1.	Diseño de zapatas tipo 1.....	136
2.12.5.2.	Diseño de zapatas tipo 2.....	141
2.12.6.	Diseño de gradas.....	150
2.13.	Diseño de instalaciones hidráulicas	153
2.13.1.	Agua potable.....	153
2.13.2.	Drenajes sanitarios	165
2.13.2.1.	Clasificación de las instalaciones sanitarias.....	165

2.13.2.2.	Método de Hunter.....	166
2.13.2.3.	Diseño hidráulico de la red de drenajes sanitarios	168
2.13.3.	Drenajes pluviales	169
2.13.3.1.	Cálculo del caudal de diseño.....	169
2.13.3.2.	Dimensiones de las bajadas de aguas pluviales	170
2.14.	Diseño de instalaciones eléctricas.....	171
2.15.	Estudio de impacto ambiental (EIA).....	177
2.15.1.	Definición de EIA.....	177
2.15.2.	Identificación de impactos ambientales.....	178
2.15.3.	Impactos ambientales negativos	179
2.15.4.	Impactos ambientales positivos	180
2.15.5.	Análisis de riesgo y planes de contingencia.....	181
2.15.6.	Plan de contingencia en construcción	182
2.15.7.	Plan de contingencia en operación	183
3.	DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO.....	185
3.1.	Descripción del proyecto.....	185
3.2.	Estudio de suelos.....	185
3.3.	Diseño arquitectónico	187
3.3.1.	Distribución de ambientes	187
3.3.2.	Altura del edificio	188
3.4.	Descripción del sistema estructural	189
3.5.	Especificaciones y códigos de construcción	189
3.6.	Cargas aplicadas a la estructura.....	190
3.6.1.	Cargas muertas.....	190

3.6.2.	Cargas vivas	192
3.6.3.	Carga de viento.....	192
3.6.4.	Carga de sismo.....	193
3.6.5.	Integración de cargas verticales y horizontales	194
3.6.5.1.	Integración de cargas para costanera.....	194
3.6.5.2.	Integración de cargas para marcos estructurales	196
3.7.	Factores de carga y resistencia (LRFD), (AISC 2005).....	199
3.7.1.	Factores de carga.....	199
3.7.2.	Factores de resistencia.....	200
3.8.	Análisis estructural	201
3.8.1.	Análisis de vigas a flexión	201
3.8.1.1.	Perfiles estructurales usados como vigas	201
3.8.1.2.	Vigas “I” y “WF”	202
3.8.2.	Análisis de miembros cargados axialmente	203
3.8.2.1.	Consideraciones generales.....	203
3.8.2.2.	Perfiles estructurales usados para columnas	204
3.8.2.3.	Restricciones en los extremos y longitud efectiva en columnas	205
3.8.2.4.	Relaciones de esbeltez máximas.....	206
3.8.2.5.	Columnas largas, cortas e intermedias.....	207
3.8.2.6.	Formulas para columnas y uso de tablas de diseño	208
3.8.2.7.	Placas base y anclaje para columnas.....	211
3.8.3.	Análisis estructural del marco	212
3.9.	Diseño estructural.....	219
3.9.1.	Vigas.....	219
3.9.1.1.	Diseño por flexión	219

3.9.1.2.	Diseño por corte	221
3.9.1.3.	Revisión por deflexión	222
3.9.2.	Columnas	223
3.9.2.1.	Cargas permisibles para columnas	223
3.9.2.2.	Diseño de columnas	224
3.9.2.3.	Diseño de placas base	226
3.9.3.	Diseño de cubierta	229
3.9.3.1.	Diseño de costaneras.....	229
3.9.3.1.1.	Diseño por flexión.....	229
3.9.3.1.2.	Diseño por corte	231
3.9.3.1.3.	Revisión por deflexión	231
3.9.3.2.	Diseño de tensores y rigidizantes.....	232
3.9.4.	Diseño de zapatas.....	233
3.9.5.	Diseño de muros de mampostería	237
3.9.5.1.	Suposiciones de diseño	237
3.9.5.2.	Esfuerzo a compresión.....	238
3.9.5.3.	Esfuerzo a flexión.....	239
3.9.5.4.	Esfuerzo cortante	241
3.9.5.5.	Corte basal.....	242
3.9.5.6.	Diseño del refuerzo	243
3.9.5.7.	Diseño de cimentación	246
3.10.	Diseño de instalaciones hidráulicas	249
3.10.1.	Agua potable	249
3.10.2.	Drenajes sanitarios.....	251
3.11.	Diseño de instalaciones eléctricas	252
3.12.	Estudio de impacto ambiental (EIA).....	258
3.12.1.	Impactos ambientales negativos	258
3.12.2.	Impactos ambientales positivos	259

CONCLUSIONES.....	261
RECOMENDACIONES.....	263
BIBLIOGRAFÍA.....	265
APÉNDICES.....	267
ANEXOS.....	271

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Localización geográfica del municipio de San Antonio La Paz.....	3
2. Distribución arquitectónica de ambientes	27
3. Altura del edificio	28
4. Criterios para dibujar modelos matemáticos de marcos dúctiles.....	30
5. Tipos de losas	31
6. Numeración de losas	32
7. Sección de viga principal.....	35
8. Sección de viga secundaria.....	37
9. Sección de columna	38
10. Área tributaria en viga principal	46
11. Área tributaria en viga secundaria	46
12. Área tributaria en dos sentidos para vigas	47
13. Área tributaria en columnas.....	48
14. Peso por nivel en un edificio	52
15. Fuerza por nivel en un edificio.....	58
16. Fuerza por nivel actuando en el centro de masa.....	59
17. Centro de masa en edificaciones simétricas	66
18. Excentricidad directa	67
19. Modelo matemático de marco típico, sentido "X".....	72
20. Modelo matemático de marco típico, sentido "Y".....	73
21. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta, en marco típico "X"	75

22.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta en marco típico “X”	75
23.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva, en marco típico “X”	76
24.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva, en marco típico “X”	76
25.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica, en marco típico “X”	77
26.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica, en marco típico “X”	77
27.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta, en marco típico “Y”	78
28.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta, en marco típico “Y”	78
29.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva, en marco típico “Y”	79
30.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva, en marco típico “Y”	79
31.	Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica, marco típico “Y”	80
32.	Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica, en marco típico “Y”	80
33.	Diagrama de momentos últimos en vigas, en marco típico “X”	82
34.	Diagrama de momentos últimos en columnas, en marco típico “X”	82
35.	Diagrama de momentos últimos en vigas, en marco típico “Y”	83
36.	Diagrama de momentos últimos en columnas, en marco típico “Y”	83
37.	Detalle de armado de losas típicas	96
38.	Detalle de armado de vigas típicas	103
39.	Detalle de armado de vigas T típicas en nivel 1	108

40.	Detalle de armado de vigas T típicas en nivel 2	113
41.	Detalle de armado de columna típica en nivel 1	124
42.	Detalle de armado de columna típica en nivel 2	133
43.	Detalle de armado de zapata típica tipo 1	141
44.	Longitudes y ubicación del centro de gravedad, para una zapata rectangular combinada.....	144
45.	Diagrama de cargas y reacciones para zapata combinada.....	145
46.	Diagrama de corte y momento para zapata combinada	146
47.	Detalle de armado de zapata combinada tipo 2	150
48.	Área tributaria de costaneras.....	194
49.	Área tributaria de marcos estructurales.....	196
50.	Tipos de secciones usadas como columnas	204
51.	Factores de longitud efectiva.....	206
52.	Placas base para columnas de acero.....	211
53.	Geometría del marco	213
54.	Modelo matemático del marco.....	213
55.	Diagrama de momentos por carga murta y viva	215
56.	Diagrama de momentos carga de viento y sismo.....	217
57.	Área y dimensiones de placa base.....	226
58.	Modelo matemático de costaneras.....	230
59.	Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr, instituto de educación media aldea Los Planes.....	269
60.	Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr, salón comunal aldea Santo Domingo Los Ocotes	271

TABLAS

I.	Centros poblados del municipio de San Antonio La Paz.....	3
II.	Distancias hacia las aldeas del municipio de San Antonio La Paz.....	6
III.	Sistema Educativo Nacional del municipio de San Antonio La Paz.....	8
IV.	Capacidad de carga permisible, según tipo de suelo.....	19
V.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	20
VI.	Dimensiones y clasificación de las losas.....	32
VII.	Cargas vivas en edificaciones.....	41
VIII.	Cargas vivas especiales.....	42
IX.	Peso segundo nivel debido a cargas muertas.....	53
X.	Peso primer nivel debido a la carga muerta.....	54
XI.	Distribución de fuerzas por nivel.....	60
XII.	Cálculo del centro de rigidez eje “X”, nivel 2.....	63
XIII.	Cálculo del centro de rigidez eje “Y”, nivel 2.....	64
XIV.	Cálculo del centro de rigidez eje “X”, nivel 1.....	65
XV.	Cálculo del centro de rigidez eje “Y”, nivel 1.....	65
XVI.	Distribución de fuerzas por marco nivel 2, eje “X”.....	71
XVII.	Distribución de fuerzas por marco nivel 2, eje “Y”.....	71
XVIII.	Distribución de fuerzas por marco nivel 1, eje “X”.....	71
XIX.	Distribución de fuerzas por marco nivel 1, eje “Y”.....	72
XX.	Pérdidas localizadas en accesorios.....	157
XXI.	Caudales y presiones mínimas para artefactos sanitario.....	158
XXII.	Velocidades máximas para tuberías de agua potable.....	158
XXIII.	Pérdidas localizadas en acometida de agua potable, instituto de educación media.....	160

XXIV.	Caudal máximo instantáneo proporcionado por la bomba, instituto de educación media.....	160
XXV.	Diseño hidráulico red de agua potable, ramal “A”, instituto de educación media.....	162
XXVI.	Diseño hidráulico red de agua potable, ramal “B”, instituto de educación media.....	163
XXVII.	Diseño hidráulico red de agua potable, ramal “C”, instituto de educación media.....	164
XXVIII.	Unidades de descarga para algunos artefactos sanitarios.....	167
XXIX.	Diseño hidráulico red de drenaje sanitario, instituto de educación media.....	169
XXX.	Coeficientes de escurrimiento.....	170
XXXI.	Diámetro mínimo de las bajadas de aguas pluviales.....	171
XXXII.	Demanda de potencia del instituto de educación media.....	173
XXXIII.	Presupuesto del instituto de educación media.....	175
XXXIV.	Cronograma de ejecución del instituto de educación media....	177
XXXV.	Alturas recomendadas de techos o entresijos.....	188
XXXVI.	Pesos de materiales para cubiertas metálicas.....	191
XXXVII.	Pesos de costaneras con medidas comerciales.....	191
XXXVIII.	Esfuerzo axial permisible de compresión.....	210
XXXIX.	Resultados del análisis estructural del marco.....	217
XL.	Combinaciones de carga y momento (envolvente).....	218
XLI.	Propiedades geométricas de costaneras.....	229
XLII.	Diseño hidráulico red de agua potable, salón comunal.....	250
XLIII.	Diseño hidráulico red de drenaje sanitario, salón comunal.....	252
XLIV.	Demanda de potencia del salón comunal.....	253
XLV.	Presupuesto del salón comunal.....	256
XLVI.	Cronograma de ejecución del salón comunal.....	257

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_i	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
h_x	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
A_s	Área de acero
b	Base menor, ancho de sección
CM	Carga muerta de la estructura
w_{cm}	Carga muerta linealmente distribuida
W_{CM}	Carga muerta superficialmente distribuida
w_{cv}	Carga viva linealmente distribuida
W_{CV}	Carga viva superficialmente distribuida
$CM_{X,Y}$	Centro de masa en X e Y
$CR_{X,Y}$	Centro de rigidez en X e Y

S	Coeficiente de sitio, depende del tipo de suelo
ρ	Cuantía de acero
ρ_{min}	Cuantía de acero mínima
ρ_{max}	Cuantía de acero máxima
d	Distancia desde la fibra extrema del elemento hacia el centroide del refuerzo a tensión, también llamado peralte efectivo de la sección
f_a	Esfuerzo a compresión actuante debido a carga axial
f_b	Esfuerzo a compresión actuante debido a la flexión
f_v	Esfuerzo cortante actuante en la mampostería
F_a	Esfuerzo a compresión permisible debido a carga axial
F_b	Esfuerzo a compresión permisible debido a la flexión
F_v	Esfuerzo cortante permisible en la mampostería
F_s	Esfuerzo a compresión o tensión permisible en el refuerzo
t	Espesor de losa

I	Factor de importancia fundamental de la respuesta dinámica del edificio
Z	Factor de zona sísmica
F_i	Fuerza lateral aplicada al nivel de la estructura
F_x	Fuerza lateral aplicada al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
F_t	Fuerza lateral concentrada aplicada al último nivel de la estructura
V	Fuerza lateral total o corte en la base
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
W	Peso del edificio
W_i	Peso propio de cada nivel
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
f'_m	Resistencia a compresión de la mampostería

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Altura del elemento	En un elemento sometido a flexión, distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta la fibra extrema en tensión.
Altura de piso	Distancia vertical entre la parte superior de la losa de un piso y la parte superior de la losa del piso, inmediatamente inferior.
Altura efectiva de la sección	Distancia medida desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión.
Análisis estructural	Proceso que busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.
Capacidad de carga	Es la carga por unidad de área que el suelo puede soportar, antes de que ocurra la falla por corte.

Cargas de servicio	Todas las cargas, estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura, o elemento estructural, debido al uso de la edificación, sin factores de carga.
Cargas mayoradas	También llamadas cargas de diseño, son todas las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Columna	Elemento vertical, empleado principalmente, para soportar cargas axiales de compresión; también soporta cargas laterales.
Corte basal	Consisten fundamentalmente, en reemplazar el efecto de sismo en un edificio, por fuerzas laterales equivalentes que actúan en la base del mismo.
Cohesión	Es una medida de la cementación o adherencia que hay entre las partículas del suelo debido a la atracción molecular que existe entre ellas.
Diafragmas estructurales	Elementos estructurales, tales como losas de cubierta y de piso, que transmiten fuerzas de inercia a los elementos resistentes a fuerzas laterales.

Diagrama de interacción	Gráfico que ilustra los límites de las combinaciones de carga y momento que provocan la falla de una sección dada en una columna o muro portante.
Dúctil	Capacidad de un material de admitir deformaciones sin llegar a romperse.
Esfuerzo	Intensidad de la fuerza por unidad de área, que actúa sobre un cuerpo y que tiende a estirarla (tracción), aplastarla (compresión), doblarla (flexión), cortarla (corte) o retorcerla (torsión).
Factor de carga	Factor mayor que la unidad, que multiplica las cargas de servicio para obtener las cargas mayoradas en el método de diseño por resistencia.
Factor de reducción	Factor menor que la unidad, empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
Longitud de desarrollo	Longitud embebida del refuerzo en el concreto, que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.
Losa	Parte plana superior de un piso de concreto reforzado, soportada por viguetas, vigas o columnas, de espesor uniforme.
Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción

de muros y parapetos, para diversos fines, mediante la colocación manual de elementos que pueden ser, ladrillos, bloques de concreto o piedras.

Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a distancia de su centro de masa.
Recubrimiento	La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de concreto.
Refuerzo	Barras de acero, alambre, o mallas de alambre, embebidas en el concreto de una manera tal, que los dos materiales actúen en conjunto para resistir las fuerzas.
Sismo	Vibraciones producidas en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra.
UBC	Código Uniforme de la Edificación (por sus siglas en inglés).

RESUMEN

La base del desarrollo económico, social y cultural de cualquier comunidad, es la educación, las personas que no tienen acceso a educación tienen limitadas las posibilidades de desarrollarse y mejorar su calidad de vida. Además, conforme transcurre el tiempo, las comunidades experimentan un constante crecimiento poblacional que demanda también mayores y mejores servicios básicos de saneamiento, infraestructura, educación, comunicaciones, etc. La problemática de la educación es una constante y debería ser considerada como una necesidad básica prioritaria.

Con el fin de aumentar las posibilidades de desarrollo económico, social y cultural, y mejorar la calidad de vida de las personas, se pretende dotar a las comunidades de edificios educativos y sociales adecuados a sus necesidades. Por lo anterior, se decidió realizar el diseño y planificación del instituto de educación media de la aldea Los Planes, y del salón comunal de la aldea Santo Domingo Los Ocotes, del municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso. Dichos proyectos se realizarán mediante el programa del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

El desarrollo de los proyectos consiste en realizar el diseño y planificación de cada edificio; esto involucra todo el proceso de diseño, tanto arquitectónico, como el diseño estructural; además incluye la realización de presupuestos y planos de cada edificio. El análisis y diseño estructural de cada edificio se realiza poniendo en práctica los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos durante la formación académica del estudiante.

En la memoria de cálculo de cada proyecto, se detalla el análisis y diseño estructural de los diferentes elementos estructurales que lo conforman; como información complementaria se usan figuras y tablas que hacen referencia a cada parte del proceso de cálculo y diseño; lo que ayuda a comprender de mejor manera cada punto analizado.

OBJETIVOS

General

Contribuir con el desarrollo social, económico y cultural, diseñando obras de infraestructura que mejoren la calidad de vida y el nivel educativo de los habitantes del municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso.

Específicos

1. Realizar el diseño y planificación del instituto de educación media para la aldea Los Planes, del municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso.
2. Diseñar y planificar el salón comunal para la aldea Santo Domingo Los Ocotes, del municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso.
3. Elaborar una investigación monográfica y diagnóstica sobre las principales necesidades de servicios básicos e infraestructura que afectan el municipio, priorizándolas de acuerdo con su importancia.
4. Dotar a las comunidades de edificios con ambientes que sean cómodos y funcionales, donde puedan desarrollar las diferentes actividades educativas y culturales, necesarias para mejorar la calidad de vida de las personas y aumentar el desarrollo general del municipio.

5. Capacitar e instruir al personal administrativo y técnico de la oficina municipal de planificación, trabajadores de campo y miembros de los diferentes COCODES, sobre conceptos básicos de construcción, funcionamiento y mantenimiento de edificios escolares y sociales.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es la memoria descriptiva del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso. Tal y como lo establece el reglamento del programa de EPS, su realización fue dividida en tres fases: de docencia, investigación y servicio técnico profesional.

La fase de docencia comprende la capacitación e instrucción del personal administrativo y técnico de la oficina municipal de planificación, trabajadores de campo y miembros de los diferentes COCODES de las comunidades. Se capacitó a las personas involucradas en el desarrollo y construcción de los diferentes proyectos que se realizaron o planificaron durante el periodo de EPS, con el fin de garantizar su correcta ejecución y funcionamiento a lo largo de su vida útil. La fase de docencia incluyó también brindar apoyo técnico en el diseño y planificación de nuevos proyectos, así como en la supervisión de los proyectos que estuvieron en ejecución durante el EPS.

En la fase de investigación se realizó el diagnóstico sobre las necesidades prioritarias de infraestructura y servicios básicos de las comunidades en todo el municipio; el resultado de dicha investigación es la base del servicio técnico profesional. Además, se recabó información monográfica del municipio con el fin de tener una descripción más profunda de la situación actual; los antecedentes investigados permiten tener una idea más clara sobre el comportamiento y desarrollo que ha tenido el municipio en los últimos años.

En resumen, la fase de investigación presenta una descripción de los principales aspectos sociales, económicos y físicos; así como los servicios básicos de infraestructura que posee el municipio.

La fase de servicio técnico profesional se refiere al análisis, diseño y planificación de los dos proyectos de infraestructura que fueron seleccionados en base a la fase de investigación. En esta fase, se describen los criterios del análisis y diseño estructural, así como la memoria de cálculo realizada para el diseño del instituto de educación media y del salón comunal; la cual se complementa con figuras y tablas que facilitan la comprensión de cada tema desarrollado.

Esta parte del trabajo de graduación incluye el diseño y distribución arquitectónica de los ambientes de cada edificio, así como el diseño estructural detallado de cada uno de los elementos estructurales que componen los edificios. Por último en la fase de servicio técnico profesional se incluyen los presupuestos, cronogramas de ejecución y planos de cada proyecto desarrollado.

Los dos proyectos desarrollados en este trabajo, beneficiarán a la población estudiantil de las aldeas Los Planes, Las Moritas, Llano Largo, El Chorro y Santo Domingo Los Ocotes; con lo cual se mejorará el desarrollo económico y cultural de la región.

1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR

1.1. Características físicas

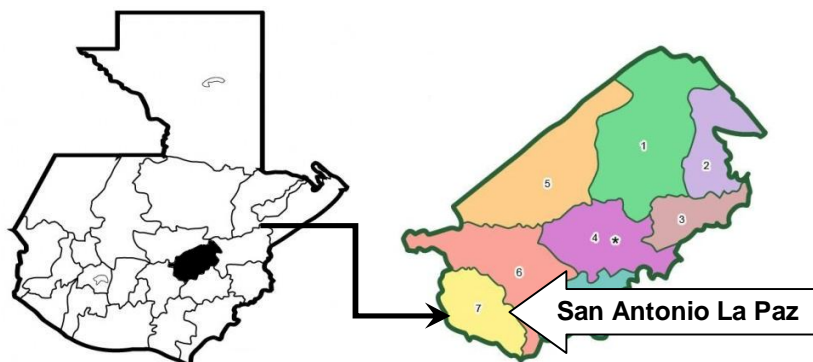
Dentro de las principales características físicas que se investigaron se encuentra la ubicación geográfica, la topografía, el clima y la situación demográfica; las cuales se describen en los siguientes numerales.

1.1.1. Ubicación y localización geográfica

El municipio de San Antonio La Paz se encuentra ubicado en el Departamento de El Progreso, al suroeste de la cabecera departamental, en la Región III o Región Nor-Oriental. Se localiza en la latitud Norte de 14° 45' 00" y una longitud oeste de 90° 17' 00". Limita al norte, con el municipio de Sanarate, departamento de El Progreso; al este, con Sanarate y Mataquescuintla, departamento de Jalapa; al sur, con Palencia; al oeste, con Palencia y San José del Golfo; ambos del departamento de Guatemala.

Cuenta con una extensión territorial de 209 kilómetros cuadrados, y se encuentra a una altura de 1 240 m sobre el nivel del mar. Se encuentra a una distancia de 41 km de la cabecera departamental de Guastatoya y a una distancia 40 km de la ciudad Capital.

Figura 1. **Localización geográfica del municipio de San Antonio La Paz**



Fuente: Servicio de Información Municipal (SIM).

1.1.2. Topografía

El municipio cuenta con una extensión territorial que en su mayoría posee una topografía quebrada. En el municipio se localizan los siguientes accidentes geográficos: sierra de Palencia, ubicada en el caserío de El Tambor, de la aldea Moritas. Existen varios cerros, entre los cuales están: El Alto, El Paxte, Los Ajales, El Brasil, El Incienso, Las Margaritas y Los Mojones. Dentro de los principales accidentes hidrográficos están los siguientes ríos: Agua Caliente, Agua Dulce, Las Cañas, Los Plátanos, Agua Tibia y Las Pacayas.

1.1.3. Clima

El municipio cuenta con una configuración geográfica bastante variada, sus alturas oscilan entre los 750 y 1 600 msnm; debido a la variación de alturas, posee varios microclimas, los cuales van desde cálidos en las partes más bajas hasta climas templados y fríos en las partes altas. La temperatura promedio anual es de veinte grados centígrados (20°C); la precipitación pluvial media es de 500 milímetros anuales y una humedad relativa del 70%.

1.1.4. Situación demográfica

La población actual en el municipio de San Antonio La Paz es de 19 950 habitantes, con una densidad poblacional de 95 habitantes por kilómetro cuadrado; en el área urbana hay 4 632 habitantes y en el área rural 15 318. El 52% de la población es de género masculino, mientras que el 42% representa el femenino.

Tabla I. Centros poblados del municipio de San Antonio La Paz

CENTROS POBLADOS DE SAN ANTONIO LA PAZ			
LUGAR POBLADO	CATEGORÍA DEL LUGAR	POBLACIÓN	PORCENTAJE
Cabecera municipal	Cabecera municipal	4 578	22,95%
Agua Caliente	Aldea	2 166	10,86%
Cucajol	Aldea	244	1,22%
Dolores	Aldea	521	2,61%
El Carrizo	Aldea	259	1,30%
El Chile	Aldea	125	0,63%
El Chorro	Aldea	709	3,55%
El Hato	Aldea	210	1,05%
El Naranjo	Aldea	379	1,90%
El Soyate	Aldea	262	1,31%
El Suquinay	Aldea	464	2,33%
Encuentro de Navajas	Aldea	70	0,35%
Jocotales	Aldea	416	2,09%
Las Moritas	Aldea	698	3,50%
Llano Largo	Aldea	1 176	5,89%
Los Astales	Aldea	118	0,59%

Continuación tabla I.

LUGAR POBLADO	CATEGORÍA DEL LUGAR	POBLACIÓN	PORCENTAJE
Los Gracianos	Aldea	288	1,44%
Los Planes	Aldea	770	3,86%
Santa Cruz El Carrizo	Aldea	194	0,97%
Santo Domingo los Ocotes	Aldea	3 233	16,21%
Cangrejitos	Caserío	35	0,18%
El Paxte	Caserío	5	0,03%
El Plantón	Caserío	41	0,21%
El Zarzal	Caserío	60	0,30%
Estación Agua Caliente	Caserío	236	1,18%
Joya del Ternero	Caserío	50	0,25%
Joya Honda	Caserío	89	0,45%
La Pedrera	Caserío	42	0,21%
Las Tejas	Caserío	185	0,93%
Las Veguitas	Caserío	31	0,16%
Las Xaras	Caserío	27	0,14%
Los Amates	Caserío	104	0,52%
Mango de Brea	Caserío	23	0,12%
Miraflores	Caserío	45	0,23%
Navajas	Caserío	122	0,61%
Puente de Plátanos	Caserío	148	0,74%
Remudadero	Caserío	22	0,11%
Sabana Larga	Caserío	95	0,48%
Tierra Blanca	Caserío	118	0,59%
Agua Blanca	Colonia	1 327	6,65%
Colinas de Sto. Domingo	Colonia	34	0,17%

Continuación tabla I.

LUGAR POBLADO	CATEGORÍA DEL LUGAR	POBLACIÓN	PORCENTAJE
Nuevo Sto. Domingo	Colonia	35	0,18%
Prados de Canaán	Colonia	117	0,59%
Las Pavas	Finca	7	0,04%
Llanos de Aguirre	Finca	56	0,28%
Vista Hermosa	Finca	16	0,08%
TOTAL		19 950	100,00%

Fuente: Oficina municipal de planificación, municipalidad de San Antonio La Paz.

1.2. Infraestructura y servicios

La mitad del municipio aproximadamente cuenta con la infraestructura y servicios básicos para que los habitantes puedan tener una calidad de vida aceptable, mientras que la otra mitad carece esto. Algunas aldeas no cuentan con sistemas de alcantarillado sanitario adecuado, falta infraestructura vial y tienen sistemas de abastecimiento de agua potable deficientes o en mal estado.

1.2.1. Vías de acceso

La principal vía de acceso al municipio de San Antonio La Paz es la entrada en el kilómetro 36,4 de la carretera CA-9 Norte (ruta al Atlántico), luego se conducen 4 km hasta la cabecera municipal, la cual se encuentra asfaltada. La segunda vía de acceso es la que se encuentra en el kilómetro 30 sobre la carretera CA-9 Norte (ruta al atlántico) entrando por la aldea Agua Caliente, luego conduce a la aldea el Hato, y se bifurca a la cabecera municipal.

Tabla II. Distancias hacia las aldeas del municipio de San Antonio La Paz

Distancias hacia las aldeas del municipio			
Aldea	Caserío	Distancia a aldea en Km.	Distancia a cabecera municipal en Km.
Cucajol	Las Veguitas	1	13
	Peña de la Virgen	1	13
Dolores	El Plantón	1,5	9,5
El Chile	El Carrizo	3	13
	Santa Cruz	4	14
	Tierra Blanca	1	11
El Chorro	El Paxte	2	7
	El Zarzal	1	6
	Joya Honda	1,5	6,5
	Sabana Larga	1	6
El Hato	Peña del Cuervo	2	7
El Soyate	Remedador	1,5	4,5
	La piedrona	1	4
El Suquinay	El Cangrejito	2,5	11
	La Pedrera	1,5	10
	Miraflores	2	10
	Mango de Brea	2	10
	Joya del Ternero	1,5	10
Jocotales	Los Aguirre	1	20
Los Planes	Los Amates		
Las Moritas			12
Los Gracianos Navajas		1	12
Llano Largo			16
Cimarrón		4	20
Santo Domingo los Ocotes		5,5	6
Agua Caliente			10
Los Astales			6

Fuente: Oficina de municipal de planificación, municipalidad de San Antonio La Paz.

1.2.2. Vivienda

Las viviendas del área urbana son de construcción tradicional con mampostería simple y en su mayoría poseen las siguientes características: muros de block, techo de lámina y/o de terraza, piso de concreto y piso de granito; una minoría tiene muros de adobe o bajareque y techo de teja. En el área rural, aproximadamente la mitad de las viviendas es de mampostería simple con block, losa de concreto, piso concreto; la otra mitad está construida con adobe, bajareque, lámina galvanizada y madera.

En el área urbana, todas las viviendas cuentan con servicio de agua potable, y de drenaje sanitario; en su mayoría, poseen servicios sanitarios lavables. En el área rural, algunas viviendas cuentan con servicio de agua potable domiciliar, mientras que otras tienen servicio de llena cántaros, una minoría recolecta agua de nacimientos y quebradas; no todas las viviendas poseen servicios sanitarios lavables, muchas tienen letrinas (pozos ciegos).

Las viviendas en el área urbana tienen de 3 a 5 ambientes destinados para dormitorios, un comedor, una sala y una cocina. En el área rural se constituyen de 2 a 3 ambientes, uno para dormitorio, una cocina y todas tienen un corredor.

1.2.3. Salud

La cabecera municipal cuenta con un centro de salud que da atención a la población general del municipio, aquí se coordinan las actividades y programas de salud. Cuenta además con una clínica médica, una clínica dental, y varias farmacias.

1.2.4. Educación

En este municipio existe un 32% de analfabetismo y un 68% de personas que saben leer y escribir. La cabecera municipal cuenta con una biblioteca, un instituto de educación básica, un Instituto Diversificado, una escuela de educación primaria y un centro de educación pre-primaria.

Tabla III. **Sistema Educativo Nacional del Municipio de San Antonio La Paz**

Sistema Educativo Nacional del Municipio de San Antonio La Paz		
Establecimiento	Cantidad de establecimientos	Cantidad de alumnos
Escuelas de Párvulos	28	518
Escuelas de Educación Primaria	23	2927
Instituto de Educación Básica (2 por Cooperativa, 6 de Telesecundaria)	8	609
Instituto de Diversificado (magisterio)	1	95

Fuente: Oficina de municipal de planificación, municipalidad de San Antonio La Paz.

Otro aspecto educativo importante es que en el municipio trabaja el Comité Nacional de Alfabetización (CONALFA), quien tiene establecidos 21 centros de alfabetización. Es atendido por 55 promotores, 34 facilitadores y 21 animadores. Muchos niños no asisten a la escuela debido a que sus familias son de escasos recursos y tienen que trabajar para contribuir con el ingreso familiar, participando en actividades agrícolas, domésticas y comerciales.

1.2.5. Agua y saneamiento

El servicio de agua potable del municipio es suministrado mediante pozos y nacimientos naturales, en el área rural existen miniacueductos que son de uso particular, mientras que también existen sistemas de abastecimiento con conexiones domiciliarias, llena cántaros y pilas comunales. El área urbana, en su mayoría es abastecida principalmente por medio de pozos, aunque también se usan nacimientos y manantiales como abastecimiento secundario; la cobertura total del servicio de agua potable es de un 70%.

El servicio en todo el municipio es bastante irregular y racionado, los sistemas no se encuentran en buenas condiciones; no existe un programa de mantenimiento y reparación para los acueductos del municipio. Todos los sistemas de abastecimiento de agua potable son administrados por los respectivos COCODES de cada comunidad; en el área rural, los sistemas no cuentan con medidores de caudal (contadores) que permitan un buen control y administración del servicio; por lo que es necesario racionarlo, ya que el caudal en la mayoría de los casos no logra satisfacer la demanda.

El municipio no cuenta con un programa de cloración permanente, el agua recolectada de los nacimientos naturales no es sometida a ningún tratamiento ni desinfección, por lo que siempre existe el riesgo de contaminación por bacterias y parásitos, que pueden afectar la salud de la población. En análisis recientes realizados a 6 comunidades del municipio, se detectó la presencia de coliformes fecales en 4 de las 6 muestras tomadas, lo que indica que buen porcentaje de la población está consumiendo agua contaminada, que puede provocar enfermedades gastrointestinales serias, principalmente en niños y ancianos.

El municipio cuenta con sistemas de alcantarillado sanitario en el área urbana, que cubren un 60% de la población aproximadamente; los sistemas de alcantarillado pluvial solo existen en algunas comunidades urbanizadas y en parte de la cabecera municipal. En el área rural, la mayoría de viviendas posee letrina, una pequeña parte tiene servicio sanitario lavable que funciona con pozos ciegos. La cobertura de drenajes sanitarios es baja, alrededor del 50%.

La descarga de aguas servidas de los sistemas de alcantarillado sanitario se hace mediante plantas de tratamiento, aunque la mayoría se encuentra en malas condiciones y funcionando deficientemente. En algunos sistemas el agua es descargada sin ningún tipo de tratamiento, se vierte totalmente cruda hacia el cuerpo receptor, lo que ocasiona serios daños al medio ambiente y afecta indirectamente la salud de las poblaciones aledañas.

La recolección de desechos sólidos se realiza mediante un vehículo recolector que la municipalidad utiliza, pero solo cubre la cabecera municipal y algunas aldeas cercanas. La basura se tira a cielo abierto en un basurero municipal, cercano a la cabecera; mientras que en las aldeas existen múltiples botaderos de basura, algunos autorizados, pero la mayoría son clandestinos.

1.2.6. Servicios públicos

El municipio cuenta servicios públicos básicos de energía eléctrica, servicio telefónico, servicio de televisión por cable, y servicio de correos. También existen algunas instituciones gubernamentales tales como: Policía Nacional Civil, Registro Nacional de Personas (Renap), Coordinadora Técnica de Educación, Juzgado de paz, Comité Nacional de Alfabetización (CONALFA).

Dentro de su infraestructura el municipio cuenta con: 20 salones sociales, de los cuales 2 pertenecen al área urbana, canchas deportivas (18 campos de fútbol, 15 de básquetbol), beneficiando al 80% de la población.

1.3. Características socioeconómicas

Estas características se refieren al carácter social y económico en general del municipio en estudio. Las más importantes y que fueron investigadas con mayor profundidad son las mencionadas en los siguientes numerales.

1.3.1. Origen de la comunidad

El fundador de este municipio fue Justo Rufino Barrios. En este entonces era una finca denominada El Encinal, propiedad de la familia Garrido Paredes, con pocos pobladores, cuyo número de casas llegaba a seis.

Justo Rufino Barrios señaló el área donde se debería construir la municipalidad y la iglesia. En la actualidad solamente la municipalidad se encuentra en el lugar señalado, la Iglesia fue destruida por el terremoto del año 1976 y su construcción se hizo en otro lugar. La finca El Encinal se caracterizaba por tener un gran bosque de encino y pino y muchos manantiales de agua. El nombre de San Antonio, fue dado en honor al Santo Patrono San Antonio de Padua, y la Paz debido a que este pueblo se caracterizaba por ser muy pacífico.

Por acuerdo del 12 de abril de 1831, dispuso que el jefe departamental de la corte capital del estado de Guatemala pasara a delinear la nueva población y que señalara los lugares para la plaza, templo y oficinas públicas, dándose el nombre de San Antonio la Paz.

Por acuerdo gubernativo del 22 de enero de 1835, se dispuso agregar al distrito de la capital a San Antonio la Paz y por Decreto 6-83 del Congreso fechado el 13 de Abril de 1908, al crear el departamento de El Progreso, pasó a tomar parte del mismo como, municipio. El 09 de junio de 1920 pasó a formar parte del departamento de Guatemala y al volverse a establecer dicho departamento por decreto legislativo 1965, del 03 de abril de 1934, volvió San Antonio la Paz a formar parte del departamento de El Progreso.

1.3.2. Actividad económica

La principal actividad económica del municipio es la agricultura, siendo los principales cultivos el maíz y frijol. También se cultiva tomate, pepino, cebolla, chile pimiento y café. Entre los cultivos secundarios están: el izote, jocote, banano, plátano, aguacate, mango, chilacayote, ayote y caña de azúcar; los cuales son utilizados para el autoconsumo. Respecto de la propiedad de terreno, un 90% de los habitantes posee tierra propia y el 10% lo arrendan para poder cultivar. Los propietarios que cuentan con mayor extensión territorial en la parte alta del municipio, lo utilizan para la siembra de café.

Las actividades económicas secundarias del municipio son: la fabricación de block y adoquín, la carpintería, herrería y alfarería. Además, algunas personas se dedican a la crianza de ganado vacuno, porcino y caprino. También existe una buena cantidad de granjas avícolas.

1.3.3. Idioma y religión

El idioma oficial es el español y la religión dominante es la católica. Existen también un buen número de iglesias evangélicas.

1.3.4. Organización de la comunidad

La organización política del municipio está dividida en aldeas, caseríos, fincas y algunos asentamientos. La administración de este municipio está a cargo de la municipalidad. La corporación municipal está integrada por un alcalde municipal, síndicos, empleados municipales y alcaldes auxiliares nombrados por el alcalde municipal. Cada comunidad cuenta con un comité comunitario de desarrollo (COCODE), que es el encargado de representarla ante la municipalidad.

Además, en algunas comunidades existen otros comités que se encargan de velar por el desarrollo y mejoramiento de calidad de vida de sus habitantes; por ejemplo existen comités pro-mejoramiento, asociaciones de vecinos, comités para administración del agua, entre otros.

2. DISEÑO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA PARA LA ALDEA LOS PLANES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en realizar el diseño y planificación del instituto de educación media para la aldea Los Planes; el edificio además funcionará como centro de capacitación. Opcionalmente, las instalaciones podrán usarse para desarrollar diferentes actividades sociales y culturales de la comunidad. El objetivo principal del centro educativo es proporcionar a los habitantes de la comunidad y lugares aledaños, una infraestructura adecuada para desarrollar actividades académicas de nivel medio; de manera que los estudiantes cuenten con instalaciones funcionales y cómodas que mejoren el proceso de enseñanza-aprendizaje y aumenten sus posibilidades de desarrollo.

2.2. Descripción del espacio disponible

El lugar destinado para realizar la construcción del instituto de educación media es un terreno rectangular, bastante plano, el cual fue donado por una persona de la comunidad beneficiada.

2.2.1. Localización del terreno

El terreno se encuentra ubicado en la aldea Los Planes, en la parte oriente del municipio, a una altitud de 1 500 msnm aproximadamente. La entrada a dicho terreno está localizada a 200 m de la iglesia católica.

2.2.2. Topografía del terreno

El terreno es un polígono regular con forma rectangular, que en planimetría tiene las siguientes dimensiones: 30 m de ancho y 60 m de largo, con un área de 1 800 metros cuadrados. Con referencia a la altimetría, el terreno es prácticamente plano; en la parte norte tiene una pequeña pendiente, la cual es prácticamente despreciable.

2.3. Estudio de suelos

Dentro de las actividades básicas del diseño de cualquier edificación se encuentra el estudio de suelos, el cual tiene como principal objetivo describir sus características físicas y mecánicas, en especial la capacidad de carga admisible o valor soporte del mismo.

2.3.1. Capacidad de carga

Para determinar las propiedades mecánicas del suelo en el que se construirá la edificación, se procedió a realizar el ensayo de compresión triaxial, el cual tiene como principal objetivo determinar los parámetros de la resistencia al esfuerzo de corte (cohesión y ángulo de fricción interna), para posteriormente determinar la capacidad de carga a través del método empírico propuesto por el Dr. Karl Terzaghi.

Existen varias ecuaciones propuestas por el Dr. Karl Terzaghi, estas dependen de las condiciones y características del suelo, de la geometría de la cimentación y de las condiciones de carga a la que está sometida; para este caso se utilizará la ecuación modificada para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares.

Se utiliza la siguiente ecuación porque se pretende usar una cimentación con zapatas cuadradas aisladas; la ecuación modificada para este tipo de cimentación es la siguiente:

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma \text{ (Eq, 1)}$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última en Ton/m²

c = cohesión del suelo en Ton/m²

γ = peso volumétrico del suelo Ton/m³

Z = profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = dimensión menor de la zapata

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

El tipo de ensayo que se realizó fue de compresión triaxial no consolidado y no drenado; se analizó una muestra inalterada de suelo de 1 pie³ de volumen. Según la caracterización de la muestra el suelo es una arcilla color café, que posee los siguientes parámetros de corte:

- Resultados del ensayo de compresión triaxial

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado

Descripción del suelo: arcilla color café

Angulo de fricción interna (φ) = 14,40°

Cohesión (c) = 0,00 ton/m²

γ_{suelo} = 1,28 ton/m³

Base zapata (B) = 2,00 m

Desplante de cimentacion(Z) = 2,00 m

Factor de seguridad = 3

Para determinar los factores de carga (N_c, N_q, N_γ) se utiliza el ángulo de fricción interna del suelo y la tabla V; siendo estos los siguientes:

$$N_c = 12,11; N_q = 4,02; N_\gamma = 1,26$$

Utilizando la ecuación desarrollada por el Dr. Karl Terzaghi, se tiene:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma \\ q_u &= 1,3(0,00)(12,11) + 1,28(2,00)(4,02) + 0,4(1,28)(2,00)(1,26) \\ q_u &= 11,58 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Capacidad de carga última} \end{aligned}$$

Para obtener la capacidad de carga admisible del suelo el valor de q_u debe dividirse entre un factor de seguridad (FS), que puede oscilar en un rango de 3 a 6; para la edificación se utilizará un factor de seguridad de FS=3.

$$V_s = \frac{q_u}{FS} = \frac{11,58}{3} = 3,86 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

El valor V_s representa la capacidad de carga admisible del suelo, que para el presente caso es un valor demasiado bajo, por lo que será necesario estabilizar el suelo para mejorar sus características mecánicas y aumentar la capacidad de carga del mismo. Se consultó a varios profesionales que han tenido experiencias similares, entre ellos al Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga, quien posee una maestría en geología, y se concluyó que la mejor solución para resolver este problema es estabilizar el suelo por medio de la colocación de una malla geotextil y una capa de suelo cemento (proporción 1:9) de 50 cm de espesor bajo el área de la zapata. Se consideró esta solución por ser la más práctica y económica, desde el punto de vista constructivo.

Al estabilizar el suelo se logra aumentar su capacidad de carga; puede

entonces considerarse el uso de un valor soporte teórico para suelos arcillosos con densidad mediana, por lo que haciendo referencia a la tabla IV, se tiene que el valor promedio para arcillas con solidez mediana es el siguiente:

$$V_s = 22.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Capacidad de carga admisible}$$

Entonces este será el nuevo valor de capacidad de carga admisible que se utilizará para el diseño de la cimentación del edificio; la tabla IV muestra valores teóricos promedio de capacidad de carga para diferentes tipos de suelo.

Tabla IV. **Capacidad de carga permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	ton/m ²	Observaciones
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. p. 193.

Tabla V. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_r	ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 129.

2.4. Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento del espacio de edificios educativos, se aplicaron las normas contenidas en el Reglamento de Construcción de Edificios Escolares del Ministerio de Educación, siendo estas las siguientes:

2.4.1. Criterios de conjunto

- **Emplazamiento:** un correcto emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno, se logra cuando el área construida en la planta baja no exceda al 40% del área total del terreno.
- **Orientación del edificio:** la correcta orientación proporciona una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del edificio. La orientación ideal para las ventanas es de norte a sur, de preferencia abriéndolas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno, tomando en cuenta que el sentido del viento dominante es el ideal para abrir las ventanas bajas.
- **Superficie y altura del edificio:** la superficie varía en función de las necesidades que se tengan que satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; la altura no debe exceder de tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

2.4.2. Criterios de iluminación y ventilación

La iluminación debe ser abundante y de manera uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados.

Para lograr lo anterior, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas.
 - Un local pequeño recibe mejor iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
 - Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de la luz y, dan como resultado, una mejor iluminación.
- Tipos de iluminación

Por su procedencia, la iluminación se divide en natural y artificial. La iluminación natural, por la ubicación de las ventanas, se divide en: unilateral, bilateral y cenital. Estos tipos de iluminación, aceptados para centros educativos, se describen a continuación:

- Iluminación natural: el diseño de ventanas para iluminación debe proporcionar luz pareja y uniforme en todos los puntos del área sin incidencia de rayos solares, conos de sombra o reflejos.
- Iluminación natural unilateral: el área de ventanas debe ser del 25% al 30% del área de piso. El techo y los muros opuestos deben ser de color claro y el muro opuesto no debe estar a una distancia mayor de 2,5 veces la altura del muro donde están las ventanas.
- Iluminación natural bilateral: las ventanas en los muros del fondo ayudarán a mejorar las condiciones de iluminación siempre y cuando estas den al exterior. Este caso se da cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula.

- Iluminación natural cenital: en este caso, la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del aula. Para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15% al 20% del área total de piso.
 - Iluminación artificial: debe usarse como apoyo a la iluminación natural. Como se requiere iluminación nocturna en algunas áreas se debe considerar iluminar los ambientes en forma idéntica a la natural, con el fin de mantener condiciones generales y deberá ser difusa para que no moleste la vista.
- Ventilación

La ventilación debe ser alta, constante, cruzada y sin corrientes de aire. La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación. La dirección de los vientos en Guatemala es de norte a sur y viceversa, por lo que el área de ventilación debe estar orientada en este sentido, para lograr así proveer la ventilación cruzada. El área recomendada de ventilación debe ser el 50% del área de ventanas.

2.4.3. Confort acústico

Es importante que en un centro educativo exista el confort acústico, ya que este influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración del alumno. Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Los ruidos en un aula pueden venir del exterior, de ambientes vecinos, o del interior del aula. Para prevenirlos, se pueden tomar las precauciones siguientes:

- Para que no interfiera el ruido proveniente del exterior, ubicar los establecimientos en zonas tranquilas, de no ser posible, se debe orientar el edificio de manera que el viento se lleve los ruidos.
- Para prevenir la interferencia entre ambientes, separar los ambientes ruidosos de los tranquilos, tomando en cuenta la dirección del viento.
- Para disminuir el ruido interno del ambiente, construir con materiales porosos, ya que estos absorben el ruido; también las patas del mobiliario y equipo deben tener aislantes acústicos.

2.4.4. Instalaciones

Las instalaciones que regularmente se colocan en los edificios educativos son las hidráulicas, sanitarias, eléctricas y algunas veces, instalaciones de gas. En su diseño y colocación se debe garantizar lo siguiente:

- Seguridad de operación
- Capacidad adecuada para prestar el servicio
- Servicio constante.
- Protección contra agentes nocivos, principalmente ambientales

Cuando no exista un sistema de alcantarillado sanitario y disposición de aguas servidas, se optará por la construcción de una fosa séptica.

2.5. Áreas de aulas y capacidad de alumnos

De acuerdo con las normas de diseño de edificios escolares, el área requerida por alumno, con el fin de facilitar su aprendizaje y proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje, ya sea en la forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas y didácticas, debe cubrir los siguientes requerimientos:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de $1,50 \text{ m}^2$, pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de $1,30 \text{ m}^2$.
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos. Pero podrá ser diseñada de acuerdo a los requerimientos existentes.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular; se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será como máximo de 30° .

2.6. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de cualquier edificación se realiza primordialmente basándose en la naturaleza de la misma, es decir dependiendo de la función que tenga que cumplir y las necesidades que deba cubrir. En el diseño también influyen otros factores como: el costo, el espacio disponible, el entorno, leyes, reglamentos y códigos de diseño y construcción, entre otros.

Entre las limitantes más comunes de los reglamentos y códigos de diseño y construcción se tiene: áreas máximas de construcción, alturas máximas, áreas mínimas de iluminación y ventilación, áreas verdes, entre otras. Todos estos factores son considerados durante el proceso de diseño; pero siempre la tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador y/o propietario.

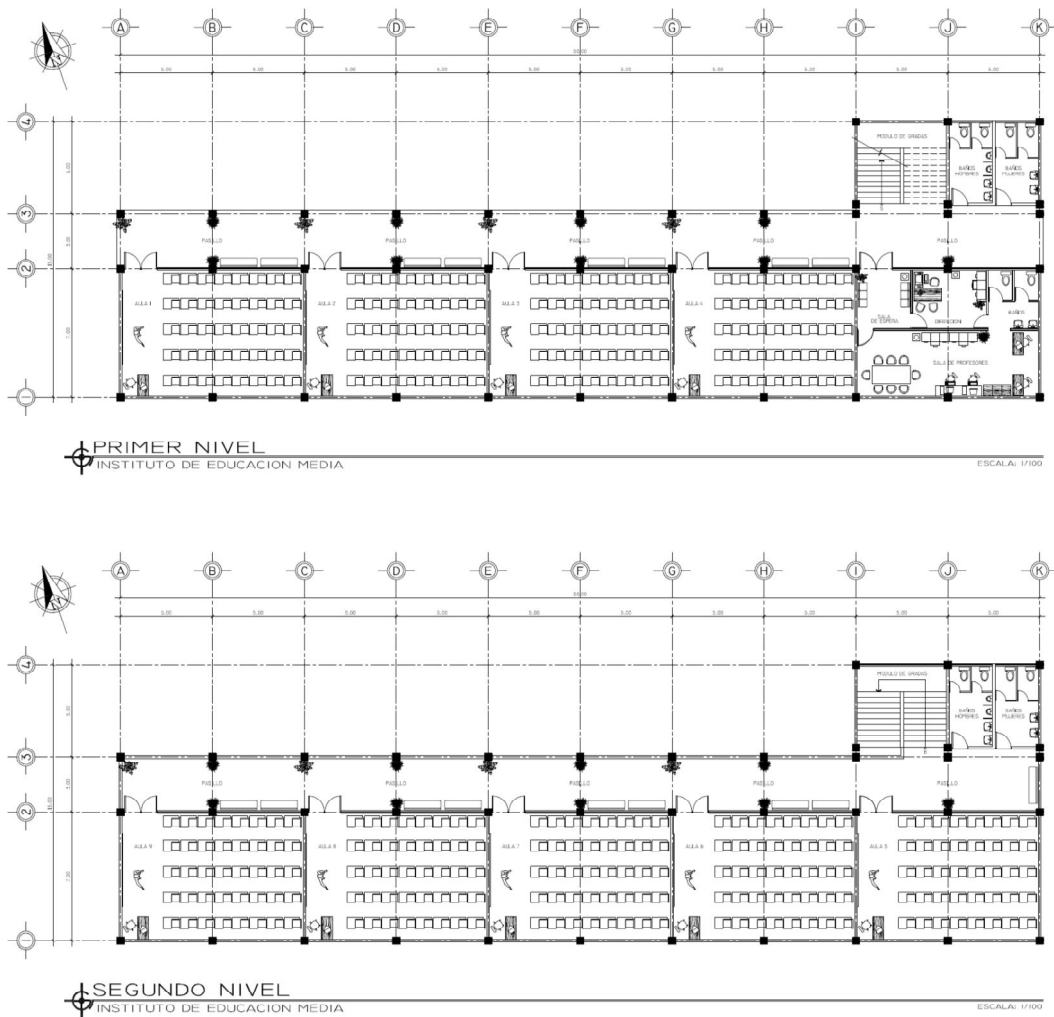
2.6.1. Distribución de ambientes

El edificio posee salones de clase, oficinas de dirección, sala de maestros y salón de reuniones, servicios sanitarios, gradas y pasillos.

Las dimensiones de los ambientes y su respectiva distribución arquitectónica es la siguiente: el edificio consta de dos niveles de altura; posee las siguientes dimensiones: cada salón de clase es de 7 m x 10 m, el pasillo es de 3 m de ancho por 50 m de largo, el módulo de gradas es 5 m x 5 m y los servicios sanitarios son de 5 m x 5 m (ver figura 2). Los ambientes están distribuidos de la siguiente manera:

- Planta baja: alberga 4 salones de clase, la oficina de dirección administrativa con salón de reuniones, pasillos, gradas y servicios sanitarios.
- Planta alta: alberga 5 salones de clase, pasillos, gradas y servicios sanitarios.

Figura 2. Distribución arquitectónica de ambientes

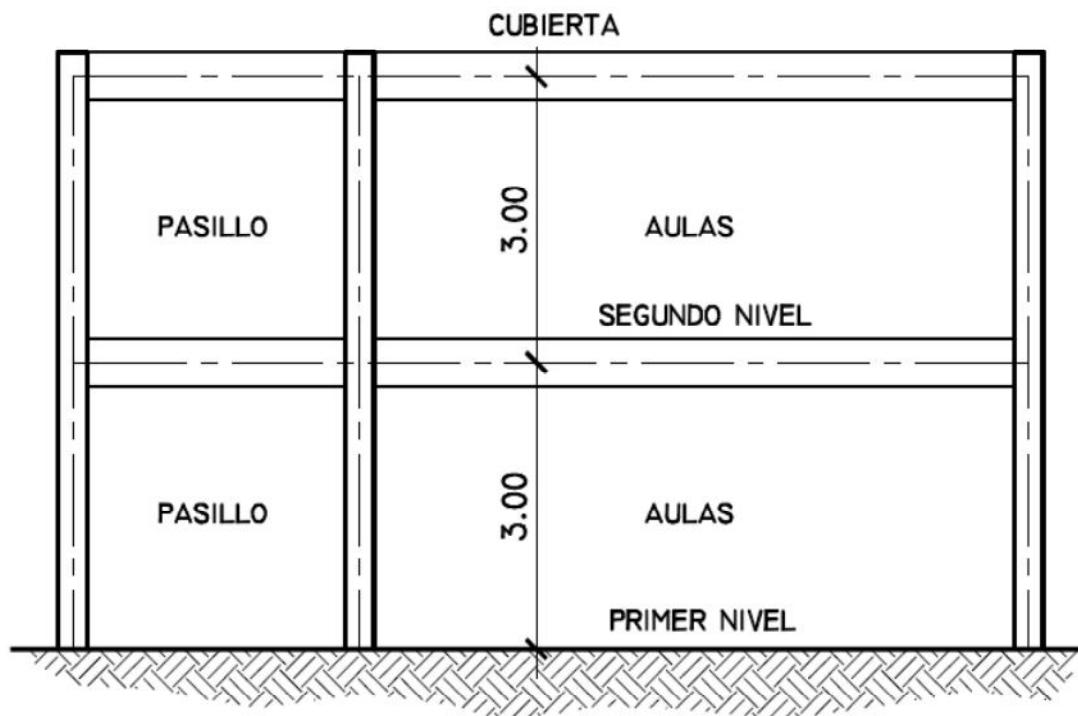


Fuente: elaboración propia.

2.6.2. Altura del edificio

El edificio será de dos niveles de altura debido a limitantes en el terreno, ya que el valor soporte del mismo es demasiado bajo. Como se trata de un edificio para fines educativos, se debe tener una buena ventilación e iluminación y además un adecuado confort para los estudiantes. Considerando lo anterior, se decidió que la altura de cada piso será de 3,00 m. medida hasta los ejes de las vigas (ver figura 3); esta altura permite tener una buena visibilidad en los salones de clase y da un buen confort a los ambientes y espacios de circulación.

Figura 3. **Altura del edificio**



Fuente: elaboración propia.

2.7. Descripción del sistema estructural

La selección del sistema estructural es la primera etapa del diseño estructural y es una parte fundamental para el diseño de cualquier edificación, ya que de esto depende que la estructura cumpla satisfactoriamente con la función para la cual fue concebida; si no existe un buen criterio de selección se pueden llegar a tener consecuencias negativas importantes, como por ejemplo: costos elevados de diseño, planificación y construcción, funcionamiento inadecuado de los elementos estructurales y de la estructura en general.

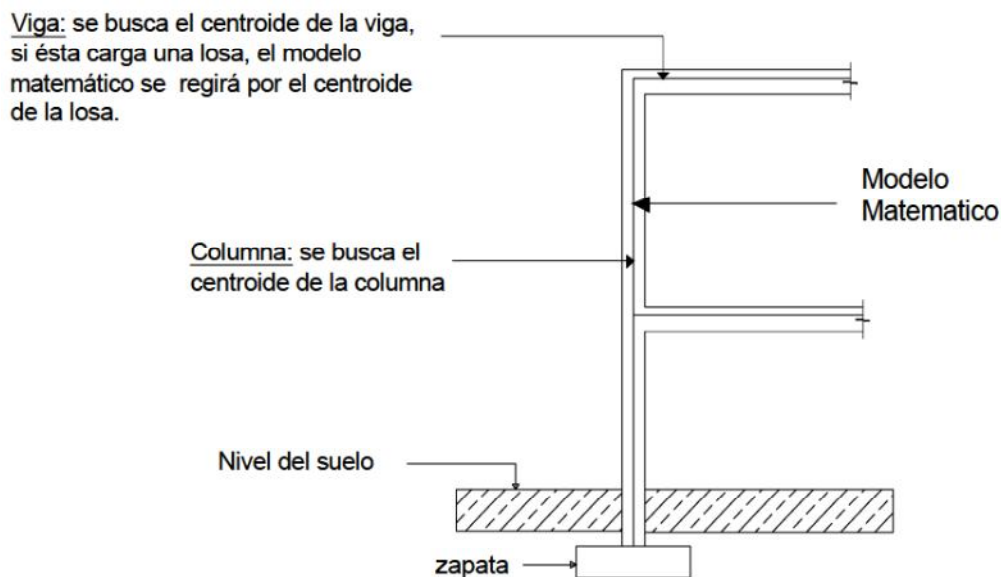
Si la selección del sistema estructural no es la correcta o la más conveniente, se corre el riesgo de que el comportamiento estructural de la edificación no sea el adecuado a la función que esta cumple; es decir, que las deformaciones, movimientos y vibraciones ocasionadas por las cargas sean demasiado grandes y excesivas, dañando elementos no estructurales, instalaciones y acabados arquitectónicos. Además, los movimientos y oscilaciones excesivas durante sismos de baja magnitud pueden ser intolerables desde la perspectiva del usuario final; esto puede suceder en algunas edificaciones especiales, como hospitales, oficinas, centros educativos, centros comerciales, entre otras.

Para el proyecto se ha decidido usar un sistema estructural de marcos dúctiles con nudos rígidos de concreto reforzado, formado por columnas y vigas, se utilizarán losas macizas y vigas secundarias para complementar el sistema. Los muros divisorios, tabiques y parapetos no serán de carga, y serán contruidos de mampostería reforzada. Para la cimentación del edificio se usarán zapatas cuadradas aisladas.

2.7.1. Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos

El primer paso para analizar una estructura es su idealización, que consiste en reducirla a un modelo matemático que la represente y permita estudiar analíticamente su comportamiento ante la acción de las cargas. Esta idealización de la estructura se hace mediante líneas rectas que por lo general son coincidentes con los ejes centroidales reales del elemento (ver figura 4). A esta idealización se le aplica la integración de cargas (puntuales o distribuidas) y se procede a realizar el análisis estructural ya sea por métodos aproximados o métodos de análisis elásticos. Para estructuras aporticadas (como el presente caso) el análisis se limita comúnmente a pórticos planos, cada uno de los cuales se supone que opera de manera independiente.

Figura 4. Criterios para dibujar modelos matemáticos de marcos dúctiles



Fuente: SANTISTEBAN MONTÚFAR, Rudy Abegglen. Diseño y planificación de la edificación escolar de dos niveles para el barrio San Francisco, diseño y planificación del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Pinal del Río, municipio de San José El Ídolo, Suchitepéquez. p. 20.

2.8. Predimensionamiento

Es el procedimiento que se utiliza para determinar las dimensiones más adecuadas para cada elemento estructural, basado en parámetros y criterios establecidos por los códigos, normas y manuales de diseño estructural.

2.8.1. Losas

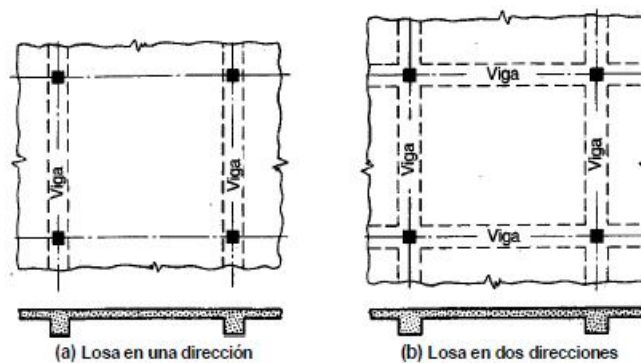
El criterio para predimensionar el espesor de una losa depende de la forma de trabajo que tendrá la misma, es decir si será diseñada para trabajar en un sentido o en dos sentidos; esto se puede determinar utilizando la siguiente relación:

$$m = \frac{A}{B}, \text{ Donde: } \begin{array}{l} A = \text{Lado corto de la losa.} \\ B = \text{Lado largo de la losa.} \end{array}$$

Si $m = \frac{A}{B} \leq 0.5$, trabaja en un sentido

Si $m = \frac{A}{B} > 0.5$, trabaja en dos sentidos

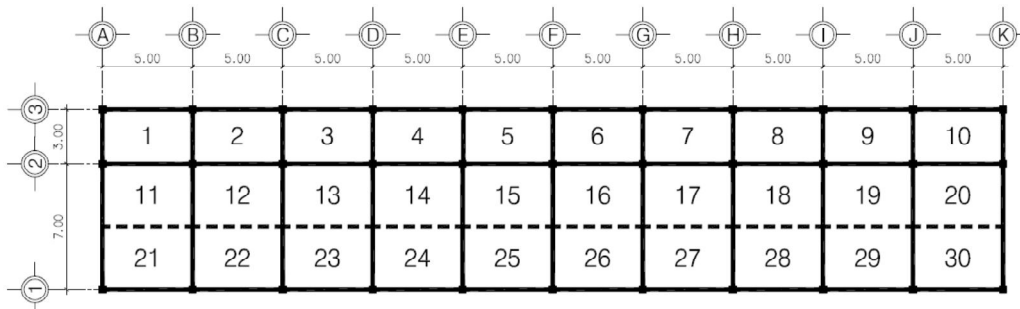
Figura 5. Tipos de losas



Fuente: NILSON, Arthur, Diseño de estructuras de concreto, p. 366.

La figura 6 y tabla VI muestran la clasificación y dimensiones de todas las losas del edificio, así como la forma de trabajo que tendrá cada una de ellas.

Figura 6. Numeración de losas



Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. Dimensiones y clasificación de las losas

Losa No.	Lado corto "A"	Lado largo "B"	$m = A/B$	Forma de trabajo	Tipo de losa
1	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
2	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
3	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
4	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
5	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
6	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
7	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
8	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
9	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
10	3,00	5,00	0,60	2 sentidos	Tipo A
11	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
12	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
13	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
14	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
15	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
16	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
17	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
18	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
19	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
20	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B

Continuación tabla VI.

Losa No.	Lado corto "A"	Lado largo "B"	m = A/B	Forma de trabajo	Tipo de losa
21	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
22	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
23	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
24	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
25	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
26	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
27	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
28	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
29	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B
30	3,50	5,00	0,70	2 sentidos	Tipo B

Fuente: elaboración propia.

Se tienen entonces dos tipos de losas con diferentes dimensiones:

- Losas en pasillos (3,00 × 5,00) → $m = \frac{3}{5} = 0,60 > 0,5$ (losa tipo A)
- Losas en aulas (3,50 × 5,00) → $m = \frac{3,5}{5} = 0,70 > 0,5$ (losa tipo B)

Para calcular el espesor de la losa se utilizará la que tenga mayores dimensiones; en este caso la losa más grande es de 3,50 m X 5,00 m. Como todas las losas trabajan en dos sentidos, el criterio para determinar el espesor es mediante el uso de la siguiente expresión:

$$t = \frac{P}{180}, \text{ Donde: } \begin{array}{l} t = \text{Espesor de la losa} \\ P = \text{Perímetro de la losa} \end{array}$$

Calculando los espesores respectivos:

- Losas en pasillos: espesor → $t = \frac{2(3,00+5,00)}{180} \cong 0,09 \text{ m} = 9 \text{ cm.}$
- Losas en aulas: espesor → $t = \frac{2(3,50+5,00)}{180} = 0,094 \text{ m} = 9,4 \text{ cm.}$

Para homogenizar el espesor de todas las losas y por cuestiones prácticas de diseño, se usará un espesor de 10 cm.

2.8.2. Vigas

Son elementos estructurales horizontales, que sirven para soportar las cargas transmitidas por las losas de entrepiso. Además de resistir dichas cargas transmiten las mismas hacia las columnas, trabajan principalmente a flexión.

2.8.2.1. Vigas principales

Para zonas sísmicas, el código ACI 318-05 en la sección 21,3,1,3, requiere que la dimensión mínima del ancho para elementos sometidos a flexión no debe de ser menor que 25 cm y $0,3 \cdot h$. Para predimensionar vigas, los diseñadores estructurales guatemaltecos recomiendan que la altura “h” de la viga tenga una relación de 6 a 8 cm, por metro lineal del claro y que el ancho “b” sea de $1/3$ a $1/2$ de h.

Criterios usados para predimensionar vigas:

- Altura de la viga $\rightarrow h = (6 - 8)\text{cm} \times (\text{ml claro})$
- Ancho de la viga $\rightarrow b = (1/3 - 1/2)h$

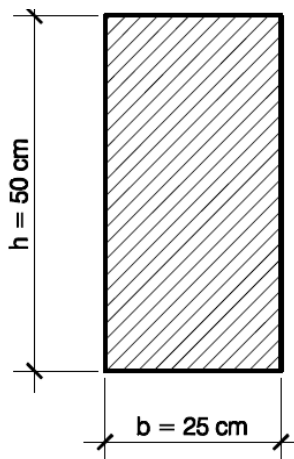
Tomando en cuenta los criterios anteriores, para la altura de las vigas principales, se utilizará un 8% por metro lineal de la viga ($0,08 \times L$); la longitud de los claros se puede observar en la figura 2. Calculando, se tiene lo siguiente:

- 11 Vigas de 7 m de largo, entonces la altura $\rightarrow h = 0,08 \times 7 \text{ m} = 56 \text{ cm}$.
- 46 Vigas de 5 m de largo, entonces la altura $\rightarrow h = 0,08 \times 5 \text{ m} = 40 \text{ cm}$.

Si se realiza un promedio de las dos dimensiones anteriores para poder homogenizar las secciones, se tiene una altura de $h = (56 + 40) / 2 = 48$ cm; se usa $h = 50$ cm por fines prácticos. Usando la relación $h = 2 \times b$, se tiene un ancho de $b = 25$ cm, que cumple con la dimensión mínima establecida por la sección 21.3.1.3 de ACI 318-05.

Finalmente, la sección propuesta para las vigas principales tiene las siguientes dimensiones.

Figura 7. **Sección de viga principal**



Fuente: elaboración propia.

2.8.2.2. Vigas secundarias

Las vigas secundarias que se usarán serán tipo “T”; el objetivo de estas es aligerar las losas, ya que al incorporarlas a la estructura disminuyen las dimensiones de las mismas, por lo tanto, su espesor. Si disminuye el espesor de las losas, también lo hace el volumen de concreto necesario para construirlas, reduciendo considerablemente el peso, el cortante directo sobre las losas y el corte basal de toda la estructura.

El uso de vigas secundarias, permite formar un sistema estructural más eficiente, con un diseño más liviano, económico y práctico. Para predimensionar las vigas secundarias se usará el criterio recomendado por ingenieros estructurales guatemaltecos, que es de un 6% por metro lineal de la viga ($0,06 \times L$); se usa la viga de mayor longitud, que en nuestro caso es de 5 m. Calculando, tenemos lo siguiente:

10 Vigas de 5 m de largo, entonces la altura $\rightarrow h = 0,06 \times 5 \text{ m} = 30 \text{ cm}$.

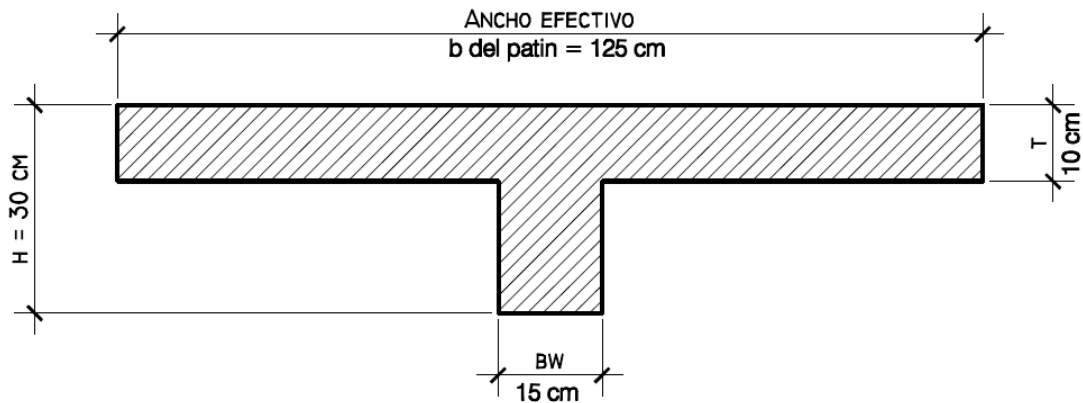
Las vigas "T" deben cumplir con algunos requisitos del ACI 318-05, la sección 8.11.2 requiere que el ancho del nervio no debe ser menor de 10 cm; y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho máximo. Utilizando la relación de $b = h/2 = 30 \text{ cm}/2 = 15 \text{ cm}$, por lo tanto el ancho del alma de la viga será de 15 cm.

El código ACI 318-05 en la sección 8.10.2 establece que el ancho efectivo del patín debe cumplir con las siguientes condiciones: no debe exceder de 1/4 de la luz de la viga y que el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no exceda 8 veces el espesor de losa, y la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

- $b \leq \left(\frac{1}{4}\right) (5 \text{ m}) = 1,25 \text{ m} = 125 \text{ cm}$.
 - $b = (2 * 8 * 10 \text{ cm}) + 20 \text{ cm} = 180 \text{ cm}$.
 - $b = \left(\frac{1}{2}\right) (3,5 \text{ m}) = 1,75 \text{ m} = 175 \text{ cm}$.
- Chequea la menor de las tres

Se toma la dimensión menor, $b = 125 \text{ cm}$. Entonces la sección propuesta para la viga secundaria tipo "T" tendrá las dimensiones mostradas en la figura 8.

Figura 8. **Sección de viga secundaria**



Fuente: elaboración propia.

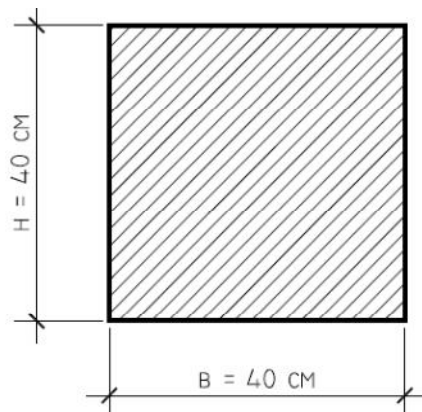
2.8.3. Columnas

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.1.1, establece que la dimensión mínima para elementos sometidos a flexión y carga axial (columnas) pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos, no debe ser menor de 30 cm. La sección 21.4.1.2 establece que la relación entre la dimensión menor y la dimensión mayor no debe ser menor de 0,4.

Sección 21.4.1.1	→	$b \geq 30 \text{ cm.}$	} Requisitos mínimos según el código ACI 318-05
Sección 21.4.1.1	→	$b/h \geq 0,4$	

Tomando en cuenta los requisitos mínimos anteriores, se propone usar columnas de sección cuadrada, según dimensiones mostradas en la figura 9.

Figura 9. Sección de columna



Fuente: elaboración propia.

2.9. Tipos de cargas aplicadas a la estructura

Se distinguen dos tipos de fuerzas actuando una estructura: las externas y las internas. Las externas son las actuantes o aplicadas exteriormente y las internas son aquellas que mantienen el cuerpo o estructura como un ensamblaje único y corresponden a las fuerzas de unión entre sus partes.

En esta sección se analizarán las distintas cargas o fuerzas externas que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil. Existen muchas formas de clasificar las cargas o fuerzas que actúan sobre una estructura, estas obedecen a diversos puntos de vista, sin embargo en el presente trabajo se clasificarán las cargas de acuerdo con la dirección de su aplicación, es decir:

- Cargas verticales
- Cargas horizontales

2.9.1. Cargas verticales

También llamadas cargas gravitacionales, ya que son producto de la fuerza que ejerce la gravedad sobre la estructura y los cuerpos que permanecen en ella. Este tipo de carga se clasifica de la siguiente manera:

- Cargas muertas
- Cargas vivas

2.9.1.1. Cargas muertas

Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida útil de la estructura. La carga muerta es el conjunto de acciones que se producen por peso propio de la estructura; incluye peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conserven una posición fija en la construcción; de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente.

La carga muerta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño del edificio, de las dimensiones de la estructura y del peso específico de los materiales. El proceso de cálculo en general sencillo, ya que solo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la edificación y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales respectivos. En su mayoría, las cargas son uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipo fijo).

2.9.1.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas gravitacionales de ocupación, móviles o movibles; su magnitud es variable y depende de la operación y uso que la edificación tenga. Incluye, por lo tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así en la carga viva el peso y las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Las cargas vivas generalmente encierran un mayor grado de incertidumbre para el diseñador, aunque, si están adecuadamente escogidas, rara vez serán excedidas durante la vida útil de la estructura. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben de diseñarse las estructuras, se especifican usualmente en códigos internacionales de construcción tales como: SEAOC, ANSI, UBC, IBC, ASCE, entre otros.

Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción. Pueden distinguirse tres grandes grupos de construcción en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

La carga viva de piso que se aplicará a un área específica de una construcción depende de su pretendida ocupación o utilización. Las tablas VII y VIII muestran los valores de carga viva para diferentes edificaciones, como se especifica en las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). Estas cargas se deben a los seres humanos, automóviles, al equipo y almacenamiento en general.

Tabla VII. **Cargas vivas en edificaciones**

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales - encamamiento y habitaciones	200
Hospitales - servicios médicos y laboratorio	350
Hoteles - alas de habitaciones	200
Hoteles - servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Ver nota ^(a)
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósitos de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600

Continuación tabla VII.

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)
Cubiertas pesadas Azoteas de concreto con acceso Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas Azoteas inclinadas más de 20°	200 100 75 ^(b)
Cubiertas livianas Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^(b)
Notas: ^(a) carga depende del tipo de cancha ^(b) sobre proyección horizontal	

Fuente: Normas AGIES NR-2: 2000. p. 28

Tabla VIII. **Cargas vivas especiales**

Uso	Carga vertical	Carga horizontal
Sistema portante del cielo falso	20 kg/m ²	
Particiones y tabiques		15 kg/m ²
Elevadores (carga muerta + viva)	2 veces carga total	
Grúas (carga muerta + viva)	1,25 veces carga total	
Estanterías (más de 2 m de altura)		50 kg puntual, arriba
Sistemas de fijación de lámparas y colgadores de tuberías	Su peso ó 50 kg mínimo	Prevenir oscilación
Barandales de uso público Barandales de uso privado		75 kg/m, lineal 30 kg/m, lineal
<p>Nota: Todas estas cargas se aplicarán como si fueran cargas de servicio y para diseño deben factorarse como corresponde a cargas vivas. La provisión para impacto y cargas dinámicas ya están implícitas en las cantidades especificadas en el cuadro. Adicionalmente, existen requisitos de diseño sísmico especificados en el capítulo 7 de la norma NR-3.</p>		

Fuente: Normas AGIES NR-2: 2000. p. 29

2.9.2. Cargas horizontales

Las constituyen aquellas fuerzas que actúan ortogonalmente o casi respecto de la línea de acción de la gravedad. Se dividen en tres categorías:

- Cargas de sismo
- Cargas de viento
- Cargas por presión (fluidos, tierra, granos)

Estas cargas muchas veces son ocasionadas por fenómenos naturales, es por eso que también se les llama cargas ambientales; al igual que las cargas vivas, son inciertas y variables tanto en magnitud como en distribución. En este proyecto interesa saber la influencia que tiene sobre una estructura la carga provocada por los sismos, es por eso que se enfocará la atención en el estudio y la determinación de la carga sísmica que pueda afectar la estructura.

2.9.2.1. Carga de sismo

Muchas zonas del mundo se encuentran en “territorio sísmico” y en tales zonas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de cualquier tipo de estructura. Los sismos son, básicamente, vibraciones de la corteza terrestre provocadas por fallas subterráneas del suelo. Ocurren varias veces al día en diversas partes del planeta, aunque cada año solo unos cuantos son de magnitud suficiente para provocar daños significativos en los edificios.

Los sismos fuertes ocurren, con mayor frecuencia, en regiones particulares de la superficie terrestre que se conocen como zonas de probabilidad sísmica alta o zonas sísmicas.

Entre los fenómenos de origen sísmico están los temblores de tierra, los movimientos en las fallas, dispersiones laterales, licuefacción y los maremotos. Estos fenómenos se caracterizan por un rápido inicio, impacto geográfico limitado, falta de predecibilidad y gran poder destructivo. La práctica usual es diseñar los edificios para resistir cargas laterales (que representan las estimaciones de las fuerzas sísmicas), que son iguales a cierto porcentaje (5% a 20%) del peso del edificio y su contenido. Toda estructura puede ser diseñada o construida para resistir cargas producidas por fuerzas sísmicas laterales; la fuerza puede ser asumida como procedente de cualquier dirección horizontal.

2.10. Integración de cargas

Con este procedimiento se pretende estimar la magnitud de las cargas que afectarán la estructura y que deberán ser resistidas por todos los elementos estructurales que forman parte del sistema.

2.10.1. Integración de cargas verticales

Se refiere a la estimación de todas las cargas de origen gravitacional (vivas y muertas), que actúan sobre los diferentes elementos estructurales.

2.10.1.1. Áreas tributarias

El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda porción de la construcción en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando. En estructuras continuas como la casi totalidad de las que se construyen actualmente, las fuerzas internas en una sección son afectadas por las cargas aplicadas en cualquier punto de la estructura.

Por lo que, se entiende por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actúa sobre el elemento y que producirá efectos iguales a los de la distribución real de carga sobre la estructura.

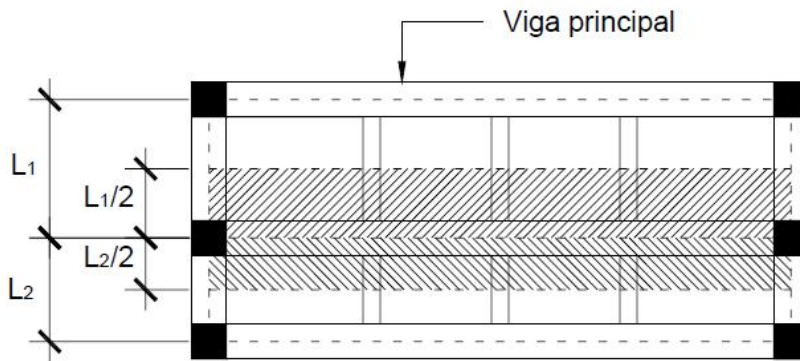
Debido a que la diferencia de carga entre un área grande y una pequeña es poca, es admisible en general emplear un solo valor de carga viva para el diseño de los elementos principales de la estructura, seleccionando el valor que corresponda al área de un elemento estructural representativo. Será conveniente hacer algunas correcciones a la carga resultante para elementos con área, excepcionalmente alto. Para otros elementos con área tributaria muy pequeña, con vigas secundarias y pequeñas losas, es necesario hacer un diseño local con la carga viva que corresponde a su área tributaria.

Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección; a continuación se ampliará la información respecto del diseño de las áreas tributarias.

- En un sentido

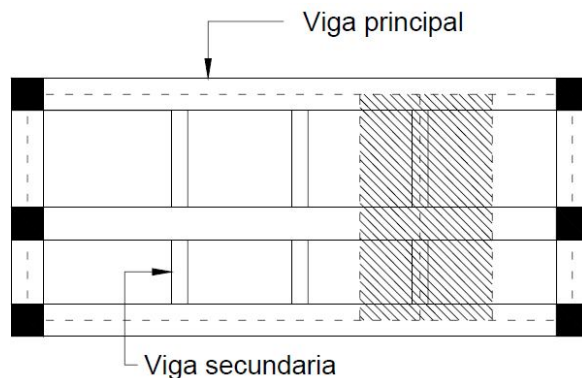
En elementos que trabajan en una dirección, el área tributaria está limitada por los centros de claros entre elementos. Las áreas tributarias en un sentido son de forma rectangular. En las figuras 10 y 11 se muestra un sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en un sentido. Para las áreas tributarias de las losas, se toma toda el área rectangular de estas como área tributaria, aunque generalmente, lo que se usa son franjas unitarias (1 metro de ancho), que vienen a simplificar los cálculos.

Figura 10. **Área tributaria en viga principal**



Fuente: PAREDES, Paola. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. p. 25.

Figura 11. **Área tributaria en viga secundaria**



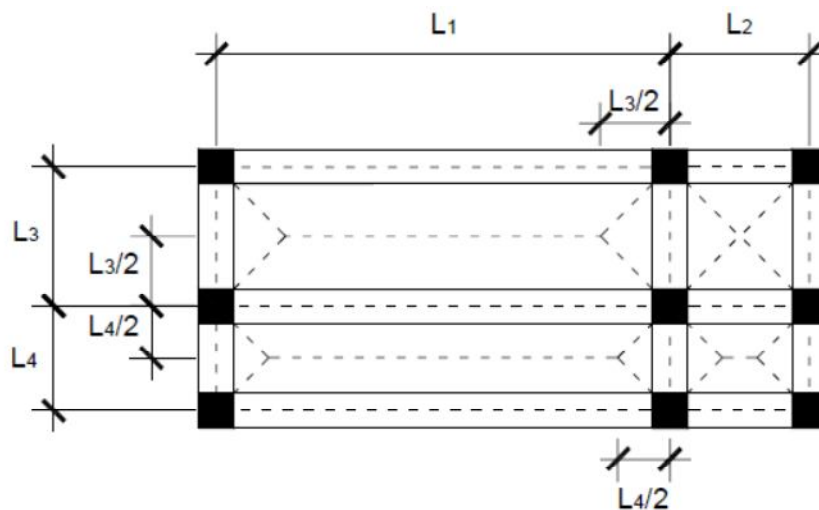
Fuente: PAREDES, Paola. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. p. 25.

- En dos sentidos

El área tributaria de dos elementos portantes se separa por las bisectrices de los ángulos que estos forman. Es decir, que las áreas tributarias en elementos (vigas) que trabajan en dos sentidos, tendrán forma trapezoidal en dirección al lado más largo del elemento analizado y forma triangular en sentido corto de dicho elemento. Cuando las losas son simétricas, las áreas tributarias de las vigas serán triángulos.

En las losas en dos sentidos, las áreas tributarias tendrán la misma forma rectangular que se vio en las losas en un sentido, como consecuencia, también se podrá trabajar por medio de áreas tributarias con este tipo de losas. En la figura 12, se ilustra lo expuesto anteriormente en un sistema de piso con losa en dos direcciones y vigas principales.

Figura 12. **Área tributaria en dos sentidos para vigas**

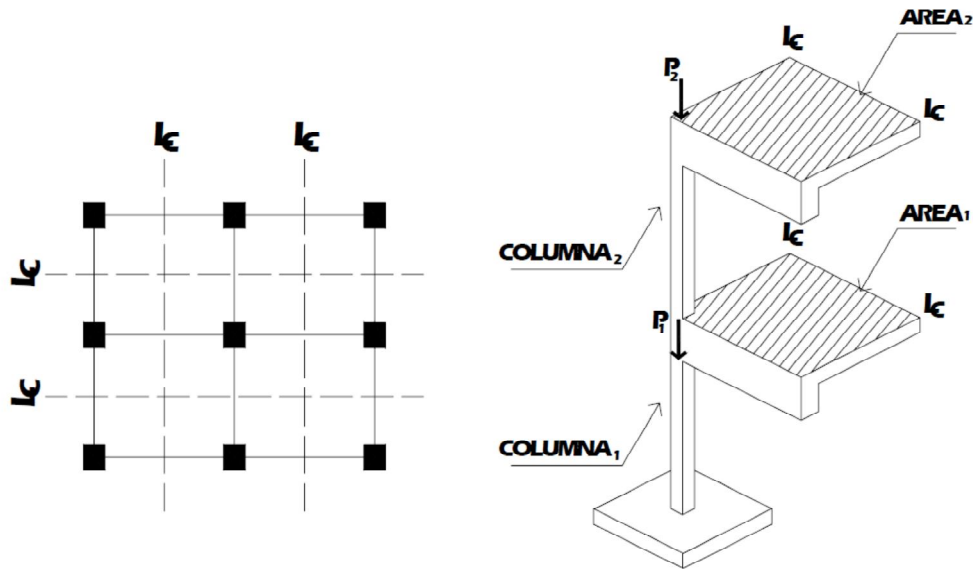


Fuente: Paola Paredes. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. p. 26.

- **Áreas tributarias en columnas**

Se hace notar que el área tributaria en columnas está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes, sin tener en consideración que se trate de losas en un sentido o en dos sentidos. En la figura 13 se ilustra el área tributaria de una columna.

Figura 13. Área tributaria en columnas



Fuente: GARCÍA, Ángel. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. p. 203.

2.10.2. Integración de cargas horizontales

Se refiere a la estimación de todas las cargas laterales que afectan la estructura, se considera principalmente la acción de sismo, cuyo efecto está representado numéricamente por el cortante basal de diseño.

2.10.2.1. Cálculo del corte basal de diseño

Para una estructura dada, las fuerzas sísmicas pueden determinarse mediante distintos métodos establecidos por códigos internacionales de diseño de estructuras, entre estos se puede mencionar: método de la fuerza estática equivalente, métodos de análisis dinámico elástico, métodos de análisis dinámico inelástico, y métodos de análisis alternos. En el presente diseño se describirá únicamente el primero de ellos.

2.10.2.1.1. Método estático equivalente

El método de la fuerza estática equivalente o corte basal consiste fundamentalmente en reemplazar el efecto de sismo en un edificio por fuerzas horizontales equivalentes; esto se logrará hallando una fuerza en la base del edificio, la cual se distribuirá posteriormente en toda la altura del mismo, y esta a su vez se distribuirá en los elementos sismorresistentes de forma proporcional a su rigidez.

Se recomienda que este método sea utilizado para estructuras de hasta 5 niveles de altura, ya que para edificaciones más altas el método no proporciona resultados adecuados, por lo que en estos casos, es necesario utilizar métodos de análisis dinámico.

2.10.2.1.2. Procedimiento de fuerza estática

Para el cálculo del corte basal de diseño se utilizará el método propuesto por el código UBC 1997 (Uniform Building Code). El código UBC '97 en la sección 1630.2.1, establece que el esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada, debe calcularse con base en la siguiente fórmula:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (30 - 4)$$

Pero no debe exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2,5CaI}{R} W \quad (30 - 5)$$

Y no debe ser menor a:

$$V = 0,11CaIW \quad (30 - 6)$$

Además, para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total no debe ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0,8ZNvI}{R}W \quad (30 - 7)$$

Donde:

$$T = Ct(h_n)^{3/4} \quad (30 - 8)$$

$Ct = 0,0731$, para pórticos de hormigón reforzado, resistente a momentos.

$Ca = 0,44Na$ (para el presente caso)

$Cv = 0,64Nv$ (para el presente caso)

Los coeficientes y factores necesarios para el cálculo del corte basal los proporcionan las tablas del capítulo 16 del código UBC '97. A continuación se describen los factores y coeficientes mencionados en las fórmulas:

- Factores para el cálculo del corte basal:

Ca = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-Q, para suelo rígido usar $0,44Na$.

Ct = coeficiente numérico para cálculo de periodo (depende del sistema estructural), para pórticos de hormigón reforzado usar $0,0731$.

Cv = coeficiente sísmico determinado por la zonificación sísmica y el tipo de suelo, dado en la tabla 16-R; usar $0,64Nv$.

I = factor de importancia que proporciona la tabla 16-K, usar 1.

h_n = altura en metros desde la base hasta el nivel en consideración.

Na = factor de cercanía a la fuente de origen utilizado, al determinar Ca en la zona sísmica 4, relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y relaciones de deslizamiento, como se establecen en las tablas 16-S y 16-U, tomar un factor igual a 1.

Nv = factor de cercanía a la fuente, utilizado en la determinación de Cv en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y tasa de deslizamiento como se establece en las tablas 16-T y 16-U del UBC, tomar un factor 1.

R = coeficiente numérico que engloba la capacidad de ductilidad y la resistencia a la carga lateral de la estructura, dado en la tabla 16-N y 16-P, para este caso usar 8,5.

T = periodo de vibración elástico fundamental, en segundos, de la estructura en la dirección bajo consideración; determinado según el Método A del código UBC '97.

Z = factor de zona sísmica que proporciona la tabla 16-I, usar un factor de 0,4
Tipo de suelo = determinado en las propiedades iniciales para todos los sistemas, como se establece en la tabla 16-J.

V = esfuerzo cortante de diseño en la base.

W = peso total de la estructura más el 25% de la carga viva.

El término "W" incluye todas las cargas muertas de la estructura y un porcentaje de 25% de las cargas vivas por nivel.

$$W_{total} = \sum W_{carga\ muerta} + 0.25 \sum W_{carga\ viva}$$

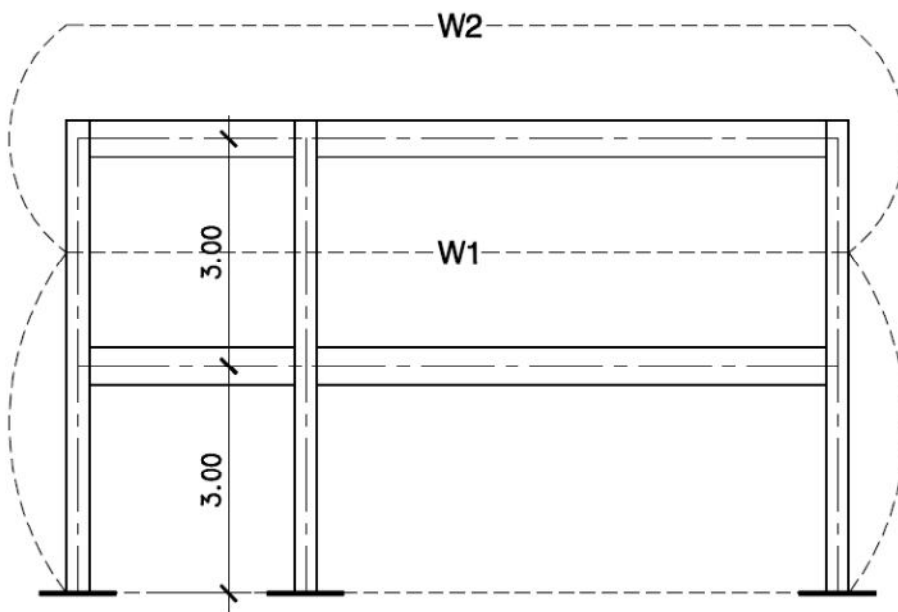
2.10.2.1.3. Cálculo de peso total del edificio

- Cálculo de peso por nivel

El peso por nivel incluye el peso de la losa, vigas, columnas, muros, ventanas, piso, acabados, y cualquier otro material o elemento que forme parte fija de la edificación. Para la determinación del peso de un nivel hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columnas del segundo nivel.
- El peso de las columnas de los niveles intermedios debe tomarse de la mitad de las columnas del nivel inferior a la mitad de las columnas del nivel superior, como se observa en la figura 14.

Figura 14. Pesos por nivel en un edificio



Fuente: elaboración propia.

- Cargas y pesos para la estructura:
 - Peso específico concreto reforzado = 2400 kg/m^3
 - Peso muros divisorios = 140 kg/m^2 (mampostería 14 cm. espesor).
 - Peso piso = 120 kg/m^2 (piso de granito + mezlón 3 cm).
 - Peso mezlón para pañuelos = 60 kg/m^2
 - Peso ventanas = 10 kg/m^2
 - Peso acabados = 25 kg/m^2 (repello + cernido)
 - Sobrecarga = 40 kg/m^2
 - Carga viva en cubierta = 100 kg/m^2 (sin acceso, ver tabla VII).
 - Carga viva en aulas = 300 kg/m^2 (ver tabla VII).
 - Carga viva en pasillos = 500 kg/m^2 (ver tabla VII).
 - Carga viva escaleras = 500 kg/m^2 (ver tabla VII).

- Peso segundo nivel

Tabla IX. **Peso segundo nivel debido a cargas muertas**

PESO CARGAS MUERTAS NIVEL 2				
Elemento	Carga (Wcm)	Dimensiones (m)	Peso del elemento (kg)	% peso total
Losa	2400 kg/m^3	0,10*10*50	120 000,00	41%
Vigas principales	2400 kg/m^3	0,25*0,40*252	60 480,00	21%
Vigas secundarias	2400 kg/m^3	0,15*0,20*50	3 600,00	1%
Columnas	2400 kg/m^3	0,30*0,30*58	22 272,00	8%
Muros divisorios	140 kg/m^2	1,25*110	19 250,00	7%
Parapeto	140 kg/m^2	1,00*120	16 800,00	6%
Ventanas	10 kg/m^2	1,25*48	600,00	0%
Acabados	25 kg/m^2	1870 m ²	46 750,00	16%
$\Sigma = W_{2cm}$			289 752,00	100%

Fuente: elaboración propia.

- Peso total del segundo nivel

$$W_2 = W_{2cm} + 25\%W_{cv} = 289\,752,00 \text{ kg} + 0,25 (100 \text{ kg/m}^2 * 10 \text{ m} * 50 \text{ m})$$

$$W_2 = 302\,252,00 \text{ kg.}$$

- Peso primer nivel

Tabla X. **Peso primer nivel debido a la carga muerta**

PESO CARGAS MUERTAS NIVEL 1				
Elemento	Carga (Wcm)	Dimensiones (m)	Peso del elemento (kg)	% peso total
Losa	2400 kg/m ³	0,10*10*50	120 000,00	27%
Vigas principales	2400 kg/m ³	0,25*0,40*252	60 480,00	13%
Vigas secundarias	2400 kg/m ³	0,15*0,20*50	3 600,00	1%
Columnas	2400 kg/m ³	0,40*0,40*150	57 600,00	13%
Muros divisorios	140 kg/m ²	4,00*110	61 600,00	14%
Parapeto	140 kg/m ²	1,20*40	8 400,00	2%
Sillares	140 kg/m ²	1,25*48	8 400,00	2%
Piso	120 kg/m ²	10*50	60 000,00	13%
Acabados	25 kg/m ²	2030 m ²	50 750,00	11%
Sobre carga	40 kg/m ²	10*50	20 000,00	4%
$\Sigma = W_{1cm}$			450 830,00	100%

Fuente: elaboración propia.

- Peso total del primer nivel

$$W_1 = W_{1cm} + 25\%W_{cv}$$

$$W_1 = 450\,830,00 \text{ kg} + 0,25 [(300 \text{ kg/m}^2 * 7\text{m} * 50\text{m}) + (500 \text{ kg/m}^2 * 3\text{m} * 50\text{m})]$$

$$W_1 = 495\,830,00 \text{ kg.}$$

- Peso total del edificio

$$W_{\text{total}} = W_1 + W_2 = 495\,830,00 \text{ kg} + 302\,252,00 \text{ kg} = 798\,082,00 \text{ kg}.$$

$W_{\text{total}} = 798\,082,00 \text{ kg}$

2.10.2.1.4. Cálculo del corte basal según UBC '97

Con el peso total del edificio se puede calcular el valor del corte basal de diseño, usando del método propuesto por el UBC 1997. Ahora se determina el periodo de vibración de la estructura.

$$T = Ct(h_n)^{3/4}$$

Donde:

T = periodo de vibración de la estructura en segundos

$Ct = 0,0731$, para pórticos de hormigón reforzado resistente a momentos

h_n = altura en metros del edificio

$$T = 0,0731(6,00)^{3/4} = 0,28 < 0,70 \text{ segundos}$$

Como el periodo es menor de 0,70 segundos, no existe fuerza en la cúspide de la estructura ($F_t = 0$). Ahora se determinan los valores de "V" para cada caso, utilizando los siguientes factores:

Datos:

$C_a = 0,44N_a$	$N_v = 1$
$C_v = 0,64N_v$	$R = 8,5$
$I = 1$	$T = 0,28$
$N_a = 1$	$Z = 0,4$
$W_{\text{total}} = 798\,082 \text{ kg}$	

El esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada debe calcularse con base en la siguiente fórmula:

$$* \text{ (Ecuación 30 – 4) } \rightarrow V = \frac{CvI}{RT} W = \frac{(0,64)(1)(1)}{(8,5)(0,28)} (798\ 082 \text{ kg}) = 214\ 610 \text{ kg.}$$

Pero no debe exceder de lo siguiente:

$$* \text{ (Ecuación 30 – 5) } \rightarrow V = \frac{2,5CaI}{R} W = \frac{(2,5)(0,44)(1)(1)}{8,5} (798\ 082 \text{ kg}) \\ = 103\ 281 \text{ kg.}$$

Y no debe ser menor a:

$$* \text{ (Ecuación 30 – 6) } \rightarrow V = 0,11CaIW = (0,11)(0,44)(1)(1)(798\ 082 \text{ kg}) \\ = 38\ 627 \text{ kg.}$$

Además, para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total no debe ser menor de lo siguiente:

$$* \text{ (Ecuación 30 – 7) } \rightarrow V = \frac{0,8ZNvI}{R} W = \frac{(0,8)(0,4)(1)(1)}{8,5} (798\ 082 \text{ kg}) \\ = 30\ 045 \text{ kg.}$$

Considerando los resultados obtenidos de las cuatro ecuaciones, el valor que se debe utilizar es el que proporciona la ecuación (1,2); entonces el corte basal total de diseño en las direcciones “X” y “Y” es:

Corte basal de diseño $\rightarrow V = 103,281 \text{ kg.}$

2.10.2.1.5. Distribución de fuerzas por nivel

El código UBC '97 en la sección 1630,5, establece que la fuerza total debe distribuirse sobre la altura de la estructura de conformidad con las fórmulas (2,1), (2,2) y (2,3) en ausencia de un procedimiento más riguroso.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (30 - 13)$$

La fuerza concentrada F_t en la parte superior, la cual es adicional a F_n , debe determinarse de la fórmula:

$$F_t = 0,07TV \quad (30 - 14)$$

Pero F_t será mayor que $0,25 V$ y será 0 cuando $T \leq 0,7$ segundos.

Esta fuerza concentrada en el último nivel F_t se incluye para tomar en cuenta el efecto de "látigo" que un sismo produce en una estructura. Si el edificio es bastante rígido, su periodo fundamental de vibración T será muy corto y el efecto de látigo será despreciable comparado con el de un edificio más flexible cuyo periodo fundamental de vibración será más largo. Lo anterior es la razón por la que $F_t = 0$, cuando el periodo es muy corto.

La parte restante del esfuerzo de corte basal debe distribuirse sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (30 - 15)$$

Donde:

F_i , F_x = Fuerza sísmica de diseño aplicada al nivel i , n ó x , respectivamente.

F_t = la parte del esfuerzo de corte basal, V , que se considera concentrada en la parte superior de la estructura, además de F_n .

h_i , h_x = altura en metros, sobre la base hasta el nivel i , n ó x , respectivamente.

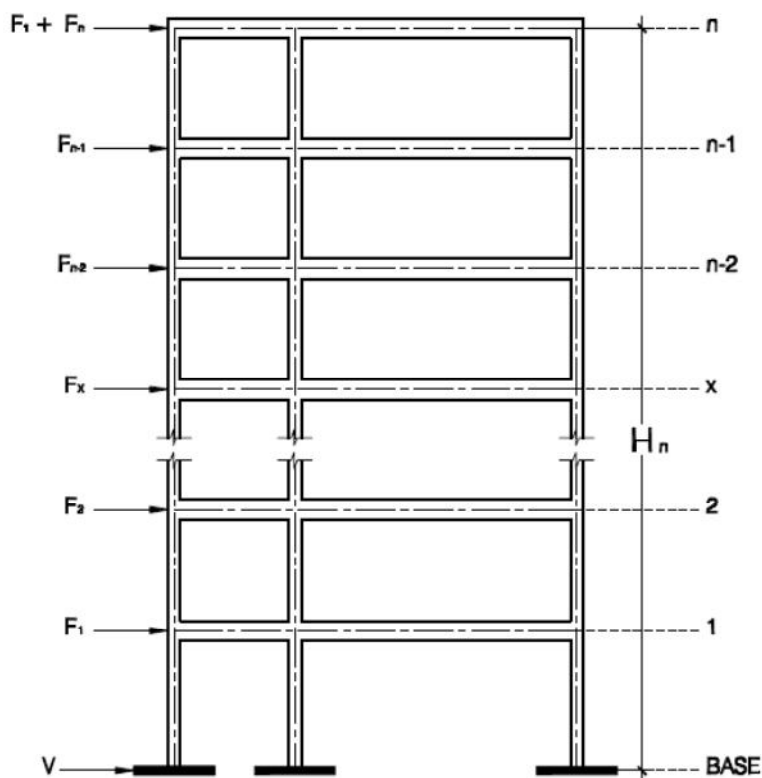
T = periodo fundamental de vibración, en segundos, de la estructura, en la dirección bajo consideración

V = la fuerza lateral o esfuerzo cortante total de diseño en la base

w_i , w_x = la porción de W ubicada o asignada al nivel i ó x , respectivamente

La sección 1630,6 del UBC '97 establece que el esfuerzo cortante de diseño por piso, V_x , en cualquier piso es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse en los diversos elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales (sismo resistentes) en proporción de sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma; según lo muestra la figura 15.

Figura 15. Fuerza por nivel en un edificio

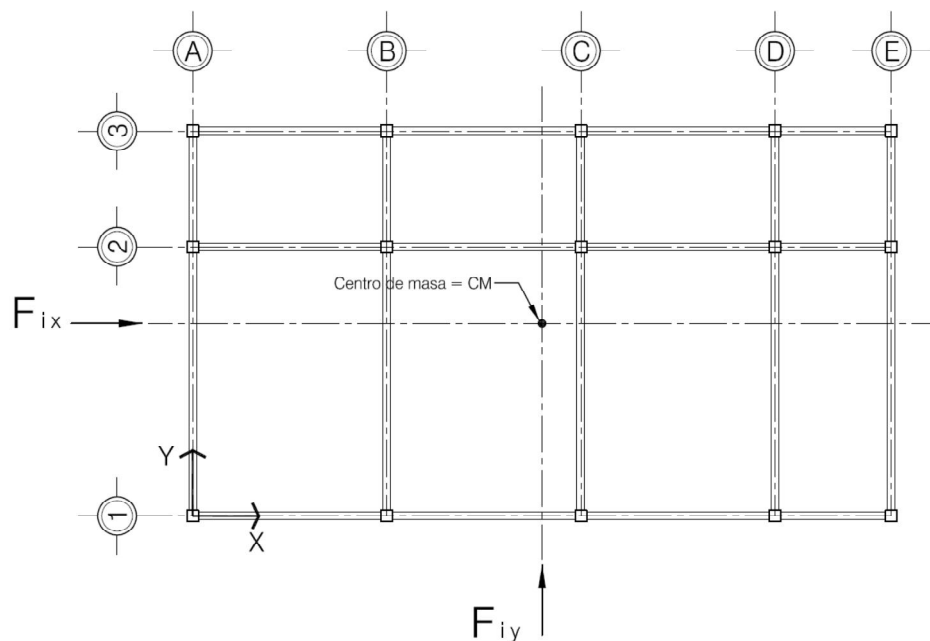


Fuente: TAMPÁN CORADO, Rolando Antonio, Guía teórica y práctica para uso de software de ETABS para diseño de estructuras de concreto. P. 64.

En cada nivel designado como x , la fuerza F_i se aplicará sobre el área del

edificio, de acuerdo con la distribución de masa de ese nivel. Es decir que la fuerza F_i que actúa en cada nivel estará aplicada en el centro de masa del nivel al que pertenece. Como se puede ver en la figura 16.

Figura 16. **Fuerza por nivel actuando en el centro de masa**



Fuente: elaboración propia.

- Proceso de cálculo para la distribución de fuerzas por nivel

El cortante basal de diseño tiene la misma magnitud para los ejes “X” y “Y”, además la fuerza en la cúspide es cero en ambos sentidos ($F_t = 0$); entonces la distribución de fuerzas por nivel para las dos direcciones (X y Y) es la misma. Las fuerzas por nivel se obtienen de la siguiente manera:

Utilizando la fórmula (30-15), con $F_t = 0$ tenemos:

$$F_x = \frac{(V)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Entonces las fuerzas por nivel son las siguientes:

$$F_2 = \frac{(103\,281,00 - 0)(302\,252,00)(6,00)}{3\,301\,002,00} = 56\,740,75 \text{ kg. (segundo nivel)}$$

$$F_1 = \frac{(103\,281,00 - 0)(495\,830,00)(3,00)}{3\,301\,002,00} = 46\,540,25 \text{ kg. (primer nivel)}$$

La tabla XI resume los resultados de la distribución de fuerzas por nivel del edificio para los ejes "X" y "Y".

Tabla XI. Distribución de fuerzas por nivel

Nivel	Altura hx (m)	V (kg)	Peso por nivel wx (kg)	Ft (kg)	wx * hx (kg*m)	Fx (kg)
2	6,00	103 281,00	302 252,00	0	1 813 512,00	56 740,75
1	3,00	103 281,00	495 830,00	0	1 487 490,00	46 540,25
$\Sigma w_i \cdot h_i$					3 301 002,00	103 281,00

Fuente: elaboración propia.

2.10.3. Torsión

Las respuestas por torsión en las estructuras provienen de dos fuentes: la excentricidad en la distribución de las masas y rigideces, y la torsión accidental, debida a la incertidumbre de la distribución de masas y rigideces.

2.10.3.1. Determinación del centro de rigidez

Se debe determinar el centro de rigidez, tomando en cuenta las rigideces de todos los elementos verticales sismorresistentes de la estructura.

2.10.3.1.1. Rigideces

Los cortantes de piso que se originan de la respuesta torsional y traslacional, se distribuyen sobre la altura del edificio, proporcionalmente, a las rigideces de los diversos elementos resistentes a cargas laterales del edificio. La rigidez calculada de la estructura debería tomar en cuenta la rigidez y la estructura de los pisos, actuando como un elemento distribuidor.

2.10.3.1.2. Condiciones de apoyo

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de rigidez que se deba usar; existente dos tipos de apoyo: en voladizo y doblemente empotrado.

- Voladizo: condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez K es:

$$K = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

- Doblemente empotrado: condición que se da en los primeros niveles y niveles intermedios de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez K es:

$$K = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

Donde:

F = Fuerza lateral asumida, generalmente de 10 000 kg (esta podría ser una fuerza unitaria, ya que posteriormente se cancelará al calcular el centro de rigidez; se utiliza el valor de 10 000 kg, para no trabajar con muchos decimales en los cálculos. El valor de F se utiliza para hallar la relación de la rigidez lateral

en función del desplazamiento por dicha carga.

H = Altura del muro o columna analizada

Ec = Módulo de elasticidad del concreto. Donde $E_c = 15100\sqrt{f'c}$, $f'c$ en kg/cm²

A = Sección transversal del muro o columna analizada (cm²)

G = Módulo de rigidez, donde $G = 0,4 * E_c$.

I = Inercia del elemento analizado (cm⁴).

$$\text{Donde: } I = \frac{b * h^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)} \quad \begin{array}{l} b = \text{base de la sección del elemento.} \\ h = \text{altura de la sección del elemento.} \end{array}$$

2.10.3.1.3. Cálculo del centro de rigidez

El centro de rigidez (CR) es el punto donde se concentra rigidez total del edificio, en este punto se resisten las cargas laterales que afectan a la estructura; representa a los elementos sismorresistentes (columnas, muros de corte, arriostramientos, etc.), los cuales se oponen a la fuerza producida por el sismo. La localización del centro de rigidez del edificio, se encuentra en función de los elementos estructurales verticales sismorresistentes de este. En estructuras asimétricas, el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, por lo que para encontrar las fuerzas por marco es necesario determinarlo.

- Centro de rigidez en nivel 2
 - Rigidez de columnas (voladizo)

Como es el último nivel se considera que está en voladizo.

$$K_c = \frac{1}{\frac{10\,000 * 300^3}{3 * 15\,100\sqrt{210} * \left(\frac{1}{12} * 30 * 30^3\right)} + \frac{1,2 * 10\,000 * 300}{30^2 * (0,40 * 15\,100\sqrt{210})}} = 0,16$$

- Rigidez de los marcos

Como las secciones de las columnas son iguales en todos los marcos, y su inercia es la misma en los dos sentidos, bastará con multiplicar la rigidez de la columna por el número de columnas que contiene cada marco.

$$K_{mx} = K_c * \text{No. columnas } x = 0,51 * 3 = 1,54 \rightarrow \text{eje "X"}$$

$$K_{my} = K_c * \text{No. columnas } y = 0,51 * 11 = 5,63 \rightarrow \text{eje "Y"}$$

Tabla XII. **Cálculo del centro de rigidez eje "X", nivel 2**

CENTRO DE RIGIDEZ EN "X", NIVEL 2					
MARCO	COLUMNAS	RIGIDEZ COLUMNA	RIGIDEZ MARCO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO DE REFERENCIA	Kmx*Dx
EJE	CANTIDAD	Kc	Kmx	Dx (m)	
A	3	0,51	1,54	0,00	0,00
B	3	0,51	1,54	5,00	7,68
C	3	0,51	1,54	10,00	15,36
D	3	0,51	1,54	15,00	23,03
E	3	0,51	1,54	20,00	30,71
F	3	0,51	1,54	25,00	38,39
G	3	0,51	1,54	30,00	46,07
H	3	0,51	1,54	35,00	53,75
I	3	0,51	1,54	40,00	61,42
J	3	0,51	1,54	45,00	69,10
K	3	0,51	1,54	50,00	76,78
		ΣKc =	16,89	ΣKmx*Dx =	422,28

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{422,28}{16,89} = 25,00 \text{ metros} \rightarrow \text{Nivel 2, eje "X"}$$

Tabla XIII. Cálculo del centro de rigidez eje "Y", nivel 2

CENTRO DE RIGIDEZ EN "Y", NIVEL 2					
MARCO	COLUMNAS	RIGIDEZ COLUMNA	RIGIDEZ MARCO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO DE REFERENCIA	Kmy*Dy
EJE	CANTIDAD	Kc	Kmy	Dy (m)	
1	11	0,51	5,63	0,00	0,00
2	11	0,51	5,63	7,00	39,41
3	11	0,51	5,63	10,00	56,30
		ΣKc =	16,89	ΣKc*Dy =	95,72

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{95,72}{16,89} = 5,67 \text{ metros} \rightarrow \text{Nivel 2, eje "Y"}$$

- Centro de rigidez en nivel 1
 - Rigidez de columnas (doblemente empotrado)

Como es el primer nivel se considera que esta doblemente empotrado, entonces su rigidez se calcula de la siguiente manera:

$$K_c = \frac{1}{\frac{10\,000 * 300^3}{12 * 15\,100\sqrt{210} * (\frac{1}{12} * 30 * 30^3)} + \frac{1,2 * 10\,000 * 300}{30^2 * (0,40 * 15\,100\sqrt{210})}} = 0,64$$

- Rigidez de los marcos

$$K_{mx} = K_c * \text{No. columnas } x = 1,97 * 3 = 5,91 \rightarrow \text{eje "X"}$$

$$K_{my} = K_c * \text{No. columnas } y = 1,97 * 11 = 21,67 \rightarrow \text{eje "Y"}$$

Tabla XIV. Cálculo del centro de rigidez eje "X", nivel 1

CENTRO DE RIGIDEZ EN "X", NIVEL 1					
MARCO	COLUMNAS	RIGIDEZ COLUMNA	RIGIDEZ MARCO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO DE REFERENCIA	Kmx*Dx
EJE	CANTIDAD	Kc	Kmx	Dx (m)	
A	3	1,97	5,91	0,00	0,00
B	3	1,97	5,91	5,00	29,55
C	3	1,97	5,91	10,00	59,09
D	3	1,97	5,91	15,00	88,64
E	3	1,97	5,91	20,00	118,18
F	3	1,97	5,91	25,00	147,73
G	3	1,97	5,91	30,00	177,27
H	3	1,97	5,91	35,00	206,82
I	3	1,97	5,91	40,00	236,36
J	3	1,97	5,91	45,00	265,91
K	3	1,97	5,91	50,00	295,45
ΣKm =			65,00	ΣKm*Dx =	1 624,99

Fuente: elaboración propia.

$$CR_x = \frac{1\ 624,99}{65,00} = 25,00 \text{ metros} \rightarrow \text{Nivel 1, eje "X"}$$

Tabla XV. Cálculo del centro de rigidez eje "Y", nivel 1

CENTRO DE RIGIDEZ EN "Y", NIVEL 1					
MARCO	COLUMNAS	RIGIDEZ COLUMNA	RIGIDEZ MARCO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO DE REFERENCIA	Kmy*Dy
EJE	CANTIDAD	Kc	Kmy	Dy (m)	
1	11	1,97	21,67	0,00	0,00
2	11	1,97	21,67	7,00	151,67
3	11	1,97	21,67	10,00	216,67
ΣKm =			65,00	ΣKm*Dy =	368,33

Fuente: elaboración propia.

$$CR_y = \frac{368,333}{65,00} = 5,67 \text{ metros} \rightarrow \text{Nivel 1, eje "Y"}$$

2.10.3.2. Determinación del centro de masa

El centro de masa (CM) es el punto donde se aplica la fuerza sísmica a la estructura, es también el centro de gravedad del edificio. Para edificaciones con una distribución simétrica de masa, el centro de masa coincide con el centroide geométrico de la planta del edificio y sus coordenadas están dadas por:

$$CM_x = \frac{X}{2} \rightarrow X = \text{Longitud del edificio en sentido del eje "x"}$$

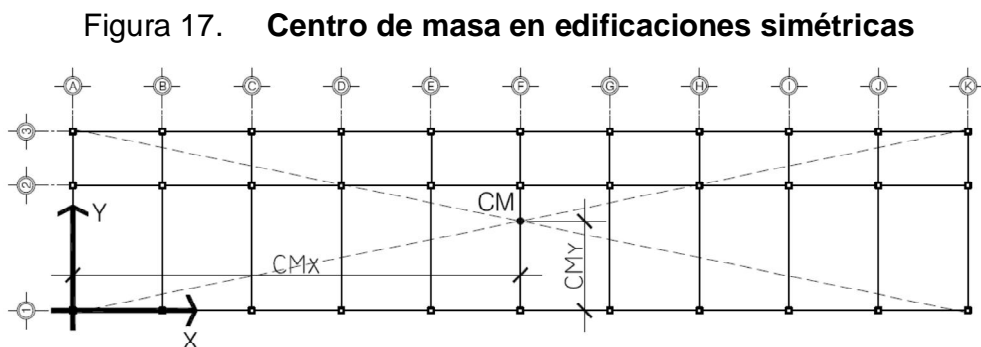
$$CM_y = \frac{Y}{2} \rightarrow Y = \text{Longitud del edificio en sentido del eje "y"}$$

En el presente caso, como se observa en la figura 17, el edificio tiene una distribución simétrica en su masa, por lo tanto, se calcula como sigue:

$$CM_x = \frac{X}{2} = \frac{50,00}{2} = 25,00 \text{ m.} \rightarrow \text{para niveles 1 y 2}$$

$$CM_y = \frac{Y}{2} = \frac{10,00}{2} = 5,00 \text{ m.} \rightarrow \text{para niveles 1 y 2}$$

Debido a la simetría que existe, las coordenadas del centro de masa son aplicables para los dos niveles del edificio.



Fuente: elaboración propia.

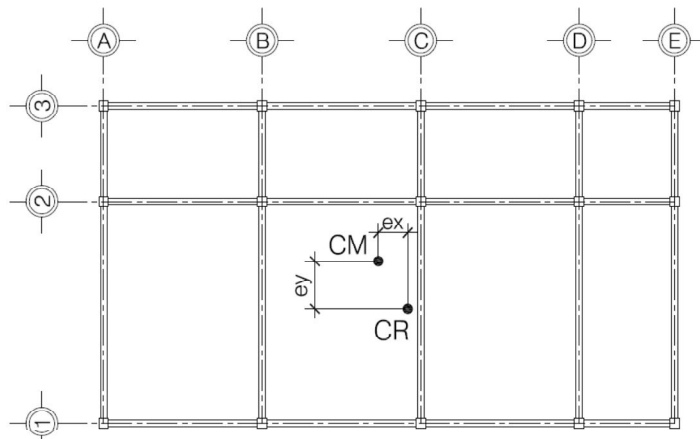
2.10.3.3. Cálculo de excentricidades

Cuando el centro de rigidez (CR) no coincide con el centro de masa (CM), se produce una excentricidad (e) en la estructura, esto debido a que existe una distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales. Se dan las siguientes modalidades:

- Excentricidad directa: se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa (CM) y el valor del centro de rigidez (CR), según lo muestra la figura 18.

$$\text{Excentricidad directa} = e_{x,y} = |\text{CM}_{x,y} - \text{CR}_{x,y}|$$

Figura 18. Excentricidad directa



Fuente: elaboración propia.

- Excentricidad accidental: aun cuando en planta, los niveles del edificio fueran perfectamente simétricos y el centro de rigidez coincidiera exactamente con el centro de masa, deberá considerarse una excentricidad accidental para la aplicación de las fuerzas por nivel.

$$\text{Excentricidad accidental} = e_{\text{mínima } x,y} = 0,05 * b$$

Donde:

$e_{\text{mínima}}$ = excentricidad mínima en dirección x o y.

También conocida como excentricidad accidental.

b = dimensión perpendicular a la del movimiento sísmico en planta.

- Excentricidad de diseño

Para calcular el incremento de corte por torsión en los elementos estructurales sismorresistentes, debe determinarse la excentricidad de diseño, esta resulta de la combinación de la excentricidad directa con la excentricidad accidental; debe tomarse el valor más grande de las dos combinaciones que son las siguientes:

$$e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0,05 * b \rightarrow \text{excentricidad de diseño 1}$$

$$e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0,05 * b \rightarrow \text{excentricidad de diseño 2}$$

Donde:

CM = centro de masa

CR = centro de rigidez

b = dimensión perpendicular a la del movimiento sísmico en planta

- Excentricidad de diseño en niveles 1 y 2

Ambos niveles del edificio son simétricos en distribución de masa y rigideces, las excentricidades serán iguales, se calculan como sigue:

- Excentricidad de diseño en el eje "X"

$$e_{1,x} = |CM_x - CR_x| + 0,05 * b = |25,00 - 25,00| + 0,05 * 50,00 = 2,50 \text{ m.}$$

$$e_{1,x} = 2,50 \text{ m} \rightarrow \text{excentricidad de diseño 1}$$

$$e_{2,x} = |CM_x - CR_x| - 0,05 * b = |25,00 - 25,00| - 0,05 * 50,00 = -2,50 \text{ m.}$$

$$e_{2,x} = -2,50 \text{ m} \rightarrow \text{excentricidad de dise\u00f1o 2}$$

- Excentricidad de dise\u00f1o en el eje "Y"

$$e_{1,y} = |CM_y - CR_y| + 0,05 * b = |5,00 - 5,67| + 0,05 * 10,00 = 1,17 \text{ m.}$$

$$e_{1,y} = 1,17 \text{ m} \rightarrow \text{excentricidad de dise\u00f1o 1.}$$

$$e_{2,y} = |CM_y - CR_y| + 0,05 * b = |5,00 - 5,67| - 0,05 * 10,00 = 0,17 \text{ m.}$$

$$e_{2,y} = 0,17 \text{ m} \rightarrow \text{excentricidad de dise\u00f1o 2.}$$

2.10.3.4. Distribuci\u00f3n de fuerzas por marco

Para distribuir la fuerza lateral de sismo por nivel F_i a cada marco en el an\u00e1lisis simple, se consideran solo los marcos paralelos a la direcci\u00f3n en que esta act\u00faa. Existente dos efectos que act\u00faan sobre los marcos: uno de traslaci\u00f3n en esa misma direcci\u00f3n y otro de rotaci\u00f3n o corte respecto del centro de rigidez, cuando este no coincide con el centro de masa.

En el an\u00e1lisis simple, la fuerza total que llega a cada marco, se determina por medio de la suma algebraica de la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional) y la fuerza por torsi\u00f3n F_i'' (fuerza rotacional). La fuerza total que act\u00faa en cada marco est\u00e1 dada por la siguiente expresi\u00f3n:

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

Donde:

F_m = Fuerza total en el marco "i"

F_i' = Fuerza de origen traslacional (proporcional a la rigidez del marco).

F_i'' = Fuerza de origen torcional

La fuerza traslacional F_i' se define por:

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_m} * F_i$$

La fuerza torcional F_i'' se define por:

$$F_i'' = \frac{e}{E_i} * F_i$$

Donde:

K_m = rigidez del marco que se está analizando

$\sum K_m$ = rigidez total del nivel. Sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga

F_i = fuerza por nivel

e = excentricidad (se tomara la mayor)

E_i = relacion entre rigideces y brazo de cada marco

$$\text{Donde: } E_i = \frac{\sum(K_m * d_i^2)}{K_m * d_i}$$

d_i = distancia entre el centro de rigidez del edificio y el eje de cada marco.

Todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del CR tendrán brazos con signo negativo (-), y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba del CR tendrán brazos con signo positivo (+). Por otro lado, si $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Pero si el valor de $F_m > F_i'$, se debe tomar F_m como el valor de la fuerza del marco analizado; es decir, se toman los valores más críticos.

En las siguientes 4 tablas se presentan los resultados tabulados de la distribución de fuerzas por marco, para los dos niveles del edificio. Se tomó en cuenta el 100% de la cargas sísmica en ambas direcciones, como los marcos son simétricos en el eje "X" se consideró únicamente la excentricidad accidental.

Tabla XVI. Distribución de fuerzas por marco nivel 2, eje "Y"

FUERZA POR MARCO EJE "Y", NIVEL 2								
MARCO	Km	di	Km*di	Km*di2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	1,54	-25,00	-38,39	959,74	-110,00	5 158,25	-1 289,56	3 868,69
B	1,54	-20,00	-30,71	614,23	-137,50	5 158,25	-1 031,65	4 126,60
C	1,54	-15,00	-23,03	345,50	-183,33	5 158,25	-773,74	4 384,51
D	1,54	-10,00	-15,36	153,56	-275,00	5 158,25	-515,83	4 642,43
E	1,54	-5,00	-7,68	38,39	-550,00	5 158,25	-257,91	4 900,34
F	1,54	0,00	0,00	0,00	INFINITO	5 158,25	0,00	5 158,25
G	1,54	5,00	7,68	38,39	550,00	5 158,25	257,91	5 416,16
H	1,54	10,00	15,36	153,56	275,00	5 158,25	515,83	5 674,08
I	1,54	15,00	23,03	345,50	183,33	5 158,25	773,74	5 931,99
J	1,54	20,00	30,71	614,23	137,50	5 158,25	1 031,65	6 189,90
K	1,54	25,00	38,39	959,74	110,00	5 158,25	1 289,56	6 447,81
ΣKm=	16,89		ΣKm*di2 =	4 222,84				
F2y	56 740,75	FUERZA NIVEL 2 EN DIRECCION DEL EJE "Y" 100% DE LA CARGA SISMICA						T = Vy*ex + Vx*ey
ex1	2,50	EXCENTRICIDAD DE DISEÑO 1 EN EL EJE "X"						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Distribución de fuerzas por marco nivel 2, eje "X"

FUERZA POR MARCO EJE "X", NIVEL 2								
MARCO	Km	di	Km*di	Km*di2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	5,63	-5,67	-31,91	180,80	-9,29	18 913,58	-7 142,87	11 770,71
2	5,63	1,33	7,51	10,01	39,50	18 913,58	1 680,68	20 594,26
3	5,63	4,33	24,40	105,73	12,15	18 913,58	5 462,19	24 375,78
ΣKm=	16,89		ΣKm*di2 =	296,54				
F2x	56 740,75	FUERZA NIVEL 2 EN DIRECCION EL EJE "X", 100% DE LA CARGA SISMICA						T = Vy*ex + Vx*ey
ey1	1,17	EXCENTRICIDAD DE DISEÑO 1 EN EL EJE "Y"						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Distribución de fuerzas por marco nivel 1, eje "Y"

FUERZA POR MARCO EJE "Y", NIVEL 1								
MARCO	Km	di	Km*di	Km*di2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	5,91	-25,00	-147,73	3 693,16	-110,00	4 230,93	-1 057,73	3 173,20
B	5,91	-20,00	-118,18	2 363,62	-137,50	4 230,93	-846,19	3 384,75
C	5,91	-15,00	-88,64	1 329,54	-183,33	4 230,93	-634,64	3 596,29
D	5,91	-10,00	-59,09	590,91	-275,00	4 230,93	-423,09	3 807,84
E	5,91	-5,00	-29,55	147,73	-550,00	4 230,93	-211,55	4 019,39
F	5,91	0,00	0,00	0,00	INFINITO	4 230,93	0,00	4 230,93
G	5,91	5,00	29,55	147,73	550,00	4 230,93	211,55	4 442,48
H	5,91	10,00	59,09	590,91	275,00	4 230,93	423,09	4 654,03
I	5,91	15,00	88,64	1 329,54	183,33	4 230,93	634,64	4 865,57
J	5,91	20,00	118,18	2 363,62	137,50	4 230,93	846,19	5 077,12
K	5,91	25,00	147,73	3 693,16	110,00	4 230,93	1 057,73	5 288,66
ΣKm=	65,00		ΣKm*di2 =	16 249,91				
F2y	46 540,25	FUERZA NIVEL 2 EN DIRECCION DEL EJE "Y" 100% DE LA CARGA SISMICA						T = Vy*ex + Vx*ey
ex1	2,50	EXCENTRICIDAD DE DISEÑO 1 EN EL EJE "X"						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Distribución de fuerzas por marco nivel 1, eje "X"

FUERZA POR MARCO EJE "X" NIVEL 1									
MARCO	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	
1	21,67	-5,67	-122,78	695,74	-9,29	15 513,42	-5 858,77	9 654,65	
2	21,67	1,33	28,89	38,52	39,50	15 513,42	1 378,53	16 891,95	
3	21,67	4,33	93,89	406,85	12,15	15 513,42	4 480,24	19 993,65	
ΣKm=	65,00		ΣKm*di=	1 141,10					
F2x	46 540,25	FUERZA NIVEL 2 EN DIRECCION EL EJE "X", 30% DE LA CARGA SISMICA					T = Vy*ex + Vx*ey		
ey1	1,17	EXCENTRICIDAD DE DISEÑO 1 EN EL EJE "Y"							

Fuente: elaboración propia.

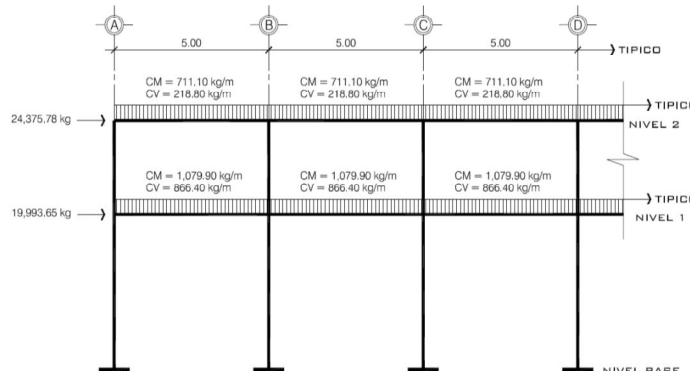
2.11. Análisis estructural

Es el proceso que busca encontrar las deformaciones y esfuerzos que se producen en los miembros de una estructura al ser sometida a cargas.

2.11.1. Modelos matemáticos de marcos típicos

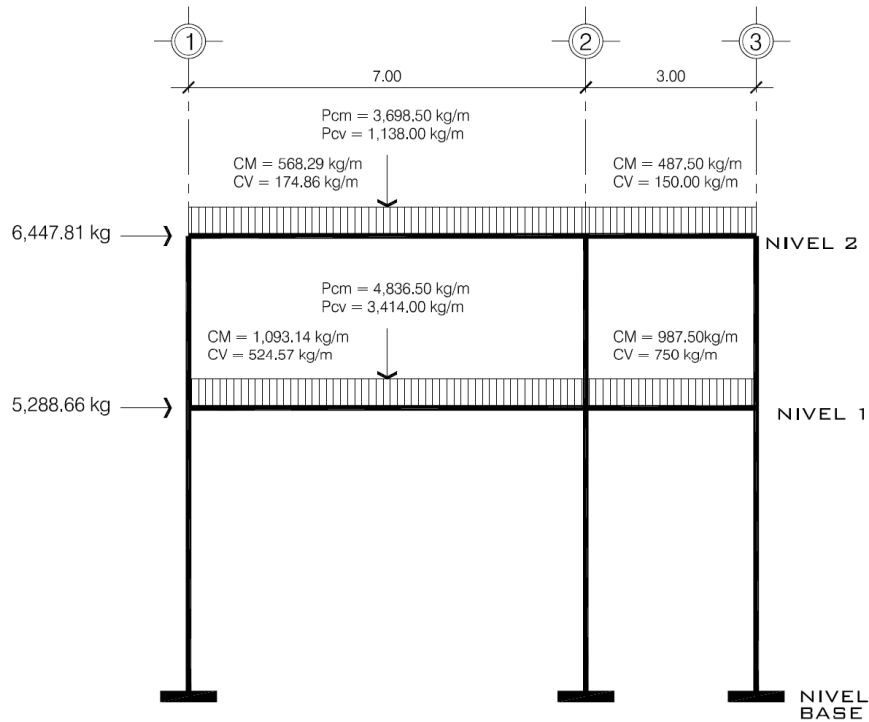
De la integración de cargas verticales y horizontales se obtienen los modelos matemáticos de los marcos. Las cargas verticales uniformemente distribuidas representan la acción de la carga muerta y carga viva, mientras que la carga lateral puntual representa la carga sísmica que afecta a cada marco.

Figura 19. Modelo matemático de marco típico, sentido "X"



Fuente: elaboración propia.

Figura 20. **Modelo matemático de marco típico, sentido “Y”**



Fuente: elaboración propia.

2.11.2. Análisis estructural usando el programa ETABS®

El análisis estructural de la estructura se realizó utilizando el programa ETABS®, que es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar los análisis dinámico y estático para edificaciones.

2.11.2.1. Resumen general del programa ETABS®

ETABS® *extended three dimensional analysis of building systems*, es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones.

Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos y los códigos internacionales de diseño, le permiten ser versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura, con aisladores en la base.

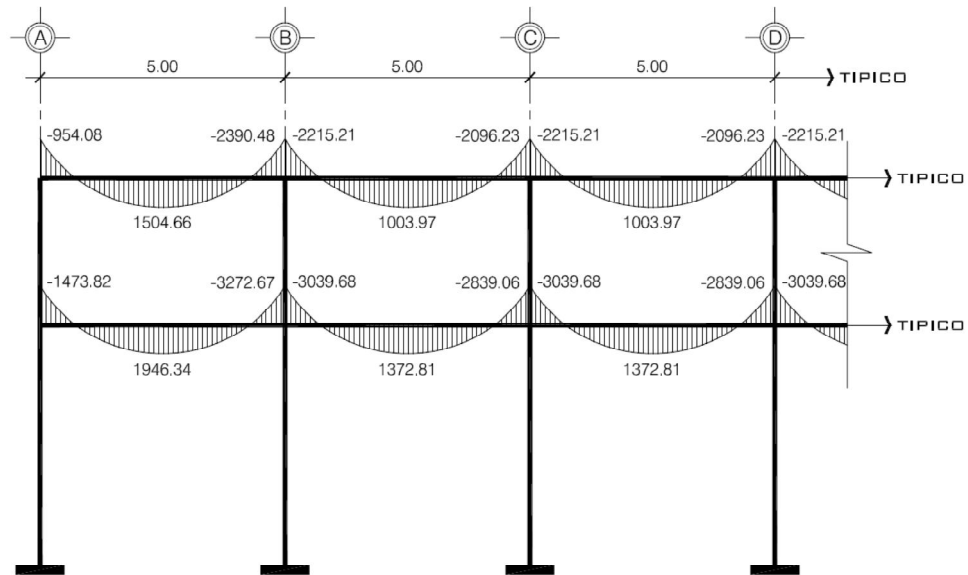
Los modelos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, entre otros, sistemas de marcos y losa compuesta, con aberturas y voladizos, sistemas de vigas de acero, marcos resistentes, complejos sistemas de paredes de corte, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, pisos de mezanine, sistemas de tijeras, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.

2.11.2.2. Resultados del análisis estructural de marcos típicos en eje “X” y eje “Y”

Los resultados del análisis estructural efectuado por computadora utilizando el programa ETABS® se presentan en las siguientes figuras. Se muestran los diagramas de momentos de vigas y columnas para los marcos típicos analizados en el sentido “X” y “Y”, respectivamente.

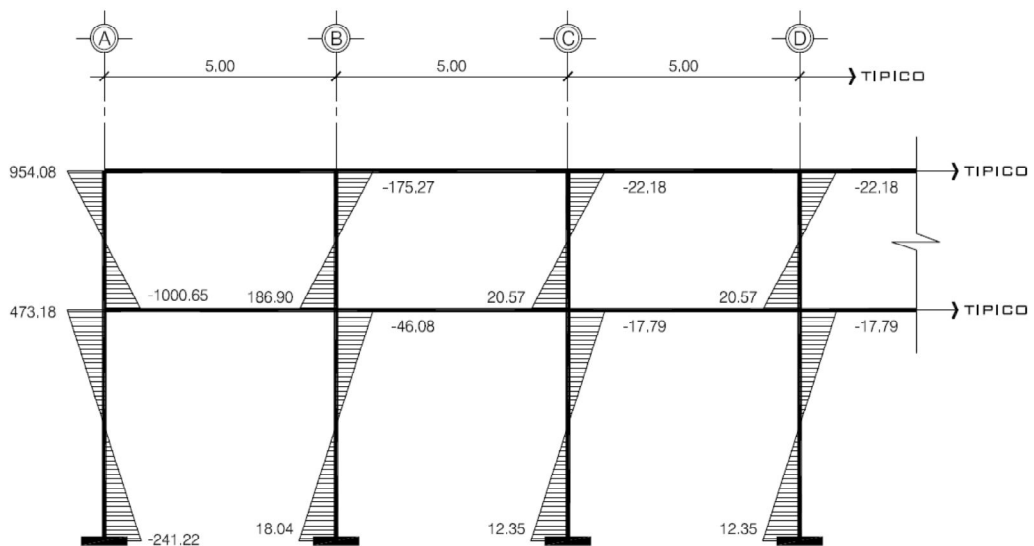
Los diagramas de momentos que se muestran están separados de acuerdo con cada estado de carga analizado, los cuales son: carga muerta, carga viva y carga sísmica.

Figura 21. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta, en marco típico "X" (kg-m)



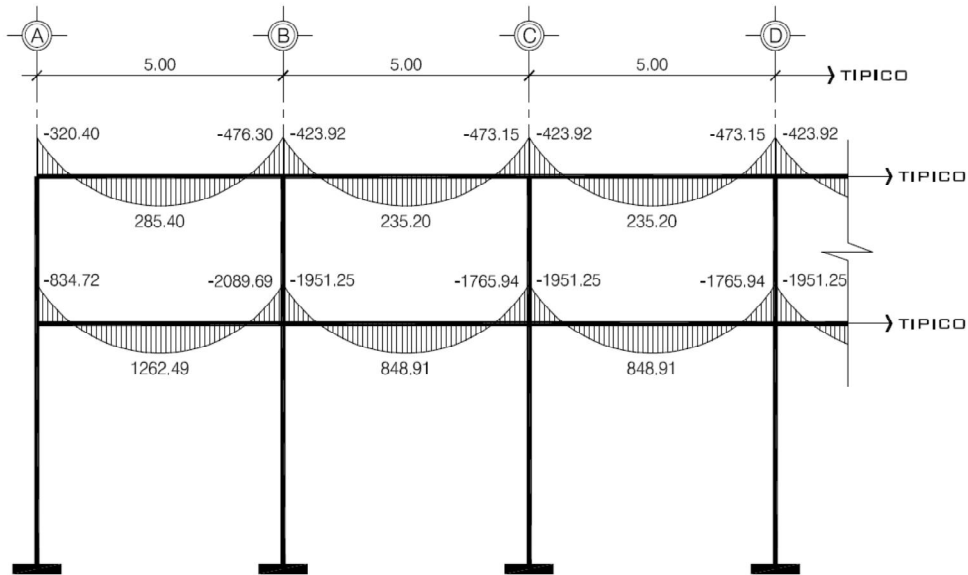
Fuente: elaboración propia.

Figura 22. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta, en marco típico "X" (kg-m)



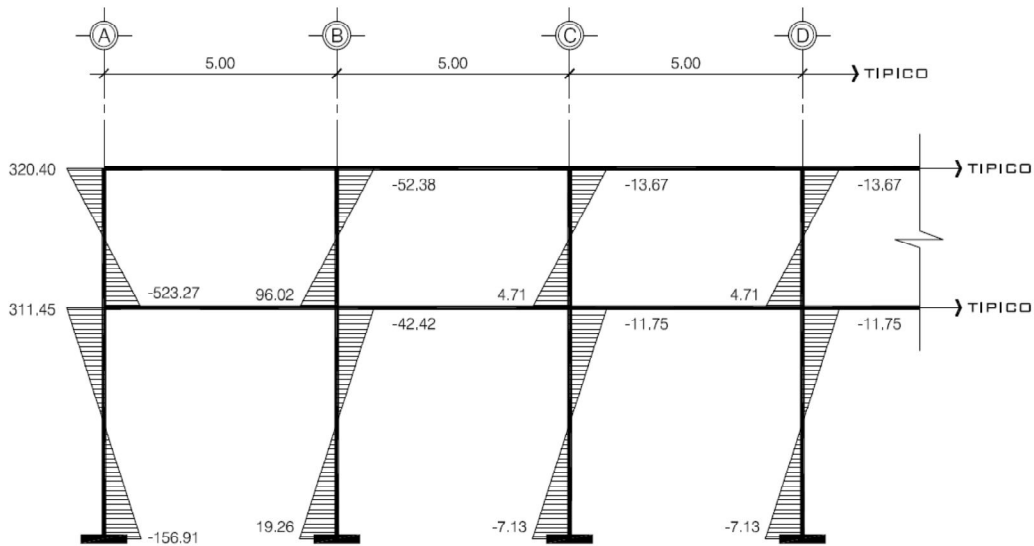
Fuente: elaboración propia.

Figura 23. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva, en marco típico "X" (kg-m)



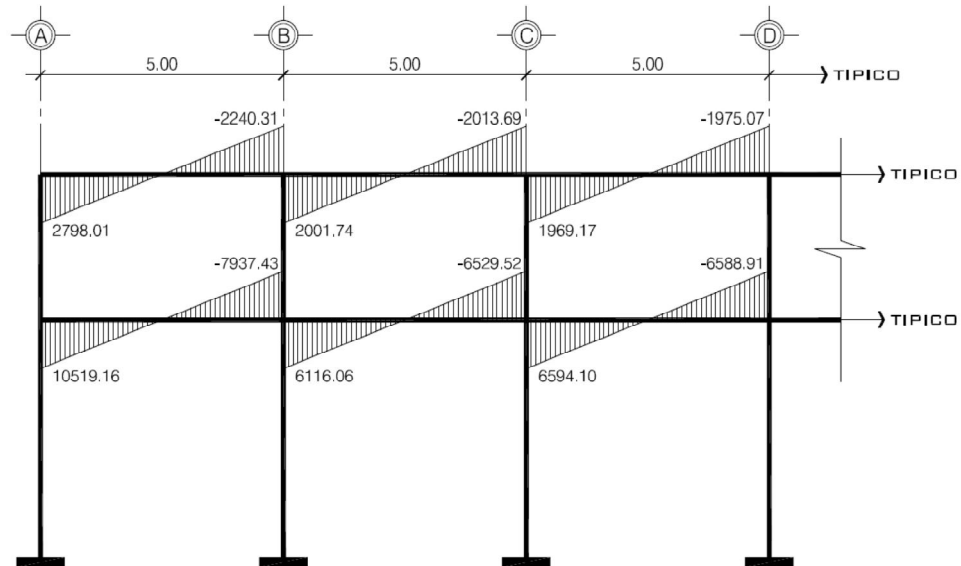
Fuente: elaboración propia.

Figura 24. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva, en marco típico "X" (kg-m)



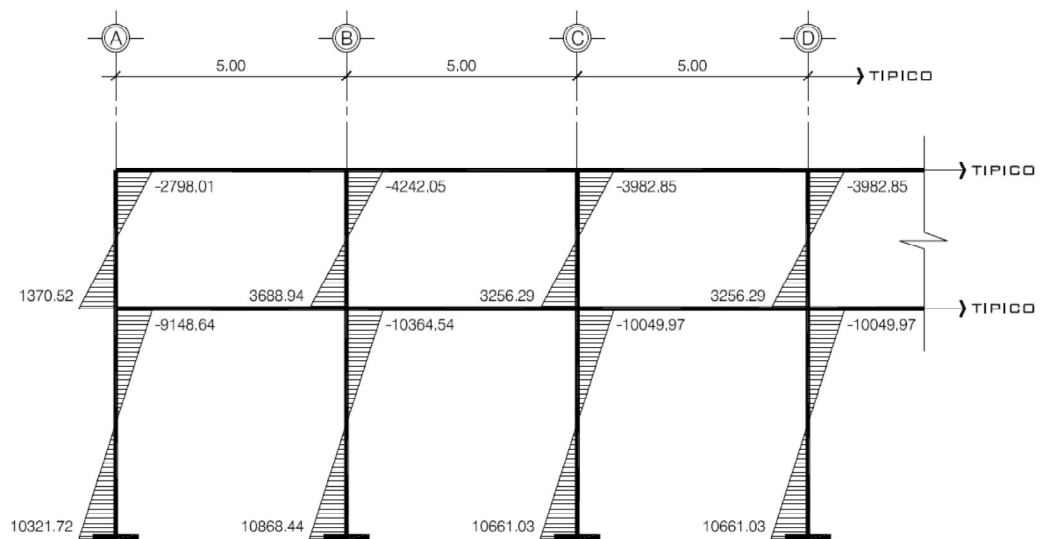
Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica, en marco típico "X" (kg-m)



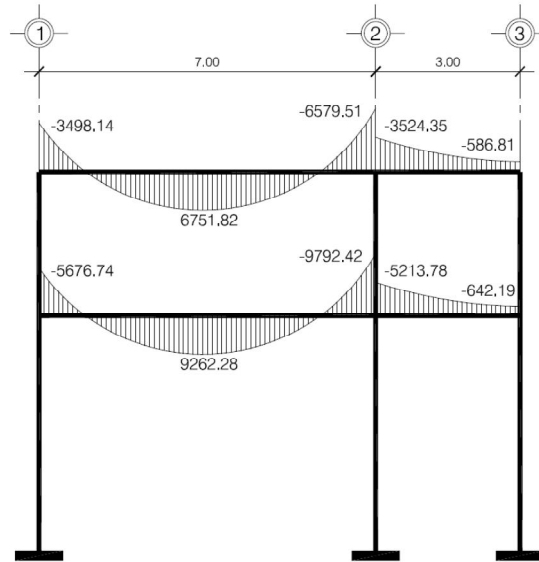
Fuente: elaboración propia.

Figura 26. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica, en marco típico "X" (kg-m)



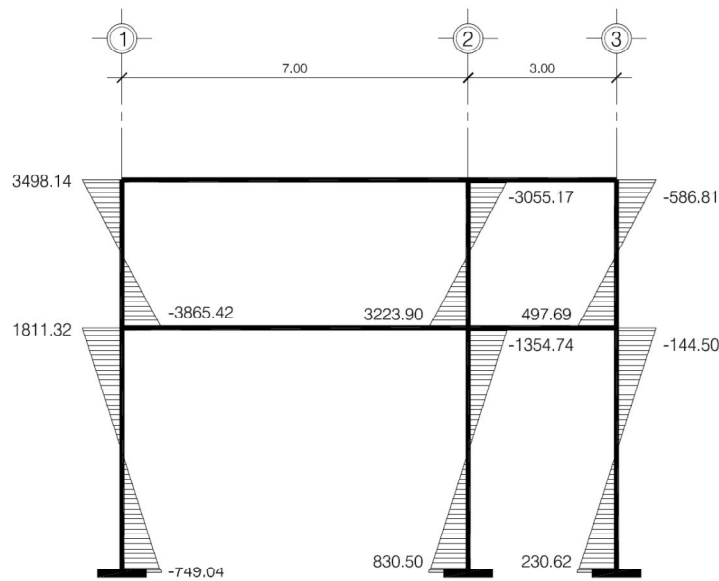
Fuente: elaboración propia.

Figura 27. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga muerta, en marco típico "Y" (kg-m)



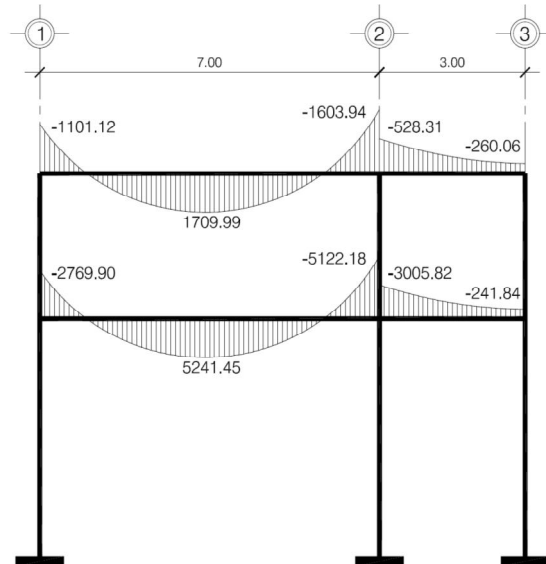
Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga muerta, en marco típico "Y" (kg-m)



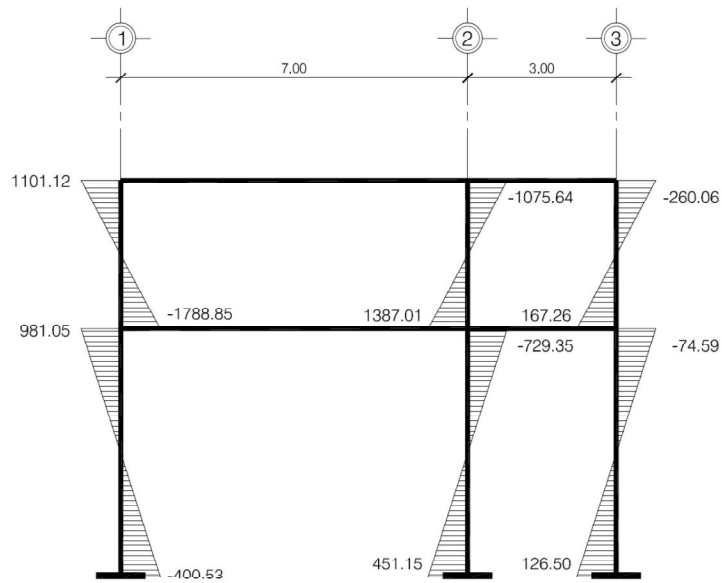
Fuente: elaboración propia.

Figura 29. **Diagrama de momentos en vigas, debido a carga viva, en marco típico "Y" (kg-m)**



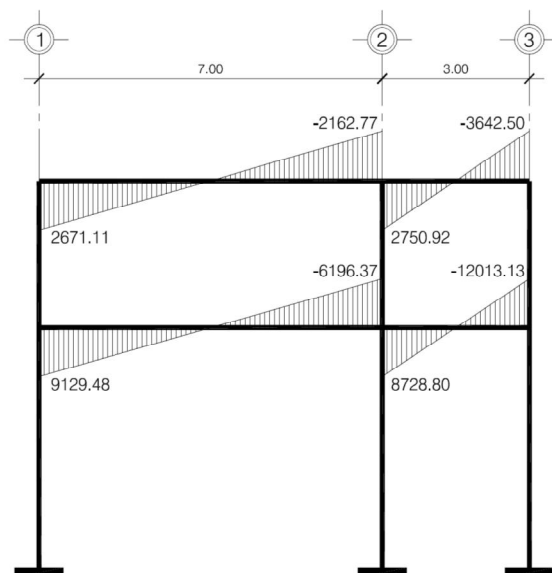
Fuente: elaboración propia.

Figura 30. **Diagrama de momentos en columnas, debido a carga viva, en marco típico "Y" (kg-m)**



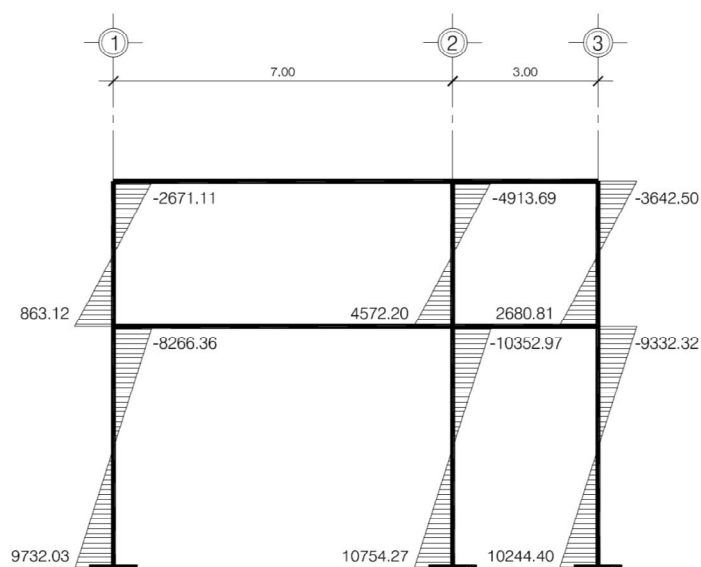
Fuente: elaboración propia.

Figura 31. Diagrama de momentos en vigas, debido a carga sísmica, en marco típico "Y" (kg-m)



Fuente: elaboración propia.

Figura 32. Diagrama de momentos en columnas, debido a carga sísmica, en marco típico "Y" (kg-m)



Fuente: elaboración propia.

2.11.3. Envolverte de momentos

La envolverte de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga sísmica.

2.11.3.1. Combinaciones de carga última

Para proceder con el diseño estructural del edificio, se tienen que considerar las distintas combinaciones de cargas dentro del análisis estructural, con el fin de determinar las condiciones más severas. Con estos valores se realiza el diseño de los elementos que componen la estructura (vigas, columnas y cimientos), de manera que estos puedan resistir las condiciones más críticas de carga a las que se verá sometida la estructura.

El ACI 318-05 en el inciso 9.2.1, exige que si se incluyen en el diseño los estados de carga mencionados anteriormente, deben aplicarse las siguientes combinaciones:

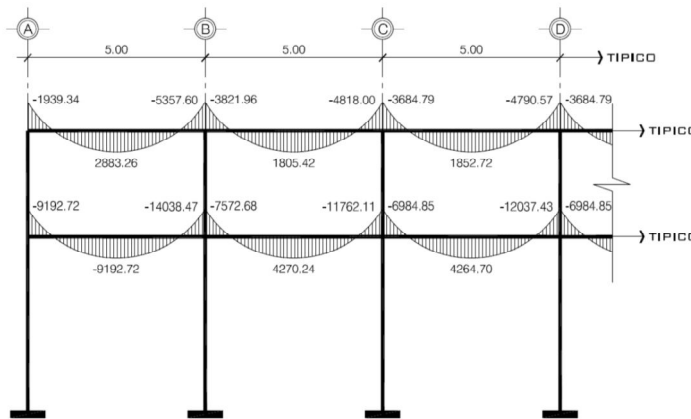
- $C1 = 1,4CM + 1,7CV$
- $C2 = 1,4CM + 1,0CV \pm 1,0S$
- $C3 = 0,9CM \pm 1,0S$

La variable CM representa la carga muerta, CV la carga viva y S la carga sísmica aplicada a la estructura. Los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente, o a los efectos internos de las cargas, calculadas a partir de las cargas de servicio.

2.11.3.2. Diagramas de momentos últimos

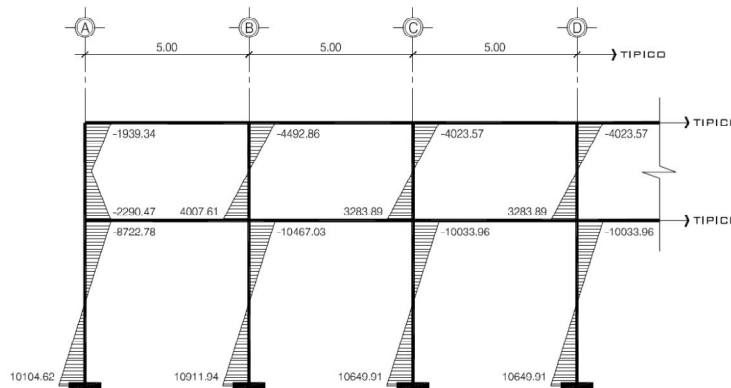
Usando las combinaciones de carga anteriores y el programa ETABS® se obtuvieron las respectivas envolventes de momentos de los marcos típicos en el sentido “X” y “Y”; los valores obtenidos son conocidos también como momentos últimos o de diseño.

Figura 33. Diagrama de momentos últimos en vigas, en marco típico “X” (kg-m)



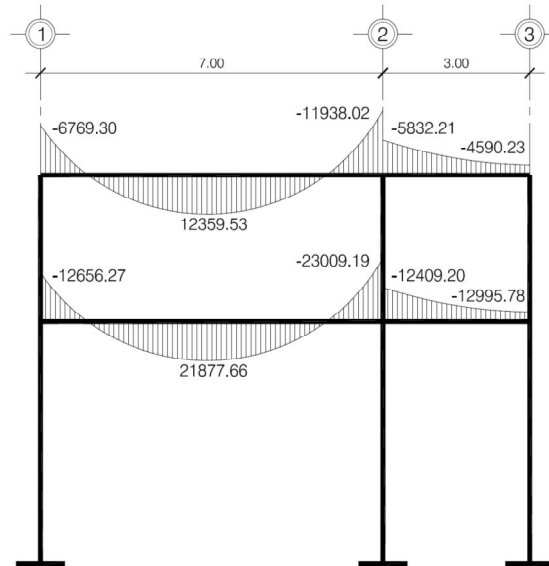
Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Diagrama de momentos últimos en columnas, en marco típico “X” (kg-m)



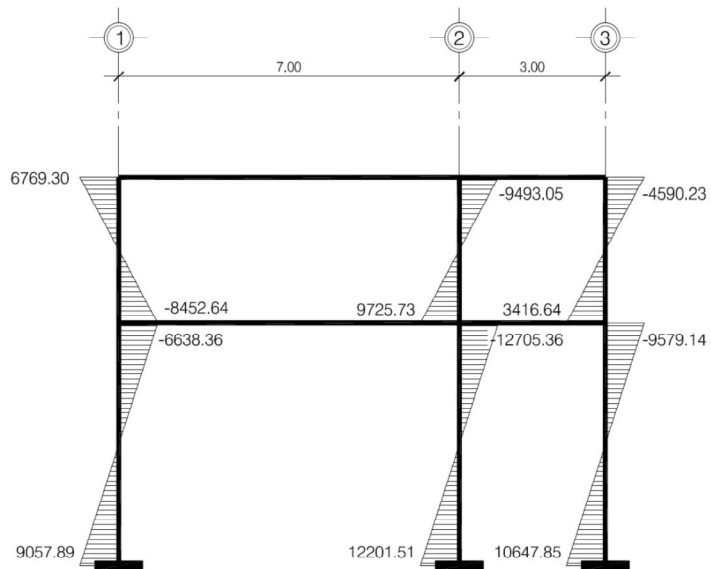
Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Diagrama de momentos últimos en vigas, en marco típico "Y" (kg-m)



Fuente: elaboración propia.

Figura 36. Diagrama de momentos últimos en columnas, en marco típico "Y" (kg-m)



Fuente: elaboración propia.

2.12. Diseño estructural

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las posibles cargas que puedan actuar durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Existen tres métodos utilizados para el diseño de estructuras, los cuales son:

- Diseño para cargas de servicio
- Diseño a la resistencia
- Diseño para estados límites

En este proyecto se utilizará el segundo de estos tres métodos, es decir el de diseño a la resistencia. Este método tiene como objetivo dimensionar los elementos, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio de la estructura.

Además, el método contempla factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, flexocompresión, torsión, etc).

2.12.1. Diseño de losas

Las losas serán diseñadas utilizando el método 3, establecido por el código ACI; dicho método, toma en cuenta la forma de trabajo de cada losa, los factores para el cálculo de momentos y el balanceo de los mismos.

2.12.1.1. Corte

- Losas del nivel 1

Datos:

Espesor de la losa (t) = 0,10 m

Según el inciso 2.10.2.1.3, numeral 2; las cargas en la losa son las siguientes:

$$CM = W_{\text{peso propio}} + W_{\text{piso}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{sobrecarga}}$$

$$CM = 240 \text{ kg/m}^2 + 120 \text{ kg/m}^2 + 25 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 425 \text{ kg/m}^2$$

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

$$U = 1,4CM + 1,7CV \rightarrow 1,4(425 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1\ 445 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 5,69 \text{ m}^2 (\text{lado largo})$$

$$\text{Área tributaria} = 3,06 \text{ m}^2 (\text{lado corto})$$

- Chequeo en sentido corto

$$V_{\text{act}} = \frac{3,06 \text{ m}^2 (1445 \text{ kg/m}^2)}{3,50 \text{ m}} \rightarrow V_{\text{act}} = 1\ 263,34 \text{ kg/m}$$

- Chequeo en sentido largo

$$V_{\text{act}} = \frac{5,69 \text{ m}^2 (1445 \text{ kg/m}^2)}{5,00 \text{ m}} \rightarrow V_{\text{act}} = 1\ 644,41 \text{ kg/m}$$

Según [ACI 11.3.1], se tiene:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'cbd} \quad \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte [ACI 9,3,2,3]}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (100 \text{ cm})(7 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 4\,032,225 \text{ kg/m}$$

Como $\phi V_c > V_{act}$ en ambos sentidos, chequea.

- Losas del nivel 2

Datos:

Espesor de la losa (t) = 0,10 m

Según el inciso 2.10.2.1.3. numeral 2; las cargas en la losa son las siguientes:

$$CM = W_{\text{peso propio}} + W_{\text{pañuelos}} + W_{\text{acabados}}$$

$$CM = 240 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 + 25 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 325 \text{ kg/m}^2$$

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

$$U = 1,4CM + 1,7CV \rightarrow 1,4(325 \text{ kg/m}^2) + 1,7(100 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 625 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 5,69 \text{ m}^2 \text{ (lado largo)}$$

$$\text{Área tributaria} = 3,06 \text{ m}^2 \text{ (lado corto)}$$

- Chequeo en sentido corto

$$V_{act} = \frac{3,06 \text{ m}^2 (625 \text{ kg/m}^2)}{3,50 \text{ m}} \rightarrow V_{act} = 546.43 \text{ kg/m}$$

- Chequeo en sentido largo

$$V_{act} = \frac{5,69 \text{ m}^2 (625 \text{ kg/m}^2)}{5,00 \text{ m}} \rightarrow V_{act} = 711.25 \text{ kg/m}$$

Según [ACI 11.3.1], se tiene:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'cbd} \quad \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte [ACI 9,3,2,3]}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (100 \text{ cm})(7 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 4\,032.225 \text{ kg/m}$$

Como $\phi V_c > V_{act}$ en ambos sentidos, chequea.

2.12.1.2. Flexión

Las losas se diseñan para trabajar principalmente a flexión, analizando franjas unitarias de losa como si fueran vigas anchas.

2.12.1.2.1. Análisis de losas nivel 1

- Análisis de losas en dos sentidos por el método 3 del ACI:

Losa tipo "A"

Datos:

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$CM = 425 \text{ kg/m}^2$$

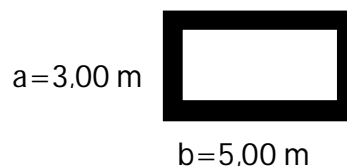
$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4(425 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2) = 595 \text{ kg/m}^2 + 850 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1\,445 \text{ kg/m}^2$$

- Franja unitaria

$$CU = (1,00 \text{ m})(1\,445 \text{ kg/m}^2) \rightarrow CU = 1\,445 \text{ kg/m}$$



$$m = \frac{a}{b} = 0,60, \text{ CASO 2 por los apoyos.}$$

- Sentido corto

$$Ma^- = Ca^- \omega l_a^2$$

$$Ma^- = (0,084)(1445 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma^- = 917,936 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Ma^+ = Ca^+ \omega_d l_a^2 + Ca^+ \omega_1 l_a^2$$

$$Ma^+ = (0,035)(595 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2 + (0,062)(850 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma^+ = 556,033 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

○ Sentido largo

$$M_b^- = C_b^- \omega l_b^2$$

$$M_b^- = (0,007)(1445 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^- = 228,219 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_b^+ = C_b^+ \omega_d l_b^2 + C_b^+ \omega_l l_b^2$$

$$M_b^+ = (0,003)(595 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2 + (0,006)(850 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^+ = 155,343 \text{ kg} * \text{m}$$

Losa tipo "B"

Datos:

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$CM = 425 \text{ kg/m}^2$$

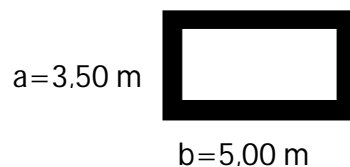
$$CV = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4(425 \text{ kg/m}^2) + 1,7(300 \text{ kg/m}^2) = 595 \text{ kg/m}^2 + 510 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1105 \text{ kg/m}^2$$

○ Franja unitaria

$$CU = (1,00 \text{ m})(1105 \text{ kg/m}^2) \rightarrow CU = 1105 \text{ kg/m}$$



$$m = \frac{a}{b} = 0,70, \text{ CASO 2 por los apoyos.}$$

○ Sentido corto

$$M_a^- = C_a^- \omega l_a^2$$

$$M_a^- = (0,077)(1105 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2$$

$$M_a^- = 926,576 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_a^+ = C_a^+ \omega_d l_a^2 + C_a^+ \omega_l l_a^2$$

$$M_a^+ = (0,032)(595 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2 + (0,053)(510 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2$$

$$M_a^+ = 501,702 \text{ kg} * \text{m}$$

- Sentido largo

$$M_b^- = C_b^- \omega l_b^2$$

$$M_b^- = (0,014)(1105 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^- = 349,042 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_b^+ = C_b^+ \omega_d l_b^2 + C_b^+ \omega_1 l_b^2$$

$$M_b^+ = (0,006)(595 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2 + (0,010)(510 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^+ = 195,617 \text{ kg} * \text{m}$$

- Balance de momentos

Si $M_1 > 0,8M_2 \rightarrow$ se balancea por promedio de momentos

Si $M_1 < 0,8M_2 \rightarrow$ se balancea por rigidez

$$M_1 = 917,936 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_2 = 926,576 \text{ kg} * \text{m}$$

$$0,80(926,576 \text{ kg} * \text{m}) = 741,260 \text{ kg} * \text{m}$$

$741,260 \text{ kgm} < 917,936 \text{ kg} * \text{m} \therefore$ se balancean por promedio de momentos

- Promedio de momentos

$$\bar{M} = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{926,576 \text{ kg} * \text{m} + 917,936 \text{ kg} * \text{m}}{2}$$

$$\bar{M} = 922,256 \text{ kg} * \text{m}$$

2.12.1.2.2. Diseño de losas nivel 1

- Diseño de losas (método 3 ACI)

- Recubrimiento (r): 2,5 cm [ACI 7.7.1]
- Refuerzo propuesto: No. 3 (0,71 cm²)
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (40000 psi)
- $b = 100 \text{ cm}$ (franja unitaria)
- $h = 10,00 \text{ cm}$
- Peralte efectivo cama inferior (momento negativo):
 $d = h - r - \phi/2$
 $d = 10 - 2,5 - 0,95 \text{ cm}/2$
 $d = 7,024 \text{ cm} \rightarrow d = 7,00 \text{ cm}$
- Peralte efectivo cama superior (momento positivo):
 $d^* = d - \phi$
 $d^* = 7,00 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm}$
 $d^* = 6,072 \text{ cm} \rightarrow d^* = 6,00 \text{ cm}$

- Refuerzo mínimo [ACI 7.12.1]

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} b d \\ A_{s_{\min}} &= 0,005(100 \text{ cm})(7 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 3,50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Espaciamiento [ACI 13.3.2]

$$S < 2t \rightarrow \begin{aligned} S_{\max} &= 2(10 \text{ cm}) \\ S_{\max} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Espaciamiento del esfuerzo mínimo

$$\frac{3,50 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$$S = 20,29 \text{ cm} > S_{\max} \quad \therefore \text{usar } S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

Nuevo refuerzo mínimo:

$$\frac{x \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= 3,55 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\min} &= 0,00507 \end{aligned}$$

- Momento resistido por el esfuerzo mínimo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \quad \phi = 0,90 \text{ [ACI 9,3,2,1]}$$

$$\phi M_n = (0,90)(0,00507)(2\ 810)(100)(7)^2 \left(1 - 0,59(0,00507) \frac{2\ 810}{210} \right)$$

$$\phi M_n = 6\ 1067,10 \text{ kgcm} = 610,67 \text{ kgm}$$

- Áreas de acero requeridas

Se usará la expresión para el área de acero, usando refuerzo No.3:

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u(b)}{0,003825 f'_c}} \right] \quad \therefore \quad \begin{array}{l} b, d \text{ esta en cm} \\ M_u \text{ esta en kgm} \\ f'_c, f_y \text{ esta en kg/cm}^2 \\ A_s \text{ esta en cm}^2 \end{array}$$

$$\frac{A_s \text{ requerida cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{5 \text{ cm}}$$

- Sentido corto

Momento = 926,576 kg * m

Acero requerido = 5,58 cm² > A_{s min} → colocar A_s = 5,58 cm² @ 0,127 m

Momento = 922,256 kg * m

Acero requerido = 5,56 cm² > A_{s min} → colocar A_s = 5,56 cm² @ 0,128 m

- Sentido largo

Momento = 349,042 kg * m

Acero requerido = 2,37 cm² < A_{s min} → colocar A_{s min} = 3,55 cm² @ 0,20 m

- Propuesta de armado final

Usar No. 3 @ 0,10 m, en el sentido corto.

Usar No. 3 @ 0,20 m, en el sentido largo.

Ver detalle de armado de losas en figura 37

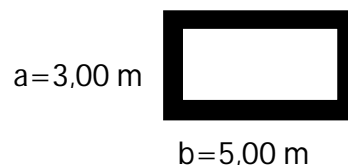
2.12.1.2.3. Análisis de losas nivel 2

- Análisis losas en dos sentidos por el método 3 del ACI

Losa tipo "A"

- Franja unitaria

$$CU = (1,00 \text{ m})(625 \text{ kg/m}^2) \rightarrow CU = 625 \text{ kg/m}$$



$$m = \frac{a}{b} = 0,60, \text{ CASO 2 por los apoyos.}$$

- Sentido corto

$$Ma^- = Ca^- \omega l_a^2$$

$$Ma^- = (0,084)(625 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma^- = 397,03 \text{ kgm}$$

$$Ma^+ = Ca^+ \omega_d l_a^2 + Ca^+ \omega_l l_a^2$$

$$Ma^+ = (0,035)(455 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2 + (0,062)(170 \text{ kg/m})(2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma^+ = 200,14 \text{ kgm}$$

- Sentido largo

$$M_b^- = C_b^- \omega l_b^2$$

$$M_b^- = (0,007)(625 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^- = 98,71 \text{ kgm}$$

$$M_b^+ = C_b^+ \omega_d l_b^2 + C_b^+ \omega_l l_b^2$$

$$M_b^+ = (0,003)(455 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2 + (0,006)(170 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^+ = 53,81 \text{ kgm}$$

Losa tipo "B"

- Franja unitaria

$$CU = (1,00 \text{ m})(625 \text{ kg/m}^2) \rightarrow CU = 625 \text{ kg/m}$$

$$m = \frac{a}{b} = 0,70, \text{ CASO 2 por los apoyos.} \quad a=3,50$$



b=5,00

- Sentido corto

$$Ma^- = Ca^- \omega l_a^2$$

$$Ma^- = (0,077)(625 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2$$

$$Ma^- = 524,08 \text{ kgm}$$

$$Ma^+ = Ca^+ \omega_d l_a^2 + Ca^+ \omega_1 l_a^2$$

$$Ma^+ = (0,032)(455 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2 + (0,053)(170 \text{ kg/m})(3,30 \text{ m})^2$$

$$Ma^+ = 256,67 \text{ kgm}$$

- Sentido largo

$$M_b^- = C_b^- \omega l_b^2$$

$$M_b^- = (0,014)(625 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^- = 197,42 \text{ kgm}$$

$$M_b^+ = C_b^+ \omega_d l_b^2 + C_b^+ \omega_1 l_b^2$$

$$M_b^+ = (0,006)(455 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2 + (0,010)(170 \text{ kg/m})(4,75 \text{ m})^2$$

$$M_b^+ = 99,95 \text{ kgm}$$

- Balanceo de momentos

Si $M_1 > 0,8M_2 \rightarrow$ se balancea por promedio de momentos

Si $M_1 < 0,8M_2 \rightarrow$ se balancea por rigidez

$$M_1 = 397,03 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 524,08 \text{ kgm}$$

$$0,80(524,08 \text{ kgm}) = 419,26 \text{ kgm}$$

$397,03 \text{ kgm} < 419,26 \text{ kgm} \therefore$ se balancean por rigidez

- Rigidez

$$\kappa = \frac{1}{I} \rightarrow \begin{array}{l} \text{losa A: } 1/2,75 = 0,3636 \\ \text{losa B: } 1/3,30 = 0,3030 \\ \sum \kappa = 0,6666 \end{array}$$

- Factores de distribución

$$D_{ij} = \frac{K_i}{\sum K_{ij}}, \quad \sum D_{ij} = 1 \quad \therefore \begin{array}{l} D_1 = \frac{0,3636}{0,6666} = 0,545 \\ D_2 = \frac{0,3030}{0,6666} = 0,455 \end{array}$$

$$\text{Losla A} = (524,08 \text{ kgm} - 397,03 \text{ kgm})(0,545) = 466,27 \text{ kgm}$$

$$\text{Losla B} = (524,08 \text{ kgm} - 397,03 \text{ kgm})(0,455) = 466,27 \text{ kgm}$$

2.12.1.2.4. Diseño de losas nivel 2

- Diseño de losas (método 3 ACI)

- Valores de diseño

Recubrimiento (r): 2,5 cm [ACI 7.7.1]

Refuerzo propuesto: No. 3 (0,71 cm²)

f'c = 210 kg/cm²

fy = 2 810 kg/cm² (40000 psi)

b = 100 cm (franja unitaria)

h = 10,00 cm

Peralte efectivo cama inferior (momento negativo):

$$d = h - r - \emptyset/2$$

$$d = 10 - 2,5 - 0,95 \text{ cm}/2$$

$$d = 7,024 \text{ cm} \rightarrow d = 7,00 \text{ cm}$$

Peralte efectivo cama superior (momento positivo):

$$d^* = d - \emptyset$$

$$d^* = 7,00 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm}$$

$$d^* = 6,072 \text{ cm} \rightarrow d^* = 6,00 \text{ cm}$$

- Refuerzo mínimo [ACI7.12.1]

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{S_{\min}} &= \rho_{\min} b d \\ A_{S_{\min}} &= 0,005(100 \text{ cm})(7 \text{ cm}) \\ A_{S_{\min}} &= 3,50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Espaciamiento [ACI 13.3.2]

$$S < 2t \rightarrow \begin{aligned} S_{\max} &= 2(10 \text{ cm}) \\ S_{\max} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Espaciamiento del refuerzo mínimo

$$\frac{1,40 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}} \rightarrow S = 50,71 \text{ cm}$$

$$S = 50,71 \text{ cm} > S_{\max} \quad \therefore \text{ usar } S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

Nuevo refuerzo mínimo:

$$\frac{x \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} \rightarrow \begin{aligned} A_{S_{\min}} &= 3,55 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\min} &= 0,00507 \end{aligned}$$

- Áreas de acero requeridas

Se usará la expresión para el área de acero:

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \frac{M_u(b)}{0,003825 f'_c}} \right] \quad \therefore \begin{aligned} b, d \text{ está en cm} \\ M_u \text{ está en kgm} \\ f'_c, f_y \text{ está en kg/cm}^2 \\ A_s \text{ está en cm}^2 \end{aligned}$$

Se usará la expresión siguiente para el espaciamiento, usando refuerzo No.3:

$$\frac{A_s \text{ requerida cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

- Sentido corto

Momento = 466,27 kg * m

Acero requerido = 2,72 cm² < A_{S_{min}} → colocar A_{S_{min}} = 3,55 cm² @ 0,20 m

Momento = 524,08 kg * m

Acero requerido = 3,07 cm² < A_{S_{min}} → colocar A_{S_{min}} = 3,55 cm² @ 0,20 m

- o Sentido largo

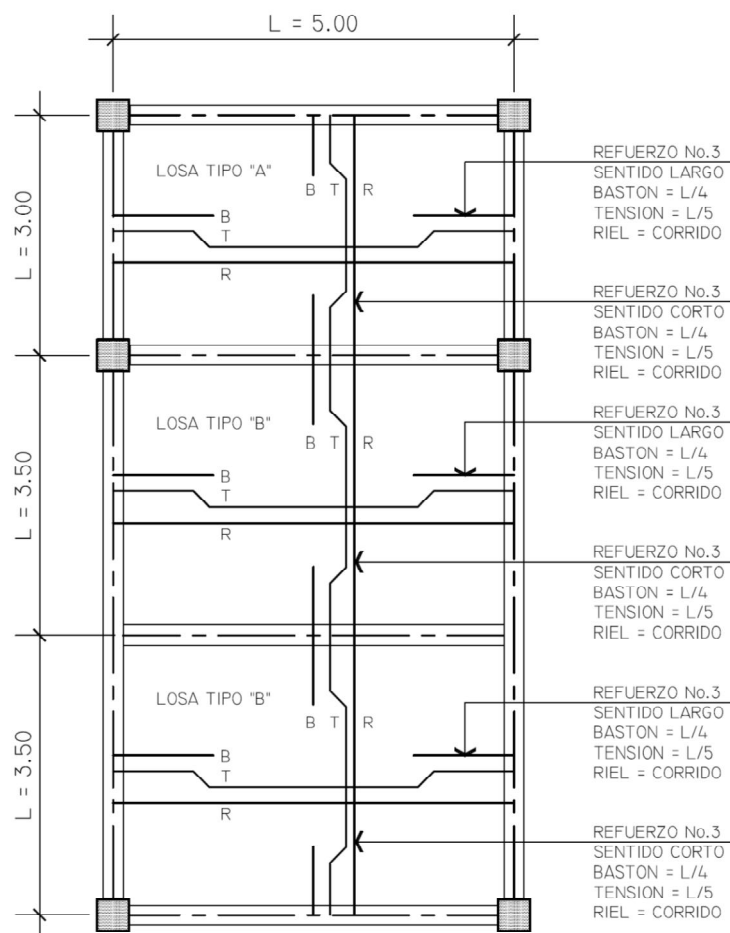
Momento = 197,42 kg * m

Acero requerido = 1,32 cm² < A_{s_min} → colocar A_{s_min} = 3,55 cm² @ 0,20 m

- o Propuesta de armado final

Usar No. 3 @ 0,20 m, en todas las losas del segundo nivel.

Figura 37. **Detalle de armado de losas típicas**



Fuente: elaboración propia.

2.12.2. Diseño de vigas

Las vigas se diseñan para resistir principalmente los esfuerzos de flexión y corte provocados por las combinaciones más críticas de cargas; aunque también pueden resistir esfuerzos de torsión y deformaciones plásticas.

2.12.2.1. Diseño de vigas principales

- Diseño de vigas principales para el marco eje b, primer nivel

- Recubrimiento (r) = 4,00 cm [ACI 7.7.1]
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)
- $f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40)
- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 50 \text{ cm}$

- Peralte efectivo

Peralte efectivo cama superior (momento negativo):

$$d = h - r - db_{\text{est}} - \frac{\emptyset}{2}, \text{ se propone usar diámetros no mayores a No. 8 } (\emptyset = 1 \text{ plg}).$$
$$d = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} - 2,54 \text{ cm}/2 \rightarrow d = 43,78 \text{ cm}$$

- Refuerzo mínimo [ACI 7.12.1]

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2 810 \text{ kg/cm}^2} = 0,005$$

$$\rightarrow \begin{aligned} A_{S_{\text{min}}} &= \rho_{\text{min}} b d \\ A_{S_{\text{min}}} &= 0,005 (25 \text{ cm}) (43,78 \text{ cm}) = 5,45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Momento resistido por el refuerzo mínimo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \phi = 0,90 \text{ [ACI 9,3,2,1]}$$

$$\varphi M_n = (0,90)(0,00498)(2\ 810)(25\text{ cm})(43,78)^2(1 - 0,59(0,00498)(2\ 810/210))$$

$$\varphi M_n = 579\ 762,73\text{ kg} * \text{cm} = 5\ 797,63\text{ kg} * \text{m}$$

Para cualquier momento menor, se colocará acero mínimo, de esta manera se asegurará la falla a tensión.

- Refuerzo máximo [ACI 21.3.2.1]

$$\rho_{\text{mAX}} = 0,0250 \rightarrow A_{\text{S}_{\text{mAX}}} = \rho_{\text{mAX}}bd = 0,025(25\text{ cm})(43,78\text{ cm}) = 27,36\text{ cm}^2$$

- Momento resistido por el refuerzo máximo

$$\varphi M_n = \varphi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad \therefore \varphi = 0,90 \text{ [ACI 9.3.2.1]}$$

$$\varphi M_n = (0,90)(0,025)(2\ 810)(25)(43,78)^2 \left(1 - 0,59(0,025) \frac{2\ 810}{210}\right)$$

$$\varphi M_n = 3\ 029\ 564,80\text{ kg} * \text{cm} = 30\ 295,65\text{ kg} * \text{m}$$

Cualquier momento mayor, necesitará refuerzo a compresión o cambio de sección.

- Área de acero requerida

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'_c}} \right] \quad \therefore \begin{array}{l} b, d \text{ esta en cm} \\ Mu \text{ esta en kgm} \\ f'_c, f_y \text{ esta en kg/cm}^2 \\ A_s \text{ esta en cm}^2 \end{array}$$

- Diseño a flexión viga tramo eje 1 – eje 2

$$M(-)_{\text{izq}} = 12\ 656,27\text{ kg} * \text{m} < \varphi M_{\text{max}}$$

$$\text{Acero requerido} = 12,57\text{ cm}^2 > A_{\text{S}_{\text{min}}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 + 2\#7 \text{ (corridas)} [13,41\text{ cm}^2]$$

$$M(-)_{\text{der}} = 23\ 009,19\text{ kg} * \text{m} < \varphi M_{\text{max}}$$

$$\text{Acero requerido} = 25,43\text{ cm}^2 > A_{\text{S}_{\text{min}}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 + 2\#7 \text{ (corridas)} + 3\#8 \text{ (bastón)} [28,61\text{ cm}^2]$$

$$M(+) = 21\ 877,66\text{ kg} * \text{m} < \varphi M_{\text{max}}$$

$$\text{Acero requerido} = 23,85\text{ cm}^2 > A_{\text{S}_{\text{min}}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 3\#6 + 2\#7 \text{ (corridas)} + 2\#7 \text{ (bastón)} [23,98\text{ cm}^2]$$

- Diseño a flexión viga tramo eje 2 – eje 3

$$M(-)_{izq} = 12\,409,20 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 12,29 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 + 2\#7 \text{ (corridas)} [13,41 \text{ cm}^2]$$

$$M(-)_{der} = 12\,995,78 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 12,94 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 + 2\#7 \text{ (corridas)} [13,41 \text{ cm}^2]$$

$$M(+) = 4\,190,29 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\min}$$

$$\text{Acero requerido} = 5,45 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 \text{ (corridas)} [5,67 \text{ cm}^2]$$

En el capítulo 21, la sección 21.2.2. ACI 2005, se establece lo siguiente:

- Nudos: la resistencia a momento positivo debe ser por lo menos el 50% del acero suministrado para momento negativo en esa misma cara.
- En cualquier sección de la viga: se debe proveer por lo menos el 25% del acero suministrado para momento máximo en la viga en la cara de cualquier de los nudos.

Entonces, el armado cumple con los requisitos del capítulo 21, del ACI 2005.

- Longitudes de desarrollo

Según el ACI se tomará la longitud de desarrollo de bastones y tensiones como sigue:

$$l_d \text{ para barra No, 6} = 0,51 \text{ m}$$

$$l_d \text{ para barra No, 7} = 0,69 \text{ m}$$

$$l_d \text{ para barra No, 8} = 0,75 \text{ m}$$

- Diseño a corte viga tramo eje 1 – eje 2

- El corte actuante en la viga

$$V_u = 1\,7658,91 \text{ kg (del diagrama de cortes últimos).}$$

- El corte resistido por el concreto

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d \quad [\text{ACI 11.3.1.1}] \quad \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte } [\text{ACI 9.3.2.3}]$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (25 \text{ cm}) (43,78 \text{ cm}) \rightarrow \phi V_c = 6\,304,67 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi V_c < V_u \rightarrow \text{necesita refuerzo a corte}$$

- Corte de diseño

En ACI 11.1.3.1, se permite diseñar con el cortante inducido a una distancia “d” del apoyo, relación de triángulos del diagrama de corte se tiene:

$$V_{\text{diseño}} = 1\,5424,24 \text{ kg}$$

- Corte resistido por el acero de refuerzo vertical (estribos)

$$\text{Si } V_u = \phi V_c + \phi V_s \rightarrow \phi V_s = V_u - \phi V_c \quad \therefore V_u = V_{\text{diseño}} \quad [\text{ACI 11.1.1}]$$

$$\phi V_s = 15\,424,24 \text{ kg} - 6\,304,67 \text{ kg}$$

$$\phi V_s = 9\,119,57 \text{ kg}$$

$$\phi V_s \leq 2,2 \phi \sqrt{f'_c} b d \quad [\text{ACI 11.5.7.9}]$$

$$\phi V_{s \text{ max}} = 2,2(0,75) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (25 \text{ cm}) (43,78 \text{ cm})$$

$$\phi V_{s \text{ max}} = 26\,170,34 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi V_s < \phi V_{s \text{ max}}$$

- Requisitos del refuerzo a corte del capítulo 21:
 - Es necesario colocar refuerzo a corte hasta donde ϕV_c sea capaz de resistir el esfuerzo cortante actuante. Por relación de triángulos esta distancia es 1,25 m (medido desde el eje a ambos lados).
 - Donde $\phi V_c > V_{act}$ se colocará refuerzo a separación máxima.
 - Se colocará refuerzo a confinamiento en una distancia $2h = 2(50 \text{ cm}) = 100 \text{ cm}$, medido desde la cara interna del nudo.
 - Debido a la carga puntual inducida en la viga principal por la viga secundaria, se necesita refuerzo a confinamiento a una distancia igual a $2h = 2(50 \text{ cm}) = 100 \text{ cm}$, en el centro del claro.
 - Espaciamiento del refuerzo vertical

Como $\phi V_s < 2\phi V_c$ [ACI 11.5.5.3], el espaciamiento máximo será el menor de:

$$\frac{d}{2} = \frac{47,38 \text{ cm}}{2} = 21,89 \text{ cm}$$

$$600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

- Espaciamiento del refuerzo vertical en zona de confinamiento

[ACI 21.3.3.2], el espaciamiento será el menor de:

$$\frac{d}{4} = \frac{47,38 \text{ cm}}{4} = 10,95 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8(1,9 \text{ cm}) = 15,20 \text{ cm} \quad [\text{barra No. 6}]$$

$$24d_{b \text{ est}} = 24(0,95 \text{ cm}) = 22,80 \text{ cm}$$

$$300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{\max \text{ conf}} = 10 \text{ cm}$$

- Diseño a corte viga tramo eje 2 – eje 3

- El corte actuante en la viga

$$V_u = 8\,315,92 \text{ kg (del diagrama de cortes últimos).}$$

- El corte resistido por el concreto

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_{cb}} d \quad [\text{ACI 11.3.1.1}] \quad \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte } [\text{ACI 9.3.2.3}]$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (25 \text{ cm}) (43,78 \text{ cm}) \rightarrow \phi V_c = 6\,304,67 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi V_c < V_u \rightarrow \text{necesita refuerzo a corte}$$

- Corte de diseño

En ACI 11.1.3.1, se permite diseñar con el cortante inducido a una distancia “d” del apoyo, la cual por relación de triángulos del diagrama se tiene:

$$V_{\text{diseño}} = 5\,888,78 \text{ kg}$$

- Espaciamiento del refuerzo vertical

Como $\phi V_c > V_{\text{act}}$, se colocará refuerzo a corte con separación máxima.

Como $\phi V_s < 2\phi V_c$ [ACI 11.5.5.3], el espaciamiento máximo será el menor:

$$\frac{d}{2} = \frac{47,38 \text{ cm}}{2} = 21,89 \text{ cm}$$

$$600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{\text{max}} = 20 \text{ cm}$$

- Espaciamiento del refuerzo vertical en zona de confinamiento

[ACI 21,3,3,2], el espaciamiento será el menor de:

$$\frac{d}{4} = \frac{47,38 \text{ cm}}{4} = 10,95 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8(1,9 \text{ cm}) = 15,20 \text{ cm} \quad [\text{barra No. 6}]$$

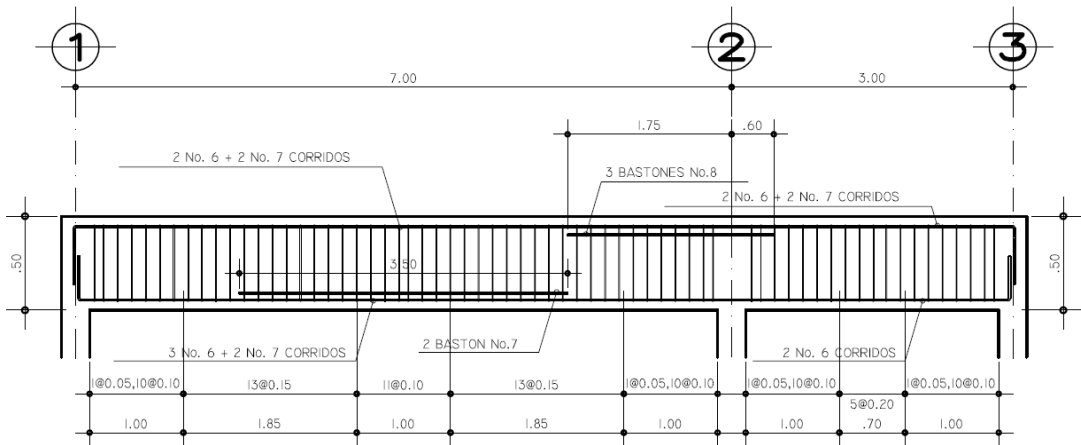
$$24d_{b \text{ est}} = 24(0,95 \text{ cm}) = 22,80 \text{ cm}$$

$$300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

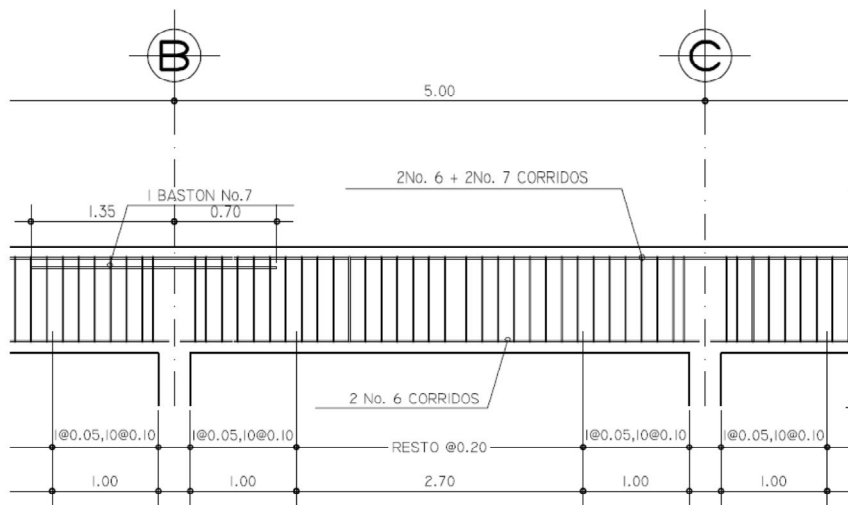
$$\therefore S_{\text{max conf}} = 10 \text{ cm}$$

Figura 38. Detalle de armado de vigas típicas

Vigas típicas en marcos sentido "Y"



Vigas típicas en marcos sentido "X"



Fuente: elaboración propia.

Las vigas de los marcos sobre los ejes restantes, tanto del primer como del segundo nivel, fueron diseñadas siguiendo el mismo procedimiento utilizado anteriormente; el resultado de dichos diseños se encuentra plasmado en los planos constructivos del proyecto.

2.12.2.2. Diseño de vigas secundarias tipo "T"

- Diseño a flexión de vigas secundarias para primer nivel

- Datos de diseño

- ✓ Longitud de viga: $l_v = 5,00 \text{ m}$
- ✓ Área tributaria: $A_t = 11,38 \text{ m}^2$
- ✓ Peso propio de la viga T = $\left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (0,15 \text{ m})(0,30 \text{ m}) \rightarrow PP_{\text{vigaT}} = 108 \text{ kg/m}$
- ✓ Carga viva = 300 kg/m^2
- ✓ Carga muerta = 425 kg/m^2
- ✓ Recubrimiento (r): $4,00 \text{ cm}$ [ACI 7,7,1]
- ✓ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)
- ✓ $f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40)
- ✓ $b_w = 15 \text{ cm}$
- ✓ $b = 1,25 \text{ m}$
- ✓ $h = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h_f = 10 \text{ cm}$
- ✓ $d = 26 \text{ cm} \rightarrow \begin{matrix} b/d < 0,65 \\ b/d = 15 \text{ cm}/26 \text{ cm} \\ b/d = 0,58 \end{matrix}$

- Análisis de cargas

- ✓ Carga muerta:

$$CM_T = \frac{\left(425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (11,38 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} + 108 \text{ kg/m} \rightarrow CM_T = 1 075,30 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga viva:

$$CV_T = \frac{\left(300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (11,38 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} \rightarrow CV_T = 682,80 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga última:

$$U = 1,4CM + 1,7CV \rightarrow 1,4(1075,30 \text{ kg/m}) + 1,7(682,80 \text{ kg/m})$$
$$U = 2 666,18 \text{ kg/m}$$

○ Momentos flexionantes

✓ Momento negativo

$$M(-) = \frac{1}{24} \omega l^2$$

$$M(-) = \frac{1}{24} (2\,666,18 \text{ kg/m}) (5,00 \text{ m})^2$$

$$M(-) = 2\,777,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

✓ Momento positivo

$$M(+) = \frac{1}{14} \omega l^2$$

$$M(+) = \frac{1}{14} (2\,666,18 \text{ kg/m}) (5,00 \text{ m})^2$$

$$M(+) = 4\,761,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

○ Verificación de dimensiones

Se deber chequear el ancho efectivo del patín, será el menor de:

$$(a) b \leq l/4 = 5,00 \text{ m}/4 \rightarrow b = 1,25 \text{ m}$$

$$(b) b = 2(8h_f) + b_w = 2(80 \text{ cm}) + 15 \text{ cm} \rightarrow b = 1,75 \text{ m}$$

$$b_{\min} = 1,25 \text{ m}$$

○ Áreas de acero requeridas

$$M(-)_{\text{izq}} = 2\,777,27 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 4,66 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 \text{ (corridas)} [5,67 \text{ cm}^2]$$

$$M(-)_{\text{der}} = 2\,777,27 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 4,66 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 \text{ (corridas)} [5,67 \text{ cm}^2]$$

$$M(+) = 4\,761,04 \text{ kg} \cdot \text{m} < \varphi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 8,81 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#6 \text{ (corridas)} + 1\#7 \text{ (baston)} [9,54 \text{ cm}^2]$$

- o Determinación de eje central

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} b = b_w \text{ para } M(+) \\ b = \text{ancho de patin para } M(-) \end{array}$$

Si $a < h_f$ se comporta como una viga rectangular.

Si $a > h_f$ se comporta como una viga T.

Para $M(-)$:

$$a = \frac{(4,66 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)}{0,85(210 \text{ kg/cm}^2)(15 \text{ cm})} \rightarrow a = 4,89 \text{ cm}$$

Para $M(+)$:

$$a = \frac{(8,81 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)}{0,85(210 \text{ kg/cm}^2)(125 \text{ cm})} \rightarrow a = 9,25 \text{ cm}$$

Como en ambos casos, $a < h_f$, la viga se diseñará como una viga rectangular simplemente reforzada.

- o Refuerzo mínimo [ACI 7.12.1]

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} = 0,00498 \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} A_{s\min} = \rho_{\min} b d \\ A_{s\min} = 0,00498(15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \\ A_{s\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \end{array}$$

- o Momento resistido por el refuerzo mínimo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \quad \phi = 0,90 \text{ [ACI 9.3.2.1]}$$

$$\phi M_n = (0,90)(0,00498)(2810)(15)(26)^2 \left(1 - 0,59(0,00498) \frac{2810}{210} \right)$$

$$\phi M_n = 122\,686,48 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1\,226,86 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- o Refuerzo máximo [ACI 21.3.2.1]

$$\rho_{\max} = 0,0250 \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} A_{s\max} = \rho_{\max} b d \\ A_{s\max} = 0,025(15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \\ A_{s\max} = 9,75 \text{ cm}^2 \end{array}$$

- Momento resistido por el refuerzo máximo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \quad \phi = 0,90 \text{ [ACI 9.3.2.1]}$$

$$\phi M_n = (0,90)(0,025)(2\,810)(15)(26)^2 \left(1 - 0,59(0,025) \frac{2\,810 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\phi M_n = 514\,567,91 \text{ kg} * \text{cm} = 5\,145,68 \text{ kg} * \text{m}$$

- Diseño a corte de vigas secundarias para primer nivel

- El corte actuante en la viga

$$V_u = \omega l / 2 = \frac{(2\,666,18 \text{ kg/m})(5,00 \text{ m})}{2} \quad \rightarrow \quad V_u = 6\,665,45 \text{ kg}$$

- El corte resistido por el concreto

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d \text{ [ACI 11.3.1.1]} \quad \therefore \quad \phi = 0,75 \text{ para corte [ACI 9.3.2.3]}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad \phi V_c = 2\,246,53 \text{ kg}$$

$\therefore \phi V_c < V_{act}$ necesita refuerzo a corte

- Corte resistido por el acero de refuerzo vertical (estribos)

$$\text{Si } V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \rightarrow \quad \phi V_s = V_u - \phi V_c \quad \therefore \quad V_u = V_{diseño} \text{ [ACI 11.1.1]}$$

$$\phi V_s = 6\,665,45 \text{ kg} - 2\,246,53 \text{ kg}$$

$$\phi V_s = 4\,418,92 \text{ kg}$$

$$\phi V_s \leq 2,2 \phi \sqrt{f'_c} b d \text{ [ACI 11,5,7,9]}$$

$$\phi V_{s \max} = 2,2(0,75) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (15 \text{ cm})(26 \text{ cm})$$

$$\phi V_{s \max} = 9\,325,20 \text{ kg}$$

$\therefore \phi V_s < \phi V_{s \max}$

- Espaciamiento del refuerzo vertical

[ACI 11.5.7.2] $S = \frac{A_v f_y d}{\phi V_s}$, se propone usar estribos No. 3 de dos ramas

$A_v = 2(0,71 \text{ cm}^2) \rightarrow A_v = 1,42 \text{ cm}^2$

$S = \frac{(1,42 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)(26 \text{ cm})}{4418,92 \text{ kg}} \rightarrow S = 23,48 \text{ cm}$

- Espaciamiento máximo del refuerzo vertical

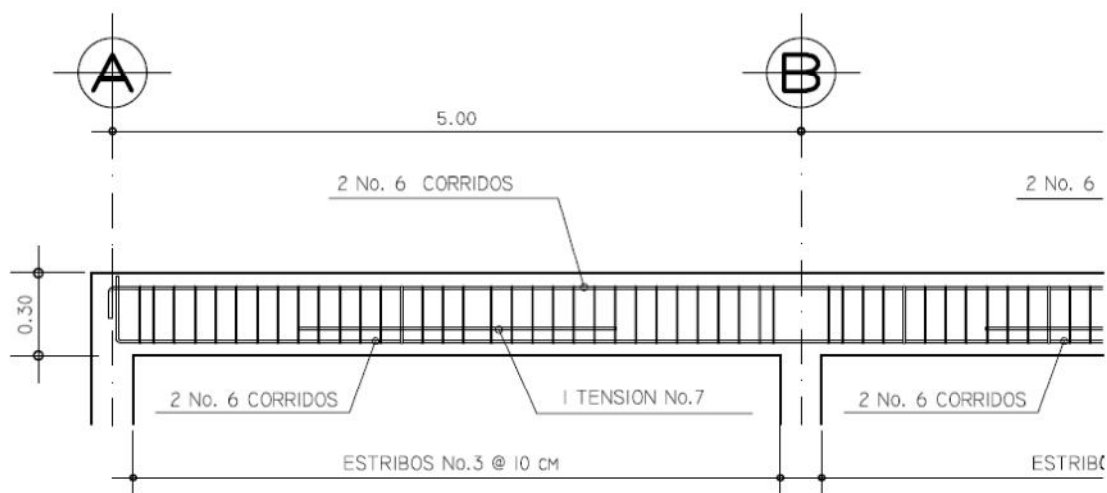
Como $\phi V_s < 2\phi V_c$ [ACI 11.5.5.3], el espaciamiento máximo será el menor de:

$\frac{d}{2} = \frac{26,00 \text{ cm}}{2} = 13,00 \text{ cm}$
 $600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$

$\therefore S_{\max} = 13,00 \text{ cm}$

\therefore Colocar estribos No. 3 @ 0.10 m en toda la viga

Figura 39. **Detalle de armado de vigas T típicas en nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño a flexión de vigas secundarias para segundo nivel

- Datos de diseño

- ✓ Longitud de viga: $l_v = 5,00 \text{ m}$
- ✓ Área tributaria: $A_t = 11,38 \text{ m}^2$
- ✓ Peso propio de la viga $T = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (0,15 \text{ m})(0,30 \text{ m}) \rightarrow PP_{\text{vigaT}} = 108 \text{ kg/m}$
- ✓ Carga viva = 100 kg/m^2
- ✓ Carga muerta = 325 kg/m^2
- ✓ Recubrimiento (r): $4,00 \text{ cm}$ [ACI 7,7,1]
- ✓ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)
- ✓ $f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40)
- ✓ $b_w = 15 \text{ cm}$
- ✓ $b = 1,25 \text{ m}$
- ✓ $h = 30 \text{ cm}$
- ✓ $h_f = 10 \text{ cm}$
- ✓ $d = 26 \text{ cm} \rightarrow b/d = 15 \text{ cm}/26 \text{ cm}$
 $b/d = 0,58$

- Análisis de cargas

- ✓ Carga muerta:

$$CM_T = \frac{\left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (11,38 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} + 108 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \rightarrow CM_T = 847,70 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga viva:

$$CV_T = \frac{\left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (11,38 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} \rightarrow CV_T = 227,60 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga última:

$$U = 1,4CM + 1,7CV \rightarrow 1,4(847,70 \text{ kg/m}) + 1,7(227,60 \text{ kg/m})$$

$$U = 1\,573,70 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

○ Momentos flexionantes

✓ Momento negativo

$$M(-) = \frac{1}{24} \omega l^2 = \frac{1}{24} (1\,573,70 \text{ kg/m})(5,00 \text{ m})^2$$

$$M(-) = 1\,639,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

✓ Momento positivo

$$M(+) = \frac{1}{14} \omega l^2 = \frac{1}{14} (1\,573,70 \text{ kg/m})(5,00 \text{ m})^2$$

$$M(+) = 2\,810,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

○ Verificación de dimensiones

Se deber chequear el ancho efectivo del patín, será el menor de:

$$(a) b \leq l/4 = 5,00 \text{ m}/4 \rightarrow b = 1,25 \text{ m}$$

$$(b) b = 2(8h_f) + b_w = 2(80 \text{ cm}) + 15 \text{ cm} \rightarrow b = 1,75 \text{ m}$$

$$b_{\min} = 1,25 \text{ m}$$

○ Áreas de acero requeridas

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'_c}} \right] \quad \therefore \begin{array}{l} b, d \text{ esta en cm} \\ Mu \text{ esta en kgm} \\ f'_c, f_y \text{ esta en kg/cm}^2 \\ A_s \text{ esta en cm}^2 \end{array}$$

$$M(-)_{\text{izq}} = 1\,639,27 \text{ kg} \cdot \text{m} < \phi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 2,63 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#5 \text{ (corridas)} [3,97 \text{ cm}^2]$$

$$M(-)_{\text{der}} = 1\,639,27 \text{ kg} \cdot \text{m} < \phi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 2,63 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#5 \text{ (corridas)} [3,97 \text{ cm}^2]$$

$$M(+) = 2\,810,18 \text{ kg} \cdot \text{m} < \phi M_{\max}$$

$$\text{Acero requerido} = 4,72 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$$

$$\text{Acero suministrado} = 2\#5 \text{ (corridas)} + 1\#5 \text{ (baston)} [5,96 \text{ cm}^2]$$

- o Determinación de eje central

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} b = b_w \text{ para } M(+) \\ b = \text{ancho de patin para } M(-) \end{array}$$

Si $a < h_f$ se comporta como una viga rectangular.

Si $a > h_f$ se comporta como una viga T.

Para $M(-)$:

$$a = \frac{(2,63 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)}{0,85(210 \text{ kg/cm}^2)(15 \text{ cm})} \rightarrow a = 2,76 \text{ cm}$$

Para $M(+)$:

$$a = \frac{(4,72 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)}{0,85(210 \text{ kg/cm}^2)(125 \text{ cm})} \rightarrow a = 4,95 \text{ cm}$$

Como en ambos casos, $a < h_f$, la viga se diseñará como una viga rectangular simplemente reforzada.

- o Refuerzo mínimo [ACI 7.12.1]

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2810 \text{ kg/cm}^2} = 0,00498 \rightarrow \begin{array}{l} A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d \\ A_{s_{\min}} = 0,00498(15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} = 1,94 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Momento resistido por el refuerzo mínimo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \quad \phi = 0,90 \text{ [ACI 9.3.2.1]}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= (0,90)(0,00498)(2810 \text{ kg/cm}^2)(15 \text{ cm})(26 \text{ cm})^2 \left(1 - 0,59(0,00498) \frac{2810}{210} \right) \\ \phi M_n &= 122\,686,48 \text{ kgcm} = 1\,226,86 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Para cualquier momento menor, se colocará Acero mínimo para asegurar falla a tensión.

- o Refuerzo máximo [ACI 21.3.2.1]

$$\rho_{\max} = 0,0250 \rightarrow \begin{array}{l} A_{s_{\max}} = \rho_{\max} b d \\ A_{s_{\max}} = 0,025(15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \\ A_{s_{\max}} = 9,75 \text{ cm}^2 \end{array}$$

- Momento resistido por el refuerzo máximo

$$\varphi M_n = \varphi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \therefore \quad \varphi = 0,90 \text{ [ACI 9.3.2.1]}$$

$$\varphi M_n = (0,90)(0,025)(2\,810 \text{ kg/cm}^2)(15 \text{ cm})(26 \text{ cm})^2 \left(1 - 0,59(0,025) \frac{2\,810}{210} \right)$$

$$\varphi M_n = 514\,567,91 \text{ kg} * \text{cm} = 5\,145,68 \text{ kg} * \text{m}$$

- Diseño a flexión de vigas secundarias para segundo nivel

- El corte actuante en la viga

$$V_u = \omega l / 2 = \frac{(1\,573,70 \text{ kg/m})(5,00 \text{ m})}{2} \quad \rightarrow \quad V_u = 3\,934,25 \text{ kg}$$

- El corte resistido por el concreto

$$\varphi V_c = \varphi 0,53 \sqrt{f'_c} b d \text{ [ACI 11.3.1.1]} \quad \therefore \quad \varphi = 0,75 \text{ para corte [ACI 9.3.2.3]}$$

$$\varphi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (15 \text{ cm})(26 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad \varphi V_c = 2\,246,53 \text{ kg}$$

$\therefore \varphi V_c < V_{act}$ necesita refuerzo a corte

- Corte resistido por el acero de refuerzo a corte

$$\text{Si } V_u = \varphi V_c + \varphi V_s \quad \rightarrow \quad \varphi V_s = V_u - \varphi V_c \quad \therefore \quad V_u = V_{diseño} \text{ [ACI 11.1.1]}$$

$$\varphi V_s = 3\,934,25 \text{ kg} - 2\,246,53 \text{ kg}$$

$$\varphi V_s = 1\,687,72 \text{ kg}$$

$$\varphi V_s \leq 2,2 \varphi \sqrt{f'_c} b d \text{ [ACI 11.5.7.9]}$$

$$\varphi V_{s \max} = 2,2(0,75) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (15 \text{ cm})(26 \text{ cm})$$

$$\varphi V_{s \max} = 9\,325,20 \text{ kg}$$

$\therefore \varphi V_s < \varphi V_{s \max}$

- Espaciamiento del refuerzo vertical

[ACI 11.5.7.2] $S = \frac{A_v f_y d}{\phi V_s}$, se propone usar estribos No. 3 de dos ramas

$A_v = 2(0,71 \text{ cm}^2) \rightarrow A_v = 1,42 \text{ cm}^2$

$S = \frac{(1,42 \text{ cm}^2)(2\,810 \text{ kg/cm}^2)(26 \text{ cm})}{1\,687,72 \text{ kg}} \rightarrow S = 61,47 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento máximo del refuerzo vertical

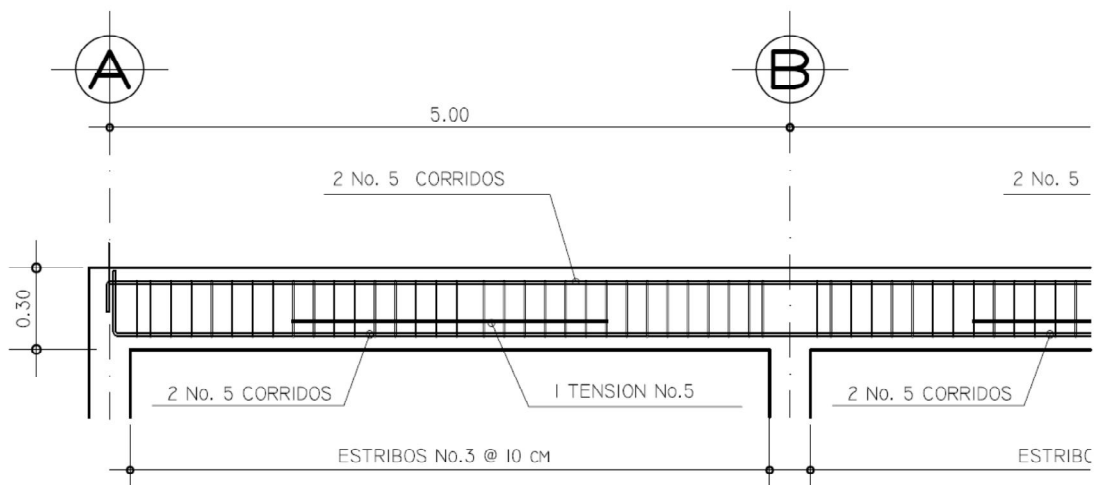
Como $\phi V_s < 2\phi V_c$ [ACI 11.5.5.3], el espaciamiento máximo será el menor de:

$\frac{d}{2} = \frac{26,00 \text{ cm}}{2} = 13,00 \text{ cm}$
 $600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$

$\therefore S_{\max} = 13,00 \text{ cm}$

\therefore Colocar estribos No. 3 @ 0,10 m en toda la viga

Figura 40. **Detalle de armado de vigas T típicas en nivel 2**



Fuente: elaboración propia.

2.12.3. Diseño de columnas

2.12.3.1. Diseño de columna crítica nivel 1

Se presenta a continuación, el proceso de diseño de la columna crítica del nivel 1, localizada entre los ejes “B” y “2” del edificio; se considera que es la columna con mayores solicitaciones de carga y momento de ese nivel.

- Clasificación por su esbeltez
 - Si esbeltez < 22, se considera columna corta
 - Si $22 \leq$ esbeltez ≤ 100 , se considera columna esbelta
 - Si esbeltez > 100, No diseñar, se debe cambiar la sección

- Inercia área gruesa

- Vigas

$$I_g = \frac{(25 \text{ cm})(50 \text{ cm})^3}{12} \rightarrow I_g = 260\,416,67 \text{ cm}^4$$

- Columnas

$$I_g = \frac{(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})^3}{12} \rightarrow I_g = 213\,333,33 \text{ cm}^4$$

- Inercia sección fisurada [ACI 10.11.1]

- Vigas

$$I_{\text{viga}} = 0,35I_g = 0,35(260\,416,67 \text{ cm}^4) \rightarrow I_{\text{viga}} = 91\,145,835 \text{ cm}^4$$

- Columnas

$$I_{\text{col}} = 0,70I_g = 0,70(213\,333,33 \text{ cm}^4) \rightarrow I_{\text{col}} = 149\,333,33 \text{ cm}^4$$

- Coeficiente de empotramiento

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{\Sigma(EI/L)_{\text{col}}}{\Sigma(EI/L)_{\text{viga}}} = \frac{\Sigma(I/L)_{\text{col}}}{\Sigma(I/L)_{\text{viga}}}$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 0 \text{ (cimentación)}$$

- Sentido X

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{149\,333,33 \text{ cm}^4/500 \text{ cm} + 149\,333,33 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}}{91\,145,835 \text{ cm}^4/500 \text{ cm} + 91\,145,835 \text{ cm}^4/500 \text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{sup}} = 2,18$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 0 \text{ (cimentación)}$$

$$\Psi_{\text{promedio}} = 1,09$$

- Sentido Y

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{149\,333,33 \text{ cm}^4/500 \text{ cm} + 149\,333,33 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}}{91\,145,835 \text{ cm}^4/700 \text{ cm} + 91\,145,835 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{sup}} = 1,84$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 0 \text{ (cimentación)}$$

$$\Psi_{\text{promedio}} = 0,92$$

- Longitud efectiva

$$K = \frac{20 - \Psi_{\text{promedio}}}{20} \sqrt{1 + \Psi_{\text{promedio}}}$$

- Sentido X

$$K = \frac{20 - 1,09}{20} \sqrt{1 + 1,09} \rightarrow K = 1,37$$

- Sentido Y

$$K = \frac{20 - 0,92}{20} \sqrt{1 + 0,92} \rightarrow K = 1,32$$

- Esbeltez

$$\frac{Kl_u}{r} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} K = \text{Longitud efectiva} \\ l_u = \text{luz libre de columna} \\ r = \text{radio de giro} = 0,3b \end{array}$$

- Sentido X

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{(1,37)(5,00 \text{ m} - 0,50 \text{ m})}{0,3(0,40\text{m})} \rightarrow \frac{Kl_u}{r} = 51,38$$

- Sentido Y

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{(1,32)(5,00 \text{ m} - 0,50 \text{ m})}{0,3(0,4\text{m})} \rightarrow \frac{Kl_u}{r} = 49,50$$

Como la esbeltez en ambos sentidos es > 22 , y < 100 , se deben considerar los efectos de esbeltez en la columna, mediante la amplificación de momentos.

- Cálculo de carga axial

- Carga viva (NIVEL 1) = 300 kg/m^2
 - Carga muerta (NIVEL 1) = 425 kg/m^2
 - Carga viva (NIVEL 2) = 100 kg/m^2
 - Carga muerta (NIVEL 2) = 325 kg/m^2
 - Area tributaria columna B2 = 25.00 m^2

- Factor de carga última

- Primer nivel

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1,4 \left(425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} \rightarrow FCU = 1,524$$

- Segundo nivel

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} \rightarrow FCU = 1,470$$

- Carga axial primer nivel

$$P_{\text{losa } 2} = (25 \text{ m}^2) \left[1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \right] = 15\,625,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{losa } 1} = (25 \text{ m}^2) \left[1,4 \left(425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \right] = 27\,625,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{vigas}} = (1,524) \left[\left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,50 \text{ m}) (0,25 \text{ m}) (10,00 \text{ m}) \right] \\ + (1,470) \left[\left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,50 \text{ m}) (0,25 \text{ m}) (10,00 \text{ m}) \right] = 8\,982,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{col } 2} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,40 \text{ m}) (0,40 \text{ m}) (3,00 \text{ m}) = 1\,152,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{col } 1} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,40 \text{ m}) (0,40 \text{ m}) (5,00 \text{ m}) = 1\,920,00 \text{ kg}$$

$$\sum \text{Cargas axiales} \rightarrow P_u = 55\,304,00 \text{ kg}$$

- Carga axial segundo nivel

$$P_{\text{losa } 2} = (25 \text{ m}^2) \left[1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \right] = 15\,625,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{vigas}} = (1,470) \left[\left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,50 \text{ m}) (0,25 \text{ m}) (10,00 \text{ m}) \right] = 4\,410,00 \text{ kg}$$

$$\sum \text{Cargas axiales} \rightarrow P_u = 20\,235,00 \text{ kg}$$

- Factor de flujo plástico

$$\beta_d = \frac{1,4CM}{1,4CM + 1,7CV} = \frac{1,4 \left(425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{1,4 \left(425 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)} \rightarrow \beta_d = 0,538$$

- Rigidez

$$[\text{ACI } 10.12.3] \quad EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = \text{modulo de elasticidad del concreto} = 15\,100\sqrt{f'c}$$

$$\therefore I_g = \text{inercia de sección de columna}$$

$$\beta_d = \text{factor de flujo plástico}$$

$$EI = \frac{0,4 \left(15100 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \left[\frac{(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})^3}{12} \right]}{1 + 0,538}$$

$$EI = 12\,140\,846,54 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

- Carga crítica de euler

[ACI 10.12.3] $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad \therefore \begin{array}{l} EI = \text{inercia de sección} \\ K = \text{factor de longitud efectiva} \\ l_u = \text{luz libre de columna} \end{array}$

- Sentido X

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 (12\,140\,846,54 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)}{[1,37(450 \text{ cm})]^2} \quad \rightarrow \quad P_c = 315\,269,93 \text{ kg}$$

- Sentido Y

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 (12\,140\,846,54 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)}{[1,32(450 \text{ cm})]^2} \quad \rightarrow \quad P_c = 339\,606,37 \text{ kg}$$

- Amplificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cr}}} \quad \therefore \begin{array}{l} P_u = \text{carga axial última} \\ P_{cr} = \text{carga crítica de Euler} \end{array}$$

- Sentido X

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{55\,304,00 \text{ kg}}{0,75(315\,269,93 \text{ kg})}} \quad \rightarrow \quad \delta_x = 1,29$$

- Sentido Y

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{55\,304,00 \text{ kg}}{0,75(339\,606,37 \text{ kg})}} \quad \rightarrow \quad \delta_y = 1,27$$

- Momentos amplificados (de diseño)

$$M_x = 10\,911,94 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 12\,705,36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 55\,304,00 \text{ kg}$$

$$M_c = \delta(M_u)$$

M_c = momento crítico de diseño (amplificado)
 M_u = momento actuante
 δ = amplificador de momentos

- Sentido X

$$M_{c_x} = 1,29(10\,911,94 \text{ kg} \cdot \text{m}) \rightarrow M_{c_x} = 14\,076,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Sentido Y

$$M_{c_y} = 1,27(12\,705,36 \text{ kg} \cdot \text{m}) \rightarrow M_{c_y} = 16\,135,81 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Diseño biaxial de columna crítica nivel 1

Se presenta el proceso de diseño usado más frecuentemente que es de prueba y error, es un proceso iterativo que consiste en proponer un armado y comprobar la resistencia de la sección mediante el método de la carga inversa de Bresler, haciendo uso de diagramas de interacción de carga y momento del ACI.

- Datos de diseño

- Recubrimiento (r): 4,00 cm [ACI 7.7.1]
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)
- $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60)
- $b = 40 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$

- Propuesta de armado

Se propone usar: 8 No. 8 [As = 40,56 cm²]

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{40,56 \text{ cm}^2}{(40,00 \text{ cm})(40,00 \text{ cm})} \rightarrow \rho = 0,0253$$

- Chequeo de cuantías

[ACI 21.4.3.1] $\rho_{\min} = 0,001$
 $\rho_{\max} = 0,006$

La cuantía de 0,0253 cumple con los requisitos del capítulo 21 del ACI.

- Excentricidad

$$e = \frac{M}{P} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} M = \text{momento actuante} \\ P = \text{carga axial actuante} \end{array}$$

- Sentido X

$$e_x = \frac{14\,076,40 \text{ kgm}}{53\,925,44 \text{ kg}} \rightarrow e_x = 0,26 \text{ m}$$

- Sentido Y

$$e_y = \frac{16\,135,81 \text{ kgm}}{53\,925,44 \text{ kg}} \rightarrow e_y = 0,30 \text{ m}$$

- Factores determinantes de la sección

$$\gamma = \frac{h - 2r}{h} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} h = \text{dimensión de columna en sentido x o y} \\ r = \text{recubrimiento} \end{array}$$

- Sentido X

$$\gamma_x = \frac{40 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{40 \text{ cm}} = 0,80 \rightarrow \gamma_x = 0,80$$

- Sentido Y

$$\gamma_y = \frac{40 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{40 \text{ cm}} = 0,80 \rightarrow \gamma_y = 0,80$$

- Diagonales del diagrama de interacción

$$\frac{e}{h} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} e = \text{excentricidad en sentido x o y} \\ h = \text{dimensión de columna en sentido de la excentricidad} \end{array}$$

- Sentido X

$$\frac{e}{h} = \frac{0,26 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} \rightarrow \frac{e_x}{h_x} = 0,65$$

- Sentido Y

$$\frac{e}{h} = \frac{0,30 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} \rightarrow \frac{e_y}{h_y} = 0,75$$

- Diagrama de interacción carga-momento

En base a los valores calculados anteriormente procedemos a ubicar en el diagrama de interacción el valor leído en las abscisas de acuerdo con la intersección de las diagonales con las curvas de las cuantías, pudiendo interpolar para ubicar el valor de nuestra cuantía.

- Carga axial solo con excentricidad en sentido X

$$\varphi Pn_{x_0} = 104\,616,55 \text{ kg}$$

- Carga axial solo con excentricidad en sentido Y

$$\varphi Pn_{y_0} = 92\,242,55 \text{ kg}$$

- Carga axial pura (sin excentricidad en ningún sentido)

$$Pn_0 = 0,85f'_c A_g + A_s f_y$$

$$\varphi Pn_0 = 0,75[0,85(210 \text{ kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})] + 0,75[(40,56 \text{ cm}^2)(4\,200 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$Pn_0 = 341\,964,00 \text{ kg}$$

- Criterio de la carga inversa de bresler

$$\frac{1}{\varphi P_n} = \frac{1}{\varphi P_{n_{x_0}}} + \frac{1}{\varphi P_{n_{y_0}}} - \frac{1}{\varphi P_{n_0}}$$

$$\frac{1}{\varphi P_n} = \frac{1}{104\,616,55 \text{ kg}} + \frac{1}{92\,242,55 \text{ kg}} - \frac{1}{341\,964,00 \text{ kg}}$$

$$\varphi P_n = 57\,223,24 \text{ kg}$$

$$57\,223,24 \text{ kg} > 55\,304,00 \text{ kg} \rightarrow \text{Chequea}$$

La columna es capaz de resistir las diferentes combinaciones de carga y momento solicitadas, el armado propuesto es correcto.

- Diseño a corte de columna crítica nivel 1

- El corte actuante en la columna

$$V_u = 4\,981,37 \text{ kg (del diagrama de cortes últimos)}$$

- El esfuerzo de corte actuante en la columna

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{4\,981,37 \text{ kg}}{(40 \text{ cm})(36 \text{ cm})} \rightarrow v_u = 3,459 \text{ kg/cm}^2$$

- El esfuerzo de corte resistido por el concreto

$$[\text{ACI 11.3.1.2}] \rightarrow \varphi v_c = \varphi 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \therefore \varphi = 0,75 \text{ para corte}$$

$$\varphi v_c = (0,75) 0,53 \left(1 + \frac{55\,304,00}{140(40 * 40)} \right) (\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}) \rightarrow \varphi v_c = 7,18 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore \varphi v_c > v_u$ necesita únicamente refuerzo por confinamiento.

- Zona de confinamiento

(a) altura del elemento = 40,00 cm
 [ACI 21.4.4.4] La mayor de: (b) $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} (4,00 \text{ m}) = 66 \text{ cm}$
 (c) 45,00 cm
 \therefore usar 70,00 cm

- Espaciamiento de estribos

[ACI 21.4.4.1 (b)] $A_{sh} \geq 0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y}$ \therefore A_{sh} = área de estribos
 b_c = dimensión a ejes de estribos
 S = espaciamiento de estribos

$$0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y} = 0,09S \frac{(31,00 \text{ cm})(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4\ 200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_{sh} \geq 0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y} = 0,1395S$$

Se propone usar estribos No.3 (4 ramas), por lo que:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 4(0,71 \text{ cm}^2) & \therefore & 2,84 \text{ cm}^2 = 0,1395S \\ A_{sh} &= 2,84 \text{ cm}^2 & & S = 20,36 \text{ cm} \end{aligned}$$

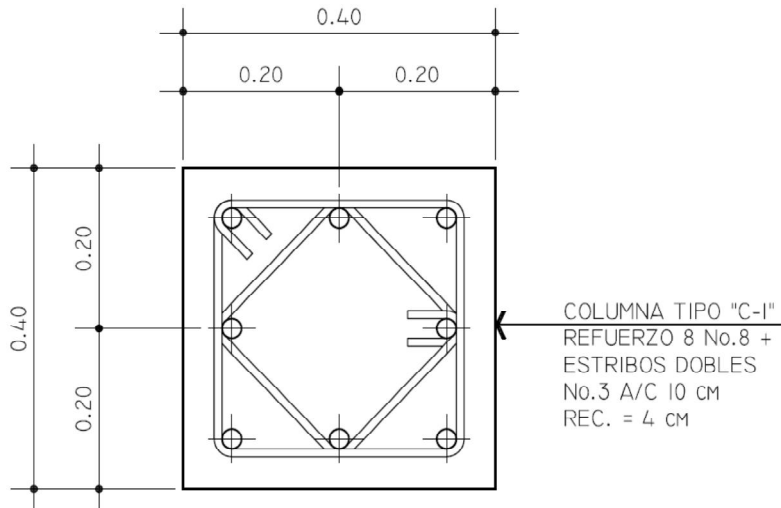
- Espaciamiento máximo de estribos

(a) $\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} (40,00 \text{ cm}) = 10,0 \text{ cm}$
 (b) $6d_{b \text{ long}} = 6(1,90 \text{ cm}) = 11,40 \text{ cm}$
 [ACI 21.4.4.2] La menor de: (c) $S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$
 $= 10 + \left(\frac{35 - 31,00 \text{ cm}}{3} \right) = 11,33 \text{ cm}$
 \therefore usar $S_{\text{confinado}} = 10,00 \text{ cm}$

- Fuera de la zona de confinamiento

[ACI 21.4.4.6] La menor de: (a) $6d_{b \text{ long}} = 6(1,90 \text{ cm}) = 11,40 \text{ cm}$
 (b) 15,00 cm
 \therefore usar $S = 10,00 \text{ cm}$

Figura 41. **Detalle de armado de columna típica en nivel 1**



Fuente: elaboración propia.

2.12.3.2. Diseño de columna crítica nivel 2

Se presenta a continuación, el proceso de diseño de la columna crítica del nivel 2, localizada entre los ejes "B" y "2" del edificio; se considera que es la columna con mayores solicitaciones de carga y momento de ese nivel.

- Inercia área gruesa

- Vigas

$$I_g = \frac{(25 \text{ cm})(50 \text{ cm})^3}{12} \rightarrow I_g = 260\,416,67 \text{ cm}^4$$

- Columnas

$$I_g = \frac{(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})^3}{12} \rightarrow I_g = 213\,333,33 \text{ cm}^4$$

- Inercia sección fisurada [ACI 10.11.1]

- Vigas

$$I_{\text{viga}} = 0,35I_g = 0,35(260\,416,67\text{ cm}^4) \rightarrow I_{\text{viga}} = 91\,145,835\text{ cm}^4$$

- Columnas

$$I_{\text{col}} = 0,70I_g = 0,70(213\,333,33\text{ cm}^4) \rightarrow I_{\text{col}} = 149\,333,33\text{ cm}^4$$

- Coeficiente de empotramiento

$$\Psi = \frac{\sum(EI/L)_{\text{col}}}{\sum(EI/L)_{\text{viga}}} = \frac{\sum(I/L)_{\text{col}}}{\sum(I/L)_{\text{viga}}}$$

- Sentido X

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{149\,333,33\text{ cm}^4/300\text{ cm}}{91\,145,835\text{ cm}^4/500\text{ cm} + 91\,145,835\text{ cm}^4/500\text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{sup}} = 1,37$$

$$\Psi_{\text{inf}} = \frac{149\,333,33\text{ cm}^4/500\text{ cm} + 149\,333,33\text{ cm}^4/300\text{ cm}}{91\,145,835\text{ cm}^4/500\text{ cm} + 91\,145,835\text{ cm}^4/500\text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{inf}} = 2,18$$

$$\Psi_{\text{promedio}} = 1,78$$

- Sentido Y

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{149\,333,33\text{ cm}^4/300\text{ cm}}{91\,145,835\text{ cm}^4/700\text{ cm} + 91\,145,835\text{ cm}^4/300\text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{sup}} = 1,15$$

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{149\,333,33\text{ cm}^4/500\text{ cm} + 149\,333,33\text{ cm}^4/300\text{ cm}}{91\,145,835\text{ cm}^4/700\text{ cm} + 91\,145,835\text{ cm}^4/300\text{ cm}} \rightarrow \Psi_{\text{sup}} = 1,84$$

$$\Psi_{\text{promedio}} = 1,50$$

- Longitud efectiva

$$K = \frac{20 - \Psi_{\text{promedio}}}{20} \sqrt{1 + \Psi_{\text{promedio}}}$$

- Sentido X

$$K = \frac{20 - 1,78}{20} \sqrt{1 + 1,78} \rightarrow K = 1,52$$

- Sentido Y

$$K = \frac{20 - 1,50}{20} \sqrt{1 + 1,50} \rightarrow K = 1,46$$

- Esbeltez

$$\frac{Kl_u}{r} \quad \begin{array}{l} K = \text{Longitud efectiva} \\ \therefore l_u = \text{luz libre de columna} \\ r = \text{radio de giro} = 0,3b \end{array}$$

- Sentido X

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{(1,52)(3,00 \text{ m} - 0,50 \text{ m})}{0,3(0,4\text{m})} \rightarrow \frac{Kl_u}{r} = 31,67$$

- Sentido Y

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{(1,46)(3,00 \text{ m} - 0,50 \text{ m})}{0,3(0,4\text{m})} \rightarrow \frac{Kl_u}{r} = 30,42$$

Como la esbeltez en ambos sentidos es > 22 , y < 100 , se deben considerar los efectos de esbeltez en la columna, mediante la amplificación de momentos.

- Cálculo de carga axial

- Carga viva (NIVEL 2) = 100 kg/m^2
- Carga muerta (NIVEL 2) = 325 kg/m^2
- Área tributaria Columna B2 = $25,00 \text{ m}^2$

- Factor de carga última segundo nivel

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} \rightarrow FCU = 1,47$$

- Carga axial segundo nivel

$$P_{\text{losa 2}} = (25 \text{ m}^2) \left[1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \right] = 15\,625,00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{vigas}} = (1,47) \left[\left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,50 \text{ m}) (0,25 \text{ m}) (10,00 \text{ m}) \right] = 4\,410,00 \text{ kg}$$

$$\sum \text{cargas axiales} = P_u = 20\,035,00 \text{ kg}$$

- Factor de flujo plástico

$$\beta_d = \frac{1,4CM}{1,4CM + 1,7CV} = \frac{1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{1,4 \left(325 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)} \rightarrow \beta_d = 0,728$$

- Rigidez

$$[\text{ACI 10.12.3}] \quad EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $15\,100 \sqrt{f'_c}$

$\therefore I_g$ = inercia de sección de columna

β_d = factor de flujo plástico

$$EI = \frac{0,4 \left(15\,100 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \left[\frac{(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})^3}{12} \right]}{1 + 0,728}$$

$$EI = 10\,805\,915,50 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

- Carga crítica de Euler

$$[\text{ACI 10.12.3}] \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad \therefore \begin{array}{l} EI = \text{inercia de sección} \\ K = \text{factor de longitud efectiva} \\ l_u = \text{luz libre de columna} \end{array}$$

- Sentido X

$$P_{crx} = \frac{\pi^2(10\ 805\ 915,50 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)}{[1,52(250 \text{ cm})]^2} \rightarrow P_c = 738\ 574,18 \text{ kg}$$

- Sentido Y

$$P_{cry} = \frac{\pi^2(10\ 805\ 915,50 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)}{[1,46(250 \text{ cm})]^2} \rightarrow P_c = 80\ 0526,26 \text{ kg}$$

- Amplificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{cr}}} \quad \therefore \begin{array}{l} P_u = \text{carga axial última} \\ P_{cr} = \text{carga crítica de Euler} \end{array}$$

- Sentido X

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{20\ 035,00 \text{ kg}}{0,75(738\ 574,18 \text{ kg})}} \rightarrow \delta_x = 1,04$$

- Sentido Y

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{20\ 035,00 \text{ kg}}{0,75(800\ 526,26 \text{ kg})}} \rightarrow \delta_x = 1,03$$

- Momentos amplificados (de diseño)

$$M_x = 4\ 492,86 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 9\ 547,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 20\ 035,00 \text{ kg}$$

$$M_c = \delta(M_u) \quad \begin{array}{l} M_c = \text{momento crítico de diseño (amplificado)} \\ M_u = \text{momento actuante} \\ \delta = \text{amplificador de momentos} \end{array}$$

- Sentido X

$$M_{c_x} = 1,04(4\ 492,86 \text{ kg}) \rightarrow M_{c_x} = 4\ 672,57 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Sentido Y

$$M_{c_x} = 1,03(9\ 725,73 \text{ kg}) \rightarrow M_{c_y} = 10\ 017,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Diseño biaxial de columna crítica nivel 2

El proceso de diseño es iterativo, siguiendo el mismo procedimiento usado para diseñar la columna B2 del primer nivel.

- Datos de diseño

Recubrimiento (r): 4,00 cm [ACI 7.7.1]

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)

$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60)

$b = 40 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

- Propuesta de armado

Se propone usar: 6 No. 8 [$A_s = 30,42 \text{ cm}^2$]

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{30,42 \text{ cm}^2}{(40,00 \text{ cm})(40,00 \text{ cm})} \rightarrow \rho = 0,019 \rightarrow \text{Chequea}$$

- Excentricidad

$$e = \frac{M}{P} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} M = \text{momento actuante} \\ P = \text{carga axial actuante} \end{array}$$

- ✓ Sentido X

$$e_x = \frac{4\,672,57 \text{ kgm}}{20\,035,00 \text{ kg}} \rightarrow e_x = 0,23 \text{ m}$$

- ✓ Sentido Y

$$e_y = \frac{10\,017,50 \text{ kgm}}{20\,035,00 \text{ kg}} \rightarrow e_y = 0,50 \text{ m}$$

- Factores determinantes de la sección

$$\gamma = \frac{h - 2r}{h} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} h = \text{dimensión de columna en sentido X o Y} \\ r = \text{recubrimiento} \end{array}$$

✓ Sentido X

$$\gamma_x = \frac{40 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{40 \text{ cm}} \rightarrow \gamma_x = 0,80$$

✓ Sentido Y

$$\gamma_y = \frac{40 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm})}{40 \text{ cm}} \rightarrow \gamma_y = 0,80$$

○ Diagonales del diagrama de interacción

$\frac{e}{h}$ ∴ e = excentricidad en sentido x o y
 h = dimensión de columna en sentido de la excentricidad

✓ Sentido X

$$\frac{e}{h} = \frac{0,23 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} \rightarrow \frac{e_x}{h_x} = 0,58$$

✓ Sentido Y

$$\frac{e}{h} = \frac{0,49 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} \rightarrow \frac{e_y}{h_y} = 1,23 > 1,00 \rightarrow \text{se usará } 1,00$$

• Diagrama de interacción carga-momento

Con base en los valores calculados anteriormente, se procede a ubicar en el diagrama de interacción, el valor leído en las abscisas de acuerdo con la intersección de las diagonales con las curvas de las cuantías, pudiendo interpolar, para ubicar el valor de la cuantía.

○ Carga axial solo con excentricidad en sentido X

$$\varphi Pn_{x_0} = 92\,242,55 \text{ kg}$$

○ Carga axial solo con excentricidad en sentido Y

$$\varphi Pn_{y_0} = 494\,960,00 \text{ kg}$$

- Carga axial pura (sin excentricidad)

$$\varphi Pn_o = \varphi 0,85 f'_c A_g + A_s f_y$$

$$Pn_o = 0,75 [0,85 (210 \text{ kg/cm}^2) (40 \text{ cm}) (40 \text{ cm})] + 0,75 [(30,42 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$\varphi Pn_o = 310\,023,00 \text{ kg}$$

- Criterio de la carga inversa de Bresler

$$\frac{1}{\varphi Pn} = \frac{1}{\varphi Pn_{x_o}} + \frac{1}{\varphi Pn_{y_o}} - \frac{1}{\varphi Pn_o}$$

$$\frac{1}{\varphi Pn} = \frac{1}{92242,55 \text{ kg}} + \frac{1}{49496,00 \text{ kg}} - \frac{1}{310023,00 \text{ kg}}$$

$$\varphi Pn = 35\,946,57 \text{ kg}$$

$$35\,946,57 \text{ kg} > 20\,035,00 \text{ kg} \rightarrow \text{Chequea}$$

La columna es capaz de resistir las diferentes combinaciones de carga y momento solicitadas, el armado propuesto es correcto.

- Diseño a corte de columna crítica nivel 2

- El corte actuante en la columna

$$V_u = 6\,406,26 \text{ kg}$$

- El esfuerzo de corte actuante en la columna

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6\,406,26 \text{ kg}}{(40 \text{ cm})(36 \text{ cm})} \rightarrow v_u = 4,45 \text{ kg/cm}^2$$

- El esfuerzo de corte resistido por el concreto

$$[\text{ACI } 11.3.1.2] \rightarrow \varphi v_c = \varphi 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \therefore \varphi = 0,75 \text{ para corte}$$

$$\varphi v_c = (0,75) 0,53 \left(1 + \frac{20\,035,00}{140(40 * 40)} \right) (\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}) \rightarrow \varphi v_c = 6,28 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore \varphi v_c > v_u$ necesita únicamente refuerzo por confinamiento.

- Zona de confinamiento

(a) altura del elemento = 40,00 cm

[ACI 21.4.4.4] La mayor de: (b) $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} (3,00 \text{ m}) = 50,00 \text{ cm} \rightarrow$ chequea.
(c) 45,00 cm

- Espaciamiento de estribos

[ACI 21.4.4.1 (b)] $0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y}$ \therefore A_{sh} = área de estribos
 b_c = dimension a ejes de estribos
 S = espaciamiento de estribos

$$A_{sh} \geq 0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y} = 0,09S \frac{(31,00 \text{ cm})(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4\ 200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_{sh} \geq 0,09S \frac{b_c f'_c}{f_y} = 0,1395S$$

Se propone usar estribos No.3 de dos ramas, por lo que:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 2(0,71 \text{ cm}^2) & \therefore & 1,42 \text{ cm}^2 = 0,1395S \\ A_{sh} &= 1,42 \text{ cm}^2 & & S = 10,18 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Espaciamiento de estribos máximo

(a) $\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} (40,00 \text{ cm}) = 10,00 \text{ cm}$

(b) $6d_{b \text{ long}} = 6(1,90 \text{ cm}) = 11,40 \text{ cm}$

[ACI 21.4.4.2] La menor de: (c) $S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$
 $= 10 + \left(\frac{35 - 31,00 \text{ cm}}{3} \right) = 11,33 \text{ cm}$

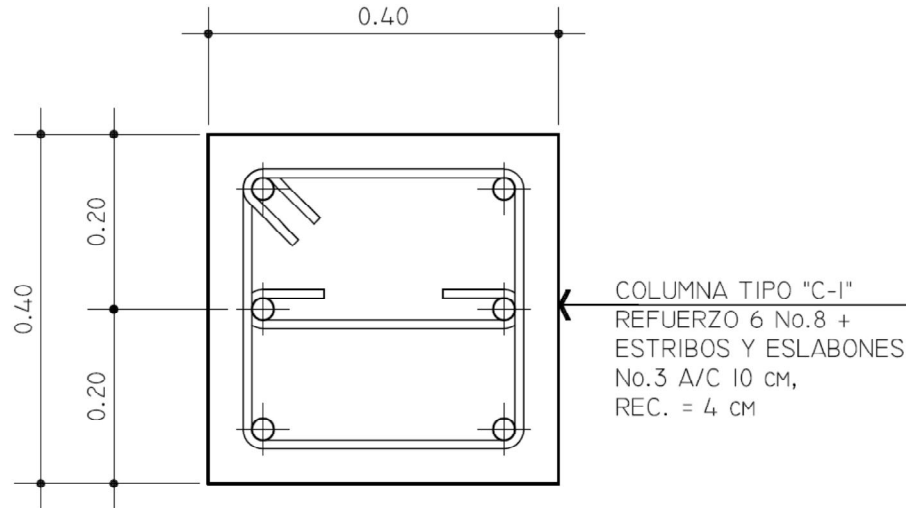
\therefore usar $S_{\text{confinado}} = 10,00 \text{ cm}$

- Fuerza de la zona de confinamiento

[ACI 21.4.4.6] La menor de: (a) $6d_{b \text{ long}} = 6(1,90 \text{ cm}) = 11,40 \text{ cm}$
(b) 15,00 cm

\therefore usar $S = 10,00 \text{ cm}$

Figura 42. **Detalle de armado de columna típica en nivel 2**



Fuente: elaboración propia.

2.12.4. Nudos

- Chequeo de nudos a cortante en el sentido X

$$A_{s_{\text{superior}}} = 17,34 \text{ cm}^2 \text{ (2 No. 6 + 2 No. 7 corridos + 1 No. 7 baston)}$$

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$M = (17,34 \text{ cm}^2)(2\,810 \text{ kg/cm}^2) \left(43,78 \text{ cm} - \frac{(17,34 \text{ cm}^2)(2\,810 \text{ kg/cm}^2)}{1,7(210 \text{ kg/cm}^2)(25 \text{ cm})} \right)$$

$$M = 186\,785,17 \text{ kgcm} = 18\,671,85 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Corte en nudo

$$V_h = \frac{M_{\text{suministrado}}}{h_{\text{col}}} = \frac{18\,671,85 \text{ kg} \cdot \text{m}}{5,00 \text{ m}}$$

$$V_h = 3\,734,37 \text{ kg}$$

- Fuerza cortante neta

$$V_u = T - V_h \rightarrow V_u = A_s f_y - V_h$$

$$V_u = (17,34 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2) - 3734,37 \text{ kg}$$

$$V_u = 44991,03 \text{ kg}$$

- Clasificación del nudo

$$h_{\text{col}} = 40,00 \text{ cm} \rightarrow 40,00 \text{ cm} \left(\frac{3}{4}\right) = 30,00 \text{ cm}$$

$$b_{\text{viga}} = 25,00 \text{ cm}$$

∴ como $b_{\text{viga}} < 30,00 \text{ cm}$, se considera un nudo no confinado

- Corte resistido por el concreto [ACI 21.5.3.1]

$$\phi V_n = 4\sqrt{f'_c} A_j \quad \therefore \quad A_j = h_{\text{col}} b_j$$

$$\phi = 0.75 \text{ para corte [ACI 9.3.2.3]}$$

[ACI R. 21.5.3] b_j el menor de:

(a) $b + h = 25,00 \text{ cm} + 40,00 \text{ cm} = 65,00 \text{ cm}$

(b) $b + 2x = 25,00 \text{ cm} + 2(7,5 \text{ cm}) = 40,00 \text{ cm}$

$$b_j = 40,00 \text{ cm}$$

$$\phi V_n = 4\sqrt{f'_c} A_j = 4\sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)} (40,00 \text{ cm}) (40,00 \text{ cm})$$

$$\phi V_n = 78833,09 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi V_n > V_u \rightarrow \text{nudo chequea a corte}$$

- Chequeo de nudos a cortante en el sentido Y

$$A_{S_{\text{superior}}} = 28,67 \text{ cm}^2 \text{ (2 No. 6 + 2 No. 7 corridos + 3 No. 8 bastones)}$$

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$= (28,67 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2) \left(43,78 \text{ cm} - \frac{(28,67 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2)}{1,7(210 \text{ kg/cm}^2)(25 \text{ cm})} \right)$$

$$M = 2799825,07 \text{ kg} * \text{cm} = 27998,25 \text{ kg} * \text{m}$$

- Corte en nudo

$$V_h = \frac{M_{\text{suministrado}}}{h_{\text{col}}} = \frac{27\,998,25 \text{ kg} \cdot \text{m}}{5,00 \text{ m}}$$

$$V_h = 5\,599,65 \text{ kg}$$

- Fuerza cortante neta

$$V_u = T - V_h \rightarrow V_u = A_s f_y - V_h$$

$$V_u = (28,67 \text{ cm}^2)(2810 \text{ kg/cm}^2) - 5\,599,65 \text{ kg}$$

$$V_u = 74\,963,05 \text{ kg}$$

- Clasificación del nudo

$$\begin{aligned} h_{\text{col}} &= 40,00 \text{ cm} \\ b_{\text{viga}} &= 25,00 \text{ cm} \end{aligned} \rightarrow 40,00 \text{ cm} \left(\frac{3}{4}\right) = 30,00 \text{ cm}$$

\therefore como $b_{\text{viga}} < 30,00 \text{ cm}$, se considera un nudo no confinado

- Corte resistido por el concreto [ACI 21.5.3.1]

$$\phi V_n = 4\sqrt{f'_c} A_j \phi \quad \therefore \begin{aligned} A_j &= h_{\text{col}} b_j \\ \phi &= 0,75 \text{ para corte [ACI 9.3.2.3]} \end{aligned}$$

[ACI R.21.5.3] b_j el menor de:

$$(a) b + h = 25,00 \text{ cm} + 40,00 \text{ cm} = 65,00 \text{ cm}$$

$$(b) b + 2x = 25,00 \text{ cm} + 2(7,5 \text{ cm}) = 40,00 \text{ cm}$$

$$b_j = 40,00 \text{ cm}$$

$$\phi V_n = 4\sqrt{f'_c} A_j \phi = 4\sqrt{(210 \text{ kg/cm}^2)}(40,00 \text{ cm})(40,00 \text{ cm})$$

$$\phi V_n = 78\,833,09 \text{ kg}$$

$\therefore \phi V_n > V_u \rightarrow$ nudo chequea a corte

2.12.5. Diseño de zapatas

2.12.5.1. Diseño de zapata tipo 1

En los párrafos siguientes se detalla el proceso de diseño para la zapata típica tipo 1, que corresponde a las columnas tipo B2, que son la mayoría de columnas del primer nivel del edificio.

- Datos

$$\begin{array}{ll} M_x = 10\,911,94 \text{ kg} \cdot \text{m} & f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (3\,000 psi)} \\ M_y = 12\,207,59 \text{ kg} \cdot \text{m} & f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Grado 60)}, \\ P_u = 55\,304,00 \text{ kg} & \gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 \\ FCU = 1,524 & \gamma_{\text{suelo}} = 1,28 \text{ ton/m}^3 \\ V_s = 22,00 \text{ ton/m}^2 & \text{desplante} = 2,00 \text{ m} \\ & \text{Seccion de columna} = 0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}. \end{array}$$

Para la determinación de la base de la zapata el código ACI establece que las cargas últimas deber ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{55\,304,00 \text{ kg}}{1,524} \rightarrow P_t = 36\,288,71 \text{ kg}$$

$$Mt_x = \frac{M_x}{FCU} = \frac{10\,911,94 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1,524} \rightarrow Mt_x = 7\,160,07 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mt_y = \frac{M_y}{FCU} = \frac{12\,207,59 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1,524} \rightarrow Mt_y = 8\,010,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Área de la zapata

$$A_z = \frac{FCU(P_t)}{V_s} \quad \therefore V_s = \text{capacidad de carga admisible del suelo}$$

$$A = \frac{(1,524)(36\,288,71 \text{ kg})}{(22)(1000) \text{ kg/m}^2} = 2,51 \text{ m}^2$$

Si se usa una zapata cuadrada $B = \sqrt{2,51} = 1,58 \text{ m}$, se propone usar $B = 2,00 \text{ m}$

- Peralte de zapata

Se basa en proporcionar la longitud de desarrollo para el hacer longitudinal de mayor diámetro en el armado de la columna correspondiente, la cual es No. 8 (2,5 cm).

$$t = r + 2d_b + l_d \quad \therefore$$

$r = \text{recubrimiento} = 7,5 \text{ cm (min) [ACI 7.7.2]}$
 $d_b = \text{se propone la varilla maxima No, 8} = 2,54 \text{ cm}$
 $l_d = \text{longitud de desarrollo necesaria para la barra de mayor diametro en el armado de la columna.}$

- Longitud de desarrollo para barra No.8

$$[\text{ACI 21.5.4.1}] \quad l_d = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = \frac{(4\,200 \text{ kg/cm}^2)(2,54 \text{ cm})}{17,2(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})} \quad \rightarrow \quad l_d = 42,80 \text{ cm}$$

Se propone usar: $t = 45 \text{ cm}$

- Carga axial de diseño

$$P_z = P_t + \gamma_{\text{suelo}}(A_{\text{zap}})(d_f) + \gamma_{\text{conc}}(A_{\text{zap}})(t)$$

$$P_z = 36\,288,71 + (1,28 * 1000)(2,00 * 2,00)(2,00) + (2400)(2,00 * 2,00)(0,45)$$

$$P_z = 45\,842,52 \text{ kg} = 45,842 \text{ ton.}$$

- Chequeo de presión sobre el suelo

$$\sigma_{\max} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{Mt_{x,y}}{BL^2/6} \quad \therefore \begin{array}{l} B = \text{ancho de zapata} \\ L = \text{largo de zapata} \end{array}$$

$$\sigma_{\max} < V_s$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{Mt_{x,y}}{BL^2/6} \quad \therefore \begin{array}{l} B = \text{ancho de zapata} \\ L = \text{largo de zapata} \end{array}$$

$$\sigma_{\min} > 0$$

$$\sigma_{\max} = \frac{42,842 \text{ ton}}{(2,00 * 2,00) \text{ m}^2} + \frac{7,16 \text{ ton} * \text{m}}{(2,00\text{m})(2,00 \text{ m})^2 / 6} \rightarrow \sigma_{\max} = 16,83 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 16,83 < V_s = 22 \rightarrow \text{ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{42,842 \text{ ton}}{(2,00 * 2,00) \text{ m}^2} - \frac{7,16 \text{ ton} * \text{m}}{(2,00\text{m})(2,00 \text{ m})^2 / 6} \rightarrow \sigma_{\min} = 6,09 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > 0$$

- Reacción neta del suelo

$$\sigma_n = \sigma_{\max}(\text{FCU}) = (16,83 \text{ ton/m}^2)(1,524) = 25,65 \text{ ton/m}^2.$$

- Chequeo por corte simple

$$\text{Peralte efectivo (d)} = t - \text{rec.} = 45 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{Área corte} = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) (2,00) = \left(\frac{2,00}{2} - \frac{0,40}{2} - 0,375 \right) (2,00) = 0,85 \text{ m}^2$$

$$\text{Corte actuante} \rightarrow V_u = (A_{\text{corte}} * \sigma_n) = (0,85 \text{ m}^2)(25,65 \text{ ton/m}^2) = 21,80 \text{ ton.}$$

$$\text{Corte resistente} \rightarrow \phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b d \text{ [ACI 11,3,1,1]} \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (200 \text{ cm})(37,5 \text{ cm}) = 43\,202 \text{ kg} = 43,202 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } \phi V_c = 43,202 \text{ ton} > V_u = 21,80 \text{ ton} \rightarrow \text{Chequea por cortante simple}$$

- Chequeo corte por punzonamiento

$$\text{Área zapata} = (2,00 \text{ m})(2,00 \text{ m}) = 4,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de falla} = (0,775 \text{ m})(0,775 \text{ m}) = 0,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de punzonamiento} = 4,00 - 0,60 = 3,40 \text{ m}^2$$

Corte punzonamiento $\rightarrow V_{pun} = A_{pun}(\sigma_n)$; V_{pun} = corte por punzonamiento
 A_{corte} = area de punzonameinto
 σ_n = carga de diseño

$$V_{pun} = (3,40 \text{ m}^2)(25,65 \text{ ton/m}^2) = 87,21 \text{ ton}$$

Corte resistente $\rightarrow \phi 1,10\sqrt{f'c}b_0d$ [ACI 11.12.2.1]

$\phi = 0,75$ para corte [ACI 9,3,2,3]

b_0 = perimetro del area de falla

$$b_0 = 4(0,775 \text{ m}) = 3,10 \text{ m} = 310 \text{ cm}$$

$$\phi V_{cp} = (0,75)(1,10) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (310 \text{ cm})(37,5 \text{ cm})$$

$$\phi V_{cp} = 138 \text{ 981,36 kg} = 138,981 \text{ ton.}$$

Como $\phi V_{cp} = 138,981 \text{ ton} > V_{pun} = 87,21 \text{ ton} \rightarrow$ Chequea por punzonamiento

- Diseño a flexión

- Momento de diseño

$$M_{dis} = \frac{\omega l^2}{2} \quad \therefore \quad \omega = \sigma_n(1,00 \text{ m}) \rightarrow \text{franja unitaria} \therefore b = 100 \text{ cm}$$

$l = \text{distancia del rostro muro a borde de zapata}$

$$M_{dis} = \frac{(25,65 \text{ ton/m}^2)(1,00 \text{ m})(0,80 \text{ m})^2}{2} = 8,21 \text{ ton} * \text{ m} = 8 \text{ 210 kg} * \text{ m.}$$

- Área de acero

Se usará la expresión para el área de acero:

$$A_s = 0,85 \frac{f'c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'c}} \right]$$

b, d esta en cm, $b = 100 \text{ cm}$ (franja unitaria)

Mu esta en kgm

Donde: $f'c, f_y$ esta en kg/cm^2

A_s está en cm^2

$$A_s = 0,85 \frac{210}{4200} \left[(100)(37,5) - \sqrt{(100 * 37,5)^2 - \frac{(8\ 210)(100)}{0,003825(210)}} \right] = 5,90 \text{ cm}^2.$$

- Refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{4\ 200} = 0,0033 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} b d \\ A_{s_{\min}} &= 0,0033(100 \text{ cm})(37,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 12,38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como $A_{s_{\text{requerido}}} < A_{s_{\min}} \therefore$ usar $A_{s_{\min}} = 12,38 \text{ cm}^2$.

- Espaciamiento del refuerzo

$$\text{Usando refuerzo No, 5} \rightarrow \frac{12,38 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{2,00 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$S = 16 \text{ cm} \rightarrow$ usar refuerzo No. 5 @ 15 cm en ambos sentidos.

- Chequeo de longitud de desarrollo del refuerzo a flexión

La longitud de desarrollo necesaria para una varilla No.6, será:

$$[\text{ACI 21.5.4.1}] \quad l_d = \frac{f_y d_b}{1,72 \sqrt{f'_c}} = \frac{(4\ 200 \text{ kg/cm}^2)(1,90 \text{ cm})}{1,72 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

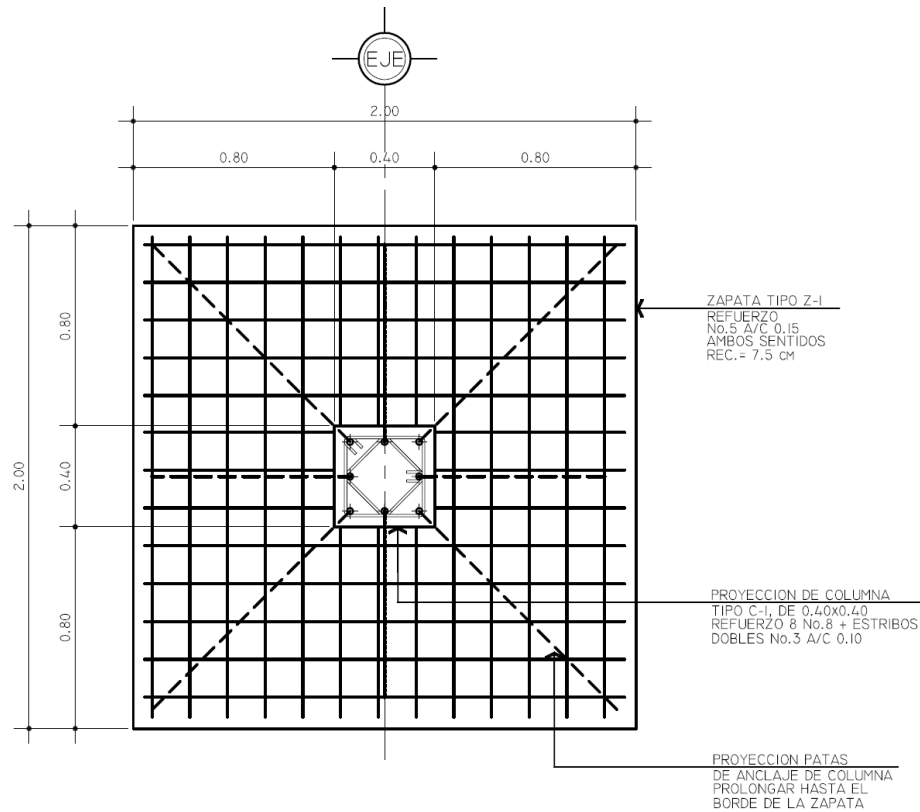
$$l_d = 32,01 \text{ cm}$$

La longitud que puede desarrollar el refuerzo dentro de la zapata es:

$$l = \frac{B - h_{\text{col}}}{2} - r = \frac{200 \text{ cm} - 40 \text{ cm}}{2} - 7,5 \text{ cm} \rightarrow l = 72,50 \text{ cm}$$

Como $l = 32,01 > l_d = 72,50 \rightarrow$ chequea.

Figura 43. Detalle de armado de zapata típica tipo 1



Fuente: elaboración propia.

2.12.5.2. Diseño de zapata tipo 2

A continuación se detalla el proceso de diseño para la zapata típica tipo 2, que corresponde a las columnas ubicadas sobre el eje 2 y 3 del edificio; dicha zapata soportará la carga combinada de las dos columnas. Las columnas se encuentran separadas una distancia de 3 m, si se usan zapatas aisladas quedarían demasiado juntas y las líneas de falla por cortante a 45° se interceptarían, por lo que es necesario diseñar una zapata combinada que permita cimentar de manera segura y eficiente estas columnas.

- Datos

$M_x = 21\ 823,88\ \text{kg} \cdot \text{m}$	$f'_c = 210\ \text{kg}/\text{cm}^2\ (3\ 000\ \text{psi})$
$M_y = 24\ 415,18\ \text{kg} \cdot \text{m}$	$f_y = 4\ 200\ \text{kg}/\text{cm}^2\ (\text{Grado } 60),$
$P_{\text{col.eje2}} = 110\ 608,00\ \text{kg}$	$\gamma_{\text{concreto}} = 2\ 400\ \text{kg}/\text{m}^3$
$P_{\text{col.eje3}} = 33\ 182,00\ \text{kg}$	$\gamma_{\text{suelo}} = 1,28\ \text{ton}/\text{m}^3$
$\text{FCU} = 1,524$	$d_f = 2,00\ \text{m}\ (\text{desplante})$
$V_s = 22,00\ \text{ton}/\text{m}^2$	$\text{Sección de columna} = 0,40\ \text{m} \times 0,40\ \text{m}.$

- Carga de trabajo

Para la determinación de la base de la zapata el código ACI, establece que las cargas últimas deber ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_{\text{col.eje2}}}{\text{FCU}} = \frac{110\ 608,00\ \text{kg}}{1,524} \rightarrow P_{t\ \text{col. eje2}} = 72\ 577,42\ \text{kg}$$

$$P_t = \frac{P_{\text{col.eje3}}}{\text{FCU}} = \frac{33\ 182,00\ \text{kg}}{1,524} \rightarrow P_{t\ \text{col. eje3}} = 21\ 772,97\ \text{kg}$$

- Área requerida de la zapata

$$A_z = \frac{\text{FCU}(P_{t\ \text{col. eje2}} + P_{t\ \text{col. eje3}})}{V_s}; V_s = \text{capacidad de carga admisible del suelo}$$

$$A = \frac{(1,524)(72\ 577,42\ \text{kg} + 21\ 772,97)}{(22)(1\ 000)\ \text{kg}/\text{m}^2} = 6.54\ \text{m}^2 \rightarrow \text{área mínima requerida}$$

- Peralte de zapata

Se basa en proporcionar la longitud de desarrollo para la barra de acero longitudinal de mayor diámetro, en el armado de la columna correspondiente, para el presente caso, es una barra No. 8 (2,5 cm).

$$t = r + 2d_b + l_d \quad \therefore \begin{array}{l} r = \text{recubrimiento} = 7,5 \text{ cm (min)} \quad [\text{ACI 7.7.2}] \\ d_b = \text{se propone la varilla máxima No. 8} = 2,54 \text{ cm} \\ l_d = \text{longitud de desarrollo necesaria para la barra} \\ \text{de mayor diámetro en el armado de la columna.} \end{array}$$

- Longitud de desarrollo para barra No.8

$$[\text{ACI 21.5.4.1}] \quad l_d = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = \frac{(4 \text{ 200 kg/cm}^2)(2,54 \text{ cm})}{17,2(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})} \quad \rightarrow \quad l_d = 42,80 \text{ cm}$$

$$t = 7,5 + 2(2,54) + 42,80 = 55,38 \text{ cm}$$

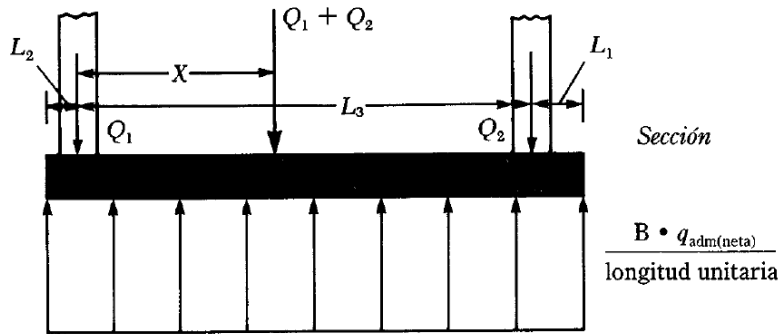
Se propone usar: $t = 75 \text{ cm} \rightarrow$ espesor mínimo para chequeo a corte.

Se propuso usar un espesor de 75 cm, ya que después de hacer varios ensayos, se determinó que dicho espesor es el mínimo, para que la zapata cumpla con la resistencia al cortante.

Luego de proponer un peralte para la zapata, se debe determinar la posición de la resultante de las cargas de las columnas, la cual, debe pasar por el centro de gravedad de la cimentación, de manera que exista una distribución uniforme de la presión en el suelo.

Después de calcular la resultante de las cargas y el centro de gravedad de la zapata, se puede calcular la longitud total de la zapata, según lo muestra la figura 44.

Figura 44. Longitudes y ubicación del centro de gravedad, para una zapata rectangular combinada



Fuente: DASS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones, P. 256.

- Localización del centro de gravedad de las cargas

Se calcula el centro de gravedad partiendo de la columna izquierda Q_1 , que representa las columnas ubicadas en el eje 3 del edificio.

Q_1 = representa las columnas ubicadas sobre el eje 3 del edificio

Q_2 = representa las columnas ubicadas sobre el eje 2 del edificio

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} = \frac{(72\,577,42 \text{ kg})(3,00 \text{ m})}{72\,577,42 \text{ kg} + 21\,772,97 \text{ kg}} = 2,31 \text{ m} \rightarrow \text{desde columna eje 3}$$

- Dimensiones de la zapata

Conociendo el centro de gravedad de las cargas, se puede calcular la longitud total de la zapata y el ancho respectivo.

$$L = 2(L_2 + X) = 2(0,20 + 2,31) = 5,02 \text{ m} \rightarrow \text{se usa } 5,00 \text{ m}$$

$$L_1 = L - L_2 - L_3 = 5,00 - 0,20 - 3,00 = 1,80 \text{ m}$$

$$B = \frac{A}{L} = \frac{6,54 \text{ m}^2}{5,00 \text{ m}} = 1,31 \text{ m} \rightarrow \text{se usa } 1,30 \text{ m}$$

Se ensaya entonces, una zapata de 5,00 m de largo por 1,30 metros de ancho.

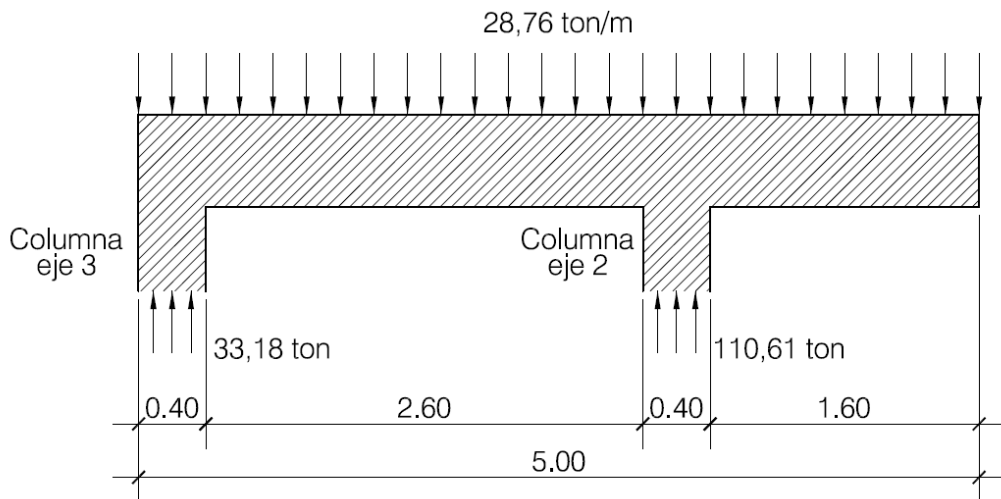
- Cargas de diseño

$$q_u = \frac{P_{\text{col eje 2}} + P_{\text{col eje 3}}}{A_{\text{real zapata}}} = \frac{110,61 \text{ ton} + 33,18 \text{ ton}}{(5,00 \text{ m})(1,30 \text{ m})} = 22,12 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = \left(22,12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (1,30 \text{ m}) = 28,76 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para analizar la zapata en el sentido longitudinal, se idealiza como una viga larga, cuyos momentos máximos y mínimos, positivos y negativos se calculan usando los principios y criterios de resistencia de materiales. Por facilidad y mejor interpretación, el diagrama de cargas y reacciones de la zapata combinada aparece invertido, como si se tratara de una viga larga; según lo muestra la figura 45.

Figura 45. **Diagrama de cargas y reacciones para zapata combinada**

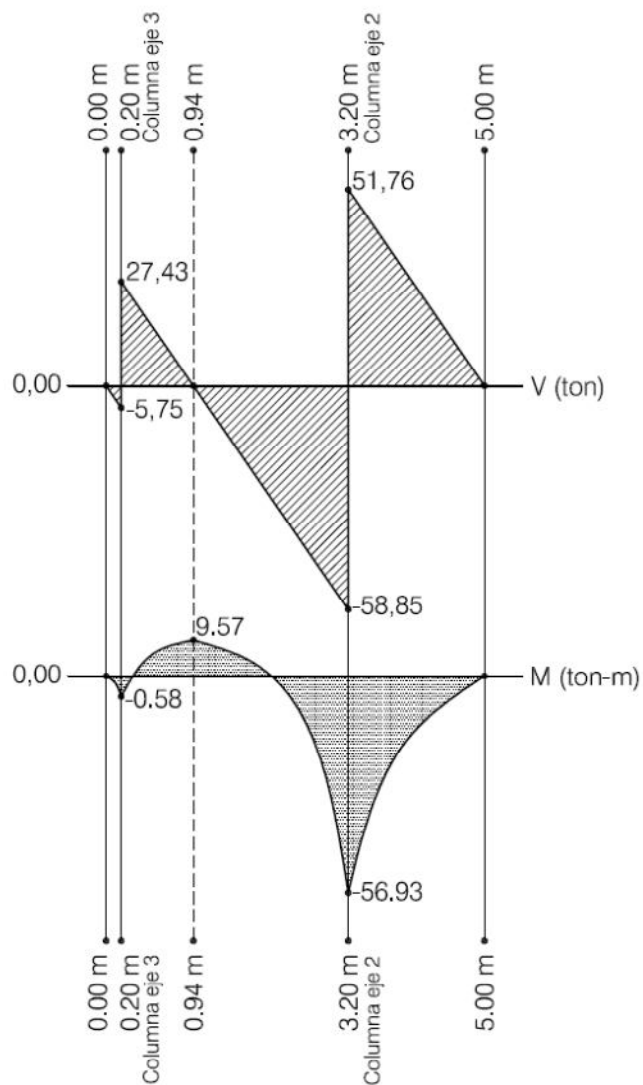


Fuente: elaboración propia.

- Diagramas de corte y momento

Con el diagrama de cargas anterior, se procede a calcular y dibujar los diagramas de corte y momento respectivos para la zapata, los cuales se muestran en la figura 46.

Figura 46. **Diagramas de corte y momento para zapata combinada**



Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por cortante en un sentido

$$\text{Peralte efectivo (d)} = t - \text{rec} - \emptyset = 75 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 65,00 \text{ cm}$$

- Se calcula V_{u1} a una distancia “d” de la cara interior de la columna derecha

$$V_{u1} = 58,85 \text{ ton} - (0,45 \text{ m}) \left(28,76 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \right) = 45,91 \text{ ton} \rightarrow \text{corte actuante}$$

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} * bd \text{ [ACI 11.3.1.1]} \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte}$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (130 \text{ cm}) (65,00 \text{ cm}) = 48\,674,72 \text{ kg} = 48,67 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c = 48,67 \text{ ton} > V_u = 45,91 \text{ ton} \rightarrow$ Chequea por cortante simple

- Chequeo cortante por punzonamiento

$$V_{\text{punz columna derecha}} = 110,61 \text{ ton} - \left(0,40 + 2 \left(\frac{0,65}{2} \right) \right)^2 (28,76 \text{ ton/m}^2)$$

$$V_{\text{punz}} = 78,90 \text{ ton}$$

$$d = \frac{V_{\text{punz}}}{\phi 1,10 \sqrt{f'_c} b_o} = \frac{78,90 * 1000 \text{ kg}}{(0,75) 1,10 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (4 * 105 \text{ cm})}$$

$$d = 15,71 \text{ cm} \ll 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Chequea por punzonamiento}$$

$$V_{\text{punz columna izquierda}} = 33,18 \text{ ton} - \left(0,40 + 2 \left(\frac{0,65}{2} \right) \right)^2 (28,76 \text{ ton/m}^2)$$

$$V_{\text{punz}} = 1,47 \text{ ton}$$

$$d = \frac{V_{\text{punz}}}{\phi 1,10 \sqrt{f'_c} b_o} = \frac{1,47 * 1000 \text{ kg}}{(0,75) 1,10 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (4 * 105 \text{ cm})}$$

$$d = 0,29 \text{ cm} \ll 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Chequea por punzonamiento}$$

- Diseño del acero longitudinal

Momento negativo, bajo columna derecha (eje 2):

$$M_u(-) = -56,93 \text{ ton} * \text{m}$$

- Se usará la expresión para el área de acero

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'_c}} \right]$$

b, d está en cm, b = 100 cm (franja unitaria)

Mu está en kgm

Donde: f'_c, f_y está en kg/cm²

A_s está en cm²

$$A_s = 0,85 \frac{210}{4200} \left[(130)(65) - \sqrt{(130 * 65)^2 - \frac{(8\ 210)(130)}{0,003825(210)}} \right] = 3,36 \text{ cm}^2.$$

- Refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{4\ 200} = 0,0033 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} bd \\ A_{s_{\min}} &= 0,0033(130 \text{ cm})(65 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 27,89 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como $A_{s_{\text{requerido}}} < A_{s_{\min}} \therefore$ usar $A_{s_{\min}} = 27,89 \text{ cm}^2$.

- Propuesta de armado

$$\text{Usando 14 No.5} \rightarrow A_s = (14)(2,00 \text{ cm}^2) = 28 \text{ cm}^2$$

Usar 14 barras No.5 para momento negativo.

- Momento positivo, bajo columna izquierda (eje 3)

$$M_u(+)= 9,57 \text{ ton} * \text{ m}$$

Como el momento positivo es mucho menor al momento negativo, se necesita únicamente refuerzo mínimo en la misma cantidad, entonces serán también 14 barras No.5.

- Diseño del acero transversal

Ahora se diseña el acero de refuerzo para el lado corto de la zapata, bajo la columna derecha que es la más crítica debido a su mayor carga.

$$q_u = (33,18 \text{ ton}/1,30 \text{ m}) = 25,52 \text{ ton/m}$$

- Momento de diseño

$$M_{\text{dis}} = \frac{q_u l^2}{2} \quad \therefore \quad \begin{array}{l} q_u = \text{carga distribuida (ton/m)} \\ l = \text{distancia del rostro muro a borde de zapata (m)} \end{array}$$

$$M_{\text{dis}} = \frac{(25,52 \text{ ton/m})(0,45 \text{ m})^2}{2} = 2,58 \text{ ton} \cdot \text{m} = 2\,580 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

- Área de acero

El momento calculado es muy pequeño, entonces es necesario usar refuerzo mínimo, según se detalla. Se supone que el acero se extiende sobre un ancho de banda = ancho de columna + 2(d/2), entonces:

$$\text{Ancho de banda} = 0,40 + 2(0,65/2) = 1,05 \text{ m}$$

- Refuerzo mínimo

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{4\,200} = 0,0033 \rightarrow \begin{array}{l} A_{s_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} b d \\ A_{s_{\text{min}}} = 0,0033(105 \text{ cm})(65 \text{ cm}) \\ A_{s_{\text{min}}} = 22,52 \text{ cm}^2 \end{array}$$

- Propuesta de armado

$$\text{Usando 12 No. 5} \rightarrow A_s = (12)(2,00 \text{ cm}^2) = 24 \text{ cm}^2$$

Usar 12 barras No. 5 para momento positivo.

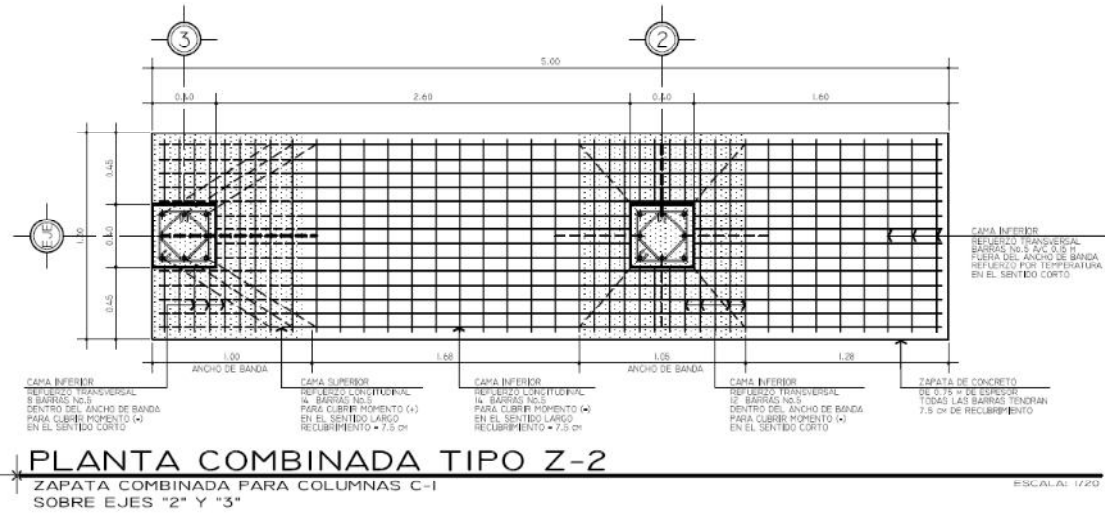
- Refuerzo por temperatura

$$\begin{array}{l} A_{s_{\text{temp}}} = \rho_{\text{temp}} b d \\ \text{Según ACI 7.12.1 (a)} \rightarrow \rho_{\text{temp}} = 0,002 \rightarrow A_{s_{\text{temp}}} = 0,0020(300 \text{ cm})(65 \text{ cm}) \\ A_{s_{\text{min}}} = 39,00 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\text{Usando 20 barras No. 5} \rightarrow A_s = 20(2,00) = 40,00 \text{ cm}^2$$

$$S = 300 \text{ cm}/20 \text{ barras} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{usar refuerzo No. 5 @ 15 cm.}$$

Figura 47. Detalle de armado de zapata combinada tipo 2



Fuente: elaboración propia.

2.12.6. Diseño de gradas

- Relaciones de comodidad

$$\begin{array}{ll}
 C \leq 0,20 \text{ m} & C = 0,16 \text{ m} \leq 0,20 \text{ m} \\
 H > C & H = 0,30 \text{ m} > 0,16 \text{ m} \\
 2C + H \leq 0,64 \text{ m} & \rightarrow 0,62 \text{ m} \leq 0,64 \text{ m} \\
 C + H \approx 0,45 \text{ m} - 0,48 \text{ m} & C + H = 45 \text{ cm} \\
 CH \approx 480 \text{ cm}^2 - 500 \text{ cm}^2 & CH = 480 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

$$\therefore \text{usar } \begin{array}{l} C = 16,00 \text{ cm} \\ H = 30,00 \text{ cm} \end{array}$$

- Espesor de losa

$$t = \frac{l_n}{24} = \frac{3,10 \text{ m}}{24} \rightarrow t = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

- Carga muerta

$$\begin{aligned}
 CM &= \gamma_{\text{conc}} (A_{\text{esc}} + A_{\text{losa}} + A_{\text{descanso}}) \\
 CM &= (2400 \text{ kg/m}^3) \left[\left(\frac{(0,30)(0,16)}{2} \right) + 0,12 \left(\sqrt{0,16^2 + 0,30^2} \right) + 0,12 \text{ m} (1,50 \text{ m}) \right] \\
 CM &= 587,52 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Carga viva

$$CV = 500,00 \text{ kg/m}$$

- Carga última

$$W = 1,4 \left(587,52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1,7(500,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}})$$

$$W = 1\ 672,53 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momentos

$$M_{\text{max}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{(1\ 672,53 \text{ kg/m})(4,70 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{\text{max}} = 4\ 618,27 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{(+)} = \frac{9Wl^2}{128} = \frac{9(1\ 672,53 \text{ kg/m})(4,70 \text{ m})^2}{128}$$

$$M_{(+)} = 2\ 597,78 \text{ kg} * \text{m}$$

- Cálculo de cortante

$$V_{\text{apoyo}} = \frac{3}{8} Wl = \frac{3(1\ 672,53 \text{ kg/m})(4,70 \text{ m})}{8}$$

$$V_{\text{apoyo}} = 2\ 947,83 \text{ kg}$$

$$V_{\text{empe}} = \frac{5}{8} Wl = \frac{5(1\ 672,53 \text{ kg/m})(4,70 \text{ m})}{8}$$

$$V_{\text{empe}} = 4\ 913,06 \text{ kg}$$

- Corte resistido por el concreto [ACI 11.3.1]

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b d \quad \phi = 0,75 \text{ para corte [ACI 9.3.2.3]}$$

$$\therefore b = 100,00 \text{ cm}$$

$$d = 10,00 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (100 \text{ cm})(10 \text{ cm}) \rightarrow \phi V_c = 5\ 760,32 \text{ kg/m}$$

$\therefore \phi V_c > V_{\text{act}}$ el concreto resiste todo el esfuerzo de corte

- Diseño a flexión

Recubrimiento (r): 2,5 cm [ACI 7.7.1]

Refuerzo propuesto: No. 5 (1,98 cm²)

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 000 psi)

$f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40)

$b = 100 \text{ cm}$ (franja unitaria)

$h = 12,00 \text{ cm}$

$d = 10,00 \text{ cm}$

- Refuerzo mínimo [ACI 7.12.1]

$$\rho_{\min} = 0,0020 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min}bd \\ A_{s_{\min}} &= 0,020(100 \text{ cm})(10 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 2,40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Espaciamiento máximo [ACI 13.3.2]

$$S < 2t \rightarrow \begin{aligned} S_{\max} &= 2(10 \text{ cm}) \\ S_{\max} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Espaciamiento del refuerzo mínimo, se propone usar refuerzo No.3:

$$\frac{1,40 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$$S = 30,00 \text{ cm} > S_{\max} \therefore \text{usar } S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

- Nuevo refuerzo mínimo

$$\frac{x \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= 3,55 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\min} &= 0,00507 \end{aligned}$$

- Momento resistido por el refuerzo mínimo

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \therefore \phi = 0,90 \text{ [ACI 9,3,2,1]}$$

$$\varphi M_n = (0,90)(0,00507)(2\,810)(100)(10)^2 \left(1 - 0,59(0,00507) \frac{2\,810}{210}\right)$$

$$\varphi M_n = 123\,088,09 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1\,230,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Áreas de acero requeridas

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'_c}} \right] \quad \therefore \begin{array}{l} b, d \text{ está en cm} \\ Mu \text{ está en kgm} \\ f'_c, f_y \text{ está en kg/cm}^2 \\ A_s \text{ está en cm}^2 \end{array}$$

Se usará la expresión siguiente para el espaciamiento, usando refuerzo No.5:

$$\frac{A_s \text{ requerida cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{1,98 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

- Propuesta de armado

Momento inferior = 4 618,27 kg * m

Acero requerido = 22,11cm² > A_{s,min} → colocar No. 5 @ 8 cm

Momento superior = 2 597,78 kg * m

Acero requerido = 11,27 cm² > A_{s,min} → colocar No, 5 @ 15 cm

2.13. Diseño de instalaciones hidráulicas

Este es un punto muy importante, ya que todo edificio público o privado debe contar con instalaciones hidráulicas y sanitarias adecuadas a su uso. Este debe incluir el diseño de las instalaciones de agua potable, así como las redes de drenaje sanitario y pluvial que darán servicio a los usuarios del edificio.

2.13.1. Agua potable

El sistema de agua potable consta de 3 componentes básicos: acometida de agua potable, red de distribución (circuitos y accesorios) y los artefactos sanitarios en la edificación. Se describen a continuación los criterios básicos de diseño y los parámetros que debe cumplir cada componente de su instalación:

- Acometida de agua potable

Es el conjunto de elementos interconectados que unen la tubería de distribución con la instalación domiciliar (red interior) de agua potable, su principal función es suministrar el vital líquido a la edificación que lo necesita. La acometida está compuesta por varios elementos básicos que aseguran su buen funcionamiento, en una acometida domiciliar típica estos elementos son:

- Medidor de caudal (mejor conocido como “contador de agua”, mide el flujo y consumo de agua, puede ser análogo o digital).
- Llave de paso (controla el ingreso del flujo de agua, puede impedirse para realizar inspecciones y reparaciones en la tubería).
- Llave de cheque (impide que el agua que se encuentra en la tubería regrese y salga del sistema).

- Dotación de agua potable

La dotación de agua potable es la cantidad de agua (en volumen) que se le asigna a una unidad consumidora por día. Esta unidad consumidora pueden ser personas, animales, artefactos, maquinaria, entre otras. En este caso, por tratarse de un centro educativo donde los alumnos solamente permanecerán temporalmente dentro de las instalaciones, la dotación de agua puede usarse entre 20-30 Lt/alumno/día. Por ser un área rural, se decidió usar la dotación mínima para estos casos.

$$\text{Dotación} = 20 \text{ Lt/alumno/día}$$

- Almacenamiento

Se refiere al volumen de agua potable que debe almacenarse en un tanque cisterna o elevado, de manera que si se interrumpiera el servicio de agua, las instalaciones puedan seguir funcionando en forma regular por cierta cantidad de tiempo. Los días de reserva se establecen dependiendo del tipo de servicio de agua, es decir si es regular y constante, o se trata de un servicio irregular y por intervalos de tiempo; se puede considerar de 1 a 3 días de reserva para almacenamiento de agua potable.

El volumen de almacenamiento se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = \text{Consumo diario} * D$$

Donde:

V_c = Volumen de almacenamiento de cisterna (Lt)

Consumo diario = Consumo medio diario (Lt/día)

D = Días de reserva (día),

El instituto tiene capacidad para albergar a 400 alumnos, entonces, usando una dotación de 20 Lt/alumno/día y considerando 2 días de reserva se puede calcular el volumen que debe tener el tanque cisterna:

$$V_c = (20 \text{ Lt/alumno/día})(400 \text{ alumnos})(2 \text{ días})$$

$$V_c = 16\,000,00 \text{ Lt} = 16 \text{ m}^3$$

- Sistema de captación y aprovisionamiento

Acometida de agua potable: se deberá calcular el diámetro de la tubería en función del caudal nominal y de las pérdidas de carga o presión, según las siguientes ecuaciones.

$$Q = \frac{\text{Consumo diario}}{T}$$

Donde:

Q = Caudal nominal (lt/seg)

T = Tiempo de llenado del cisterna (de 6 a 24 horas)

Entonces considerando un consumo diario de 8 000 Lt/día y un tiempo de llenado de 6 horas, se calcula el caudal nominal:

$$Q = \frac{8\,000 \text{ l/día}}{(6 \text{ horas})(3\,600 \text{ segundos})} = 0.37 \text{ lt/seg}$$

Una vez calculado el diámetro de la guía y de la acometida, se deberá comprobar que la presión de entrada al reservorio, sea la necesaria para producir el caudal requerido.

$$P_{er} = P_{dr} - P_{pc}$$

Donde:

P_{er} = Presión de entrada al reservorio (m. c. a.)

P_{dr} = Presión disponible en la red pública (m. c. a.)

P_{pc} = Pérdidas de carga de todos los elementos (m. c. a.)

- Pérdidas de carga localizadas

Todos los accesorios y componentes de la red de agua potable producen pérdidas localizadas (válvulas, contador, codos, reductores, etc). Para determinar las pérdidas localizadas en los accesorios de la acometida y en los demás elementos del sistema, se usa la tabla XX y la siguiente ecuación.

$$h = k \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

Donde:

h = Pérdida de carga localizada (m/m)

k = Coeficiente que depende del elemento y del diámetro (adimensional)

v = Velocidad media del fluido (m/seg)

g = Constante gravitacional (9.81 m²/seg)

Tabla XX. Pérdidas localizadas en accesorios

Accesorios Ø	K 10-13 mm	K 20-25 mm	K 32-40 mm	K 50-100 mm
Codo 90°	2	1.5	1.3	1
Codo 45°	0.5	0.4	0.04	0.3
Tee	1	1	1	1
Tee reducida	2.5	2	1.5	1
Reducción	0.5	0.5	0.5	0.5
Válvula de compuerta	1	0.5	0.3	0.3
Válvula de globo	16	12	9	7
Medidor de agua	20	16	13	12
Llave de inserción	4	2	1.5	1.5
Flotador	7	4	3.5	3.5
Válvula de pie	20	16	13	10
Válvula check	8	6	4.5	3.5

Fuente: ERAZO VARGAS, Byron. Anteproyecto de Normas de Instalaciones Sanitaria Domiciliarias e Industrial para la Provincia del Guayas. p 250.

- Pérdidas de carga por fricción

Debido al flujo turbulento del agua y el roce con las paredes de la tubería se produce una pérdida de carga por fricción a largo de toda la red. La pérdida de carga por fricción es directamente proporcional a la velocidad del flujo y a la longitud de la tubería, e inversamente proporcional al diámetro de la misma.

Para obtener las pérdidas de carga por unidad de longitud en la tubería de agua potable, se usa la ecuación de Hazen-Williams:

$$J = \frac{h_f}{L} = \frac{10.643 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

J = Pérdida de carga (m/m)

Q = Caudal de diseño (m³/seg)

C = Coeficiente de fricción (adimensional, depende del material)

D = Diámetro de la tubería (m)

Tabla XXI. **Caudales y presiones mínimas para artefactos sanitarios**

<i>PIEZAS SANITARIAS</i>	<i>DIAMETRO MINIMO (Pulg)</i>	<i>PRESION MINIMA (m)</i>	<i>CAUDAL Q (l/s)</i>
INODORO TANQUE	½"	5	0.10
INODOROS DE FLUX	1"	14	1.50
LAVABOS	½"	2	0.15
DUCHAS	½"	2	0.20
LAVACHATAS	1"	2	0.30
FREGADERO DE COCINA	½"	7	0.20
LLAVES DE MANGUERA	½"	7	0.25
URINARIOS	¾"	10	0.30

Fuente: ERAZO VARGAS, Byron. "Anteproyecto de Normas de Instalaciones Sanitaria Domiciliarias e Industrial para la Provincia del Guayas". p 250.

Tabla XXII. **Velocidades máximas para tuberías de agua potable**

<i>DIAMETRO(Pulg)</i>	<i>VELOCIDAD MAXIMA (m/seg)</i>
½"	1.60
¾"	1.95
1"	2.25
1¼"	2.50
1½"	2.75
2"	3.15
2½"	3.55
3"	3.85
4" en adelante	4.00

Fuente: ERAZO VARGAS, Byron. "Anteproyecto de Normas de Instalaciones Sanitaria Domiciliarias e Industrial para la Provincia del Guayas". p 250.

- Sistema de bombeo

El caudal máximo instantáneo del equipo de bombeo para edificios, en donde no se proyecte tanque elevado, es el siguiente:

$$QMI = \text{Caudal total} * k; \text{ donde } k = \frac{1}{\sqrt{n + 1}}$$

Donde:

QMI = Caudal máximo instantáneo (lt/seg)

k = Factor de simultaneidad, (adimensional)

n = número de artefactos sanitarios del edificio

- Presión dinámica o mínima

Es la presión que debe proporcionar la bomba a fin de que el agua llegue a la pieza sanitaria hidráulicamente más desfavorable, en donde los parámetros de la ecuación son:

$$P_d = (P_e + P_r + P_c) * 1.10$$

Donde:

P_d = Presión dinámica (m), proporcionada por la bomba

P_e = Presión estática o diferencia de nivel entre el fondo de la cisterna y el artefacto sanitario más lejano (m).

P_r = Presión residual o presión mínima necesaria del artefacto sanitario (m).

P_c = Suma total de pérdidas de carga en el recorrido más desfavorable (m).

- Potencia de la bomba: se calcula con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Q_b * P_d}{76 * \%eficiencia}$$

Donde:

P = Potencia de la bomba (HP)

Q_b = Caudal manejado por la bomba (l/s)

P_d = Presión dinámica (m)

%eficiencia = Porcentaje de eficiencia en decimales (adimensional)

- Cálculo de presión en cisterna

La tabla XXIII muestra las pérdidas de carga presentes en el tramo analizado, que va de la acometida de agua potable hacia el tanque cisterna; las mayores pérdidas del tramo son las localizadas en los accesorios de la acometida, ya que impiden la continuidad del flujo.

Tabla XXIII. **Pérdidas localizadas en acometida de agua potable, instituto de educación media**

Pérdidas localizadas				
	plg	adimensional	m/seg	m
	D	k	v	h
Accesorio	Diámetro	Coefficiente	Velocidad	Pérdida
Llave de control	1	12	0,73	0,33
Contador	1	16	0,73	0,43
Llave de paso	1	12	0,73	0,33
Cheque	1	6	0,73	0,16
Flotador	1	4	0,73	0,11
			Total	1,36

Fuente: elaboración propia.

La presión en la acometida es igual a la presión disponible en el sistema de abastecimiento de agua potable municipal; esta presión es de 20 m.c.a. por lo que la presión en la cisterna será:

$$\begin{aligned} \text{Presión cisterna} &= \text{Presión disponible acometida} - \text{Pérdidas de carga} \\ \text{Presión cisterna} &= 20 \text{ m} - 1,36 \text{ m} = 18,64 \text{ m.c. a} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

De manera que el caudal del tramo acometida cisterna, será perfectamente abastecido por una tubería PVC de 1" de diámetro.

- Cálculo del caudal proporcionado por la bomba

XXIV. **Caudal máximo instantáneo proporcionado por la bomba, instituto de educación media**

BOMBA - ARTEFACTOS		lt/seg	lt/seg
Artefacto	Cantidad	Caudal unitario	Caudal total
Inodoro de tanque	10	0,1	1,00
Urinales	4	0,3	1,20
Lavamanos	10	0,15	1,50
		Total	3,70
Factor de flujo instantáneo		k	0,20
Caudal máximo instantáneo		QMI	0,74

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la presión suministrada por la bomba

La presión que debe suministrar la bomba al sistema (presión dinámica), se calcula sumando las siguientes presiones: la diferencia de nivel entre el fondo de la cisterna y el artefacto sanitario más lejano es de 5 m (P_e), la presión mínima para el artefacto se toma como 14 m.c.a (P_r) y por último las pérdidas de carga se calculan en función del caudal (P_c).

$$P_d = (P_e + P_r + P_c) * 1,10 = (5 \text{ m} + 14 \text{ m} + 6,36 \text{ m}) * 1,10 \approx 28 \text{ m.c.a}$$

Presión mínima del sistema = 28 m.c.a

- Cálculo de potencia de la bomba

$$\text{Potencia} = \frac{Q_b * P_d}{76 * \% \text{eficiencia}} = \frac{(0,74 \text{ lt/seg})(28 \text{ m.c.a})}{(76)(0.60)} = 0.45 \text{ HP (calculada)}$$

$$\text{Potencia comercial} = 1/2 \text{ HP}$$

$$\text{Presión real suministrada por la bomba} = \frac{(0.5 \text{ HP})(76)(0.60)}{(0,74 \text{ lt/seg})} \approx 31 \text{ m.c.a}$$

Entonces, para la cisterna se deberá usar un sistema hidroneumático con una potencia de ½ HP, que proporcionará una presión de 31 m.c.a., suficiente para abastecer todos los artefactos sanitarios de manera satisfactoria.

- Diseño red de agua potable

Se presentan las tablas de cálculo utilizadas para realizar el diseño de cada ramal de agua potable dentro del edificio; el criterio usado se basa en mantener en todos los puntos del sistema a una presión de 14 m.c.a., que es la presión mínima de funcionamiento de un inodoro con fluxómetro.

Las tablas muestran las presiones diferenciales en cada ramal y las respectivas pérdidas de carga; se usó una presión dinámica de 31 m.c.a. proporcionada por una bomba de ½ HP.

Además, se supone la bomba succionará el agua 2 metros por debajo del nivel de piso. Todas las tuberías y accesorios serán de PVC, de diámetro indicado según diseño.

- Diseño ramal "A"

Este ramal abastece los baños de hombres y mujeres del segundo nivel, tiene una longitud de 15 metros y se propuso usar tubería PVC con diámetro de $\frac{3}{4}$ plg.

Tabla XXV. **Diseño hidráulico red de agua potable, ramal "A", instituto de educación media**

RAMAL "A": BAÑOS SEGUNDO NIVEL		lt/seg	lt/seg
Artefacto	Cantidad	Caudal unitario	Caudal total
Inodoro de tanque	4	0,1	0,40
Urinales	2	0,3	0,60
Lavamanos	4	0,15	0,60
		Total	1,60
Factor de flujo instantáneo		k	0,30
Caudal máximo Instantáneo		QMI	0,48
Longitud del ramal		15 metros	
Diámetro propuesto		3/4"	
Material de la tubería		PVC (C=150)	

Pérdidas de carga y presiones en el sistema	m.c.a	Símbolo
Pérdida de carga por fricción = $J \times L$	2,62	
Pérdida de carga localizada = 10% hf	0,26	
Pérdida de carga total	2,88	Pc
Presión estática = altura de artefactos sanitarios	5,00	Pe
Presión dinámica = proporcionada por la bomba	31,00	Pd
Presión disponible en el sistema = $Pd - Pe - Pc$	23,12	Pdis
Presión mínima para inodoro con fluxometro	14,00	Pflux
Presión diferencial = $Pdis - Pflux > 0$; OK!!!	9,12	CHEQUEA

Fuente: elaboración propia.

- Diseño ramal "B"

Este ramal abastece los baños de hombres y mujeres del primer nivel, tiene una longitud de 12 metros y se propuso usar tubería PVC con diámetro de ¾".

Tabla XXVI. **Diseño hidráulico red de agua potable, ramal "B", instituto de educación media**

RAMAL "B": BAÑOS PRIMER NIVEL		lt/seg	lt/seg
Artefacto	Cantidad	Caudal unitario	Caudal total
Inodoro de tanque	4	0,1	0,40
Urinales	2	0,3	0,60
Lavamanos	4	0,15	0,60
		Total	1,60
Factor de flujo instantáneo		k	0,30
Caudal máximo Instantáneo		QMI	0,48
Longitud del ramal		12 metros	
Diámetro propuesto		¾"	
Material de la tubería		PVC (C=150)	

Pérdidas de carga y presiones en el sistema	m.c.a	Simbolo	RAMAL "B"
Pérdida de carga por fricción = J x L	2,10		
Pérdida de carga localizada = 10% hf	0,21		
Pérdida de carga total	2,31	Pc	
Presión estática = altura de artefactos sanitarios	2,00	Pe	
Presión dinámica = proporcionada por la bomba	31,00	Pd	
Presión disponible en el sistema = Pd-Pe-Pc	26,69	Pdis	
Presión mínima para inodoro con fluxometro	14,00	Pflux	
Presión diferencial = Pdis - Pflux > 0; OK!!!	12,69	CHEQUEA	

Fuente: elaboración propia.

- Diseño ramal "C"

Este ramal abastece los baños de la sala de maestros; tiene una longitud de 12 metros y se propuso usar tubería PVC con diámetro de ¾ plg.

Tabla XXVII. **Diseño hidráulico red de agua potable, ramal "C", instituto de educación media.**

RAMAL "C": BAÑOS SALA DE MAESTROS		lt/seg	lt/seg
Artefacto	Cantidad	Caudal unitario	Caudal total
Inodoro de tanque	2	0,1	0,20
Urinales	0	0,3	0,00
Lavamanos	2	0,15	0,30
		Total	0,50
Factor de flujo instantáneo		k	0,45
Caudal máximo Instantáneo		QMI	0,22
Longitud del ramal		12 metros	
Diámetro propuesto		¾"	
Material de la tubería		PVC (C=150)	

Pérdidas de carga y presiones en el sistema	m.c.a	Simbolo
Pérdida de carga por fricción = J x L	0,51	
Pérdida de carga localizada = 10% hf	0,05	
Pérdida de carga total	0,56	Pc
Presión estática = altura de artefactos sanitarios	2,00	Pe
Presión dinámica = proporcionada por la bomba	31,00	Pd
Presión disponible en el sistema = Pd-Pe-Pc	28,44	Pdis
Presión mínima para inodoro con fluxometro	14,00	Pflux
Presión diferencial = Pdis - Pflux > 0; OK!!!	14,44	CHEQUEA

RAMAL "C"

Fuente: elaboración propia.

2.13.2. Drenajes sanitarios

Es el destinado para retirar las aguas servidas (aguas negras, grises y jabonosas) y conducir las al drenaje municipal. El sistema de drenaje sanitario, llamado también drenaje de aguas negras se compone de tuberías verticales (bajadas) y tuberías horizontales (ramales). Es recomendable que los sistemas de drenaje de una edificación sean separativos, es decir, que el sistema de drenaje sanitario sea independiente al sistema de drenaje pluvial.

2.13.2.1. Clasificación de las instalaciones sanitarias

Dependiendo del tipo de casa o edificio al que se va a prestar servicio, las instalaciones sanitarias se clasificarán en 3 tipos:

- Primera clase: es de uso privado y se aplica a instalaciones en viviendas, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinadas a una familia o una persona.
- Segunda clase: es la llamada de uso semipúblico, corresponde a instalaciones en edificios de equipamiento e industrias, en donde los muebles son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.
- Tercera clase: son las instalaciones de uso público, donde no existe limitación en el número de personas ni en el uso, tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y centros de reunión.

2.13.2.2. Método de Hunter

Para el dimensionamiento apropiado de los componentes de la red de drenaje sanitario, se debe estimar un caudal de diseño que optimice los accesorios de la misma; para tal fin se utilizará el método de unidades de descarga de Hunter. Este método se basa en el criterio de que cada uno de los artefactos sanitarios representa un determinado número de unidades de descarga, las cuales, sumadas, permiten establecer el caudal equivalente que fluye por el ramal dado.

$$Q = F * (UD1 + UD2 + UD3 + \dots + UDn)$$
$$F = \frac{1}{\sqrt{n + 1}}$$

Dónde:

Qv = Caudal descargado, en unidades, de la vivienda

U = Unidades de descarga del aparato sanitario

F = Factor de simultaneidad

n = Número de artefactos de la edificación

- Valorización de unidades de descarga

El concepto de unidad de descarga (UD) se soporta en la curva de un fluxómetro, y representa el caudal producido por un lavamanos común (de uso privado), el cual es de 0.33 lps (litros/segundo), durante un minuto; que equivale a una descarga de 20 litros/minuto. Basándose en esta, se puede estimar las descargas de los demás muebles, accesorios o artefactos sanitarios.

El factor de simultaneidad se aplica para tomar en cuenta el hecho de que es poco probable que todos los artefactos sanitarios de una edificación sean descargados al mismo tiempo.

Tabla XXVIII. **Unidades de descarga para algunos artefactos sanitarios**

Aparato	Diámetro (pulg) desagüe	Unidades de descarga
Bañera o tina	1 1/2 - 2	2 - 3
Bidet	1,5	1
Ducha privada	2	2
Ducha pública	2	3
Lavadero	1,5	2
Inodoro (tanque)	3 - 4	3
Inodoro (fluxómetro)	4	8
Lavaplatos	2	1
Lavaplatos con triturador	2	3
Fuente de agua potable	1	1 - 2
Lavamanos	1 1/2 - 2 1/2	1 - 2
Orinal (tanque)	1 1/2	2
Orinal (fluxómetro)	3	8
Orinal de pared	2	2
Cuarto de baño completo (con sanitario de tanque)	-	3
Cuarto de baño completo (con sanitario de fluxómetro)	-	6

Fuente: http://www.ives.edu.mx/bibliodigital/Arquitectura/PDF%20arq/m%C3%B3dulo%20instalaciones_sanitarias_01.pdf [Consulta 20 de mayo de 2011].

- Cálculo del diámetro de las tuberías

Las tuberías horizontales trabajan parcialmente llenas, por lo que se aplica la fórmula de Manning, la cual tiene la siguiente expresión.

$$Q = \frac{Ah * Rh^{2/3} * \sqrt{S}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño, m³/s

S = Pendiente de la tubería, m/m

Rh = Radio hidráulico, m

Ah = Área hidráulica de la tubería, m²

- Sección máxima permisible

Para permitir la ventilación primaria en el ramal horizontal y evitar que la tubería se encuentre a presión, se recomienda que dicha tubería no trabaje a sección llena, y que por el contrario, la relación y/D (relación de tirante) esté entre el 50% y el 75%.

- Velocidad mínima y máxima

La velocidad mínima, para que el flujo no se sedimente, es de 0.30 m/s.. La velocidad máxima permitida en tuberías de drenaje es de 3 m/s; esto con el fin de evitar erosiones o desgastes excesivos en las tuberías, accesorios y cajas de drenaje sanitario.

- Pendiente mínima y máxima

La pendiente mínima de la tubería será del 1%, cuando el diámetro de la misma es mayor de 3", y su longitud no más de 2 m. En caso contrario, la pendiente mínima será del 2%; y en todos los casos la pendiente máxima será del 10%.

2.13.2.3. Diseño hidráulico de la red de drenaje sanitarios

Se presentan a continuación las tablas de cálculo utilizadas para realizar el diseño hidráulico de cada ramal de drenajes sanitarios, los ramales están divididos en aguas negras y grises de acuerdo con su origen. El criterio usado para el cálculo del caudal de descarga es el método de Hunter que se describió anteriormente; para calcular el caudal de diseño (capacidad de la tubería) se utilizó la fórmula de Manning para flujo en canales y tuberías parcialmente llenas. El material para toda la tubería y accesorios será PVC con diámetro y pendiente variable, según diseño.

Tabla XXIX. **Diseño hidráulico red de drenaje sanitario, instituto de educación media**

DISEÑO HIDRAULICO DRENAJE SANITARIO INSTITUTO											
		m/m	m	m	adimensional	m/seg	m ²	l/seg		l/seg	l/seg
		S	D	Rh	n	v	Ah	Qmax		Qud	Qmax > Qud
	Ramal	Pendiente	Diámetro	Radio hidráulico	Coficiente	Velocidad	Area sección	Caudal		Descarga	Comprobación
NIVEL 2	Ramal 1: Aguas negras	0,02	0,1016	0,0254	0,009	1,36	0,00405	5,50		4,00	1,50
	Ramal 2: Aguas grises	0,02	0,0762	0,0191	0,009	1,12	0,00228	2,56		1,60	0,96
NIVEL 1	Ramal 3: Aguas negras	0,02	0,1016	0,0254	0,009	1,36	0,00405	5,50		3,20	2,30
	Ramal 4: Aguas grises	0,02	0,0762	0,0191	0,009	1,12	0,00228	2,56		1,60	0,96
	Ramal 5: Aguas negras	0,02	0,0762	0,0191	0,009	1,12	0,00228	2,56		2,00	0,56
	Descarga a candela	0,02	0,1524	0,0381	0,009	1,78	0,00912	16,23		11,60	4,63

Fuente: elaboración propia.

2.13.3. Drenajes pluviales

Dada la importancia de desaguar eficientemente un predio al presentarse precipitaciones pluviales que pueden ser de mucha consideración, es necesario normar el criterio para proyectar razonablemente los drenajes pluviales de un edificio, que conducen el agua hacia los colectores del servicio público, evitando inundaciones dentro de las construcciones.

2.13.3.1. Cálculo del caudal de diseño

El caudal de diseño para agua pluvial está en función de la intensidad de precipitación y el área de captación considerada. En el caso de casas habitación y pequeños edificios, las áreas tributarias o de captación y el tiempo de concentración son pequeños, por lo que los gastos pluviales se considerarán en azoteas para un tiempo de concentración de 5 a 8 minutos y para un periodo de retorno de 20 años.

La intensidad de las precipitaciones pluviales se mide en mm/hr y se considera que alcanzan su nivel máximo durante los primeros cinco minutos de aguacero. El caudal de diseño se calcula utilizando del método racional americano.

$$Q_p = \frac{CIA}{36}$$

Donde:

- Q_p = Caudal de diseño pluvial, en l/seg.
- C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional
- I = Intensidad de precipitación, en mm/hr
- A = Área de captación, en m^2

Tabla XXX. **Coeficientes de escurrimiento**

Tipo de superficie	Coeficiente de escurrimiento	Tipo de superficie	Coeficiente de escurrimiento
Azoteas	1	Jardines: suelo arenoso	
		Horizontales a 2%	0.1
Patios y estacionamientos		Promedio de 2 a 7%	0.15
Loseta	1	Inclinados a 7%	0.2
Asfalto	0.95	Jardines: suelo compacto	
Concreto	0.95	Horizontales a 2%	0.17
		Promedio de 2 a 7%	0.22
		Inclinados a 7%	0.35

Fuente: http://www.ives.edu.mx/bibliodigital/Arquitectura/PDF%20arq/m%C3%B3dulo%20instalaciones_sanitarias_01.pdf. [Consulta 20 de mayo de 2011].

2.13.3.2. Dimensiones de las bajadas de aguas pluviales

El diámetro de las bajadas de aguas pluviales está en función del área de azotea (cubierta) del edificio y la intensidad de precipitación. La tabla XXV muestra tabulados los diferentes diámetros mínimos de tuberías, necesarios para drenar adecuadamente el caudal provocado por las precipitaciones; se selecciona el diámetro en función de la intensidad de la precipitación y el área de captación correspondiente.

Tabla XXXI. **Diámetro mínimo de las bajadas de aguas pluviales de acuerdo con el área de captación de la cubierta y a la precipitación**

Precipitación (mm/hr)	Máxima área tributaria o de captación (m ²)						
	Diámetro de la bajada (mm)						
	50	64	75	100	125	150	200
50	136	246	416	868	1632	-	-
60	113	205	347	723	1360	-	-
70	97	176	297	620	1166	1820	-
80	85	154	260	542	1020	1592	-
90	76	137	231	482	907	1416	-
100	68	123	208	434	816	1274	2737
110	62	112	189	395	742	1158	2488
120	57	102	173	362	680	1092	2281

Fuente: http://www.ives.edu.mx/bibliodigital/Arquitectura/PDF%20arq/m%C3%B3dulo%20instalaciones_sanitarias_01.pdf. [Consulta 20 de mayo de 2011].

2.14. Diseño de instalaciones eléctricas

Según el manual de “Normas para acometidas de servicio eléctrico de la empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA)”, en la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares, el diseño y construcción de la instalación eléctrica de un edificio escolar debe incluir los siguientes componentes.

- Acometida eléctrica

Es el conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir la electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica. La instalación de la acometida consta de los siguientes elementos básicos: poste de distribución, poste de acometida, cables de acometida, contador o medidor, caja socket para contador, medios de protección y tableros de distribución

Considerando lo anterior, la acometida eléctrica del instituto estará compuesta por un contador eléctrico bifásico, un tablero principal con tierra física neutro y un interruptor general, y dos tableros de distribución con tierra física aislada. Para la conexión de electrodos a tierra física, se debe colocar una varilla de cobre desnudo de una longitud mínima de 2.5 metros calibre 2/0 (1/2" de diámetro).

- Circuitos

Según el manual de normas de EEGSA, los circuitos de iluminación y fuerza se deben proteger con un flip-on de 15 a 20 amperios por cada 12 unidades como máximo, siempre y cuando no sea menor a lo que determinen los cálculos.

El instituto consta de 5 aulas por nivel, cada una tiene 8 lámparas de doble bulbo de 40 watts cada uno (80 watts por lámpara) y 8 tomacorrientes. Cada pasillo de nivel posee 10 lámparas de 80 watts y los baños tienen 4 lámparas con la misma potencia.

En total se tienen 54 lámparas por nivel y 48 tomacorrientes dobles, por lo que, deben usarse 5 circuitos para iluminación y 5 para fuerza; se colocará un tablero de distribución por nivel. Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, la demanda total de potencia en el edificio se calcula de según la tabla XXXIII.

Tabla XXXII. **Demanda de potencia del instituto de educación media**

Ubicación	Descripción	Potencia (watts)	Cantidad	Demanda potencia (watts)
Aulas	Lámparas fluorescentes de doble bulbo	80	80	6 400
Pasillos	Lámparas fluorescentes de doble bulbo	80	20	1 600
Baños	Lámparas fluorescentes de doble bulbo	80	8	640
Aulas	Tomacorrientes simple de 120 V	300*	80	24 000
Pasillos	Tomacorrientes simple de 120 V	300*	16	4 800
*Potencia estimada para uso de equipos e instrumentos educativos.			TOTAL	37 440

Fuente: elaboración propia.

Según los cálculos, se tiene una demanda de potencia de 37 440 watts; se procede a calcular la corriente total mediante la siguiente ecuación.

$$I_{total} = \frac{P}{V}, \text{ donde } \begin{array}{l} I_{total} = \text{Intensidad total de la corriente, en amperios} \\ P = \text{Demanda total de potencia, en watts} \\ V = \text{Voltaje nominal de la fuente, en voltios} \end{array}$$

$$I_{total} = \frac{P}{V} = \frac{37\,440 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 312 \text{ amperios}$$

Según las tablas de intensidades de corriente para conductores, un alambre conductor calibre 2/0 AWG puede soportar una corriente de 175 amperios; considerando una caída de voltaje de un 2%, debe utilizarse como conductor principal de la acometida eléctrica hacia el tablero de distribución 2 alambres calibre 2/0 AWG, que pueden conducir una corriente de 350 A.

- Conductores

El calibre de los conductores será determinado estrictamente por el cálculo respectivo, pero en ningún momento podrá ser menor de 12 AWG, TW. Se permitirá usar calibre 14 AWG únicamente para los retornos de los interruptores de lámparas y otros sistemas de iluminación. El calibre de los conductores de cada circuito se determina de la siguiente manera:

Calibre de conductores para circuitos de iluminación

$$11 \text{ lámparas} * 80 \text{ watts} = 880 \text{ watts} \therefore I = \frac{880 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}} = 7,33 \text{ A}$$

Se tiene una corriente de 7,33 amperios en cada circuito de iluminación, tomando en cuenta una caída de voltaje del 2% para cargas nominales de 120 voltios, se determina entonces que el calibre requerido del conductor es 12 AWS, el cual puede soportar una intensidad de corriente admisible de 20 amperios; que es mayor a la requerida, por lo que es aceptable.

Calibre de conductores para circuitos de fuerza

$$10 \text{ tomacorrientes} * 300 \text{ watts} = 3\,000 \text{ watts} \therefore I = \frac{3\,000 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}} = 25 \text{ A}$$

Se tiene una corriente de 25 amperios en cada circuito de fuerza, tomando en cuenta una caída de voltaje del 2% para cargas nominales de 120 voltios, se determina entonces que el calibre requerido del conductor es 10 AWS, el cual puede soportar una intensidad de corriente admisible de 30 amperios; que es mayor a la requerida, por lo que el calibre del conductor es aceptable.

Tabla XXXIII. Presupuesto del instituto de educación media

PRESUPUESTO DEL INSTITUTO DE EDUCACIÓN MEDIA						
No.	DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUB-TOTAL MATERIALES	SUB-TOTAL MANO DE OBRA	SUB-TOTAL RENGLÓN
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
	Bodega, guardiana y oficina. De 3.00 m de ancho X 10.00 m de largo, hecha con postes y tablas de madera + lámina galvanizada de segunda + piso de concreto de 10 cm.	m ²	30,00	Q 7 219,38	Q 643,50	Q 7 862,88
	Instalación provisional de letrina, de 1.50 m X 2.00 m	global	1,00	Q 672,46	Q 214,50	Q 886,96
	Limpieza, chapeo y remoción de capa vegetal 20 cm	m ²	580,00	Q 1 629,80	Q 3 735,20	Q 5 365,00
	Nivelación y compactación manual	m ²	580,00	Q 6 211,80	Q 6 223,40	Q 12 435,20
	Trazo y estaqueado	ml	235,00	Q 420,65	Q 1 008,15	Q 1 428,80
	TOTAL RENGLÓN			Q 16 154,09	Q 11 824,75	Q 27 978,84
2	CIMENTACIÓN					
	Excavación estructural para cimentación a mano	m ³	840,00	Q 11 810,40	Q 27 031,20	Q 38 841,60
	Relleno estructural para cimentación a mano	m ³	580,00	Q 5 440,40	Q 12 441,00	Q 17 881,40
	Estabilización del terreno para construcción de zapatas, usando malla geotextil y suelo-cemento, base de 50 cm de espesor.	m ³	324,00	Q 83 530,44	Q 20 849,40	Q 104 379,84
	Cimiento corrido CC-1 de 0.20X0.40 m, refuerzo 3 No.3 corridos + eslabones No.2 @ 20 cm.	ml	175,00	Q 12 850,25	Q 3 097,50	Q 15 947,75
	Zapata Z-1, de 2.00 X 2.00 m con refuerzo No.5 @ 15 cm ambos sentidos	unidad	39,00	Q 70 685,94	Q 690,30	Q 71 376,24
	Solera de humedad, refuerzo 4 No.3 + estribos No.2 @ 20 cm	ml	182,00	Q 13 522,60	Q 2 049,32	Q 15 571,92
	TOTAL RENGLÓN			Q 197 840,03	Q 66 158,72	Q 263 998,75
3	COLUMNAS					
	Columna tipo C-1	unidad	39,00	Q 107 888,04	Q 10 143,12	Q 118 031,16
	Columna tipo C-2	unidad	39,00	Q 66 313,26	Q 4 266,60	Q 70 579,86
	TOTAL RENGLÓN			Q 174 201,30	Q 14 409,72	Q 188 611,02
4	VIGAS					
	Viga tipo V-1.1 (viga principal de 7 m) nivel 1	unidad	9,00	Q 25 061,04	Q 1 761,57	Q 26 822,61
	Viga tipo V-1.2 (viga principal de 7 m) nivel 1	unidad	2,00	Q 5 569,12	Q 391,46	Q 5 960,58
	Viga tipo V-1.3 (viga principal de 3 m) nivel 1	unidad	9,00	Q 8 163,45	Q 772,20	Q 8 935,65
	Viga tipo V-1.4 (viga principal de 3 m) nivel 1	unidad	2,00	Q 1 814,10	Q 171,60	Q 1 985,70
	Viga tipo V-2.1 (viga principal de 5 m) nivel 1	unidad	10,00	Q 14 670,80	Q 1 388,90	Q 16 059,70
	Viga tipo V-2.2 (viga principal de 5 m) nivel 1	unidad	25,00	Q 36 677,00	Q 3 472,25	Q 40 149,25
	Viga tipo V-3 (viga secundaria de 5 m) nivel 1	unidad	10,00	Q 8 631,50	Q 965,30	Q 9 596,80
	Viga tipo V-4.1 (viga principal de 7 m) nivel 2	unidad	9,00	Q 18 468,63	Q 1 761,57	Q 20 230,20
	Viga tipo V-4.2 (viga principal de 7 m) nivel 2	unidad	2,00	Q 4 104,14	Q 391,46	Q 4 495,60
	Viga tipo V-4.3 (viga principal de 3 m) nivel 2	unidad	9,00	Q 7 680,33	Q 772,20	Q 8 452,53
	Viga tipo V-4.4 (viga principal de 3 m) nivel 2	unidad	2,00	Q 1 706,74	Q 171,60	Q 1 878,34
	Viga tipo V-5.1 (viga principal de 5 m) nivel 2	unidad	10,00	Q 11 980,60	Q 1 388,90	Q 13 369,50
	Viga tipo V-5.2 (viga principal de 5 m) nivel 2	unidad	25,00	Q 29 951,50	Q 3 472,25	Q 33 423,75
	Viga tipo V-6 (viga secundaria de 5 m) nivel 2	unidad	10,00	Q 7 265,30	Q 965,30	Q 8 230,60
	TOTAL RENGLÓN			Q 181 744,25	Q 17 846,56	Q 199 590,81
5	SOLERAS					
	Solera intermedia tipo "U", refuerzo 2 No.3 + eslabones No.2 @ 20 cm	ml	880,00	Q 36 440,80	Q 11 563,20	Q 48 004,00
	Solera sillar refuerzo 3 No.3 + eslabones No.2 @ 20 cm	ml	140,00	Q 8 709,40	Q 2 139,20	Q 10 848,60
	Solera corona refuerzo 2 No.3 + eslabones No.2 @ 20 cm	ml	440,00	Q 14 568,40	Q 3 454,00	Q 18 022,40
	Solera remante muro parapeto, refuerzo 2 No.3 + eslabones No.2 @ 20 cm	ml	130,00	Q 4 286,10	Q 1 017,90	Q 5 304,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 64 004,70	Q 18 174,30	Q 82 179,00
6	MUROS					
	Levantado muro de block de 14X19X39 cm, de 25 kg	m ²	1 200,00	Q 120 276,00	Q 25 740,00	Q 146 016,00
	Levantado muro parapeto, block de 9X19X39 cm de 25 kg	m ²	104,00	Q 4 512,56	Q 2 230,80	Q 6 743,36
	Pines No.3 @ 1.00 m, celda llena	m ²	1 200,00	Q 21 960,00	Q 7 728,00	Q 29 688,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 146 748,56	Q 35 698,80	Q 182 447,36
7	LOSAS					
	Losa de entrepiso tipo 1 de concreto reforzado de 12 cm de espesor, refuerzo No.3 @ 10 cm en el sentido corto y No.3 @ 20 cm en el sentido largo.	m ²	500,00	Q 99 885,00	Q 15 015,00	Q 114 900,00
	Losa de entrepiso tipo 2 de concreto reforzado de 12 cm de espesor, refuerzo No.3 @ 10 cm en el sentido corto y No.3 @ 20 cm en el sentido largo.	m ²	550,00	Q 108 927,50	Q 16 516,50	Q 125 444,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 208 812,50	Q 31 531,50	Q 240 344,00

Continuación de la tabla XXXIII.

8	TABIQUES									
	Tabiques de tablayeso estándar, altura = 2.75 m	m ²	30,00	Q	3 623,40	Q	965,40	Q	4 588,80	
	Mamparas para baños, altura = 2.00 m	global	1,00	Q	2 142,86	Q	1 029,60	Q	3 172,46	
			TOTAL RENGLÓN		Q	5 766,26	Q	1 995,00	Q	7 761,26
9	ACABADOS									
	Repello de muros y losas de 1 cm de espesor	m ²	2 120,00	Q	13 546,80	Q	68 221,60	Q	81 768,40	
	Cernido vertical en muros	m ²	1 080,00	Q	45 111,60	Q	23 166,00	Q	68 277,60	
	Cenido remolineado en muro parapeto	m ²	130,00	Q	5 430,10	Q	2 788,50	Q	8 218,60	
	Alisado en losas	m ²	1 100,00	Q	46 541,00	Q	23 595,00	Q	70 136,00	
	Alisado en columnas y vigas	m ²	925,00	Q	22 079,75	Q	19 841,25	Q	41 921,00	
	Aplicación de pasta y alizado en tabiques de tablayeso	m ²	60,00	Q	562,80	Q	1 287,00	Q	1 849,80	
	Piso de cerámico de 33X33 cm, incluye contrapiso 5 cm de espesor (primer nivel)	m ²	500,00	Q	57 455,00	Q	16 090,00	Q	73 545,00	
	Piso de cerámico de 33X33 cm, sin contrapiso (segundo nivel)	m ²	500,00	Q	45 000,00	Q	16 090,00	Q	61 090,00	
	Piso de cerámico antideslizante de 33X33 cm en gradas y baños	m ²	90,00	Q	9 787,50	Q	2 896,20	Q	12 683,70	
	Azulejo cerámico de 15X15 cm en baños	m ²	110,00	Q	8 869,30	Q	3 539,80	Q	12 409,10	
	Impermeabilización de muros exteriores y losa de cubierta	m ²	1 200,00	Q	11 808,00	Q	12 876,00	Q	24 684,00	
	Pintura de latex para muros y tabiques, 2 manos	m ²	1 660,00	Q	14 325,80	Q	17 811,80	Q	32 137,60	
			TOTAL RENGLÓN		Q	280 517,65	Q	208 203,15	Q	488 720,80
10	PUERTAS									
	Puerta tipo P-1 de 1.80X2.10 m, abatible dos hojas de metal con mirilla y sobreluz de vidrio claro de 5 mm.	unidad	10,00	Q	12 000,00	Q	2 000,00	Q	14 000,00	
	Puerta tipo P-2 de 0.90X2.10 m, abatible una hoja de metal con sobreluz de vidrio claro de 5 mm	unidad	4,00	Q	2 400,00	Q	400,00	Q	2 800,00	
	Puerta tipo P-3 de 0.90X2.10 m, abatible una hoja de madera y melamina	unidad	2,00	Q	1 000,00	Q	200,00	Q	1 200,00	
	Puerta tipo P-4 de 0.80X2.10 m, abatible una hoja de madera y melamina	unidad	3,00	Q	1 500,00	Q	300,00	Q	1 800,00	
			TOTAL RENGLÓN		Q	16 900,00	Q	2 900,00	Q	19 800,00
11	VENTANAS									
	Ventana tipo V-1 de 1.65X2.80 m, de aluminio anonizado natural con vidrio claro de 5 mm fijo y de paletas.	unidad	10,00	Q	6 000,00	Q	1 000,00	Q	7 000,00	
	Ventana tipo V-2 de 1.65X4.6m, de aluminio anonizado natural con vidrio claro de 5 mm fijo y de paletas.	unidad	10,00	Q	10 000,00	Q	2 000,00	Q	12 000,00	
	Ventana tipo V-3 de 0.85X4.60 m, de aluminio anonizado natural con vidrio claro y nevado de 5 mm fijo y de paletas.	unidad	4,00	Q	2 400,00	Q	400,00	Q	2 800,00	
	Ventana tipo V-4 de 0.85X4.60 m, de aluminio anonizado natural con vidrio nevado de 5 mm fijo y de paletas.	unidad	1,00	Q	800,00	Q	200,00	Q	1 000,00	
			TOTAL RENGLÓN		Q	19 200,00	Q	3 600,00	Q	22 800,00
12	INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS									
	Red de agua potable	global	1,00	Q	7 220,00	Q	3 150,00	Q	10 370,00	
	Red de drenaje sanitario	global	1,00	Q	10 312,00	Q	3 985,00	Q	14 297,00	
	Construcción de fosa séptica	global	1,00	Q	11 930,00	Q	3 086,00	Q	15 016,00	
	Red de drenaje pluvial	global	1,00	Q	14 130,00	Q	5 925,00	Q	20 055,00	
	Suministro e instalación de inodoro Hydra 505	unidad	8,00	Q	4 800,00	Q	1 600,00	Q	6 400,00	
	Suministro e instalación de lavamanos Ovalin	unidad	8,00	Q	3 200,00	Q	800,00	Q	4 000,00	
	Suministro e instalación de urinal	unidad	4,00	Q	2 400,00	Q	800,00	Q	3 200,00	
	Acometida de agua potable	global	1,00	Q	2 075,00	Q	250,00	Q	2 325,00	
			TOTAL RENGLÓN		Q	56 067,00	Q	19 596,00	Q	75 663,00
13	INSTALACIONES ELÉCTRICAS									
	Instalación eléctrica de iluminación	global	1,00	Q	34 897,00	Q	9 865,00	Q	44 762,00	
	Instalación eléctrica de fuerza	global	1,00	Q	20 350,00	Q	4 986,00	Q	25 336,00	
	Acometida eléctrica	global	1,00	Q	3 440,00	Q	500,00	Q	3 940,00	
			TOTAL RENGLÓN		Q	58 687,00	Q	15 351,00	Q	74 038,00
14	TRABAJOS VARIOS									
	Construcción de gradas	global	1,00	Q	15 855,00	Q	3 860,00	Q	19 715,00	
	Limpieza general	global	1,00	Q	1 975,00	Q	2 325,00	Q	4 300,00	
			TOTAL RENGLÓN		Q	17 830,00	Q	6 185,00	Q	24 015,00
			TOTAL		Q	1 444 473,34	Q	453 474,50	Q	1 897 947,84
			COSTO TOTAL DIRECTO (mano de obra + materiales)						Q	1 897 947,84
			COSTO TOTAL INDIRECTO (%)						Q	664 281,74
			SUB-TOTAL (Costo Directo + Costo Indirecto)						Q	2 562 229,58
			IVA (12%)						Q	307 467,55
			COSTO TOTAL DEL PROYECTO						Q	2 869 697,13
			COSTO POR METRO CUADRADO (Q/M2)						Q	2 608,82

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Cronograma de ejecución del instituto de educación media**

No.	DESCRIPCION DEL RENGLON	TIEMPO EN MESES					
		1	2	3	4	5	6
1	TRABAJOS PRELIMINARES	■					
2	CIMENTACION		■	■			
3	COLUMNAS			■	■		
4	VIGAS			■	■	■	
5	SOLERAS			■	■		
6	MUROS			■	■	■	
7	LOSAS			■	■	■	
8	TABIQUE			■			
9	ACABADOS					■	■
10	PUERTAS						■
11	VENTANAS						■
12	INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS			■	■		
13	INSTALACIONES ELECTRICAS					■	■
14	TRABAJOS VARIOS	■	■				■

Fuente: elaboración propia.

2.15. Estudio de impacto ambiental (EIA)

En la actualidad, el estudio de impacto ambiental es muy importante para garantizar la ejecución y viabilidad de cualquier proyecto constructivo, público o privado; de tal manera que, se vuelve parte fundamental de los requerimientos técnicos y legales del proyecto.

2.15.1. Definición del EIA

La evaluación o estudio de impacto ambiental (EIA), es un mecanismo científico-técnico que se utiliza para analizar aspectos físico-biológicos o culturales del ambiente en el que se desarrolle una acción o un proyecto.

El impacto ambiental producido por la ejecución, operación o cese de un proyecto de desarrollo determinado, debe ser evaluado *a priori*, con el fin de establecer medidas correctivas necesarias para eliminar o mitigar los efectos (impactos) adversos, proponer opciones, acciones, un programa de control y fiscalización (seguimiento) y un programa de recuperación ambiental.

La EIA debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Garantizar que todos los factores ambientales relacionados con el proyecto o acción hayan sido considerados.
- Determinar impactos ambientales adversos significativos, de tal manera que se propongan las medidas correctivas o de mitigación que eliminen estos impactos y los reduzcan a un nivel, ambientalmente aceptable.
- Establecer un programa de control y seguimiento que permita medir las posibles desviaciones entre la situación real al poner en marcha el proyecto, de tal forma que se puedan incorporar nuevas medidas correctivas o de mitigación.
- Facilitar la elección de la mejor opción ambiental de la acción propuesta.

2.15.2. Identificación de impactos ambientales

Para realizar una evaluación de impacto ambiental, el primer paso es identificar todos los posibles impactos que se puedan dar sobre el medio ambiente circundante al proyecto que se esté evaluando. La metodología más utilizada para la identificación de impactos ambientales es por medio de la utilización de matrices de identificación y evaluación; clasificándolos de acuerdo con su carácter (positivos y negativos), su magnitud (pequeños, medianos y grandes) y a su duración (corta, mediana o larga).

Para los dos proyectos analizados, se identificaron y evaluaron los impactos que afectarán a los diferentes componentes ambientales.

2.15.3. Impactos ambientales negativos

- Impactos negativos sobre el aire

Las actividades de construcción del proyecto afectarán el aire en forma negativa en baja magnitud y corta duración, debido a la generación de polvo proveniente de la fase de movimiento de tierras y de la preparación de mezclas de concreto y otras. Los olores no tendrán alteraciones significativas debido a la construcción del proyecto. Los niveles sonoros serán afectados en forma temporal y con una magnitud mediana debido a la actividad de la construcción y del transitar de los vehículos.

- Impactos negativos sobre el suelo

Los impactos principales identificados sobre el suelo serán temporales y de baja magnitud, se darán principalmente en la etapa de construcción. El área afectada será únicamente el área de construcción del proyecto, los efectos serán por la erosión del suelo, sedimentos generados, cambios en su estructura y textura.

- Impactos negativos sobre aguas subterráneas

Las aguas subterráneas en el área del proyecto no sufrirán alteraciones por infiltración y drenajes de aguas usadas; el nivel freático no será alterado ni contaminado durante la construcción y operación del proyecto.

- Impactos negativos sobre la flora

Se identificaron impactos poco significativos sobre la flora en general, del área del proyecto, tanto en la fase de construcción, como de operación del proyecto. No se prevén impactos negativos en la flora del área circundante.

- Impactos negativos sobre el medio circundante

El impacto más significativo que se identificó es la dificultad para el tránsito de personas y vehículos durante la etapa de construcción de los proyectos, este impacto será temporal y de mediana magnitud. Se prevén otros impactos menores y poco significativos, como la posible acumulación de escombros y desechos sólidos dentro y fuera del área de construcción.

2.15.4. Impactos ambientales positivos

- Impactos positivos sobre el paisaje

El paisaje recibirá un impacto positivo permanente, de gran magnitud y beneficio; esto debido a la construcción del nuevo proyecto. La ejecución y operación del instituto de educación media mejorará significativamente la infraestructura general de la comunidad; además el paisaje en el área circundante al proyecto mejorará notablemente.

- Impactos positivos sobre el medio cultural y socioeconómico

El mayor impacto ambiental que el proyecto tendrá será el aspecto socioeconómico, el cual será positivo, muy significativo y de larga duración, durante las fases de construcción y especialmente en la operación del proyecto.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad y el efecto de la relación hombre – naturaleza, al contar con proyectos de infraestructura que permitan el desarrollo adecuado de sus actividades sociales, educativas y recreativas. Además, se puede destacar que dicho proyecto podrá generar fuentes de empleo temporal, beneficiando la economía y el comercio de la comunidad.

2.15.5. Análisis de riesgo y planes de contingencia

El objetivo y la necesidad de evaluar el riesgo ambiental, surge de la importancia de proteger y mejorar el entorno ambiental humano. Los estudios de riesgo no tan solo deben comprender la evaluación de la probabilidad de que ocurran accidentes que involucren a los materiales peligrosos, sino también la determinación de las medidas para prevenirlos, así como un plan de emergencia interno.

- Análisis de riesgo

Los riesgos que puede generar el funcionamiento del proyecto, no se prevé que sean de gran magnitud, debido al tipo de proyecto, al volumen y su ubicación. Sin embargo, la ocurrencia de fenómenos naturales puede afectar el buen funcionamiento del mismo.

- Plan de contingencia

Es el plan descriptivo de las medidas a tomar como respuesta a situaciones de emergencia derivadas del desarrollo de un proyecto o actividad. Este plan en términos generales debe contener:

- Proporcionar los mecanismos necesarios para la toma de decisiones en caso de ocurrencia de eventos imprevistos.
- Disponer de una rápida y efectiva respuesta en el caso de que signifiquen un riesgo para la salud y el ambiente.
- Definir los recursos humanos, equipos y materiales necesarios para el control, recolección y disposición de las posibles sustancias o desechos provocados por el evento.

2.15.6. Plan de contingencia en construcción

A modo de reducir los impactos negativos que los proyectos provocarán sobre el medio ambiente circundante se deberán tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Proteger y cerrar el área de construcción de los proyectos, de manera que se minimicen los efectos negativos sobre las áreas circundantes.
- Disponer los desechos sólidos y cualquier desperdicio generado, en un lugar adecuado dentro de la construcción, para posteriormente ser trasladado a un vertedero o relleno sanitario municipal.
- Evitar el derrame de cualquier líquido o sustancia nociva para la salud de los habitantes y el medio ambiente en general.
- Proteger las áreas verdes aledañas a los proyectos, a manera de conservarlas en buenas condiciones y en su estado natural.

- Señalizar adecuadamente el área circundante y de influencia de cada proyecto, desde el inicio de su construcción hasta su finalización.
- El uso de maquinaria se restringirá a horario diurno, mientras que se limitará la fase de movimiento de tierras a la estación seca.
- Capacitar al personal sobre el tema de seguridad industrial, haciendo énfasis en el uso del equipo de protección y el respeto a las normas de seguridad internas de cada proyecto.

2.15.7. Plan de contingencia en operación

Debido al carácter de los proyectos analizados, la operación de los mismos no representa ningún riesgo ambiental, ni ocasiona impactos ambientales negativos significativos; por lo que no es necesario desarrollar un plan de contingencia para la etapa de operación de los proyectos.

Como recomendación general, únicamente se deberá tratar, en la manera de lo posible, de capacitar al personal que trabajar en el mantenimiento preventivo y correctivo de las instalaciones; a modo de que esta actividad no represente ningún factor de riesgo para la salud e integridad física del personal y usuarios finales, así como para el ambiente en general.

3. DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA SANTO DOMINGO LOS OCOTES, DEL MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en realizar el diseño y planificación del salón comunal para la aldea Santo Domingo Los Ocotes. El diseño y construcción del salón comunal tiene como principal objetivo proporcionarle a la comunidad una edificación cuyas instalaciones sean funcionales, seguras y adecuadas para el desarrollo de sus diferentes actividades sociales, culturales y recreativas.

3.2. Estudio de suelos

Para determinar la capacidad de carga del suelo donde se construirá la edificación se realizó un ensayo de compresión triaxial. Se pretende usar una cimentación con zapatas aisladas cuadradas; la ecuación modificada propuesta por el Dr. Karl Terzaghi para este tipo de cimentación es la siguiente:

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última en Ton/m²

c = cohesión del suelo en Ton/m²

γ = peso volumétrico del suelo Ton/m³

Z = profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = dimensión menor de la zapata

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Resultados del ensayo de compresión triaxial

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado

Descripción del suelo: limo arenoso color café

Ángulo de fricción interna (φ) = 33,01°

Cohesión (c) = 16,20 Ton/m²

$\gamma_{\text{suelo}} = 1,91 \text{ Ton/m}^3$

Base zapata (B) = 1,00 m

Desplante de cimentación (Z) = 1,50 m

Factor de seguridad = 3

Para determinar los factores de carga (N_c, N_q, N_γ) se utiliza el ángulo de fricción interna y la tabla V, siendo estos los siguientes:

$$N_c = 48,09; N_q = 32,23; N_\gamma = 31,94$$

Utilizando la ecuación desarrollada por el Dr. Karl Terzaghi, se tiene:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma \\ q_u &= 1,3(16,20)(48,09) + 1,91(1,00)(32,23) + 0,4(1,91)(1,00)(31,94) \\ q_u &= 1\,129,52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Capacidad de carga última} \end{aligned}$$

Este valor debe dividirse entre un factor de seguridad (FS), que puede oscilar en un rango de (3-6), para la edificación se utilizará un factor de seguridad de FS=3.

$$V_s = \frac{q_u}{FS} = \frac{1\,129,52}{3} = 376,51 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como se puede observar, el valor de la capacidad de carga admisible del suelo es demasiado alto; por cuestiones de seguridad y prácticas de diseño se tomará un valor recomendado de 50 ton/m^2 , como se indica en la tabla IV. Esta consideración se hace para asegurarse que la cimentación de la estructura sea segura, resistente y estable.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se propone el nuevo valor de la capacidad de carga del suelo:

$$V_s = 50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Capacidad de carga admisible}$$

3.3. Diseño arquitectónico

Se refiere a la disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos; que permitan cumplir la función para la cual fue concebida la edificación.

3.3.1. Distribución de ambientes

La distribución arquitectónica del salón comunal es muy básica pero funcional; se realizó de manera que se pudiera aprovechar al máximo el espacio disponible; los ambientes que se consideraron para el edificio son los mínimos necesarios para un funcionamiento óptimo y cómodo.

El salón comunal contará con un escenario, una bodega, área de taquilla y tienda y módulo de baños; tendrá cuatro puertas de ingreso principal al frente y un portón de ingreso secundario lateral. El edificio cubrirá un área de 484 m^2 , posee una geometría cuadrada con 22 m de ancho por 22 m de largo; considerando el área libre utilizable, el salón tendrá capacidad para albergar a 400 personas cómodamente.

3.3.2. Altura del edificio

La altura de edificios públicos, de carácter social o religioso, debe ser adecuada para proporcionar confort a los usuarios; de manera que las instalaciones sean cómodas, agradables y seguras. Básicamente, la altura de este tipo de edificación está condicionada por el tipo de clima y las condiciones ambientales del lugar.

Considerando que la aldea donde se ubicará el salón comunal se encuentra situada a 1 000 msnm, aproximadamente, y posee un clima cálido, con referencia a la tabla XXXV, se decidió que la altura mínima será de 4,00 m; el techo será de estructura metálica a dos aguas con una pendiente del 30%, tendrá una altura máxima de 7 m, aproximadamente.

Tabla XXXV. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos**

Tipo de proyecto	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2.65	3
Mercado		
Locales fijos	2.65	3
Piso de plaza cubierto	3.5	3.50 - 5.00
Centro de uso comunitario		
Salón social	4	5.00 - 5.75
Salón social + deportivo	6.00 libres en cancha	igual criterio
Otros ambientes	2.75	3.2
Rastro		
Área de faenado aéreo	4.5	4.5
Otros ambientes	2.85	3

Fuente: JORDÁN ZABALETA, Mario René, Propuesta de normas de diseño para edificios públicos en los municipios de la república de Guatemala. p. 49.

3.4. Descripción del sistema estructural

La selección del sistema estructural se hizo tomando en cuenta la forma geométrica del edificio, el área libre que debe cubrir y el uso que tendrá. Considerando que el techo debe cubrir luces libres (sin apoyos intermedios) bastante grandes, se decidió utilizar una estructura formada con marcos de acero.

Las vigas y columnas de los marcos estructurales serán del tipo “WF” (patín ancho). La cubierta será de lámina troquelada soportada por costaneras de sección “C”; la estructura tendrá también tensores y rigidizantes que servirán para arriostrar los elementos estructurales que la conforman.

Los marcos estructurales tienen una longitud libre de 21 m, con una separación de 7 m entre sí; la altura de las columnas será de 4 m y la cumbrera tendrá una altura máxima de 7 m, aproximadamente. Los apoyos de las columnas estarán soportados por pedestales de concreto reforzado y zapatas aisladas. Los muros del salón serán de mampostería reforzada, apoyados sobre una cimentación corrida.

3.5. Especificaciones y códigos de construcción

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones o normas. Aun si estas no rigen el diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. No importa cuántas estructuras haya diseñado, es imposible que el diseñador haya encontrado toda situación posible. Las especificaciones de ingeniería son desarrolladas por varias organizaciones y contienen las opiniones más valiosas de esas instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería.

Algunas organizaciones publican códigos y reglamentos que se recomiendan para uso regional o nacional, entre esas organizaciones están el *AISC (American Institute of Steel Construction)* y la *AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)*. No importa cuántas especificaciones se escriban, resulta imposible que cubran toda situación posible. En consecuencia, la responsabilidad última del diseño de una construcción segura es del ingeniero estructural.

3.6. Cargas aplicadas a la estructura

Para realizar del diseño estructural de cualquier estructura, es primordial que se conozcan y se consideren todas las posibles cargas que la afectaran.

3.6.1. Cargas muertas

Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de sus componentes. Las dimensiones y peso exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros que la conforman. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tienen grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas.

Una estimación razonable de las cargas en la estructura puede hacerse con base en otras similares o en fórmulas y tablas diversas, disponibles en varios códigos, especificaciones y manuales de diseño. Los pesos de muchos materiales se presentan en la séptima parte del Manual LRFD. Información aún más detallada sobre las cargas muertas se proporciona en las tablas C1 y C2 de las *American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard 7*.

Un ingeniero con experiencia en el diseño puede estimar aproximadamente los pesos de la mayoría de los materiales e invertirá poco tiempo repitiendo diseños debido a estimaciones incorrectas. Las tablas XXXVI y XXXVII muestran los pesos de los componentes estructurales más comunes usados para el diseño y construcción de estructuras de acero.

Tabla XXXVI. **Pesos de materiales para cubiertas metálicas**

TIPO DE MATERIAL	PESO (lb/pie ²)
Lámina	
Galvanizada	1
Troquelada (cal. 24)	1
Fibrocemento (duralita)	3
Cielo falso	
Fibrocemento	3
Fibra mineral o durport	1

Fuente: PAREDES, Paola, Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. P. 25.

Tabla XXXVII. **Pesos de costaneras con medidas comerciales**

*COSTANERAS GALVANIZADAS DE 1/16"		
Medida (plg)	Longitud (pies)	Peso (lb/pie)
3 X 2 X 1/16	20	1,50
4 X 2 X 1/16	20	1,70
5 X 2 X 1/16	20	1,90
6 X 2 X 1/16	20	2,10
8X 2 X 1/16	20	2,40

Fuente: elaboración propia.

*Información proporcionada por el fabricante.

3.6.2. Cargas vivas

El valor de la carga viva, comúnmente usada para estructuras de acero de este tipo, está entre 8 y 12 lb/pie²; este valor corresponde al peso del instalador de la cubierta, al peso del obrero que dará mantenimiento, y a la posible acumulación de hojas y factores del tipo ambiental. Para el presente caso, se usará una carga viva mínima de 8 lb/pie².

$$W_{\text{viva}} = 8 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \rightarrow \text{Carga viga en cubierta}$$

3.6.3. Carga de viento

La carga de viento se puede determinar mediante la fórmula de las normas ASCE, en la cual, la magnitud de dicha carga es directamente proporcional a la velocidad promedio del viento, y se calcula de la siguiente manera:

$$W_{\text{viento}} = 0,004819 * v^2 \text{ (segun normas ASCE)}$$

Donde:

W_{viento} = carga de viento en (kg/m²).

v = velocidad del viento en (km/h).

Con la ecuación anterior se calcula la carga debida al viento que afectará la estructura; se utilizará una velocidad promedio del viento de 60 km/h que es la que se registra en la región donde se localizará el edificio.

$$W_{\text{viento}} = 0,004819 * V^2 = 0,004819 * (60)^2 = 17,35 \text{ kg/m}^2 = 3,55 \text{ lb/pie}^2$$

3.6.4. Carga de sismo

Para determinar la carga de sismo se utilizará el método Stanford, que calcula esta fuerza como mínimo del 10% del total del peso de la estructura. Para análisis estático, según el UBC 1997, el valor del cortante basal de diseño debe estar comprendido en un rango de entre el 10% y el 30% del peso total de la estructura; se usará un valor mínimo del 10%.

Cálculo de peso total de la estructura

Dimensiones del edificio

Largo = 22 m.

Ancho = 22 m.

Pesos de los elementos:

Peso lámina = 5 kg/m^2 (1 kg/pie^2)

Peso costaneras = $3,15 \text{ kg/m}$ ($2,10 \text{ lb/pie}$) (costaneras de 6"X4"X 1/16")

Peso columna acero = 80 kg/m (53 lb/pie) (asumiendo usar sección WF 14X53)

Peso viga acero = 80 kg/m (53 lb/pie) (asumiendo usar sección WF 14X53)

Peso total de los elementos:

$W_{\text{lámina}} = (22 * 22) \text{m}^2 (5 \text{ kg/m}^2) = 2\,420,00 \text{ kg.}$

$W_{\text{costaneras}} = L_{\text{costaneras}} * W_{\text{costaneras}} * \#_{\text{costaneras}} = (23 \text{ m})(3,5 \text{ kg/m})(20)$
 $= 1\,610,00 \text{ kg.}$

$W_{\text{columnas}} = L_{\text{columnas}} * W_{\text{columnas}} * \#_{\text{columnas}} = (4 \text{ m})(80 \text{ kg/m})(8)$
 $= 2\,560,00 \text{ kg.}$

$W_{\text{vigas}} = L_{\text{vigas}} * W_{\text{vigas}} * \#_{\text{vigas}} = (11 \text{ m})(80 \text{ kg/m})(8) = 7\,040,00 \text{ kg.}$

$W_{\text{total}} = W_{\text{lámina}} + W_{\text{costaneras}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{vigas}}$

$W_{\text{total}} = 2\,420,00 + 1\,610,00 + 2\,560,00 + 7\,040,00 = 13\,630,00 \text{ kg}$

Se aplica un factor mínimo del 10% del peso total de la estructura.

$$V = 0,10 * W_{total} = 0,10 * 13\,630,00 \text{ kg} = 1\,363,00 \text{ kg.}$$

$$V_{basal} = 1\,363,00 \text{ kg} = 2\,998,60 \text{ lb.}$$

3.6.5. Integración de cargas verticales y horizontales

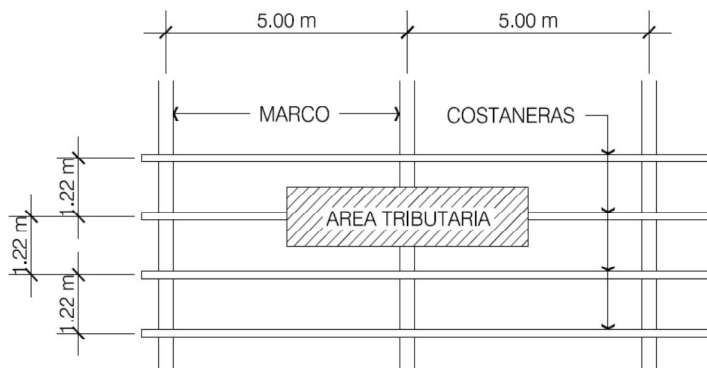
En la estimación de cargas para una estructura, deben considerarse tanto las fuerzas verticales producto de la acción de la gravedad, como las fuerzas horizontales, producto de fenómenos naturales y otras acciones.

3.6.5.1. Integración de cargas para costaneras

- Área tributaria

Para calcular la carga vertical uniformemente distribuida que actúa sobre cada costanera, es necesario determinar el área tributaria (ver figura 48) sobre cada costanera y las cargas por unidad de superficie del techo.

Figura 48. Área tributaria de costaneras



Fuente: elaboración propia.

Los ejes longitudinales de las costaneras están separados a 1,22 m = 4,00 pie, y los marcos estructurales a 5,00 m = 16,40 pie; entonces el área tributaria que actúa sobre la costanera se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Área tributaria costanera} = \left(2 * \frac{4 \text{ pie}}{2}\right) \left(2 * \frac{16,40 \text{ pie}}{2}\right) = 65,60 \text{ pie}^2.$$

- Cálculo de carga vertical uniformemente distribuida

- Carga muerta

Peso propio (W_{pp}) = 2,10 lb/pie (asumiendo costaneras 6"X4"X 1/16").

Peso lámina ($W_{lámina}$) = 1 lb/pie².

Peso instalaciones ($W_{instalaciones}$) = 2 lb/pie².

$$W_{cm \text{ costanera}} = \frac{\text{Carga muerta total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de costanera}}$$

$$W_{cm \text{ costanera}} = \frac{(1 + 2) \text{ lb/pie}^2 * 65,60 \text{ pie}^2}{16,40 \text{ pie}} + 2,10 \text{ lb/pie} = 14,10 \text{ lb/pie.}$$

$$W_{cm \text{ costanera}} = 14,10 \text{ lb/pie.}$$

- Carga viva

$$W_{viva} = 8 \text{ lb/pie}^2$$

$$W_{cv \text{ costanera}} = \frac{\text{Carga viva total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de costanera}}$$

$$W_{cv \text{ costanera}} = \frac{8 \text{ lb/pie}^2 * 65,60 \text{ pie}^2}{16,40 \text{ pie}} = 32,00 \text{ lb/pie.}$$

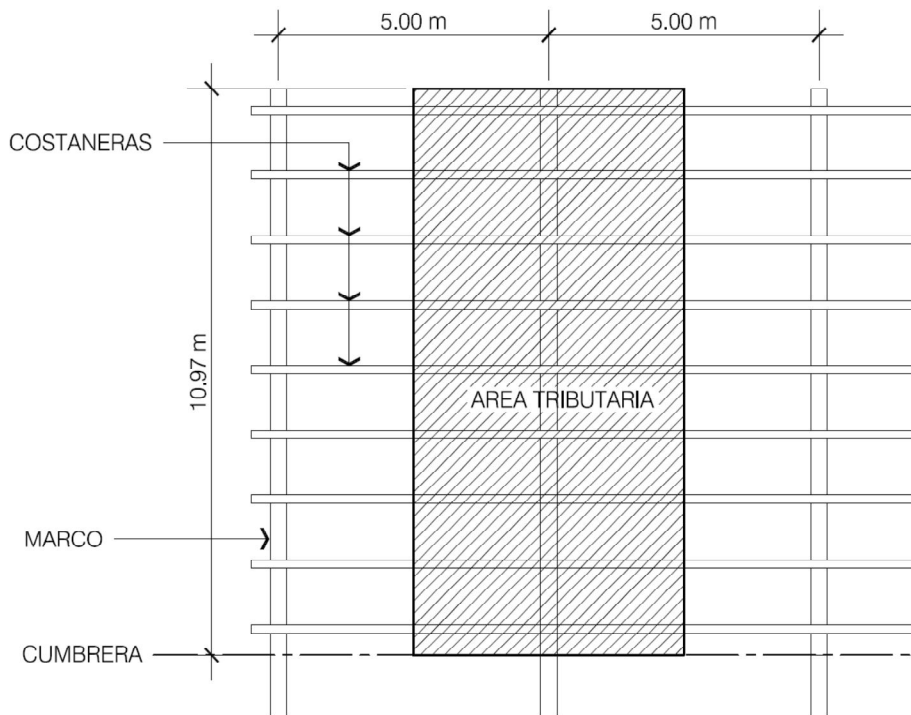
$$W_{cv \text{ costanera}} = 32,00 \text{ lb/pie.}$$

3.6.5.2. Integración de cargas para marcos estructurales

- Área tributaria

Para calcular la carga vertical uniformemente distribuida que actúa sobre cada marco estructural, es necesario determinar el área tributaria (ver figura 49) sobre cada marco y las cargas por unidad de superficie del techo, incluyendo el peso propio de la estructura.

Figura 49. Área tributaria de marcos estructurales



Fuente: elaboración propia.

Los marcos están separados 5,00 m = 16,70 pie, las vigas tienen una longitud hasta la cumbrera de 10,97 = 36 pie; entonces el área tributaria que actúa cada marco se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Área tributaria marco} = \left(2 * \frac{16,40 \text{ pie}}{2}\right) \left(2 * \frac{36 \text{ pie}}{2}\right) = 590,40 \text{ pie}^2.$$

- Cálculo de carga vertical uniformemente distribuida

Carga muerta:

Peso propio vigas (W_{pp}) = 53 lb/pie (asumiendo usar sección WF 14X53).

Peso lámina ($W_{lámina}$) = 1 lb/pie².

Peso instalaciones ($W_{instalaciones}$) = 2 lb/pie².

$$W_{cm \text{ vigas}} = \frac{\text{Carga muerta total} * \text{Área tributaria}}{\text{Longitud de viga}}$$

$$W_{cm \text{ vigas}} = \frac{(1 + 2) \text{ lb/pie}^2 * 590,40 \text{ pie}^2}{36,00 \text{ pie}} + 53 \text{ lb/pie} = 102,20 \text{ lb/pie.}$$

$$W_{cm \text{ viga}} = 102,20 \text{ lb/pie.}$$

Carga viva:

$W_{viva} = 8 \text{ lb/pie}^2$.

$$W_{cv \text{ viga}} = \frac{\text{Carga viva total} * \text{Area tributaria}}{\text{Longitud de viga}}$$

$$W_{cv \text{ viga}} = \frac{8 \text{ lb/pie}^2 * 590,40 \text{ pie}^2}{36,00 \text{ pie}} = 131,20 \text{ lb/pie.}$$

$$W_{cv \text{ viga}} = 131,20 \text{ lb/pie.}$$

- Cálculo de cargas laterales distribuidas

- Carga de viento

Según el inciso 3.6.3, la carga de viento que actúa sobre la estructura es:

$$W_{viento} = 3,55 \text{ lb/pie}^2.$$

Para calcular la carga lineal que actúa sobre cada marco se debe considerar el área tributaria en proyección vertical que corresponde al marco y hacer la conversión de la carga por unidad de área, a la carga por unidad de longitud (lineal); este procedimiento se muestra a continuación.

Datos:

Separación entre marcos: 5 m = 16,40 pies

Proyección vertical altura de la cubierta = 3,15 m = 10,33 pies

Área tributaria (proyección) = (16,40 pie)(10,33 pie) = 169,41 pie².

$$W_{\text{viento}} = \frac{\text{Carga viento total} * \text{Area tributaria}}{\text{Proyeccion vertical}}$$

$$W_{\text{viento}} = \frac{(3,55 \text{ lb/pie}^2) (169,41 \text{ pie}^2)}{10,33 \text{ pie}} = 58,22 \text{ lb/pie.}$$

- o Carga de sismo

Según el inciso 3.6.4. la carga sísmica que afecta a la estructura es:

$$V_{\text{basal}} = 2\,998,60 \text{ lb} \rightarrow \text{Corte total de diseño.}$$

- Carga de sismo por marco

La estructura tiene 4 marcos en total y todos son iguales, tienen las mismas dimensiones y se supone las mismas rigideces laterales; por lo tanto, la carga de sismo por marco se determina de la siguiente manera:

$$V_{\text{marco}} = \frac{V_{\text{basal}}}{\text{No. de marcos}} = \frac{2\,998,60 \text{ lb}}{4} = 749,65 \text{ lb} \rightarrow \text{Carga por marco.}$$

3.7. Factores de carga y resistencia (LRFD) (AISC 2005)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fatiga, de volteo, etc. Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1,0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

3.7.1. Factores de carga

El propósito de los factores de carga es incrementar dichas cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas. El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas.

La especificación LRFD presentan factores de carga y combinaciones de carga que fueron seleccionados para usarse con las cargas mínimas recomendadas en el Standard 7-93 de la ASCE. Las combinaciones usuales de carga consideradas en el LRFD están dadas en la especificación A4.1 con las fórmulas A4-1 y A4-2. En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, Lr para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R para carga inicial de agua de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento. La letra U representa la carga última.

$$U = 1,4D \text{ (Ecuación A4 – 1 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4 – 2 del LRFD)}$$

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones. Si comprende las fuerzas de viento (W) o sismo (E), es necesario considerar las siguientes combinaciones:

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W) \text{ (Ecuación A4 – 3 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \text{ (Ecuación A4 – 4 del LRFD)}$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S \text{ (Ecuación A4 – 5 del LRFD)}$$

3.7.2. Factores de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura; es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que 1,0. Estos factores tienen los siguientes valores: 0,85 para columnas, 0,75 o 0,90 para miembros a tensión, 0,90 para flexión o el corte en vigas, etc.

3.8. Análisis estructural

Del análisis estructural se obtienen las diferentes cargas, esfuerzos y deformaciones que afectaran a cada miembro de la estructura; los cuales deberán diseñarse de acuerdo a los valores más críticos.

3.8.1. Análisis de vigas a flexión

Las vigas se diseñan para trabajar principalmente flexión, por lo que el análisis deberá ser congruente a manera de determinar dichos esfuerzos. Los modelos matemáticos e idealizaciones de apoyos en cada viga, dependerá de la configuración estructural y del criterio del diseñador.

3.8.1.1. Perfiles estructurales usados como vigas

Los perfiles estructurales de acero que se utilizan con mayor frecuencia en la construcción de edificios, son las vigas de patines anchos (WF), las vigas I estándar, las secciones tubulares y rectangulares, las secciones canal, los ángulos y las placas. Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S.

Los diferentes tipos de secciones y perfiles estructurales, al igual que sus dimensiones y propiedades geométricas están tabulados en tablas; se encuentran en manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) por sus siglas en inglés.

Al designar los perfiles de acero en los planos y dibujos, es conveniente seguir un método normalizado de abreviaturas; los símbolos o abreviaturas para identificar las dimensiones o peso de las secciones no se utilizan; es decir, una viga I standar americana de 15 plg de peralte y cuyo peso es de 42,9 lb/pie, se designa como 15 I 42,9. A continuación se señalan las abreviaturas convencionales para otro tipo de secciones:

- Vigas standar americanas 12 I 31,8
- Perfiles de patines anchos 18 WF 50
- Vigas livianas diversas 6 B 12
- Perfiles diversos 8 M 17
- Canales standar americanas < 4*4*3/8
- Ángulos de lados iguales < 6*4*1/2
- Tes (patín y alma) T 4*3*9,2

3.8.1.2. Vigas “I” y “WF”

La sección laminada más económica que se utiliza como viga, es la que tiene forma de “I”, ya sea la “I” estándar, o bien las de patines anchos o WF; estas son secciones simétricas respecto de sus dos ejes principales, y cuando se utilizan como vigas, descansan sobre uno de sus patines, condición que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos. En general, una viga de acero debe tener un área suficientemente grande para resistir toda la flexión, el cortante y la deflexión.

3.8.2. Análisis de miembros cargados axialmente

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas, miembros de arriostamiento, entre otros.

3.8.2.1. Consideraciones generales

Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho. Hay tres modos generales según los cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar, estos son:

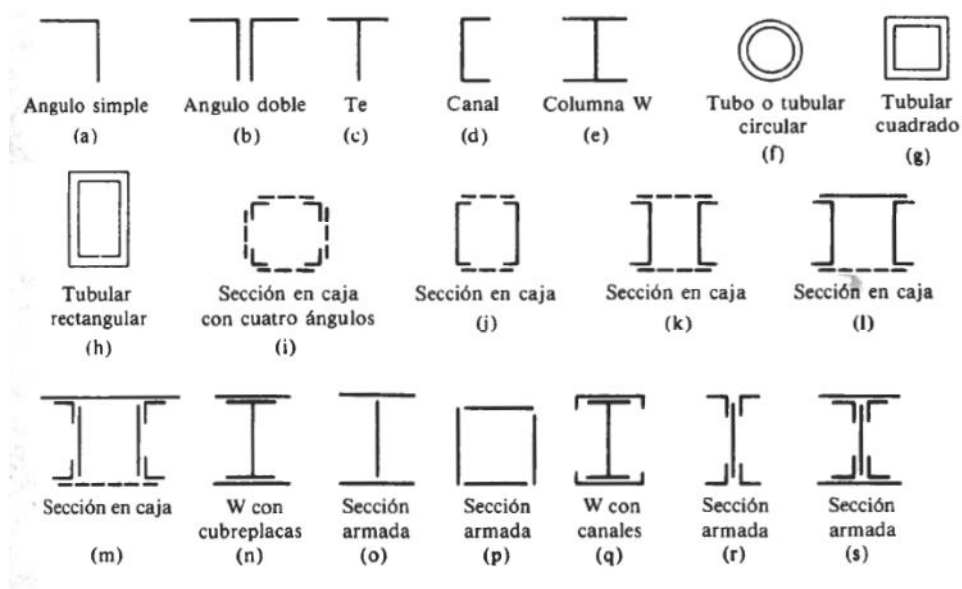
- El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler): los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
- El pandeo local: ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión, antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones de ancho a grueso de las partes de su sección transversal.
- El pandeo torsionante: puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de una columna a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

3.8.2.2. Perfiles estructurales usados para columnas

En teoría puede seleccionarse un sinfín de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, el número de soluciones posibles se ve limitado por el tipo de secciones disponibles, por problemas de conexión y el tipo de estructura en donde se va a usar la sección. Las secciones utilizadas para miembros a compresión por lo común son similares a las empleadas para miembros a tensión con ciertas excepciones. Las excepciones las causa el hecho de que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren entonces miembros rígidos. La figura 50 muestra los perfiles más comunes utilizados como columnas.

Figura 50. Tipos de secciones usadas como columnas



Fuente: MACCORMAC, Jack C, Diseño de estructuras de acero, método LRFD, 2da. Edición. p. 131.

Debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad en una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material respecto de los ejes de dicha sección; es decir, la forma de la sección es un factor importante. Una columna cargada axialmente tiende a flexionarse en un plano perpendicular al eje de la sección, respecto del cual, el momento de inercia sea el mínimo; como las secciones transversales de las columnas rara vez son simétricas respecto de sus dos ejes principales, la sección ideal sería aquella en donde los momentos de inercia con relación a ambos ejes, fuesen iguales. Las columnas tubulares cumplen con esta condición, pero su uso es limitado a causa de la dificultad que representan las conexiones de las vigas a ellas.

3.8.2.3. Restricciones en los extremos y longitud efectiva

Las restricciones en los extremos y su afecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciables restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se define como la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero, la longitud efectiva de una columna se denomina KL en donde K es el factor de longitud efectiva, K es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de esta.

Para las condiciones promedio que se encuentran en la construcción de edificios, se toma el valor de $K=1$, de modo que la relación de esbeltez KL/r se convierte simplemente en $1/r$. Ver figura 51 que a continuación se muestra.

Figura 51. Factores de longitud efectiva

La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	<ul style="list-style-type: none"> Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación - desplazamiento libre Rotación y traslación libres 					

Fuente: AISC 2005, Especificaciones y comentarios. p.310.

3.8.2.4. Relaciones de esbeltez máximas

En la sexta parte, sección B7, las especificaciones LRFD establecen que de preferencia los miembros a compresión principales deben diseñarse con relaciones KL/r menores de 200. Para miembros a tensión, que no sean varillas redondas, KL/r no debe ser mayor de 240 para miembros principales, ni mayor de 300 para miembros de arriostamiento y otros miembros secundarios. Al determinar la carga sobre una columna, uno de los primeros pasos es el cálculo de su relación de esbeltez, para utilizarla en la fórmula de cálculo de columnas; esta relación de esbeltez está involucrada en todas las fórmulas empleadas para calcular columnas de acero.

Al diseñar una columna de acero es importante recordar que, por lo general, el radio de giro mínimo es el que debe considerarse; este radio de giro está en función del área y la forma de la sección transversal y es una medida de su efectividad para resistir la flexión. Por otra parte, se sabe que $r = I/A$; por consiguiente, “r” puede calcularse fácilmente si se conoce el momento de inercia mínimo y el área de la sección transversal. En realidad, este cálculo rara vez es necesario, ya que “r” puede hallarse en las tablas de propiedades de las secciones de acero.

3.8.2.5. Columnas largas, cortas e intermedias

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna flexionará lateralmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla dependen en gran medida de su longitud efectiva. Una columna de acero muy corta y fuerte puede cargarse hasta que el acero fluya y tal vez hasta la región de endurecimiento por deformación. En consecuencia, puede resistir aproximadamente la misma carga, tanto en compresión como en tensión.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan elásticamente. Las columnas se clasifican a veces como largas, cortas e intermedias. En los párrafos siguientes se da una breve explicación de esta clasificación.

- Columnas largas: la fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan elásticamente.
- Columnas cortas: en columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo. (Para que una columna quede esta clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación. Siendo así no se hará aquí más referencia a ellas.)
- Columnas intermedias: en columnas intermedias, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; estas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico. La mayoría de las columnas caen en este rango. (Para que la fórmula de Euler sea aplicable a esas columnas deberá modificarse de acuerdo con el concepto de módulo reducido o al de módulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales).

3.8.2.6. Fórmulas para columnas y uso de tablas de diseño

Las especificaciones AISC señalan los siguientes requisitos para el diseño de miembros a compresión: en la sección total de miembros a compresión cargados axialmente, cuando la mayor relación de esbeltez kl/r , de cualquier segmento sin soporte lateral es menor que C_c , los esfuerzos unitarios permisibles, en libras por pulgada cuadrada, no deberán excederse los siguientes valores.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}}$$

$$\text{Si } \frac{kl}{r} < C_c, \text{ entonces: } F_a = \frac{\left[1 - \left(\frac{kl}{r}\right)^2\right]^3 [f_y]}{\frac{5}{3} + \frac{(3kl)}{(8C_c)} - \frac{(kl)^3}{(8C_c)^3}} \text{ (Kips/plg}^2\text{)}$$

$$\text{Si } \frac{kl}{r} < C_c, \text{ entonces: } F_a = \frac{\left[1 - \left(\frac{kl}{r}\right)^2\right]^3 [f_y]}{\frac{5}{3} + \frac{(3kl)}{(8C_c)} - \frac{(kl)^3}{(8C_c)^3}} \text{ (Kips/plg}^2\text{)}$$

$$\text{De lo contrario se tiene que: } F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{kl}{r}\right)^2} \text{ (Kips/plg}^2\text{)}$$

Donde:

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible, en Kips/plg².

k = factor de longitud efectiva(adimensional).

l = longitud real sin soporte lateral , en plg.

r = radio de giro de la sección, en plg.

C_c = coeficiente de compresión, para acero A36 $C_c = 126,1$

f_y = esfuerzo de fluencia del acero, para acero A36 $f_y = 36\ 000$ lb/plg².

E = módulo de elasticidad del acero estructural, $E = 29\ 000\ 000$ lb/plg².

El uso de las fórmulas de diseño para columnas puede resultar muy tedioso, sin embargo esto no representa ninguna desventaja, porque el manual LRFD proporciona valores de F_a para valores de kl/r de 1 a 200 para aceros con $f_y = 36$ ksi y 50 ksi. La tabla XXXVIII muestra los valores de los esfuerzos unitarios permisibles de acuerdo con las fórmulas, sin necesidad de ningún cálculo; nótese que la misma es para utilizarse con acero A36.

Tabla XXXVIII. **Esfuerzo axial permisible de compresión**

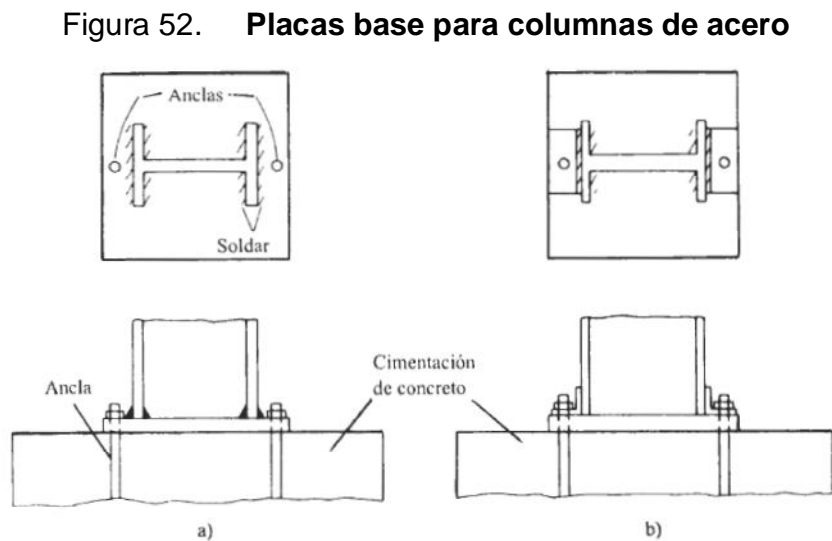
kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa	kl/r	Fa
1	21,56	41	19,11	81	15,24	121	10,14	161	5,76
2	21,52	42	19,03	82	15,13	122	9,99	162	5,69
3	21,48	43	18,95	83	15,02	123	9,85	163	5,62
4	21,44	44	18,86	84	14,90	124	9,70	164	5,55
5	21,39	45	18,78	85	14,79	125	9,55	165	5,49
6	21,35	46	18,70	86	14,67	126	9,41	166	5,42
7	21,30	47	18,61	87	14,56	127	9,26	167	5,35
8	21,25	48	18,53	88	14,44	128	9,11	168	5,29
9	21,21	49	18,44	89	14,32	129	8,97	169	5,23
10	21,16	50	18,35	90	14,20	130	8,84	170	5,17
11	21,10	51	18,26	91	14,09	131	8,70	171	5,11
12	21,05	52	18,17	92	13,97	132	8,57	172	5,05
13	21,00	53	18,08	93	13,84	133	8,44	173	4,99
14	20,95	54	17,99	94	13,72	134	8,32	174	4,93
15	20,89	55	17,90	95	13,60	135	8,19	175	4,88
16	20,83	56	17,81	96	13,48	136	8,07	176	4,82
17	20,78	57	17,71	97	13,35	137	7,96	177	4,77
18	20,72	58	17,62	98	13,23	138	7,84	178	4,71
19	20,66	59	17,53	99	13,10	139	7,73	179	4,66
20	20,60	60	17,43	100	12,98	140	7,62	180	4,61
21	20,54	61	17,33	101	12,85	141	7,51	181	4,56
22	20,48	62	17,24	102	12,72	142	7,41	182	4,51
23	20,41	63	17,14	103	12,59	143	7,30	183	4,46
24	20,35	64	17,04	104	12,47	144	7,20	184	4,41
25	20,28	65	16,94	105	12,33	145	7,10	185	4,36
26	20,22	66	16,84	106	12,20	146	7,01	186	4,32
27	20,15	67	16,74	107	12,07	147	6,91	187	4,27
28	20,08	68	16,64	108	11,94	148	6,82	188	4,23
29	20,01	69	16,53	109	11,81	149	6,73	189	4,18
30	19,94	70	16,43	110	11,67	150	6,64	190	4,14
31	19,87	71	16,33	111	11,54	151	6,55	191	4,09
32	19,80	72	16,22	112	11,40	152	6,46	192	4,05
33	19,73	73	16,12	113	11,26	153	6,38	193	4,01
34	19,65	74	16,01	114	11,13	154	6,30	194	3,97
35	19,58	75	15,90	115	10,99	155	6,22	195	3,93
36	19,50	76	15,79	116	10,85	156	6,14	196	3,89
37	19,42	77	15,69	117	10,71	157	6,06	197	3,85
38	19,35	78	15,58	118	10,57	158	5,98	198	3,81
39	19,27	79	15,47	119	10,43	159	5,91	199	3,77
40	19,19	80	15,36	120	10,28	160	5,83	200	3,73

Fuente: Manual LRFD, segunda edición, tabla 3-36, p.147.

3.8.2.7. Placas base y anclaje para columnas

El esfuerzo de diseño por compresión en el área de apoyo de un cimiento de concreto o de mampostería, es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de un cimiento, o de una zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en área suficiente, para evitar que se sobreesfuerce el concreto; es importante también que la base de la columna y la placa base estén en contacto absoluto.

Las placas base de columnas de acero pueden soldarse directamente a las columnas, o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachada o soldada; estos métodos de conexión se ilustran en la figura 52. Para columnas pequeñas, estas placas pueden soldarse a la columna en el taller, pero para columnas mayores es necesario embarcar las placas por separado y colocarlas en su nivel correcto. Las placas base se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.



Fuente: MACCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, p.202.

3.8.3. Análisis estructural del marco

El marco que se analizará será el intermedio y para efecto de análisis se harán las siguientes consideraciones: se idealizará con apoyos articulados, con el supuesto de que las inercias de las vigas y columnas son iguales, ya que las uniones viga-columna (rodillas) tienen capacidad para resistir momentos.

Los marcos serán analizados para cargas verticales y laterales, los cuatro casos de análisis que se harán son los siguientes: con carga viva, con carga muerta, con carga lateral uniformemente distribuida (carga de viento), y con carga lateral puntual (carga de sismo). A continuación se muestran las dimensiones del marco estructural que se analizara; la figura 53 muestra la geométrica completa del mismo.

Luz del marco (L) = 21,00 m = 68,88 pies

Longitud de la nave (L_n) = 21,00 m = 68,88 pies

Distancia entre marcos = 5,00 m = 16,40 pies

Altura de columna hasta la rodilla (h) = 4,00 m = 13,12 pies

Distancia rodilla – cumbrera (f) = 3,15 m = 10,33 pies

Longitud de vigas (d) = 10,96 m = 35,95 pies

Altura total del marco (H) = 7,15 m = 23,45 pies

Pendiente del techo = 30%

Ángulo de pendiente(θ) = $\tan^{-1}(30/100) = 16,70^\circ$

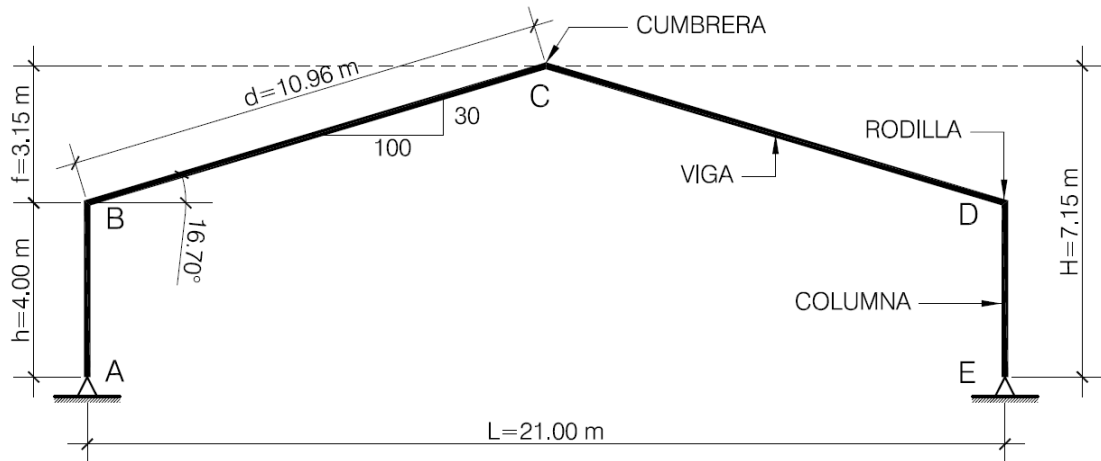
Rigidez relativa: $K = \frac{K_{col}}{K_{viga}} = \frac{L_{col}}{L_{viga}} = \frac{h}{d} = \frac{4,00 \text{ m}}{10,96 \text{ m}} = 0,36$

$Q = \frac{f}{h} = \frac{3,15 \text{ m}}{4,00 \text{ m}} = 0,79$

$N = 4(Q^2 + 3Q + K + 3) = 4[(0,79^2) + 3(0,79) + 0,36 + 3] = 25,42$

$H = h + f = 13,12 \text{ pies} + 10,33 \text{ pies} = 23,45 \text{ pies}$.

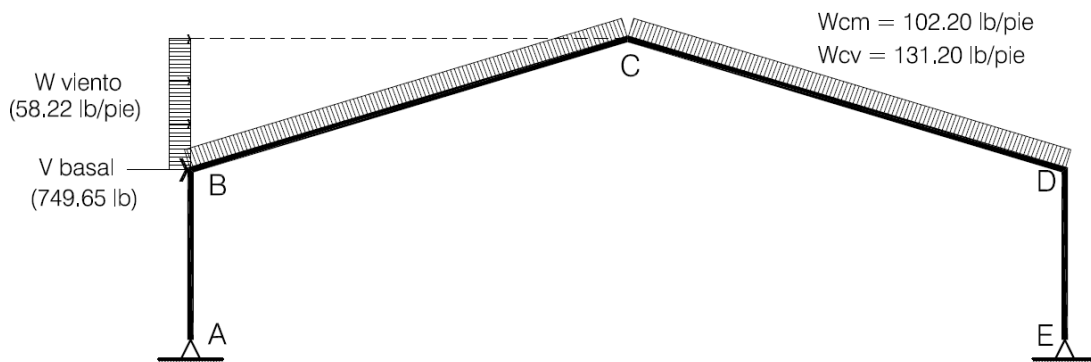
Figura 53. Geometría del marco



Fuente. Elaboración propia.

Las cargas que actúan en el marco se calcularon en el inciso 3.1.1.2; el modelo matemático se muestra en la figura 54.

Figura 54. Modelo matemático del marco



Fuente. Elaboración propia.

- Análisis estructural con carga muerta

- Cálculo de reacciones

$W_{CV} = 102,20 \text{ lb/pie} = 0,102 \text{ Kips/pie}$ (según inciso 3,1,1,2).

$$R_A = R_E = R = \frac{W_{CM} * 2d}{2} = \frac{(0,102 \text{ Kips/pie})(2 * 35,95 \text{ pie})}{2} = 3,67 \text{ Kips.}$$

$$P_A = P_E = P = \frac{1,05W_{CM}L^2}{8hN} (5Q + 8) = \frac{(1,05)(0,102)(68,88)^2}{(8)(13,12)(25,42)} [(5)(0,79) + 8]$$

$$P_A = P_E = P = 2,28 \text{ Kips.}$$

- Cálculo de momentos

$$M_B = M_D = -Ph = -(2,28 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 29,91 \text{ Kips * pie.}$$

$$M_C = \frac{RL}{2} - \frac{W_{CM}d^2}{2} - Pf = \frac{(3,67)(68,88)}{2} - \frac{(0,102)(35,95)^2}{2} - (2,28)(10,33)$$

$$M_C = 36,78 \text{ Kips * pie.}$$

- Análisis estructural con carga viva

- Cálculo de reacciones

$W_{CV} = 131,20 \text{ lb/pie} = 0,131 \text{ Kips/pie}$ (según inciso 3,1,1,2).

$$R_A = R_E = R = \frac{W_{CV} * 2d}{2} = \frac{(131,20 \text{ lb/pie})(2 * 35,95 \text{ pie})}{2} = 4,72 \text{ Kips.}$$

$$P_A = P_E = P = \frac{1,05W_{CV}L^2}{8hN} (5Q + 8) = \frac{(1,05)(0,131)(68,88)^2}{(8)(13,12)(25,42)} [(5)(0,79) + 8]$$

$$P_A = P_E = P = 2,93 \text{ Kips.}$$

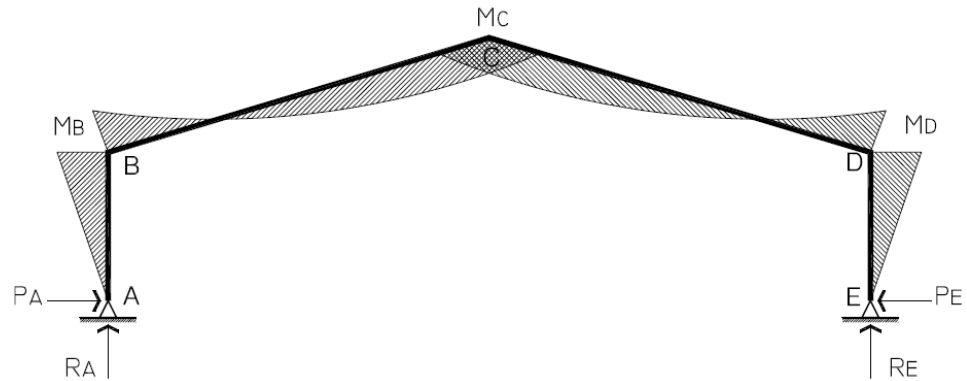
- Cálculo de momentos

$$M_B = M_D = -Ph = -(2,93 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 38,44 \text{ Kips * pie.}$$

$$M_C = \frac{RL}{2} - \frac{W_{CV}d^2}{2} - Pf = \frac{(4,72)(68,88)}{2} - \frac{(0,131)(35,95)^2}{2} - (2,93)(10,33)$$

$$M_C = 48,28 \text{ Kips * pie.}$$

Figura 55. Diagrama de momentos por carga muerta y viva



Fuente: elaboración propia.

- Análisis estructural con carga de viento

- Cálculo de reacciones

$$W_{\text{viento}} = 58,22 \text{ lb/pie} = 0,058 \text{ Kips/pie (según inciso 3,1,1,2).}$$

$$R_E = R = \frac{W_{\text{viento}} * f(2h + f)}{2L} = \frac{(0,058)(10,33)[(2)(13,12) + 10,33]}{(2)(68,88)}$$

$$R_E = R = 0,16 \text{ Kips.}$$

$$R_A = -0,16 \text{ Kips.}$$

$$P_E = \frac{W_{\text{viento}} * f}{4N} (8K + 20Q + 5Q^2 + 24)$$

$$= \frac{(0,058)(10,33)}{(4)(25,42)} [(8)(0,36) + 20(0,79) + 5(0,79)^2 + 24]$$

$$P_E = 0,27 \text{ Kips.}$$

$$P_A = W_{\text{viento}} * f - P_E = (0,058)(10,33) - 0,27 = 0,33 \text{ Kips}$$

- Cálculo de momentos

$$M_B = P_A h = (0,33 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 4,33 \text{ Kips * pie}$$

$$M_D = P_E h = (0,27 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 3,54 \text{ Kips * pie}$$

$$M_C = -\frac{RL}{2} + P_A f - \frac{W_{CV} f^2}{2} = -\frac{(0,16)(68,88)}{2} + (0,33)(10,33) - \frac{(0,058)(10,33)^2}{2}$$

$$M_C = -5,18 \text{ Kips * pie}$$

- Análisis estructural con carga de sismo

Para realizar el análisis, se supone que la carga de sismo será aplicada en el punto "B", que es la unión de la viga y la columna (rodilla). La constante "b", indica la posición de la carga respecto del apoyo de la columna (punto "A"), y puede tener valores entre 0-1; para nuestro caso b=1.

- Cálculo de reacciones

$$V_{\text{marco}} = 749,65 \text{ lb} = 0,750 \text{ Kips (según inciso 3,1,1,2)}.$$

$$R_E = R = \frac{V_{\text{marco}}(bh)}{L} = \frac{(0,750)(1)(13,12)}{(68,88)} = 0,14 \text{ Kips}$$

$$R_E = R = 0,16 \text{ Kips.}$$

$$R_A = -0,16$$

$$P_E = \frac{V_{\text{marco}} * b}{N} (3K + 3Q - Kb^2 + 6)$$

$$= \frac{(0,750)(1)}{(25,42)} [(3)(0,36) + 3(0,79) - (0,36)(1)^2 + 6]$$

$$P_E = 0,29 \text{ Kips.}$$

$$P_A = V_{\text{marco}} - P_E = 0,750 - 0,29 = 0,46 \text{ Kips.}$$

- Cálculo de momentos

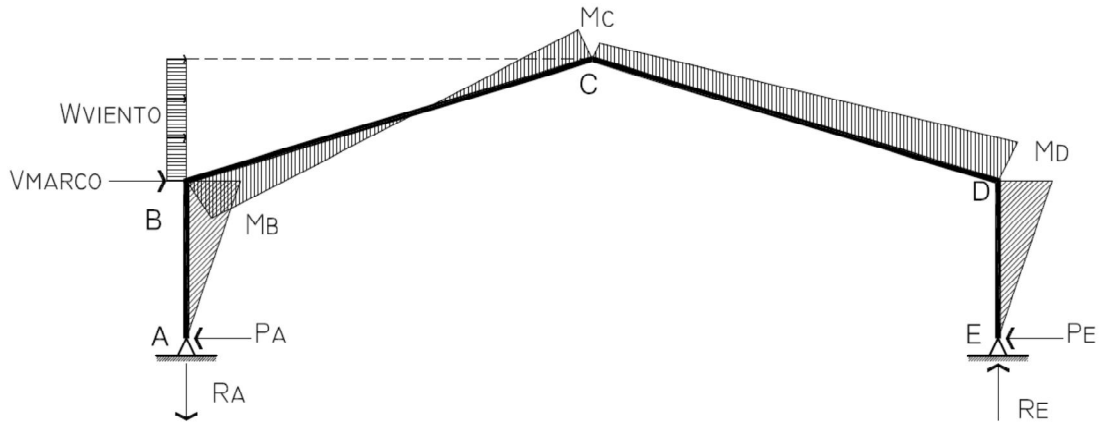
$$M_B = P_A h = (0,46 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 6,04 \text{ Kips * pie.}$$

$$M_D = P_E h = (0,29 \text{ Kips})(13,12 \text{ pie}) = 3,80 \text{ Kips * pie.}$$

$$M_C = -\frac{RL}{2} + P_A f - V_{\text{marco}} f = -\frac{(0,16)(68,88)}{2} + (0,46)(10,33) - (0,750)(10,33)$$

$$M_C = -8,51 \text{ Kips * pie.}$$

Figura 56. Diagrama de momentos carga de viento y sismo



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. Resultados del análisis estructural del marco

Carga o Momento	Carga muerta (D)	Carga viva (L)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
Cargas	Kips	Kips	Kips	Kips
RA	3,67	4,72	-0,16	-0,16
RE	3,67	4,72	0,16	0,16
PA	2,28	2,93	0,33	0,46
PE	2,28	2,93	0,27	0,29
Momentos	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie
MB	29,91	38,44	4,33	6,04
MD	29,91	38,44	3,54	3,8
MC	36,78	48,28	-5,18	-8,51

Fuente: elaboración propia.

- Envolvente de cargas y momentos

Para obtener los valores máximos del análisis estructural debemos hacer la envolvente de cargas y momentos, esta se obtiene realizando las diferentes combinaciones de carga; dichas combinaciones están descritas en el manual de diseño LRFD de la AISC, las que se utilizarán para el presente caso son las siguientes:

$$\text{COMB 1} = U = 1,2D + 1,6L \rightarrow (\text{Ecuación A4} - 2 \text{ del LRFD})$$

$$\text{COMB 2} = U = 1,2D + 1,6L + 0,8W \rightarrow (\text{Ecuación A4} - 3 \text{ del LRFD})$$

$$\text{COMB 3} = U = 1,2D + 0,5L + 1,3W \rightarrow (\text{Ecuación A4} - 4 \text{ del LRFD})$$

$$\text{COMB 4} = U = 1,2D + 0,5L + 1,0E \rightarrow (\text{Ecuación A4} - 5 \text{ del LRFD})$$

La tabla XL muestra los resultados para las diferentes combinaciones de carga utilizadas, la columna envolvente muestra los valores máximos de las cargas y momentos que afectan al marco analizado.

Tabla XL. **Combinaciones de carga y momento (envolvente)**

Carga o Momento	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Envolvente
Cargas	Kips	Kips	Kips	Kips	Kips
R _A	11,96	11,83	6,56	6,60	11,96
R _E	11,96	12,08	6,97	6,92	12,08
P _A	7,42	7,69	4,63	4,66	7,69
P _E	7,42	7,64	4,55	4,49	7,64
Momentos	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie	Kips*pie
M _B	97,40	100,86	60,74	61,15	100,86
M _D	97,40	100,23	59,71	58,91	100,23
M _C	121,38	117,24	61,54	59,77	121,38

Fuente: elaboración propia.

3.9. Diseño estructural

Este punto se refiere a la selección de los materiales, geometría y dimensiones de los diferentes elementos estructurales; usando como base la información generada mediante el proceso de análisis estructural.

3.9.1. Diseño de vigas

Las vigas forman parte vital de la estructura, por lo que, deben diseñarse cuidando la seguridad, eficiencia y economía de las mismas.

3.9.1.1. Diseño por flexión

Para diseñar una viga con base en la resistencia, se requiere que los esfuerzos de flexión reales en ella no excedan los valores permisibles correspondientes para el material. Un diseño por flexión requiere la determinación del módulo de sección elástico (S), que resulta de dividir el momento flexionante (M) entre el esfuerzo permisible (f).

- Módulo de sección elástico

$$S = \frac{M}{F_b}$$

Donde:

S = Módulo de sección elástico (en plg^3 o cm^3).

M = Momento flexionante máximo (en $\text{lb} * \text{plg}$ o $\text{kg} * \text{cm}$).

F_b = Esfuerzo permisible a flexión en el acero (en lb/plg^2 o kg/cm^2).

Para el acero A36:

$f_y = 36\,000 \text{ lb}/\text{plg}^2$ (36 Kips/ plg^2).

$F_b = 0,60f_y \approx 22\,000 \text{ lb}/\text{plg}^2$ (22 Kips/ plg^2).

Se dice que una viga soportará la flexión si el módulo de sección elástico calculado es menor que el del perfil usado como viga; en el presente caso, será

un perfil tipo "WF". Los módulos de sección elástico y las propiedades geométricas de los perfiles "WF" están tabulados en tablas de especificaciones de los fabricantes y en manuales de diseño.

- Cálculo de módulo de sección

$M_{\text{máx}} = 121,38 \text{ Kips} \cdot \text{pie}$ (de la envolvente).

$F_b = 22\,000 \text{ lb/plg}^2 = 22 \text{ Kips/plg}^2$.

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{(121,38 \text{ Kips} \cdot \text{pie})(12 \text{ plg})}{22 \text{ Kips/plg}^2} = 66,21 \rightarrow \text{módulo de sección requerido.}$$

Usando perfil WF 14X48 $\rightarrow S = 70,3 \text{ plg}^3 \rightarrow$ (según tablas LRFD)

Se eligió el perfil WF 14 X 48 por ser el más liviano; por lo general la sección más liviana es también la más económica. Usando las tablas del LRFD (ver anexos), se obtienen las dimensiones y propiedades geométricas para el perfil elegido.

- Dimensiones y propiedades geométricas del perfil WF 14X48

Area sección (A) = $14,1 \text{ plg}^2$.

Altura alma (d) = $13,79 \text{ plg}$ ($13 \frac{3}{4}$ ").

Ancho patín (b_f) = 8 plg .

Espesor del alma (t_w) = $0,340 \text{ plg}$ ($5/8$ ")

Espesor del patín (t_f) = $0,595 \text{ plg}$ ($1/2$ ")

Inercia (I_{x-x}) = 485 plg^4 .

Módulo de sección (S_{x-x}) = $70,3 \text{ plg}^3$.

Radio de giro (r_{x-x}) = $5,85 \text{ plg}$

- Chequeo de sección compacta

$$\text{Patín} \rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 6,7 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 6,7 < 10,83 \therefore \text{chequea sección compacta.}$$

$$\text{Alma} \rightarrow \frac{h}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 33,5 < \frac{640}{\sqrt{36}} = 33,5 < 106,67 \therefore \text{chequea sección compacta.}$$

3.9.1.2. Diseño por corte

Las vigas deben diseñarse también para resistir el cortante provocado por las cargas. La tendencia de una viga a fallar, por cortante, existe por el deslizamiento de las fibras de su sección, unas respecto de otras, tanto vertical como horizontalmente; es posible demostrar que, en cualquier sección de la viga, las intensidades totales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales, son de igual magnitud.

En el caso de vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal; los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tienen su máximo en el eje neutro y son nulos en las fibras extremas. Debido a esto, se supone que el alma es la única parte que resiste el corte en la sección de una viga de acero.

Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible, “Fv”, que es de 14 500 lb/plg² para el acero A36, la viga es segura respecto de la cortante. La siguiente fórmula puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante promedio:

$$f_v = \frac{V}{d * t}$$

Donde:

f_v = Esfuerzo cortante promedio (en lb/plg² o kg/cm²).

V = Cortante vertical máximo (en lb o kg).

d = Peralte total de la viga (en plg o cm).

t = Espesor del alma de la viga (en plg o cm).

Chequeo por corte:

$V = 12,08$ Kips (de la envolvente) \rightarrow Corte actuante

$F_v = 14,5$ Kips/plg² \rightarrow Esfuerzo cortante permisible en el acero A36

$$f_v = \frac{V}{d * t} = \frac{12,08 \text{ Kips}}{(13,79 \text{ plg})(0,340 \text{ plg})} = 2,58 \text{ Kips/plg}^2$$

Como $f_v = 2,58$ Kips/plg² $<$ $F_v = 14,5$ Kips/plg² \rightarrow Chequea.

Como el esfuerzo cortante actuante promedio es menor que el esfuerzo cortante permisible del acero A36, la viga es segura para resistir el corte.

3.9.1.3. Revisión por deflexión

Además de resistir la flexión y el esfuerzo cortante, las vigas no deben deformarse excesivamente, ya que si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos en los pisos y techos. Por lo tanto, deben revisarse para confirmar que la deflexión real sea menor que la permisible. La deflexión es la distancia perpendicular del eje neutro de la viga hasta el punto más lejano de la curva elástica.

Las especificaciones AISC vigentes señalan que las deflexiones no excedan a 1/360 del claro. Para vigas típicas con cargas simples, la deflexión real puede calcularse mediante la fórmula:

$$D = \frac{5WL^4}{380EI}$$

D = Deflexión máxima, en plg o cm.

W = Carga total uniformemente distribuida, en lb /pie o kg/m.

E = Módulo de elasticidad de la viga, en lb/plg² o kg/cm².

I = Momento de inercia de la sección transversal de la viga, en plg⁴ o cm⁴.

Para el acero estructural, E = 29 000 000 lb/plg² o 2 100 000 kg/cm².

Chequeo por deflexión:

$$W = 1,4(102,20) + 1,7(131,20) = 366,12 \text{ lb/pie} = 30,51 \text{ lb/plg.}$$

$$L = 35,95 \text{ pies.}$$

$$I = 485 \text{ plg}^4.$$

Deflexión permisible:

$$D_p = \frac{L}{360} = \frac{(35,95)(12)}{360} = 1,20 \text{ plg.}$$

Deflexión real:

$$D_r = \frac{5WL^3}{384EI} = \frac{(5)(30,51)(35,95)^4}{(384)(29\,000 * 10^3)(485)} = 0,0047 \text{ plg.}$$

Como $D_r = 0,0047 \ll D_p = 1,20 \rightarrow$ Chequea.

3.9.2. Columnas

Las columnas son los elementos estructurales más importantes dentro de la estructura, por lo tanto, deben diseñarse con mayor cuidado y seguridad.

3.9.2.1. Cargas permisibles para columnas

La carga permisible que soportará una columna de acero se encuentra multiplicando el esfuerzo unitario permisible por el área de la sección transversal de la columna. Se determinará primero el valor de kl/r y de la tabla XXV, se puede establecer después el valor del esfuerzo unitario permisible.

$$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a$$

Donde:

f_a = esfuerzo axial de diseño, en Kips/plg².

P = carga axial máxima de compresión, en Kips.

A = área de la sección usada como columna, en plg².

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible, en Kips/plg².

3.9.2.2. Diseño de columnas

A falta de tablas de seguridad y un método directo, el diseño de columnas puede realizarse por medio de tanteos. La información con que se cuenta incluye siempre la carga y la longitud de la columna; el diseñador debe escoger entonces una sección tentativa y, por medio de la fórmula de columna, calcular la carga permisible que soportará. Si esta carga permisible es menor que la carga real que debe soportar, la sección propuesta no es suficiente y deberá probarse otra sección de modo similar.

En la práctica, el diseñador selecciona el tamaño adecuado para la sección de la columna, directamente, por medio de las tablas de propiedades de secciones del AISC.

- Selección del perfil a utilizar

Se propone usar un perfil WF 14X48 (igual al perfil de la viga), esto por razones prácticas de diseño y economía.

- Dimensiones y propiedades geométricas del perfil WF 14X48

Área sección (A) = 14,1 plg².

Altura alma (d) = 13,79 plg (13 3/4").

Ancho patin (b_f) = 8 plg.

Espesor del alma (t_w) = 0,340 plg (5/8")

Espesor del patín (t_f) = 0,595 plg (1/2")

Inercia (I_{x-x}) = 485 plg⁴.

Módulo de sección (S_{x-x}) = 70,3 plg³.

Radio de giro (r_{x-x}) = 5,85 plg

- Relación de esbeltez

La relación esbeltez depende de las condiciones de apoyo de la columna y la longitud de la misma; para el presente caso se idealizan los apoyos como:

- Base de columna: rotación libre-traslación restringida
- Unión viga-columna: rotación restringida-traslación libre.

Para las condiciones anteriores el valor de $k=2$, entonces:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{kl}{r} = \frac{(2)(13,12 * 12 \text{ plg})}{5,85 \text{ plg}} = 54,15$$

Esfuerzo axial de compresión máximo (f_a):

$$P = 12,08 \text{ Kips (de la envolvente).}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12,08 \text{ Kips}}{14,1 \text{ plg}^2} = 0,86 \text{ ksi.}$$

Esfuerzo axial de compresión permisible (F_a):

$$\text{Para } \frac{kl}{r} = 54,15 \rightarrow F_a = 17,99 \text{ ksi (ver tabla XXXVIII).}$$

$$\text{Según la relación: } \frac{f_a}{F_a} = \frac{0,86 \text{ ksi}}{17,99 \text{ ksi}} = 0,05 < 0,15 \rightarrow \text{chequea}$$

Esfuerzo de flexión máximo (f_b) y permisible (F_b):

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{100,86 \text{ Kips * pie}}{70,3 \text{ plg}^3} = 1,43 \text{ ksi.}$$

Chequeo de sección compacta:

$$\text{Patin} \rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 6,7 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 6,7 < 10,83 \therefore \text{chequea sección compacta.}$$

$$\text{Alma} \rightarrow \frac{h}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 33,5 < \frac{640}{\sqrt{36}} = 33,5 < 106,67 \therefore \text{chequea sección compacta.}$$

Como el patín y el alma de la columna son compactas, entonces:

$$F_b = 0,66f_y = 0,66(36 \text{ ksi}) = 23,76 \text{ ksi.}$$

$$\text{La relación } \frac{f_b}{F_b} = \frac{1,43 \text{ ksi}}{23,76 \text{ ksi}} = 0,06$$

- Chequeo de condiciones según AISC

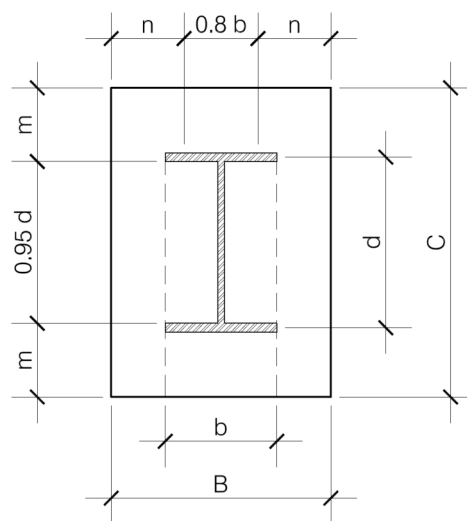
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \rightarrow 0,05 + 0,06 = 0,11 \leq 1 \rightarrow \text{chequea}$$

El perfil escogido cumplió con todas las condiciones requeridas, por lo tanto se puede utilizar un perfil WF 14X48 como sección de columna.

3.9.2.3. Diseño de placas base

El área de la placa de base para una columna, se encuentra fácilmente dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión m o n, cualquiera que sea la mayor (ver figura 54). Se supone que la carga de la columna está distribuida uniformemente sobre el área rectangular punteada que se muestra en la figura 57.

Figura 57. Área y dimensiones de placa base



Fuente: elaboración propia.

- Procedimiento de cálculo

Área requerida de la placa

$$A = \frac{P}{F_p}, \text{ donde: } \begin{cases} A = \text{área de la placa base, en plg}^2 \text{ o cm}^2. \\ P = \text{carga total de la columna, en lb o kg.} \\ F_p = \text{esfuerzo permisible de compresión} \\ \text{en la mampostería en lb/plg}^2 \text{ o kg/cm}^2. \end{cases}$$

Las especificaciones AISC señalan que $F_p=0,25 f'_c$ cuando toda el área del concreto está cubierta por la placa, entonces se tiene que:

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{(12,08 * 1\ 000) \text{ lb}}{0,25(3\ 000 \text{ psi})} = 16,11 \text{ plg}^2$$

- Área propuesta de la placa

Como el área requerida de la placa es menor a las dimensiones $b=8$ plg y $d=14$ plg de la sección usada como columna (WF 14X48), se tiene que usar una placa con medidas que se ajusten a dichas dimensiones; se propone entonces utilizar una placa de 10 plg X 16 plg ($B=10$ plg y $C=16$ plg).

- Cálculo de m y n

$$0,95d = 0,95(14 \text{ plg}) = 13,30 \text{ plg.}$$

$$0,80b = 0,8(10 \text{ plg}) = 8,00 \text{ plg.}$$

$$m = (16 \text{ plg} - 13,30 \text{ plg})/2 = 1,35 \text{ plg.}$$

$$n = (10 \text{ plg} - 8,00 \text{ plg})/2 = 1 \text{ plg.}$$

$$P = 12,08 \text{ Kips (de la envolvente)}$$

- Cálculo del espesor de la placa (t)

El espesor de la placa base se calcula con las siguientes ecuaciones, se utiliza el valor mayor entre m y n:

$$t = \sqrt{\frac{3pm^2}{F_b}} \text{ o bien } t = \sqrt{\frac{3pn^2}{F_b}}$$

Donde:

t = espesor de la placa base, en plg o cm.

p = presión real sobre el concreto o mampostería, en lb/plg² o kg/cm².

$$p = \frac{P}{B * C}$$

m y n = proyección de la placa, por fuera de la columna, en plg o cm.

F_b = esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa, lb/plg² o kg/cm².

Las especificaciones AISC señalan que F_b = 0,75f_y; por lo tanto para acero tipo A36, F_b = 0,75(36 ksi) = 27 ksi.

Sustituyendo valores en las ecuaciones anteriores tenemos:

$$p = \frac{(12,08 * 1\ 000) \text{ lb}}{(10 \text{ plg})(16 \text{ plg})} = 75,50 \text{ lb/plg}^2.$$

$$t = \sqrt{\frac{3(0,075 \text{ ksi})p(1,35 \text{ plg})^2}{27 \text{ ksi}}} = 0,12 \text{ plg} \approx 1/8 \text{ plg}.$$

El espesor para la placa será de 1/8 plg, siendo entonces las dimensiones para la placa base de la columna de 10"x16"x1/8".

3.9.3. Diseño de cubierta

La función principal de la cubierta es proteger a los usuarios del edificio de las inclemencias climáticas; además debe ser capaz de soportar los esfuerzos solicitados, según sea el tipo de edificación que se esté analizando.

3.9.3.1. Diseño de costaneras

Las costaneras son elementos estructurales horizontales cuya función principal es transmitir las cargas de la cubierta hacia las vigas principales de los marcos estructurales. Se diseñan para resistir principalmente esfuerzos de flexión, aunque también resisten esfuerzos de corte.

3.9.3.1.1. Diseño por flexión

Para el diseño se propone utilizar costaneras (perfil "C") de 6"x2"x1/16", las propiedades geométricas y módulo de sección elástico de las costaneras, están tabulados en tablas de especificaciones de los fabricantes y en manuales de diseño, la tabla XLI muestra las propiedades geométricas de algunas.

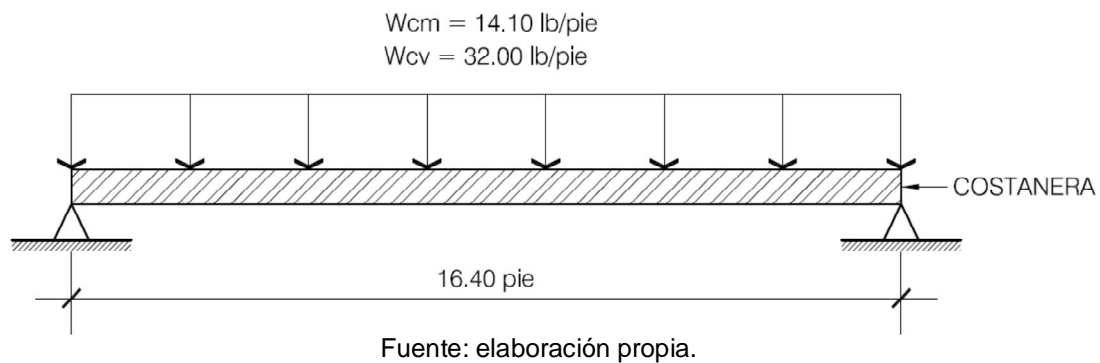
Tabla XLI. **Propiedades geométricas de costaneras**

Medidas de costanera	Espesor "t" (plg)	Área (plg ²)	Ix (pulg ⁴)	Iy (pulg ⁴)	Sx (plg ³)	Sy (pulg ³)
a = 4" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.44	1.79	0.0001	0.51	0
a = 5" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.5	2.67	0.0002	0.67	0.01
a = 6" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.56	3.8	0.0002	0.84	0.01
a = 7" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.63	5.21	0.0002	1.04	0.01
a = 8" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.69	6.93	0.0002	1.26	0.01
a = 9" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.75	9	0.0002	1.5	0.01
a = 10" b= 2" c= 1/2"	0.0625	0.81	11.44	0.0003	1.76	0.01

Fuente: COTÍ DÍAZ, Iván Alejandro. Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa y deportes y pavimento del acceso principal para la colonia el maestro, Quetzaltenango. p. 10

Para analizar la costanera se puede idealizar como una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida; el modelo matemático de la costanera se muestra en la figura 58.

Figura 58. **Modelo matemático de costanera**



Cálculo del momento:

Para una viga simplemente apoyada: $M = \frac{W * L^2}{8}$

$W_u = W_{cm} + W_{cv} = 14,10 \text{ lb/pie} + 32,00 \text{ lb/pie} = 46,10 \text{ lb/pie}.$

$M = \frac{(46,10 \text{ lb/pie})(16,40 \text{ pie})^2}{8} = 1\ 4549,98 \text{ lb} * \text{pie} = 18\ 598,58 \text{ lb} * \text{plg}.$

Cálculo del módulo de sección:

$S = \frac{M}{F_b} = \frac{18\ 598,58 \text{ lb} * \text{plg}}{24\ 000 \text{ lb/plg}^2} = 0,77 \rightarrow \text{módulo de sección elástico}.$

Para costanera de 6x2x1/16" $\rightarrow S_x = 0,84$

Como $S = 0,77 < S_x = 0,84 \rightarrow$ Chequea.

El módulo de sección calculado es de 0,77, que es menor al módulo de sección de una costanera 6"x2"x1/16" ($S_x=0,84$); por lo tanto la costanera propuesta cumple con el diseño a flexión.

3.9.3.1.2. Diseño por corte

La costanera debe ser capaz de resistir el esfuerzo cortante provocado por las cargas actuantes; la fuerza cortante máxima en la costanera ocurre en los apoyos de la misma; las reacciones se determinan de la siguiente manera:

$$V = \frac{W * L}{2} = \frac{(46,10 \text{ lb/pie})(16,40 \text{ pie})}{2} = 378,02 \text{ lb.}$$

El esfuerzo cortante se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_v = \frac{V}{d * t} = \frac{378,02 \text{ lb}}{(6 \text{ plg})(1/16 \text{ plg})} = 1\,008,05 \text{ lb/plg}^2 \rightarrow \text{Esfuerzo acuante máx.}$$

$F_v = 14\,500 \text{ lb/plg}^2 \rightarrow$ Esfuerzo cortante permisible en el acero A36.

Como $f_v = 1\,008,05 \text{ lb/plg}^2 < F_v = 14\,500 \text{ lb/plg}^2 \rightarrow$ Chequea.

La resistencia al cortante del acero A36 ($14\,500 \text{ lb/plg}^2$) es mucho mayor que el esfuerzo cortante actuante en la costanera, por lo tanto cumple con la resistencia a esfuerzo de corte.

3.9.3.1.3. Revisión por deflexión

Al igual que se chequeó la deflexión en la vigas principales de los marcos estructurales, debe revisarse también en las costaneras, siguiendo el mismo procedimiento.

- Deflexión permisible

$$D_p = \frac{L}{360} = \frac{(16,40)(12)}{360} = 0,55 \text{ plg.}$$

- Deflexión real

$$D_r = \frac{5WL^4}{384EI} = \frac{(5)(3,84 \text{ lb/plg})(16,40)^4}{(384)(29\,000 * 10^3)(3,8)} = 0,000033 \text{ plg.}$$

Como $D_r = 0,000033 \ll D_p = 0,55 \rightarrow$ Chequea.

Como la deflexión real es mucho menor que la deflexión permisible, la costanera cumple con el diseño por deflexión.

3.9.3.2. Diseño de tensores y rigidizantes

Los tensores en las estructuras metálicas sirven para darle mayor rigidez a la estructura contra la torsión, sirven de arriostramiento para los elementos estructurales que conforman los marcos. Los tensores se colocan en forma de cruz uniando los marcos entre sí; el área de acero del tensor se obtiene dividiendo la fuerza horizontal máxima que afecta a la estructura entre el esfuerzo permisible de tensión del acero.

$$A_{\text{tensor}} = \frac{P_A}{F_b} = \frac{(7,69 * 1000) \text{ lb}}{24\,000 \text{ lb/plg}^2} = 0,32 \text{ plg}^2.$$

Para cubrir esa área se necesita una varilla No.5; se colocarán los tensores en forma de cruz uniando todos los marcos.

3.9.4. Diseño de zapatas

Las columnas WF 14 X 48 de los marcos estructurales, estarán apoyadas sobre pedestales de concreto que a su vez se apoyarán sobre zapatas cuadradas aisladas; a continuación se detalla el proceso de cálculo y diseño:

Datos

$$P_u = 12,08 \text{ Kips} = 5\,490,91 \text{ kg} \rightarrow \text{carca última del muro}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (3\,000 psi)}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Grado 40)}$$

$$V_s = 50,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{12,08}{3,67 + 4,72} = 1,44$$

Pedestal base para columna = 0,30 m X 0,40 m.

- Carga de trabajo

Para la determinación de la base de la zapata, el código ACI establece que las cargas últimas deben ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_u}{FCU} = \frac{5\,490,91 \text{ kg}}{1,44} = 3\,813,13 \text{ kg.}$$

- Área de la zapata

$$A_z = \frac{FCU(P_t)}{V_s} \quad \therefore \quad V_s = \text{capacidad de carga admisible del suelo}$$

$$A = \frac{(1,44)(3\,813,13 \text{ kg})}{(50,00)(1000) \text{ kg/m}^2} = 0,11 \text{ m}^2$$

$$\text{Si se usa una zapata cuadrada } B = \sqrt{0,11} = 0,33 \text{ m}$$

La base de la zapata calculada es 0,33 m, no cumple con el área necesaria para el apoyo del pedestal, por lo que se propone utilizar una base que sea igual a tres veces el ancho del pedestal.

$$B = 3b = 3(30 \text{ cm}) = 90 \text{ cm, usar } B = 0,90 \text{ m} \rightarrow \text{base propuesta.}$$

- Peralte de la zapata

El código ACI establece que el peralte efectivo mínimo será de 15 cm; además, el recubrimiento para concreto expuesto es de 7,5 cm; por lo tanto:

$$t = 7,5 \text{ cm} + 15,00 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{usar } t = 20 \text{ cm.}$$

- Carga axial de diseño

$$P_z = P_t + \gamma_{\text{suelo}}(A_{\text{zap}})(d_f) + \gamma_{\text{conc}}(A_{\text{zap}})(t)$$

$$P_z = 3\,813,13 + (1,91 * 1000)(0,81 * 1)(1,00) + (2400)(0,81)(0,20)$$

$$P_z = 5\,749,03 \text{ kg} = 5,75 \text{ ton.}$$

- Chequeo de presión sobre el suelo

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P_z}{A_z} = \frac{5,75 \text{ ton}}{(0,90 * 0,90)\text{m}^2} = 7,10 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 7,10 \text{ ton/m}^2 < V_s = 50,00 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{chequea.}$$

- Reacción neta del suelo

$$\sigma_n = \sigma_{\text{max}}(\text{FCU}) = (7,10 \text{ ton/m}^2)(1,44) = 10,22 \text{ ton/m}^2.$$

- Chequeo por corte simple

$$\text{Peralte efectivo (d)} = t - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Área corte} = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d\right)(1,00) = \left(\frac{0,90}{2} - 0,125 - \frac{0,30}{2}\right)(1,00) = 0,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Corte actuante} \rightarrow V_u = (A_{\text{corte}} * \sigma_n) = (0,18 \text{ m}^2)(10,22 \text{ ton/m}^2) = 1,84 \text{ ton.}$$

Corte resistente $\rightarrow \varphi V_c = \varphi 0,53 \sqrt{f'c} b d$ [ACI 11,3,1,1] $\therefore \varphi = 0,75$ para corte.

$$\varphi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (90 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) = 6\,480 \text{ kg} = 6,48 \text{ ton.}$$

Como $\varphi V_c = 6,48 \text{ ton} > V_u = 1,84 \text{ ton} \rightarrow$ Chequea por cortante simple

- Chequeo corte por punzonamiento

$$\text{Area zapata} = (0,90 \text{ m})(0,90 \text{ m}) = 0,81 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de falla} = (0,425 \text{ m})(0,525 \text{ m}) = 0,22 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de punzonamiento} = 0,81 - 0,22 = 0,59 \text{ m}^2$$

$V_{\text{pun}} =$ corte por punzonamiento

Corte punzonamiento $\rightarrow V_{\text{pun}} = A_{\text{pun}}(\sigma_n)$; $A_{\text{corte}} =$ area de punzonamiento

$\sigma_n =$ carga de diseño

$$V_{\text{pun}} = (0,59 \text{ m}^2)(10,22 \text{ ton/m}^2) = 6,03 \text{ ton.}$$

Corte resistente $\rightarrow \varphi 1,10 \sqrt{f'c} b_o d$ [ACI 11.12.2.1]

$\varphi = 0,75$ para corte [ACI 9.3.2.3]

$b_o =$ perimetro del area de falla

$$b_o = 2(0,425 \text{ m} + 0,525 \text{ m}) = 1,90 \text{ m} = 190 \text{ cm.}$$

$$\varphi V_{\text{cp}} = (0,75)(1,10) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (190 \text{ cm})(12,5 \text{ cm})$$

$$\varphi V_{\text{cp}} = 28\,394 \text{ kg} = 28,39 \text{ ton.}$$

Como $\varphi V_{\text{cp}} = 28,39 \text{ ton} > V_{\text{pun}} = 6,03 \text{ ton} \rightarrow$ Chequea por punzonamiento

- Diseño a flexión

Momento de diseño:

$$M_{\text{dis}} = \frac{\omega l^2}{2} \quad \therefore \quad \omega = \sigma_n (1,00 \text{ m}) \rightarrow \text{franja unitaria} \therefore b = 100 \text{ cm}$$

$l =$ distancia del rostro muro a borde de zapata

$$M_{\text{dis}} = \frac{(10,22 \text{ ton/m}^2)(1 \text{ m})(0,30 \text{ m})^2}{2} = 0,46 \text{ ton} * \text{m} = 460 \text{ kg} * \text{m.}$$

- Área de acero

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu(b)}{0,003825f'_c}} \right]$$

$$A_s = 0,85 \frac{210}{2810} \left[(90)(12,5) - \sqrt{(90 * 12,5)^2 - \frac{(460)(90)}{0,003825(210)}} \right] = 1,47 \text{ cm}^2.$$

- Refuerzo mínimo [ACI 10.5.1]

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} bd \\ A_{s_{\min}} &= 0,005(90 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 5,63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como $A_{s_{\text{requerido}}} < A_{s_{\min}} \therefore$ usar $A_{s_{\min}} = 5,63 \text{ cm}^2$.

- Espaciamiento del refuerzo

$$\text{Usando refuerzo No. 4} \rightarrow \frac{5,63 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{1,29 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$S = 23 \text{ cm} \rightarrow$ usar refuerzo No. 4 @ 20 cm en ambos sentidos.

3.9.5. Diseño de muros de mampostería

Los muros de mampostería son elementos estructurales verticales, hechos para resistir las cargas verticales y laterales simultáneamente; debido a su importancia como sistema estructural, su diseño debe ser cuidadoso y certero, ya que debido a la combinación de esfuerzos que deben resistir, son más vulnerables a fallas y deformaciones si el diseño estructural no es adecuado.

3.9.5.1. Suposiciones de diseño

El método de diseño estructural utilizado en esta sección es el diseño por esfuerzos de trabajo, según lo establece la sección 2107 del UBC 1997. EL procedimiento de diseño se basa en las suposiciones de esfuerzos de trabajo y de la distribución lineal del esfuerzo-deformación, con todos los esfuerzos en el rango elástico de acuerdo con lo siguiente:

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la misma.
- El esfuerzo es proporcional a la deformación.
- Los elementos de mampostería se combinan para formar un miembro homogéneo.

Esfuerzos admisibles en la mampostería y el refuerzo

Según la sección 2107.2.6 2107.2.8 y 2107.2.11 del UBC 1997 los esfuerzos admisibles en la mampostería y el refuerzo deben ser los siguientes:

- Esfuerzo admisible de flexo – compresión.

$$F_b = 0,33f'_m, (2\ 000\ \text{psi})\ \text{como valor máximo (7 – 15)}$$

- Esfuerzo admisible de corte (sin refuerzo por cortante)

$$F_v = 1,0\sqrt{f'_m}, (50 \text{ psi}) \text{ como valor máximo (sistema inglés)} (7 - 17)$$

$$F_v = 0,2651\sqrt{f'_m}, (3,52 \text{ kg/cm}^2) \text{ como valor máximo (sistema m. k. s)}$$

- Esfuerzo admisible de corte (con refuerzo por cortante)

$$F_v = 3,0\sqrt{f'_m}, (150 \text{ psi}) \text{ como valor máximo (sistema inglés)} (7 - 18)$$

$$F_v = 0,7953\sqrt{f'_m}, (10,55 \text{ kg/cm}^2) \text{ como valor máximo (sistema m. k. s)}$$

- Esfuerzo admisible a tensión

$$F_s = 0,5f_y (24 000 \text{ psi}) \text{ como valor máximo } (7 - 25)$$

Donde:

F_b = esfuerzo admisible de flexo – compresión en la mampostería, en kg/cm^2 (psi).

F_v = esfuerzo cortante admisible en la mampostería, en kg/cm^2 (psi).

F_s = esfuerzo admisible en el refuerzo, en kg/cm^2 (psi).

f'_m = resistencia especificada a la compresión, para la mampostería a los 28 días, en kg/cm^2 (psi).

f_y = límite de fluencia a tensión del refuerzo, en kg/cm^2 (psi).

3.9.5.2. Esfuerzo a compresión

La sección 2107.1.6.1 del UBC 1997, establece que los esfuerzos debidos a las fuerzas a la compresión aplicadas en el centroide del muro, pueden calcularse mediante la fórmula (7-8), suponiendo una distribución uniforme sobre el área efectiva.

$$f_a = P/A_e$$

Donde:

f_a = esfuerzo axial de compresión calculado debido a una carga axial de diseño, en kg/cm^2 (psi).

P = carga axial de diseño, en kg (lbs).

A_e = área efectiva de la mampostería, en cm^2 (plg^2)

3.9.5.3. Esfuerzo a flexión

La capacidad a flexión de una sección de mampostería reforzada estará limitada por los esfuerzos admisibles de los materiales que la componen, a uno o ambos al mismo tiempo. El UBC 1997 en la sección 2107.2.15 establece que los elementos de sección rectangular sometidos a flexión deben diseñarse de acuerdo a las fórmulas siguientes:

- Esfuerzo a la compresión en la mampostería

$$f_b = \frac{M}{bd^2} \left(\frac{2}{jk} \right) \quad (7 - 31)$$

- Esfuerzo a la tensión en el refuerzo longitudinal

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} \quad (7 - 32)$$

- Coeficientes de diseño

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np \quad (7 - 33)$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_b}} \quad (7 - 34)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7 - 35)$$

Donde:

f_b = esfuerzo a la flexión calculado en la fibra extrema debido solo a las cargas de diseño a flexión, en kg/cm^2 (psi).

f_s = esfuerzo calculado en el refuerzo debido a las cargas de diseño, en kg/cm^2 (psi).

k = relación de la profundidad del esfuerzo de compresión en el miembro a flexión, respecto a la profundidad, d .

j = distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo – compresión al centroide de las fuerzas de tensión, a la altura d .

ρ = relación del área del refuerzo de flexo – tensión, A_s , respecto del área bd . (cuantía de acero).

b = ancho efectivo del miembro rectangular, en cm (plg).

d = distancia desde la cara a compresión del miembro a flexión, al centroide del refuerzo longitudinal a tensión, en cm (plg).

n = relación modular entre el módulo de elasticidad del acero y el de la mampostería

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

La sección 2106.2.12 del UBC 1997 establece los valores para los módulos de elasticidad de la mampostería y el acero.

$$E_m = 750f'_m, 3\,000\,000 \text{ psi} \left(200\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \text{ como máximo (6-3)}$$

$$E_s = 29\,000\,000 \text{ psi} \left(2.03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \text{ (6-4)}$$

Donde:

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (psi).

E_s = módulo de elasticidad del acero, en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (psi).

3.9.5.4. Esfuerzo cortante

Según la sección 2107.2.17 del UBC 1997, el esfuerzo cortante en los miembros sometidos a flexión y en muros de corte debe calcularse mediante:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \quad (7 - 37)$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante calculado debido a la carga de diseño, en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (psi).

V = fuerza cortante total de diseño, en kg (lbs).

Cuando el valor de f_v , que se obtiene mediante la fórmula (7-37), excede al esfuerzo admisible de corte en la mampostería F_v , debe proporcionarse refuerzo en el alma del miembro, para que resista la fuerza total de corte. Ambos esfuerzos cortantes, tanto el vertical como el horizontal, deben tomarse en cuenta.

El área requerida para el refuerzo por cortante, colocado perpendicularmente al refuerzo longitudinal, debe calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$A_v = \frac{sV}{F_s d} \quad (7 - 38)$$

Donde:

A_v = área del refuerzo que se requiere para resistir el cortante, colocado perpendicularmente al refuerzo longitudinal, en cm^2 (plg^2)

s = espaciamiento de los estribos, en cm (plg).

Cuando se requiere refuerzo del alma, debe espaciarse de manera que cada línea a 45 grados, que se entiende desde un punto a una distancia $d/2$ de la viga hasta las varillas de tensión longitudinales, debe estar cruzada por una línea de refuerzo de alma como mínimo.

3.9.5.5. Corte basal

Para poder calcular el corte basal de diseño del muro se debe estimar el peso total del mismo, para lo cual se toman en cuenta los siguientes aspectos:

- Dimensiones del muro

Largo = 22 m.

Altura = 4 m.

Espesor = 20 cm.

$W_{\text{mamposteria}} = 240 \text{ kg/m}^2 \rightarrow$ Bloques de concreto con repello en ambas caras

Columnas de 0,20 X 0,20 a cada 2 m.

Soleras de 0,20 X 0,20 a cada 1 m.

- Cálculo de peso total del muro

$$W_{\text{mamposteria}} = \text{Area} * \left(240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = (97\text{m}^2) \left(240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = 23\,280,00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{columnas}} = A_{\text{col}} * h_{\text{col}} * \gamma_{\text{concreto}} * \#\text{col}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 4 \text{ m} * \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 11 \text{ col} = 4\,224,00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{soleras}} = A_{\text{solera}} * L_{\text{solera}} * \gamma_{\text{concreto}} * \#\text{soleras}$$

$$W_{\text{soleras}} = 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 22 \text{ m} * \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 5 \text{ soleras} = 10\,560,00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{muro}} = W_{\text{mamposteria}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{soleras}}$$

$$W_{\text{muro}} = 23\,280,00 \text{ kg} + 4\,224,00 \text{ kg} + 10\,560,00 \text{ kg} = 38\,064,00 \text{ kg.}$$

Para análisis estático, según el UBC 1997 el valor del cortante basal de diseño debe estar comprendido en un rango de entre el 10% y el 30% del peso total de la estructura; para el presente caso por ser muros no estructurales y que únicamente soportan su peso propio se usará un valor del 10%. Considerando lo anterior se calcula el corte basal de diseño para el muro:

$$V = 0,10 * W_{\text{muro}} = 0,10 * 38\,064,00 \text{ kg} = 3\,806,40 \text{ kg}$$

3.9.5.6. Diseño del refuerzo

El salón tiene cuatro muros principales de mampostería reforzada, todos poseen las mismas dimensiones, por lo que se consideran típicos; el proceso de diseño es el mismo para todos; a continuación se detallará el diseño del muro de la fachada principal del edificio. Para calcular el área de acero necesaria para resistir la flexión en el muro, se deben determinar los valores $k, j, \frac{z}{j}$ y $n\rho$; con estos se debe utilizar la llamada tabla "nρ" que contiene los diferentes valores de cuantías (ρ).

- Valores de diseño:

$$\begin{aligned} f'_m &= 25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}. & \text{Largo muro} &= 22,00 \text{ m.} \\ f_y &= 2\,800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado 40)}. & \text{Alto muro} &= 4,00 \text{ m} \\ E_s &= 2,03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}. & \text{Espesor} &= 19 \text{ cm.} \\ V &= 3\,086,40 \text{ kg.} \end{aligned}$$

- Procedimiento de cálculo

- Chequeo esfuerzo de flexo-compresión

$$f_a = \frac{P}{A_e} = \frac{38\,064,00 \text{ kg}}{(19 \text{ cm})(22 * 100) \text{ cm}} = 0,91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Esfuerzo actuante.}$$

$$F_b = 0,33f'_m = 0,33 \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Esfuerzo admisible}$$

$$\text{Como } f_a = 0,91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F_b = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{chequea.}$$

- Diseño a flexión

$$W_{\text{muro}} = \frac{(38\,064,00 \text{ kg})}{88 \text{ m}^2} = 432,55 \text{ kg/m}^2.$$

$$V = (0,10)(432,55 \text{ kg/m}^2) = 43,25 \text{ kg/m}^2.$$

Se calcula el momento actuante de diseño para una franja unitaria del muro, asumiendo que el muro se encuentra en voladizo; tenemos:

$$M = \frac{Wh^2}{8} = \frac{\left(43,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}\right) (4,00 \text{ m})^2}{8} = (86,50 \text{ kg} * \text{m})/\text{m}.$$

$$E_m = 750f'_m = (750) \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 18\,750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = 0,33f'_m = 0,33 \left(25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{esfuerzo admisible mampostería.}$$

$$F_s = 0,5f_y = (0,5) \left(2\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 1\,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{esfuerzo admisible acero.}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2,03 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{18\,750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 108,27$$

$$d = \frac{19}{2} = 9,5 \text{ cm} \rightarrow \text{acero al centro de la celda.}$$

$$b = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{espaciamiento del acero asumido.}$$

Se calculan los valores de $\frac{2}{jk}$ y npj :

$$\frac{2}{jk} = \frac{f_b b d^2}{M} = \frac{\left(8,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (100 \text{ cm}) (9,5 \text{ cm})^2}{(86,50 * 100) \text{ kg} * \text{cm}} = 8,61$$

$$npj = \frac{nM}{f_s b d^2} = \frac{(108,27) (86,50 * 100) \text{ kg} * \text{cm}}{\left(1\,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (100 \text{ cm}) (9,5 \text{ cm})^2} = 0,07412$$

De las tablas de coeficientes np , se obtienen los siguientes valores

$$\text{Para } \frac{2}{jk} = 12,615 \rightarrow np = 0,043 \text{ (mampostería)}$$

$$\text{Para } npj = 0,07412 \rightarrow np = 0,083 \text{ (acero)} \rightarrow \text{cumple el mayor.}$$

Para calcular la cuantía se utiliza el valor más grande de $n\rho$, entonces:

$$\rho = \frac{n\rho}{n} = \frac{0,083}{108,27} = 0,00077 < 0,0013 \therefore \text{usar cuantía mínima.}$$

- o Cuantía vertical mínima:

$$\rho_v \geq 0.0013 \rightarrow A_{sv} = \rho_v * b * d$$

Donde:

ρ_v = cuantía de acero vertical mínima.

A_{sv} = área de acero vertical mínima, en cm^2 (plg²).

b = distancia entre refuerzos verticales (espaciamiento), en cm (plg).

d = distancia entre la fibra extrema en compresión al centroide el refuerzo longitudinal a tensión, en cm (plg).

- o Cuantía horizontal mínima:

$$\rho_h \geq 0.0007 \rightarrow A_{sh} = \rho_h * t * h$$

Donde:

ρ_h = cuantía de acero horizontal mínima.

A_{sh} = área de acero horizontal mínima, en cm^2 (plg²).

t = espesor del muro, en cm (plg).

h = altura del muro, en cm (plg).

Además, la suma de las cuantías vertical y horizontal debe cumplir:

$$\rho_v + \rho_h \geq 0.002$$

o Refuerzo vertical

Usando la cuantía vertical mínima $\rho_v = 0,0013$, se calcula el área de acero:

$$A_{sv} = \rho_v * b * d = (0,0013)(100 \text{ cm})(9,5 \text{ cm}) = 1,24 \text{ cm}^2$$

Una varilla No.4 tiene un área de $1,29 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán refuerzos No.4 a cada metro.

o Refuerzo horizontal

Usando la cuantía vertical mínima $\rho_h = 0,0007$, se calcula el área de acero:

$$A_{sh} = \rho_h * t * h = (0,0007)(19 \text{ cm})(400 \text{ cm}) = 5,32 \text{ cm}^2.$$

Para cubrir el área requerida se necesitan 8 varillas No.3, que suman un área de $5,68 \text{ cm}^2$, por lo tanto; se colocarán 4 soleras en total, con 2 refuerzos No.3 y distanciadas un metro cada una.

o Chequeo por cortante en soleras:

$$W_{\text{muro}} = 432,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}.$$

$$V = \left(432,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (4 \text{ m}) \left(\frac{1}{2} \right) = 865,10 \text{ kg.} \rightarrow \text{fuerza cortante total}$$

$$f_v = \frac{V}{bjd} = \frac{865,10 \text{ kg}}{(19 \text{ cm})(0,90)(17,5 \text{ cm})} = 2,89 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow \text{esfuerzo de diseño.}$$

$$F_v = 0,7953\sqrt{f'_m} = 0,7953\sqrt{25 \text{ kg/cm}^2} = 3,98 \text{ kg/cm}^2. \rightarrow \text{esfuerzo admisible.}$$

Como $f_v < F_v$, entonces, la solera no necesita refuerzo para resistir el cortante; por lo tanto se deberá colocar únicamente estribos de confinamiento No.2 a cada 15 cm.

3.9.5.7. Diseño de cimentación

Para la cimentación de muro se diseñará una zapata corrida que pueda transmitir las cargas de manera uniforme sobre la superficie del suelo.

Datos:

$$P_u = \left(605,57 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (4 \text{ m})(1 \text{ m}) = 2\,422,28 \text{ kg} \rightarrow \text{carga última del muro.}$$

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Grado 40).}$$

$$V_s = 50,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{FCU} = 1,4$$

- Carga de trabajo

Para la determinación de la base de la zapata el código ACI, establece que las cargas últimas deber ser convertidas a cargas de trabajo.

$$P_t = \frac{P_u}{\text{FCU}} = \frac{2\,422,28 \text{ kg}}{1,4} = 1\,730,20 \text{ kg.}$$

- Base de la zapata

$$B = \frac{\text{FCU}(P_t)}{V_s} \quad \therefore V_s = \text{capacidad de carga admisible del suelo}$$

$$B = \frac{(1,4)(1\,730,20 \text{ kg})}{[(50,00)(1000)] \text{ kg/m}^2(1,00 \text{ m})} \rightarrow B = 0,05 \text{ m}$$

Como la base necesaria para la zapata es demasiado pequeña, se propone utilizar una base que se igual a tres veces el espesor del muro:

$$B = 3t = 3(19 \text{ cm}) = 57 \text{ cm, usar } B = 0,60 \text{ m} \rightarrow \text{base propuesta.}$$

- Peralte de zapata

El código ACI establece que el peralte efectivo mínimo será de 15 cm, además el recubrimiento para concreto expuesto es de 7,5 cm, por lo tanto:

$$t = 7,5 \text{ cm} + 15,00 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{usar } t = 20 \text{ cm.}$$

- Carga axial de diseño

$$P_z = P_t + \gamma_{\text{suelo}}(A_{\text{zap}})(d_f) + \gamma_{\text{conc}}(A_{\text{zap}})(t)$$

$$P_z = 1\,730,20 + (1,91 * 1000)(0,60 * 1)(1,00) + (2400)(0,60 * 1)(0,20)$$

$$P_z = 3\,164,20 \text{ kg} = 3,16 \text{ ton.}$$

- Presión sobre el suelo

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P_z}{A_z} = \frac{3,16 \text{ ton}}{(0,60 * 1,00) \text{ m}^2} = 5,27 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 5,27 \text{ ton/m}^2 < V_s = 50,00 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{chequea.}$$

- Chequeo por corte simple

$$\text{Peralte efectivo } (d) = t - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Área corte} = \left(\frac{B}{2} - d - \frac{t_{\text{muro}}}{2} \right) (1,00) = \left(\frac{0,60}{2} - 0,125 - \frac{0,19}{2} \right) (1,00) = 0,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Corte actuante} \rightarrow V_u = (A_{\text{corte}} * \sigma_{\text{max}}) = (0,08 \text{ m}^2)(5,27 \text{ ton/m}^2) = 0,42 \text{ ton.}$$

$$\text{Corte resistente} \rightarrow \phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b d \text{ [ACI 11,3,1,1]} \therefore \phi = 0,75 \text{ para corte.}$$

$$\phi V_c = 0,75(0,53) \left(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \right) (60 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) = 4\,320 \text{ kg} = 4,32 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } \phi V_c > V_u \rightarrow \text{Chequea por cortante simple}$$

- Diseño a flexión

- Momento de diseño

$$M_{\text{dis}} = \frac{(5,25 \text{ ton/m}^2)(1 \text{ m})(0,205 \text{ m})^2}{2} = 0,11 \text{ ton} * \text{m} = 110 \text{ kg} * \text{m.}$$

- Área de acero

$$A_s = 0,85 \frac{210}{2810} \left[(60)(12,5) - \sqrt{(60 * 12,5)^2 - \frac{(110)(60)}{0,003825(210)}} \right] = 0,35 \text{ cm}^2.$$

Refuerzo mínimo [ACI 10.5.1]:

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005 \rightarrow \begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} b d \\ A_{s_{\min}} &= 0,005(60 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\min}} &= 3,75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como A_s requerido $<$ $A_{s_{\min}}$ \therefore usar $A_{s_{\min}} = 3,75 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento del refuerzo

$$\text{Usando refuerzo No. 3} \rightarrow \frac{3,75 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{S \text{ cm}}$$

$S = 19 \text{ cm} \rightarrow$ usar refuerzo No. 3 @ 20 cm.

- Refuerzo por temperatura

$$\begin{aligned} \text{Según ACI 7.12.1 (a)} \rightarrow \rho_{\text{temp}} &= 0,002 \rightarrow A_{s_{\text{temp}}} = \rho_{\text{temp}} b d \\ A_{s_{\text{temp}}} &= 0,0020(100 \text{ cm})(12,5 \text{ cm}) \\ A_{s_{\text{temp}}} &= 2,50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Usando refuerzo No. 3 $\rightarrow A_s = 4(0,71) = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$ usar 4 No. 3 corridos.

3.10. Diseño de instalaciones hidráulicas

Cualquier edificación deber contar con servicios sanitarios e hidráulicos adecuados para poder funcionar y servir adecuadamente a los usuarios finales.

3.10.1. Agua potable

Para realizar el diseño hidráulico de la red de agua potable del salón comunal, deben considerarse los siguientes aspectos:

- Dotación de agua potable

Por tratarse de un salón comunal donde las personas permanecerán poco tiempo y cuyo uso será ocasional y por periodos cortos de tiempo, la dotación de agua puede tomarse como 3 lt/persona/día.

$$\text{Dotación} = 3 \text{ Lt/persona/día}$$

- Almacenamiento

Debido al tipo de edificación, cuyo uso es ocasional y por cortos periodos de tiempo, no se necesita tener ningún tipo de almacenamiento.

- Diseño red de agua potable

Se presentan las tablas de cálculo utilizadas para realizar el diseño del ramal de agua potable dentro del salón; el criterio usado se basa en mantener en todos los puntos del sistema una presión mínima de 14 m.c.a. que es la presión mínima de funcionamiento de un inodoro con fluxómetro.

Las tablas muestran las presiones diferenciales en cada ramal y las respectivas pérdidas de carga; se usó una presión dinámica de 30 m.c.a. que es proporcionada por la red municipal de agua potable. Todas las tuberías y accesorios serán de PVC, de diámetro indicado según diseño.

- Diseño de ramal

Todo el ramal abastecerá los baños de hombres y mujeres del salón comunal, que en total tienen 4 lavamanos, 3 inodoros y 1 mingitorio para 5 personas; además tiene una longitud de 15 metros y se propuso usar tubería PVC con diámetro de $\frac{3}{4}$ plg.

Tabla XLII. Diseño hidráulico red de agua potable, salón comunal

ACOMETIDA - ARTEFACTOS		lt/seg	lt/seg
Artefacto	Cantidad	Caudal unitario	Caudal total
Inodoro de tanque	3	0,1	0,30
Urinales	5	0,3	1,50
Lavamanos	4	0,15	0,60
		Total	2,40
Factor de flujo instantáneo		k	0,28
Caudal máximo Instantáneo		QMI	0,67
Longitud del ramal	30 metros		
Diametro propuesto	1"		
Material de la tubería	PVC (C=150)		
Pérdidas de carga y presiones en el sistema		m.c.a	Simbolo
Pérdida de carga por fricción = $J \times L$		2,34	
Pérdida de carga localizada = $10\% hf + acometida$		4,28	
Pérdida de carga total		6,62	Pc
Presión estática = altura de artefactos sanitarios		1,00	Pe
Presión dinámica = presión en la red municipal		30,00	Pd
Presión disponible en el sistema = $Pd - Pe - Pc$		22,38	Pdis
Presión mínima para inodoro con fluxometro		14,00	Pflux
Presión diferencial = $Pdis - Pflux > 0$; OK!!!		8,38	CHEQUEA

Fuente: elaboración propia.

3.10.2. Drenajes sanitarios

La red de drenajes sanitarios del salón comunal está dividida en dos ramales, uno de aguas grises que recolecta el agua de los lavamanos y el otro, de aguas negras, que conduce las descargas de los inodoros y mingitorios. Todas las tuberías tendrán una pendiente del 2% y serán conectadas a una caja unificadora, para ser conducidas posteriormente hacia la candela domiciliar, en una tubería PVC de 6" de diámetro. El diámetro de las tuberías y accesorios sanitarios será de acuerdo con el diseño hidráulico, según lo muestra la tabla XLIII.

- Diseño hidráulico red de drenaje sanitario

Las siguientes tablas muestran la memoria de cálculo de la red de drenaje sanitario para el salón comunal, la red consta básicamente de dos ramales, uno de aguas negras (inodoros y mingitorios) y otro de aguas grises (lavamanos). El diseño hidráulico de cada ramal se hizo aplicando el método de Hunter y la fórmula de Manning. Toda la tubería y accesorios serán de PVC con diámetro y pendiente variable, según diseño.

Tabla XLIII. **Diseño hidráulico red de drenaje sanitario, salón comunal**

DISEÑO HIDRAULICO DRENAJE SANITARIO SALON COMUNAL										
	m/m	m	m	adimensional	m/seg	m ²	lt/seg		lt/seg	lt/seg
	S	D	Rh	n	v	A	Qmax		Qud	Qmax > Qud
Ramal	Pendiente	Diámetro	Radio hidráulico	Coefficiente	Velocidad	Area sección	Caudal		Descarga	Comprobación
Ramal 1: Aguas negras	0,02	0,1016	0,0254	0,009	1,36	0,00405	5,50		3,80	1,70
Ramal 2: Aguas grises	0,02	0,0762	0,0191	0,009	1,12	0,00228	2,56		1,60	0,96

Fuente: elaboración propia.

3.11. Diseño de instalaciones eléctricas

El salón comunal, al igual que el instituto de educación media, debe incluir en su instalación eléctrica los siguientes componentes:

- Acometida eléctrica

La acometida eléctrica del salón comunal estará compuesta por un contador eléctrico bifásico, un tablero principal con tierra física neutro, un interruptor general, dos tableros de distribución con tierra física aislada. Para la conexión de electrodos a tierra física, se debe colocar una varilla de cobre desnudo de una longitud mínima de 2.5 metros calibre 2/0 (½" de diámetro).

- Circuitos

El salón tiene 26 lámparas fluorescentes con 4 bulbos de 160 watts cada una; 10 tomacorrientes simples de 120 voltios y 2 de 240 voltios. Las lámparas serán separadas en 3 circuitos de iluminación y los tomacorrientes estarán divididos en 2 circuitos de fuerza, uno para 120 voltios y otro para 240 voltios. Tomando en cuenta los circuitos de iluminación y fuerza, descritos anteriormente, la demanda total de potencia en el edificio es la siguiente:

Tabla XLIV. **Demanda de potencia del salón comunal**

Ubicación	Descripción	Potencia (watts)	Cantidad	Demanda potencia (watts)
Salón	Lámparas fluorescentes de 4 bulbos	160	26	4 160
Salón	Tomacorrientes simple de 120 V	300	10	3 000
Salón	Tomacorrientes simple de 240 V	2 000*	2	4 000
*Potencia estimada para uso de equipos especiales de audio y video.			TOTAL	11 160

Fuente: elaboración propia.

Según los cálculos, se tiene una demanda de potencia de 11 160 watts, se procede a calcular la corriente total necesaria para mantener la demanda de potencia requerida; esto se hace con la siguiente ecuación:

$$I_{\text{total}} = \frac{P}{V}, \text{ donde } \begin{array}{l} I_{\text{total}} = \text{Intensidad total de la corriente, en amperios} \\ P = \text{Demanda total de potencia, en watts} \\ V = \text{Voltaje nominal de la fuente, en voltios} \end{array}$$

$$I_{\text{total}} = \frac{P}{V} = \frac{11\ 160 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 93 \text{ amperios}$$

Según las tablas de intensidades de corriente para conductores, un alambre conductor calibre 3 AWG puede soportar una corriente de 100 A; considerando una caída de voltaje en toda la instalación de un 2%, es seguro utilizarse este calibre como conductor principal de la acometida eléctrica hacia el tablero de distribución, ya que soporta una corriente mayor a la que requiere la demanda.

- Conductores

El calibre de los conductores será determinado estrictamente por el cálculo respectivo, pero en ningún momento podrá ser menor de 12 AWG, TW. Se permitirá usar calibre 14 AWG, únicamente para los retornos de los interruptores de lámparas y otros sistemas de iluminación. El calibre de los conductores de cada circuito se determina de la siguiente manera:

- Calibre de conductores para circuitos de iluminación

$$10 \text{ lámparas} * 160 \text{ watts} = 1\,600 \text{ watts} \therefore I = \frac{1\,600 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}} = 13,33 \text{ A}$$

Se tiene una corriente de 13,33 amperios en cada circuito de iluminación, tomando en cuenta una caída de voltaje del 2% para cargas nominales de 120 voltios, se determina entonces que el calibre requerido es 12 AWS, el cual puede soportar una corriente de 20 amperios; como es mayor a la requerida, entonces se considera un calibre aceptable.

- Calibre de conductores para circuitos de fuerza

$$10 \text{ tomacorrientes} * 300 \text{ watts} = 3\,000 \text{ watts} \therefore I = \frac{3\,000 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}} = 25 \text{ A}$$
$$2 \text{ tomacorrientes} * 2\,000 \text{ watts} = 4\,000 \text{ watts} \therefore I = \frac{4\,000 \text{ watts}}{120 \text{ voltios}} = 33,33 \text{ A}$$

Para el circuito de fuerza con tomacorrientes de 300 watts de potencia (120 voltios) se tiene una corriente de 25 amperios, tomando en cuenta una caída de voltaje del 2% para cargas nominales de 120 voltios; se determina entonces que el calibre requerido del conductor es 10 AWS, el cual puede conducir una corriente admisible de 30 amperios; como es mayor a la requerida, el calibre del conductor es aceptable.

Para el circuito de fuerza con tomacorrientes de 2 000 watts de potencia (240 voltios) se tiene una corriente de 33,33 amperios, tomando en cuenta una caída de voltaje del 2%, se determina entonces que el calibre requerido del conductor es 8 AWS, el cual puede conducir una corriente admisible de 45 amperios; como es mayor a la requerida, el calibre del conductor es aceptable.

- Tubería y ductos

Para ductos que contengan menos de 6 alambres con calibres 12 AWG o menores, se podrá usar un diámetro de $\frac{3}{4}$ "; para ductos con más de 6 alambres conductores cuyos diámetros sean iguales o mayores a 10 AWG se debe utilizar un diámetro mínimo de 1".

Tabla XLV. Presupuesto del salón comunal

PRESUPUESTO DEL SALÓN COMUNAL						
No.	DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUB-TOTAL MATERIALES	SUB-TOTAL MANO DE OBRA	SUB-TOTAL RENGLÓN
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
	Demolición de salón existente	global	1,00	Q 1 875,00	Q 8 481,33	Q 10 356,33
	Limpieza y acarreo de ripio	global	1,00	Q 2 812,50	Q 3 217,50	Q 6 030,00
	Bodega y guardiana. De 3.00 m X 5.00 m, hecha con postes y tablas de madera + lámina galvanizada de segunda + piso de concreto de 10 cm.	m ³	15,00	Q 3 609,69	Q 321,75	Q 3 931,44
	Instalación provisional de letrina, de 1.50 m X 2.00 m	global	1,00	Q 672,46	Q 214,50	Q 886,96
	Nivelación y compactación manual	m ²	484,00	Q 3 673,56	Q 3 116,96	Q 6 790,52
	Trazo y estaqueado	ml	100,00	Q 179,00	Q 429,00	Q 608,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 12 822,21	Q 15 781,04	Q 28 603,25
2	CIMENTACIÓN					
	Excavación estructural para cimentación a mano	m ³	40,00	Q 562,40	Q 1 716,00	Q 2 278,40
	Relleno estructural para cimentación a mano	m ³	30,00	Q 281,40	Q 965,40	Q 1 246,80
	Cimiento corrido CC-1 de 0.20X0.60 m, refuerzo 4 No.3 corridos + eslabones No.3 @ 20 cm	ml	88,00	Q 10 200,08	Q 2 548,48	Q 12 748,56
	Zapata Z-1 de 0.90 X 0.90 m, refuerzo No.4 @ 20 cm	unidad	10,00	Q 1 661,60	Q 343,20	Q 2 004,80
	Solera de humedad, refuerzo 4 No.3 + estribos No.2 @ 15 cm	ml	88,00	Q 6 715,28	Q 1 038,40	Q 7 753,68
	Levantado de block de 19X19X39 cm hasta solera de humedad	m ²	52,80	Q 5 473,78	Q 1 472,59	Q 6 946,37
	TOTAL RENGLÓN			Q 24 894,54	Q 8 084,07	Q 32 978,61
3	MUROS					
	Levantado muro de block de 19X19X39 cm, de 25 kg	m ²	320,00	Q 35 936,00	Q 6 864,00	Q 42 800,00
	Pines No.4 @ 1.00 m, celda llena	m ²	320,00	Q 9 155,20	Q 2 060,80	Q 11 216,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 45 091,20	Q 8 924,80	Q 54 016,00
4	SOLERAS					
	Solera intermedia tipo "U", refuerzo 2 No.3 + eslabones No.2 @ 15 cm	ml	326,00	Q 14 630,88	Q 4 808,50	Q 19 439,38
	Solera sillar refuerzo 3 No.3 + eslabones No.2 @ 15 cm	ml	36,00	Q 2 336,76	Q 608,04	Q 2 944,80
	Solera corona, refuerzo 4 No.3 + estribos No.2 @ 15 cm	ml	124,00	Q 6 771,64	Q 1 728,56	Q 8 500,20
	TOTAL RENGLÓN			Q 23 739,28	Q 7 145,10	Q 30 884,38
5	ESTRUCTURA METÁLICA					
	Suministro e instalación de estructura metálica para techo del salón, hecha con marcos estructurales de vigas y columnas WF 14X48, costaneras galvanizadas de 2"X6"x1/16" y lámina troquelada calibre 24.	global	1,00	Q 176 426,79	Q 30 770,03	Q 207 196,82
	TOTAL RENGLÓN			Q 176 426,79	Q 30 770,03	Q 207 196,82
6	TABIQUES					
	Tabiques de tablayeso estándar, altura = 4.00 m	m ²	112,00	Q 13 296,64	Q 3 604,16	Q 16 900,80
	Mamparas para baños, altura = 2.00 m	global	1,00	Q 1 785,71	Q 429,00	Q 2 214,71
	TOTAL RENGLÓN			Q 15 082,35	Q 4 033,16	Q 19 115,51
7	ACABADOS					
	Repello de muros de 1 cm de espesor	m ²	814,00	Q 5 201,46	Q 26 194,52	Q 31 395,98
	Cernido vertical en muros	m ²	814,00	Q 34 293,82	Q 17 460,30	Q 51 754,12
	Aplicación de pasta y alisado en tabiques de tablayeso	m ²	224,00	Q 2 101,12	Q 4 804,80	Q 6 905,92
	Piso de granito de 33X33 cm, incluye contrapiso 5 cm de espesor	m ²	470,00	Q 51 803,40	Q 15 124,60	Q 66 928,00
	Azulejo cerámico de 15X15 cm en baños	m ²	26,00	Q 2 218,06	Q 836,68	Q 3 054,74
	Impermeabilización de muros exteriores	m ²	400,00	Q 3 936,00	Q 4 292,00	Q 8 228,00
	Pintura de látex en muros y tabiques, 2 manos	m ²	1 038,00	Q 8 957,94	Q 11 137,74	Q 20 095,68
	TOTAL RENGLÓN			Q 108 511,80	Q 79 850,64	Q 188 362,44
8	PUERTAS					
	Puerta tipo P-1, abatible dos hojas de metal de 1.80X2.80 m	unidad	2,00	Q 3 000,00	Q 400,00	Q 3 400,00
	Puerta tipo P-2, plegable 3 hojas de metal de 3.00X2.80 m	unidad	1,00	Q 3 000,00	Q 400,00	Q 3 400,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 6 000,00	Q 800,00	Q 6 800,00
9	VENTANAS					
	Ventana tipo V-1, de metal con mosquitero de 0.70X1.60 m	unidad	11,00	Q 3 300,00	Q 1 100,00	Q 4 400,00
	Ventana tipo V-2, de aluminio con vidrio claro fijo de 0.70X1.60 m	unidad	5,00	Q 2 000,00	Q 500,00	Q 2 500,00
	Ventana tipo V-3, de aluminio con vidrio claro fijo de 0.70X1.80 m	unidad	4,00	Q 2 200,00	Q 400,00	Q 2 600,00
	Ventana tipo V-4, de aluminio con vidrio claro de paletas de 0.70X1.60 m	unidad	1,00	Q 500,00	Q 100,00	Q 600,00
	Ventana tipo V-5, de metal corrediza	unidad	2,00	Q 600,00	Q 200,00	Q 800,00
	TOTAL RENGLÓN			Q 8 600,00	Q 2 300,00	Q 10 900,00

Continuación de la tabla XXIX.

No.	DESCRIPCION DEL RENGLO	UNIDAD	CANTIDAD	SUB-TOTAL MATERIALES	SUB-TOTAL MANO DE OBRA	SUB-TOTAL RENGLO
10	INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS					
	Red de agua potable	global	1,00	Q 4 255,00	Q 1 525,00	Q 5 780,00
	Red de drenaje sanitario	global	1,00	Q 6 720,00	Q 1 830,00	Q 8 550,00
	Suministro e instalación de inodoro Hydra 505	unidad	3,00	Q 900,00	Q 300,00	Q 1 200,00
	Suministro e instalación de lavamanos Ovalin	unidad	4,00	Q 800,00	Q 300,00	Q 1 100,00
	Acometida de agua potable	global	1,00	Q 1 230,00	Q 150,00	Q 1 380,00
	TOTAL RENGLO			Q 13 905,00	Q 4 105,00	Q 18 010,00
11	INSTALACIONES ELÉCTRICAS					
	Instalación eléctrica de iluminación	global	1,00	Q 12 350,00	Q 1 890,00	Q 14 240,00
	Instalación eléctrica de fuerza	global	1,00	Q 6 720,00	Q 1 290,00	Q 8 010,00
	Acometida eléctrica	global	1,00	Q 1 680,00	Q 565,00	Q 2 245,00
	TOTAL RENGLO			Q 20 750,00	Q 3 745,00	Q 24 495,00
12	TRABAJO VARIO					
	Limpeza general	global	1,00	Q 1 620,00	Q 1 275,00	Q 2 895,00
	TOTAL RENGLO			Q 1 620,00	Q 1 275,00	Q 2 895,00
	TOTAL			Q 457 443,16	Q 166 813,84	Q 624 257,01
	COSTO TOTAL DIRECTO (mano de obra + materiales)					Q 624 257,01
	COSTO TOTAL INDIRECTO (%)					Q 218 489,95
	SUB-TOTAL (Costo Directo + Costo Indirecto)					Q 842 746,96
	IVA (12%)					Q 101 129,63
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 943 876,59
	COSTO POR METRO CUADRADO (Q/M2)					Q 1 950,16

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. Cronograma de ejecución del salón comunal

No.	DESCRIPCION DEL RENGLO	TIEMPO EN MESES		
		1	2	3
1	TRABAJO PRELIMINARES	■		
2	CIMENTACION	■		
3	MUROS		■	
4	SOLERAS		■	
5	ESTRUCTURA METALICA		■	
6	TABIQUES		■	
7	ACABADOS		■	
8	PUERTAS			■
9	VENTANAS			■
10	INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS		■	
11	INSTALACIONES ELECTRICAS		■	
12	TRABAJO VARIO			■

Fuente: elaboración propia.

3.12. Estudio de impacto ambiental (EIA)

El estudio de impacto ambiental es una parte fundamental de los requerimientos técnicos y legales de cualquier proyecto. Este punto es muy importante ya que garantiza viabilidad de cualquier proyecto constructivo.

3.12.1. Impactos ambientales negativos

- Impactos negativos sobre el aire

Las actividades de construcción del proyecto afectarán el aire en forma negativa con una magnitud baja y durante periodos cortos de tiempo; las consecuencias negativas sobre el aire serán mínimas. La mayor cantidad de contaminación será por la generación de polvo durante la fase de movimiento de tierras y demolición del salón existente. Los niveles sonoros serán afectados en forma temporal y con una magnitud mediana debido la actividad de la construcción y del transitar de los vehículos.

- Impactos negativos sobre el suelo

El suelo será levemente afectado, el daño será temporal y de baja magnitud; estos impactos negativos se darán principalmente durante la etapa de construcción y afectarán únicamente el área de construcción del proyecto.

- Impactos negativos sobre aguas subterráneas

Las aguas subterráneas en el área del proyecto no sufrirán alteraciones por infiltración y drenajes de aguas usadas, el nivel freático no será alterado ni contaminado durante la construcción y operación de los proyectos.

- Impactos negativos sobre el medio circundante

El impacto más importante será la dificultad para el tránsito de personas y vehículos durante la etapa de construcción del salón comunal, pero será temporal y de mediana magnitud. Se prevén posibles acumulaciones de escombros y desechos sólidos dentro y fuera del área de construcción.

3.12.2. Impactos ambientales positivos

- Impactos positivos sobre el paisaje

El paisaje recibirá un impacto positivo permanente, de gran magnitud y beneficio; esto debido a la construcción del nuevo salón comunal que sustituirá las instalaciones antiguas y deterioradas. La ejecución y operación de los dos proyectos mejorarán significativamente la infraestructura general de las comunidades.

- Impactos positivos sobre el medio cultural y socioeconómico

El mayor impacto ambiental que el proyecto tendrá sobre la comunidad, será el aspecto socioeconómico; el cual será un impacto positivo muy significativo y permanente. Beneficiará de gran manera el desarrollo de actividades culturales dentro de la comunidad.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad; las personas podrán contar con un proyecto de infraestructura adecuada, cómodo y seguro, que permitan el desarrollo óptimo de sus actividades sociales y recreativas.

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado permite al estudiante poner en práctica todos los conocimientos y habilidades adquiridas durante su formación académica, resolviendo problemas reales y enfrentándose a diferentes situaciones que requieren la toma inmediata y acertada de decisiones; con lo que se logra crear un mejor criterio profesional y adquirir experiencia para responder y solucionar problemas de una mejor manera
2. La ejecución de los proyectos desarrollados en el presente informe, contribuirán enormemente a mejorar la calidad de vida y el nivel social, económico y cultural, de los habitantes de las comunidades beneficiadas.
3. Con la construcción del salón comunal para la aldea Santo Domingo Los Ocotes, se pretende dotar a la comunidad de un edificio que tenga ambientes cómodos y seguros para la realización de las diferentes actividades sociales, culturales y recreativas.
4. Al realizar la fase de investigación se debe poner especial atención en los problemas y necesidades básicas que tienen cada comunidad. Se debe consultar a los COCODES para tener referencias reales sobre cuáles son las necesidades prioritarias y qué solución es la más conveniente para cada caso.
5. El proyecto del instituto de educación media de la aldea Los Planes, tendrá un costo total de Q. 2, 869 697,13; con un costo unitario por metro

cuadrado de Q. 2 608,82. Este proyecto beneficiará a 2 587 habitantes; el costo beneficio por habitante será de Q. 1 109,28.

6. El proyecto del salón comunal de la aldea Santo Domingo Los Ocotes, tendrá un costo total de Q. 943 876,59; con un costo unitario por metro cuadrado de Q. 1 950,16. Este proyecto beneficiará a 3 302 habitantes; el costo beneficio será de Q. 285,85 por habitante.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de San Antonio La Paz:

1. Garantizar la calidad de los materiales de construcción que se usarán en la ejecución de cada proyecto, respetando las especificaciones técnicas establecidas en los planos. Se deberá tener un control de laboratorio en campo, realizar muestreos periódicamente, con el fin de cumplir con lo especificado; garantizando así la integridad estructural de las edificaciones a lo largo de su período de diseño.
2. Garantizar una supervisión técnica permanente a lo largo de la ejecución de los proyectos, que debe estar a cargo de un profesional de la ingeniería civil; de manera que se respete y cumpla lo establecido en los planos constructivos y las especificaciones técnicas del proyecto.
3. Proveer de mantenimiento adecuado y permanente a las edificaciones, con el fin de garantizar el buen funcionamiento durante su vida útil. Seleccionar y capacitar adecuadamente al personal que se hará cargo de esta tarea.
4. Antes de la ejecución de cada proyecto y previo a la contratación de la empresa constructora, se deberán actualizar los presupuestos y cronogramas de ejecución; ya que estos son únicamente información de referencia; los mismos son variables y están sujetos a cambios económicos en los materiales de construcción y mano de obra.

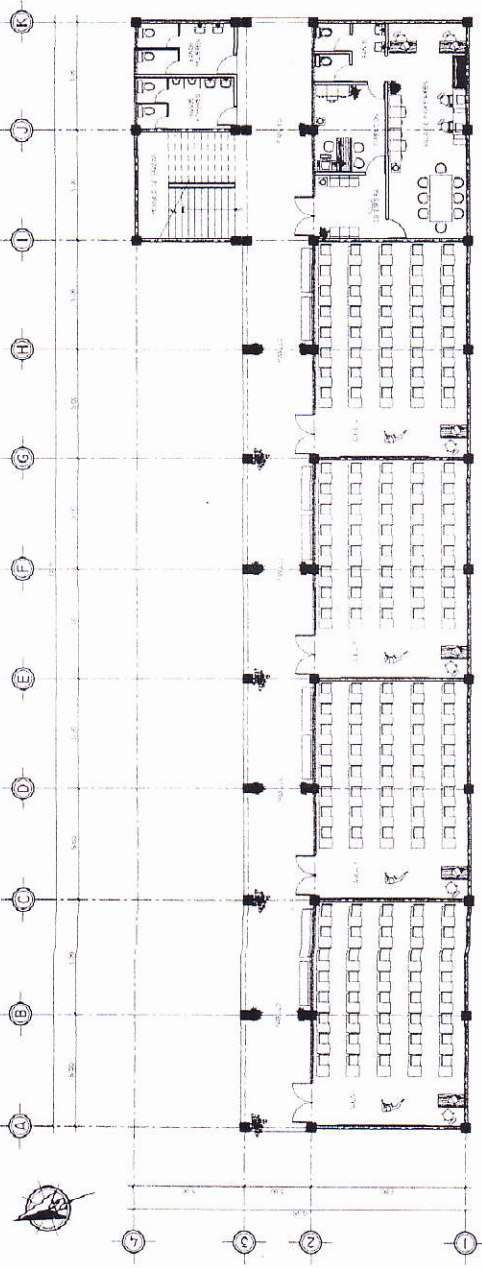
BIBLIOGRAFÍA

1. *AISC Manual of steel construction, Load and Resistance Factor Design.* Volumen I y II. 2ª ed. United States of America: AISC, 1994. 1993 p.
2. *Código Uniforme de la Edificación.* Reglamentos para el diseño de ingeniería estructural (UBC 1997). 8ª ed. Estados Unidos de América: 1997. vol. 2. 393 p.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones.* 5ª ed. México: Limusa, 2004. 650 p.
4. DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones.* 5ª ed. México: Thomson, 2006. 742 p.
5. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural.* Estados Unidos de América: ACI 318S-05, 2005. 490 p.
6. MACCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado.* 4ª ed. México: Alfaomega, 2005. 802 p.
7. MACCORMAC, Jack. *Diseño de estructuras de acero.* 2ª ed. México: Alfaomega, 2002. 704 p.

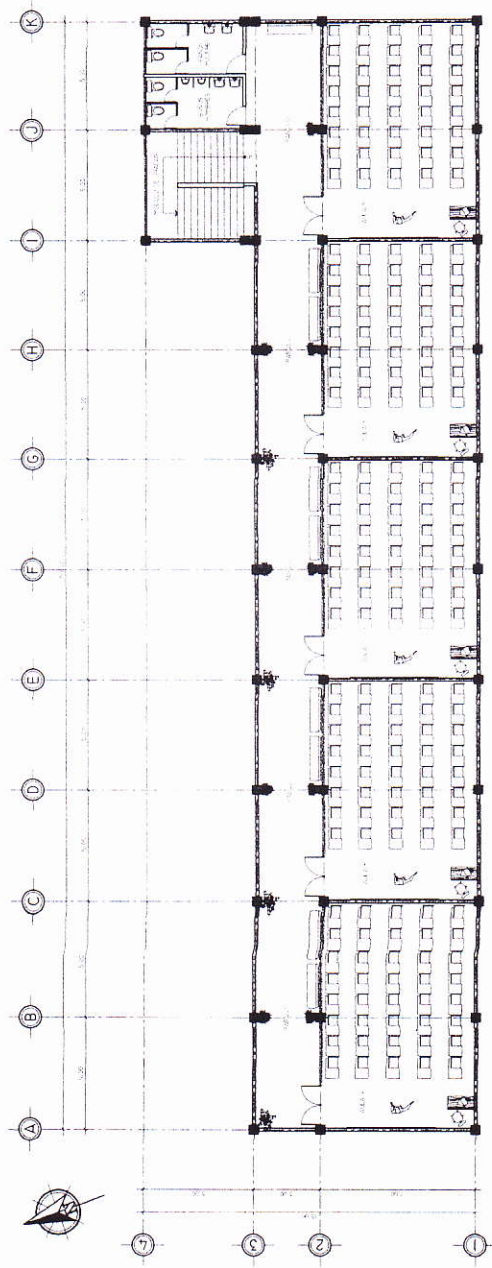
8. PAREDES RUIZ, Paola Anaitee. *Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1996. 136 p.
9. SIC GARCIA, Ángel Roberto. *Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1988. 326 p.

APÉNDICE A

Planos del instituto de educación media

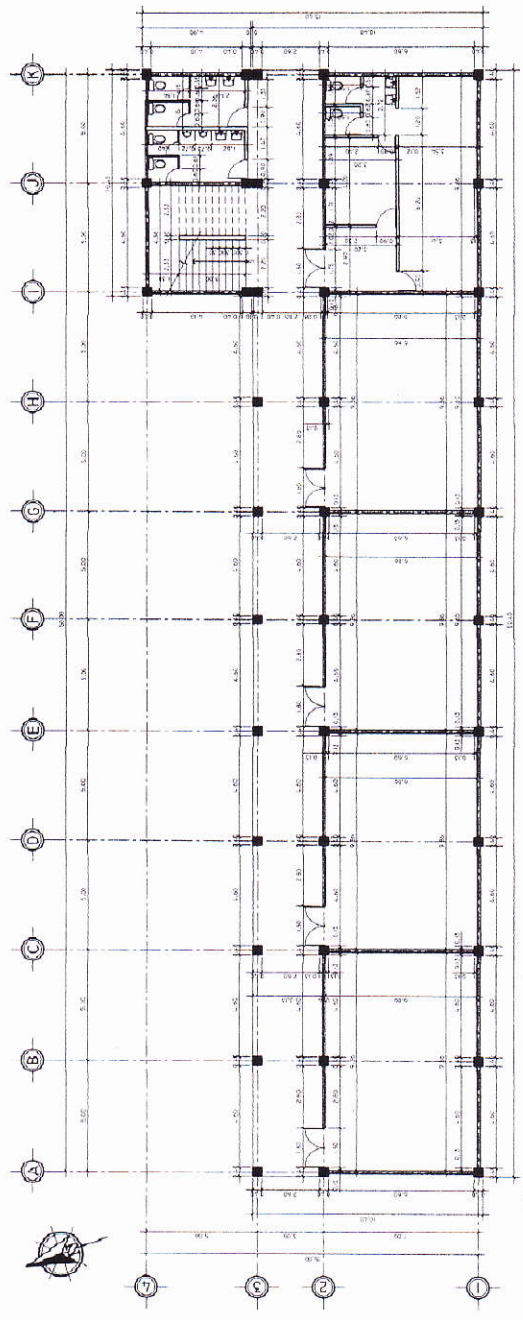


PLANTA AMUEBLADA NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA



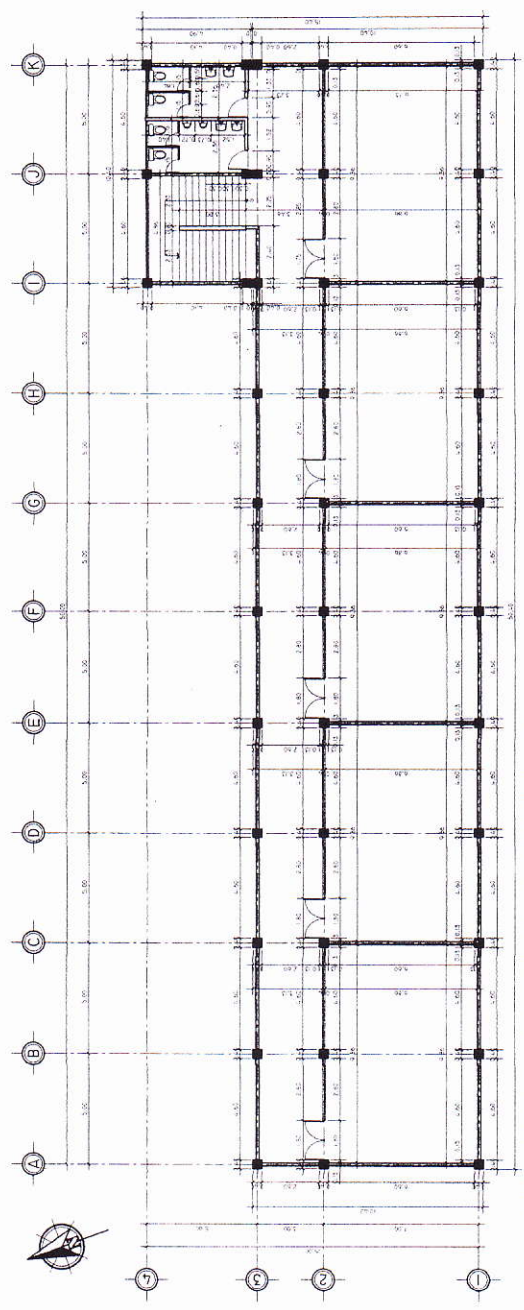
PLANTA AMUEBLADA NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO	
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION		PROYECTO: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES. REGION: OCCIDENTE, SECTORES RURALES DEL DEPARTAMENTO DE SAN ANTONIO LA PAZ. CONTENIDO: PLANTAS AMUEBLADAS	
PROFESOR: JOSÉ ALEJANDRO HERNÁNDEZ GUTIÉRREZ TÍTULO: ARQUITECTO		INSTITUCION: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES. LOCALIDAD: SAN ANTONIO LA PAZ. FECHA: 2017	
HOJA: 01 TOTAL: 02		ESCALA: 1:100	



PLANTA DE ACOTADA NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

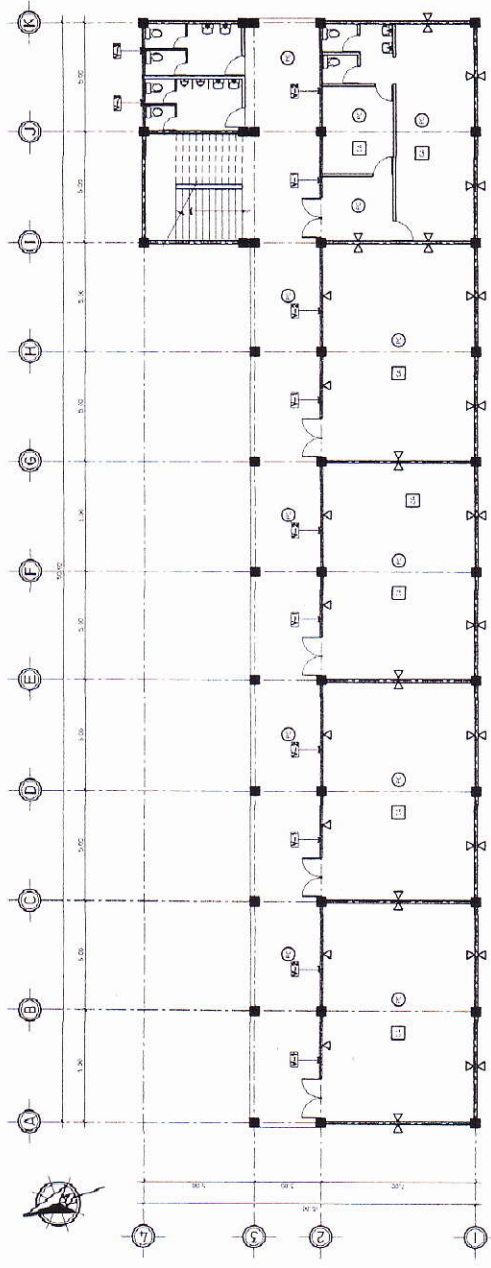
ESCALA: 1/100



PLANTA ACOTADA NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

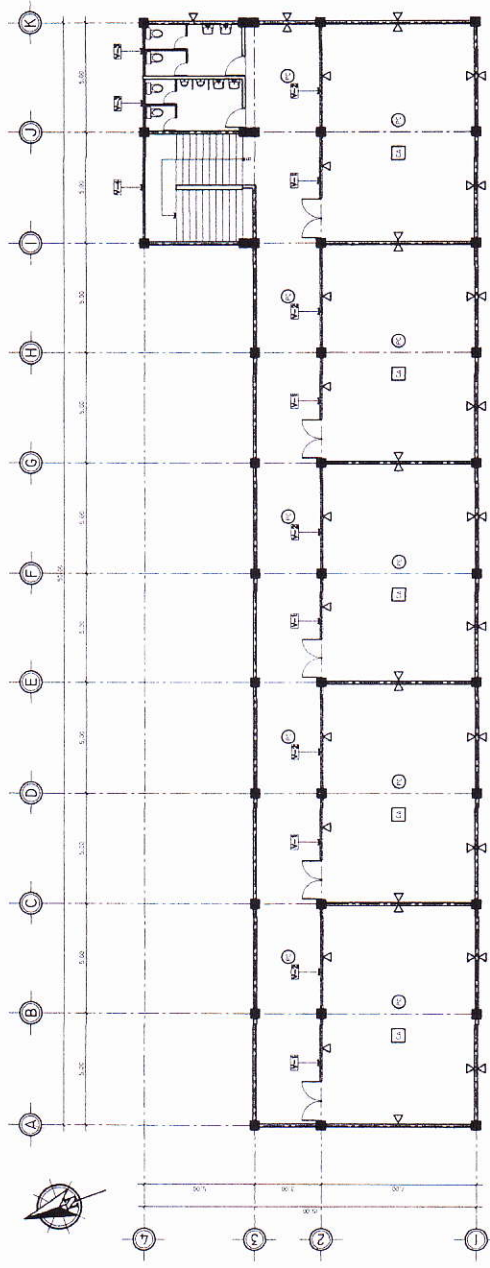
ESCALA: 1/100

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR (E.P.S.) MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION
PROYECTO ALBERCA TALLERES TIENDA ESCALA MECANICA PISCINA DE 20'	INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES. ALBERCA, PLANES, MAMPARO DE SAN ANTONIO LA PAZ. DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.A.	PROYECTO INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES. ALBERCA, PLANES, MAMPARO DE SAN ANTONIO LA PAZ. DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.A.
DISEÑADO POR JOSE LEONARDO SERRANO GARCIA	CORTE PLANOS	PLANIFICACION ESTRUCTURAS INSTALACIONES DETALLE
HOJA 02 / 12		DISEÑADO POR JOSE LEONARDO SERRANO GARCIA



PLANTA DE ACABADOS NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/500



PLANTA DE ACABADOS NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

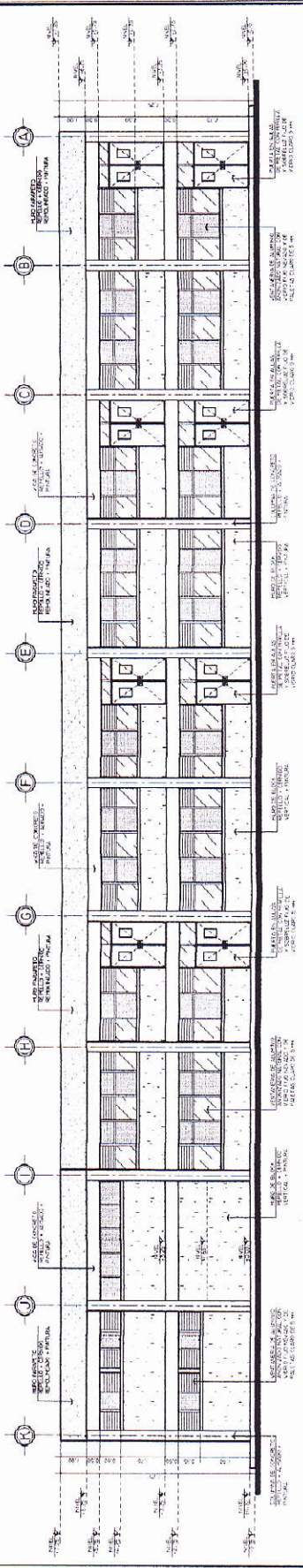
ESCALA: 1/500

SIMBOLOGIA	
○	INDICA
□	PUERTOS
△	VENTILADORES

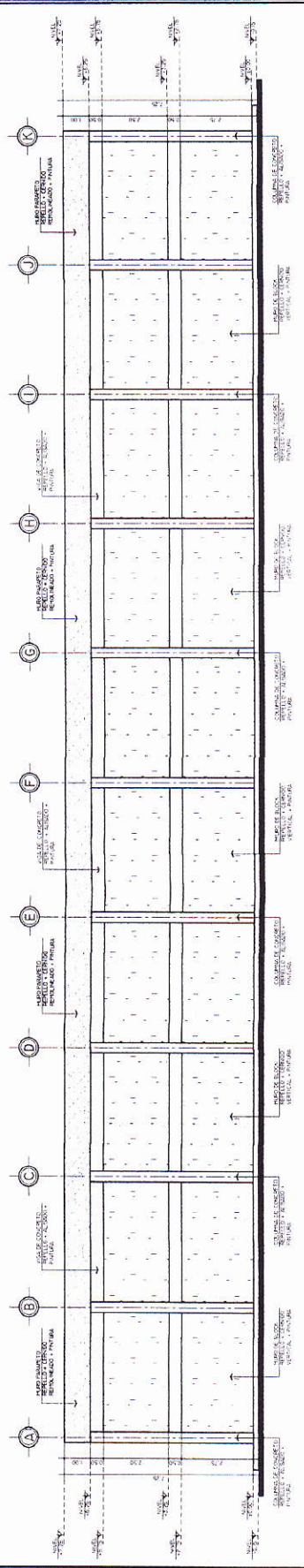
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE P.S.I.
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

PROYECTO: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LOS PLANES.
MAYOR: ABELARDO PUNZON VARGAS DE SAN ANTONIO LA PAZ.
DISEÑO: A.L.M. Y A.L.C. (INGENIEROS CIVILES)
CONSEJOS: PLANTAS DE ACABADOS
PROYECTO DE: JOSÉ ALVARADO GONZÁLEZ REYES
DISEÑO: JOSÉ ALVARADO GONZÁLEZ REYES
FECHA: 15/07/2011
LUGAR: SAN ANTONIO LA PAZ, GUATEMALA

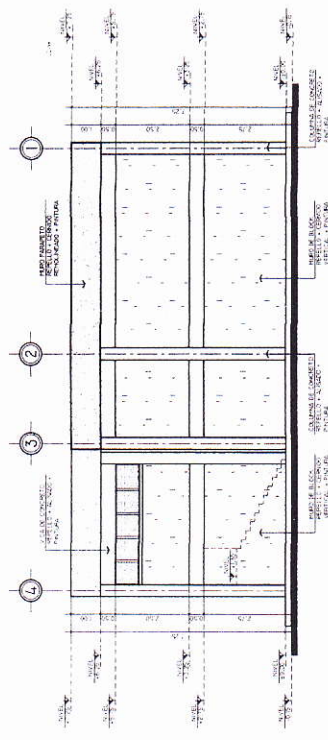
HOJA: 03/12
 ANEXOS
 PLANOS
 TITULO
 PLANOS



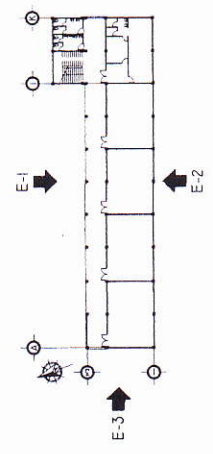
ELEVACION 1
FACHADA FRONTAL



ELEVACION 2
FACHADA POSTERIOR



ELEVACION 3
FACHADA LATERAL DERECHA

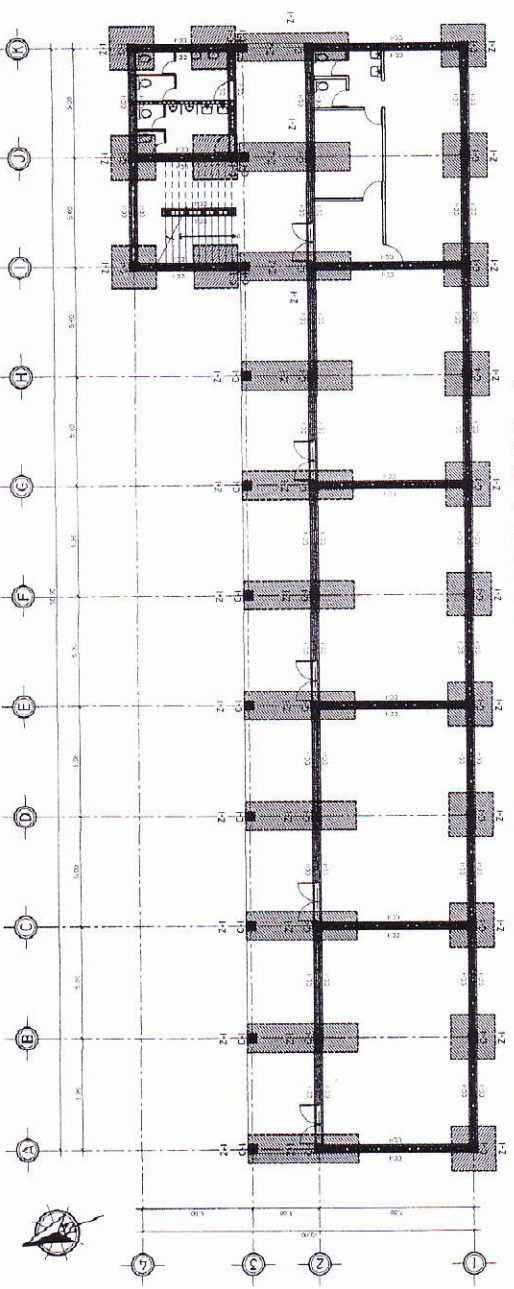


ESQUEMA
LOCALIZACION DE ELEVACIONES

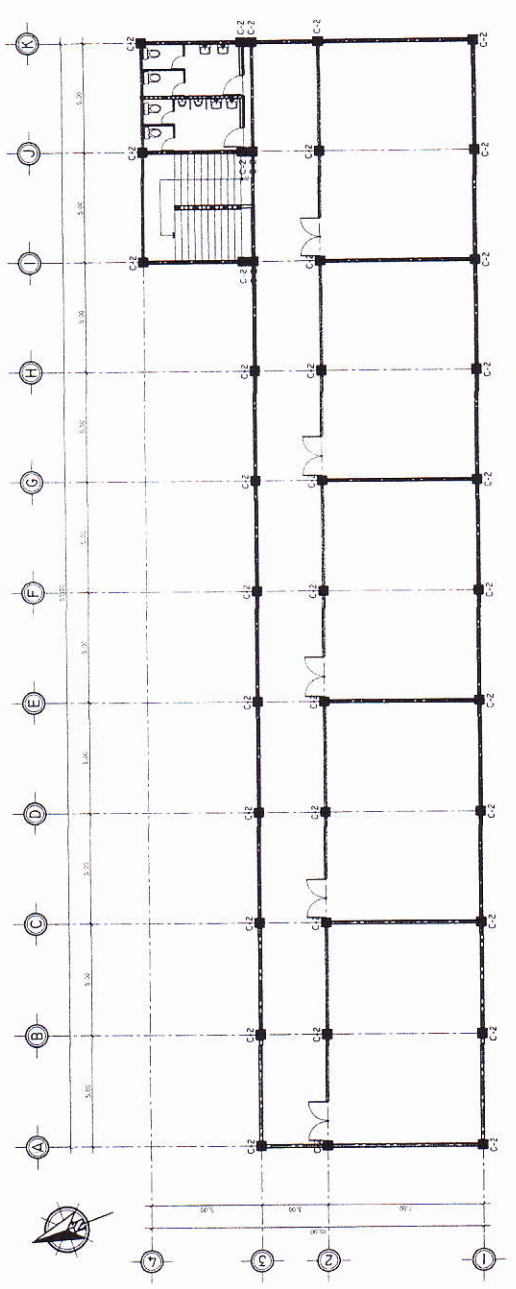
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERVISOR (E.P.S.) MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO	INSTITUTO DE EDIFICACION MEDIO LOS FLAMEN	PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA
CLIENTE	INSTITUTO DE EDIFICACION MEDIO LOS FLAMEN	CLIENTE	VERO ALVARO VERNERQUE
UBICACION	ALDEA DE PUEBLO NUEVO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.U.	FECHA	2014
ESCALA	1/75	TIPO DE PLAN	ELEVACIONES
PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA	FECHA DE EMISIÓN	2014
PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA	PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA
PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA	PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA
PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA	PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA
PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA	PROYECTISTA	JOSÉ LUIS GONZÁLEZ RIVERA

SIMBOLÓGIA	
	LENEREFICION
	RECORTE DE CIMENTOS
	PUERTAS
	VENTANAS
	ESCALERAS
	ESCALERA DE CIMENTOS
	RECORTE DE CIMENTOS

PLANILLA DE ZAPATAS Y CIMENTOS			
TIPO	DESPESAS	RECORTE	UNIDADES
Z1	2.24 x 1.28	1.00 x 0.50	1.24 m ³
Z2	1.24 x 1.28	0.50 x 0.50	0.31 m ³
Z3	1.24 x 1.28	0.50 x 0.50	0.31 m ³
Z4	1.24 x 1.28	0.50 x 0.50	0.31 m ³

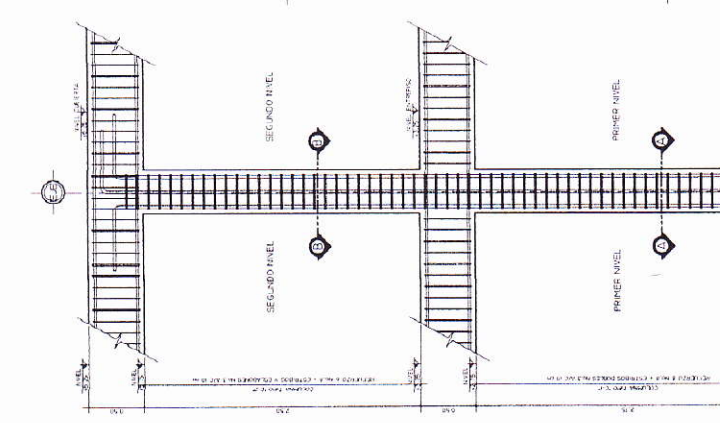


PLANTA DE CIMENTOS Y COLUMNAS NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

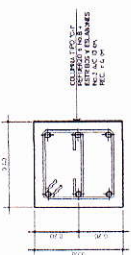


PLANTA DE CIMENTOS Y COLUMNAS NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

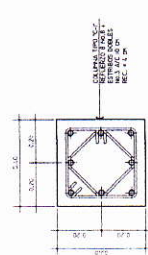
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIZADO (E.P.S.) MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
PROYECTO	INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES
DISEÑO	ALBA ROSALES
ELABORACION	ALBA ROSALES
VERIFICACION	ALBA ROSALES
FECHA	10/06/2011
PROYECTO	INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES
FECHA	10/06/2011
PROYECTO	INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES
FECHA	10/06/2011



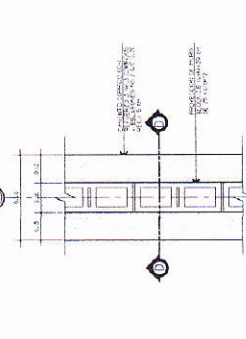
SECCION B-B'
DETALLE DE COLUMNA "C-2"
COLUMNA EN SEGUNDO NIVEL
ESCALA: 1/10



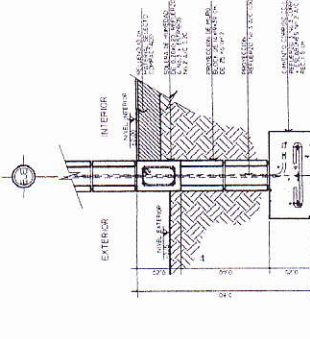
SECCION A-A'
DETALLE DE COLUMNA "C-1"
COLUMNA EN PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/10



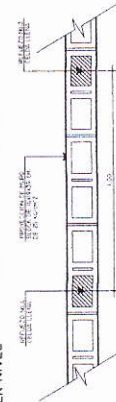
PLANTA CC-1
CIMENTO CORRIDO PARA MUROS
ESCALA: 1/10



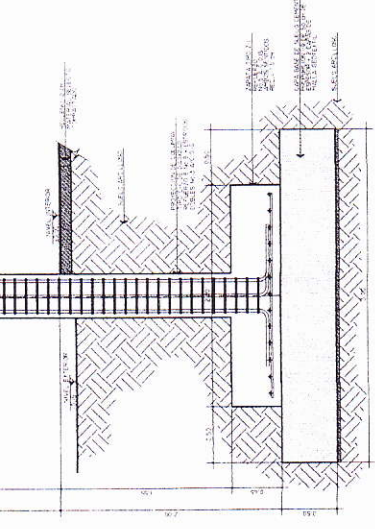
SECCION D-D'
CIMENTO CORRIDO PARA MUROS
ESCALA: 1/10



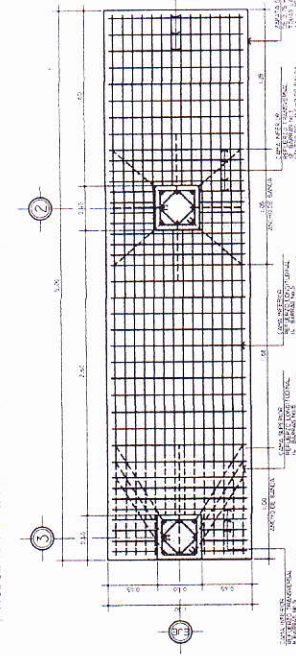
DETALLE PINES
MODULACION DE PINES EN MUROS
ESCALA: 1/10



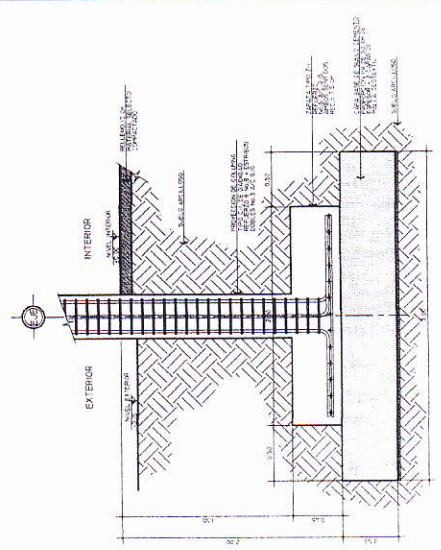
DETALLE DE COLUMNA TIPICA
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNAS TIPICAS "C-1" Y "C-2"
ESCALA: 1/10



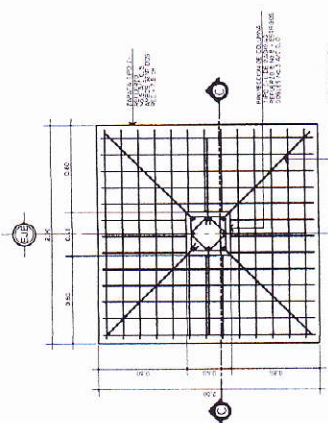
PLANTA TIPO Z-2
ZAPATA COMBINADA PARA COLUMNAS C-1
SOBRE E-1, E-2 Y E-3
ESCALA: 1/20



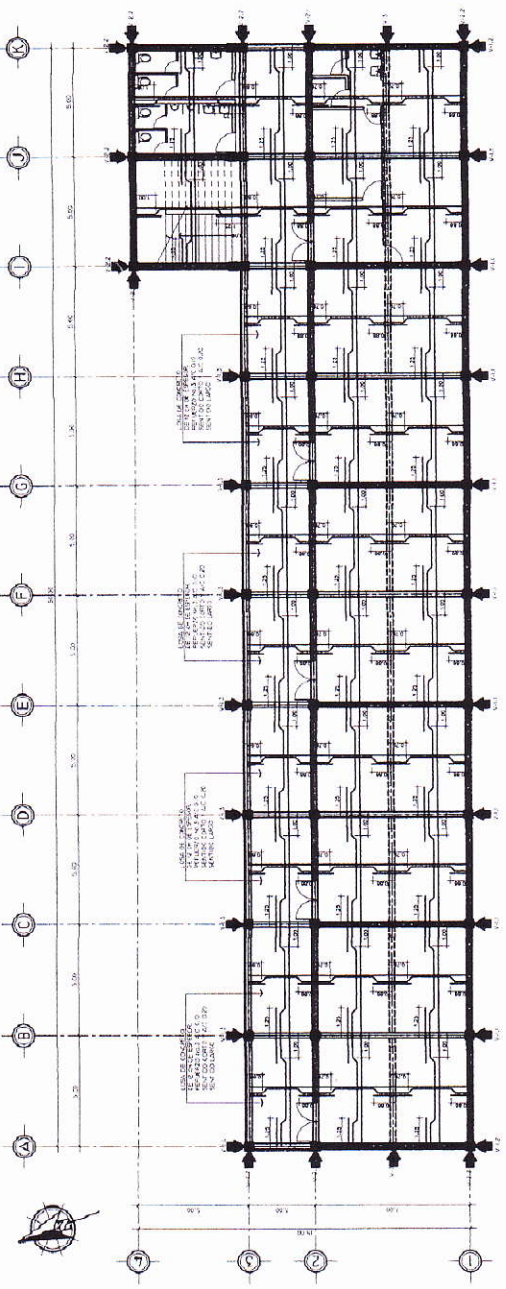
SECCION C-C'
ZAPATA TIPICA PARA COLUMNA "C-1"
ESCALA: 1/20



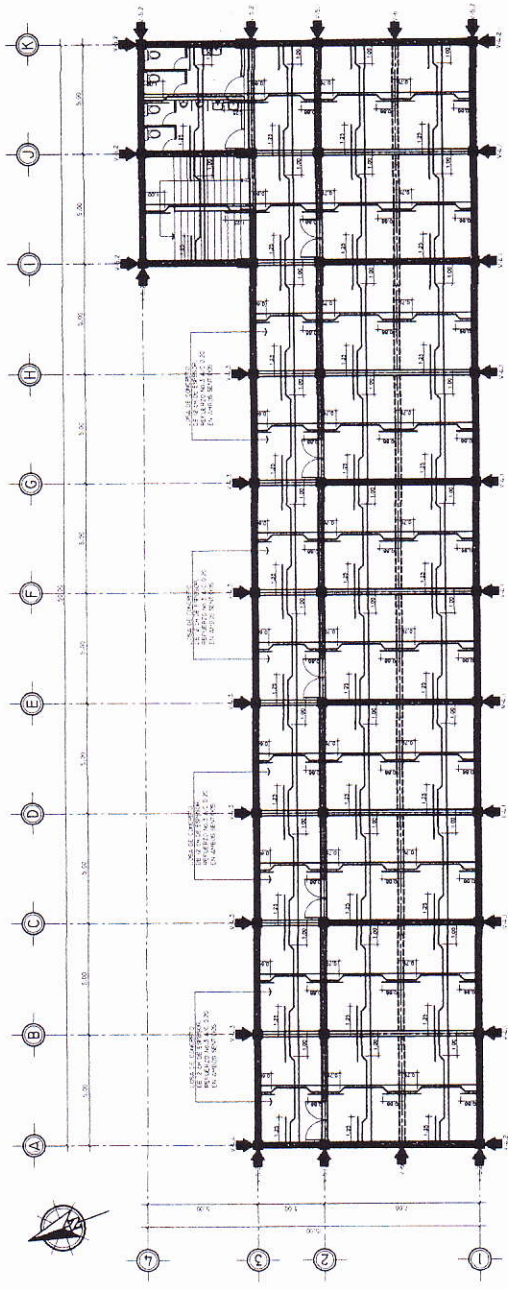
PLANTA Z-1
ZAPATA TIPICA PARA COLUMNA "C-1"
ESCALA: 1/20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA (E.P.I.)		MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO FICHA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO	DETALLES DE CIMENTOS Y COLUMNAS	FECHA	06/12
DISEÑO	JOSÉ DE JUAN HERNÁNDEZ	INSTRUMENTOS	06
REVISIÓN	JOSÉ DE JUAN HERNÁNDEZ	TIPOGRAFIA	06
ESCALA	1/20	ESPECIAL	12
FECHA DE DISEÑO	06/12	ESPECIAL	12



PLANTA DE VIGAS Y ARMADO DE LOSAS NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA
ESCALA: 1/100



PLANTA DE VIGAS Y ARMADO DE LOSAS NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA
ESCALA: 1/100

SIMBOLOGIA

SYMBOLO	INDICA
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO
[Symbol]	REINFORZO

VALIANTZ LOPEZ ARRIETA S.A. S.
CALLE 10-10-10, ZONA 10, GUATEMALA
TEL: 2411 1111
WWW.VALIANTZLOPEZARRIETA.COM.GM

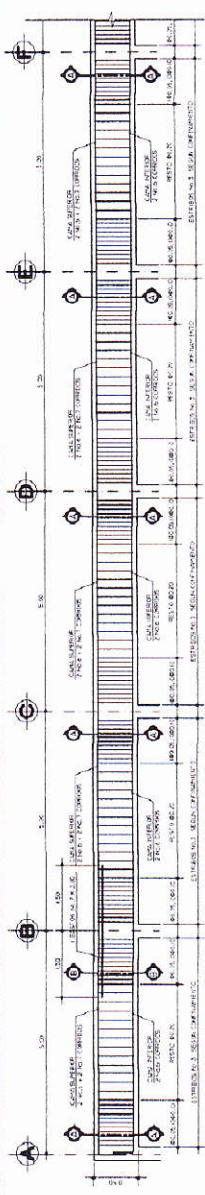
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERIOR (E.P.S.)
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
DIRECCION NACIONAL DE PLANEACION

PROYECTO: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA, LOS PLANES.
UBICACION: CALLE LOS PLANES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.A.
CONTENIDO: PLANTAS DE VIGAS Y ARMADO DE LOSAS

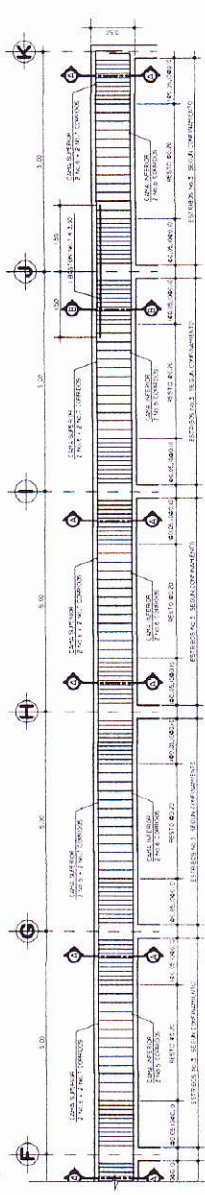
CLIENTE: ASOCIACION DE COMERCIALIZADORES (ASOCOM) S.A.
DISEÑADOR: JUAN CARLOS ARRIETA
AUTORIZADO: JUAN CARLOS ARRIETA
FECHA: 15/08/2018

PROYECTISTA: JUAN CARLOS ARRIETA
REVISOR: JUAN CARLOS ARRIETA
AUTORIZADO: JUAN CARLOS ARRIETA
FECHA: 15/08/2018

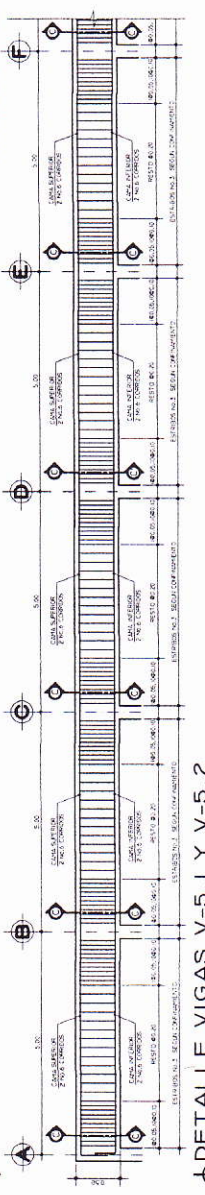
HOJA: 07
TOTAL: 12



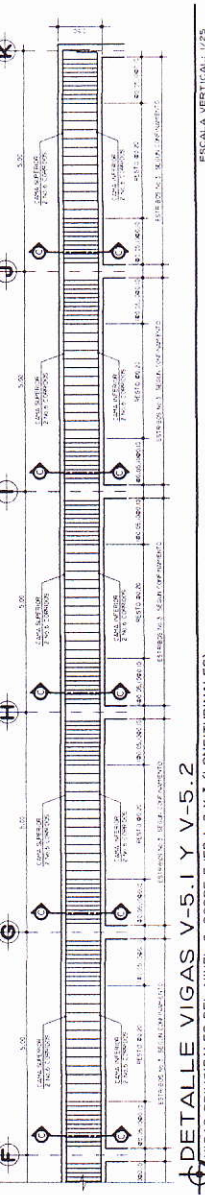
DETALLE VIGAS V-2.1 Y V-2.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 1, SOBRE EJES 1, 2 Y 3 (LONGITUDINALES)



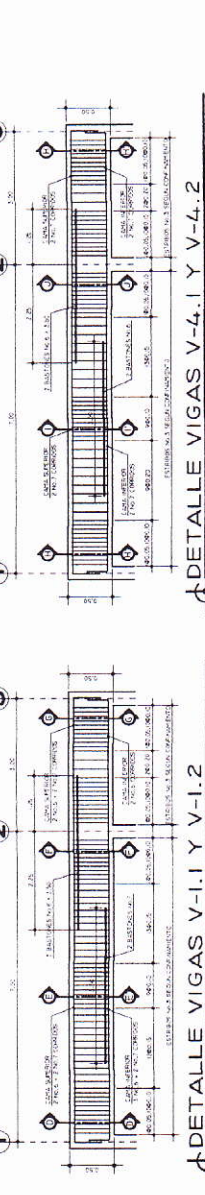
DETALLE VIGAS V-2.1 Y V-2.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 1, SOBRE EJES 1, 2 Y 3 (LONGITUDINALES)



DETALLE VIGAS V-5.1 Y V-5.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 2, SOBRE EJES 1, 2 Y 3 (LONGITUDINALES)

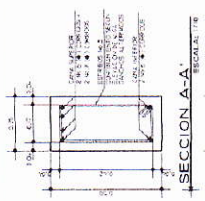


DETALLE VIGAS V-5.1 Y V-5.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 2, SOBRE EJES 1, 2 Y 3 (LONGITUDINALES)

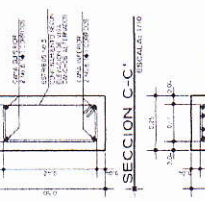


DETALLE VIGAS V-1.1 Y V-1.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 1, SOBRE EJES C, D, E, F, G, H, I, J Y K (TRANSVERSALES)

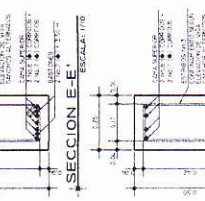
DETALLE VIGAS V-4.1 Y V-4.2
VIGAS PRINCIPALES DEL NIVEL 2, SOBRE EJES A, B, C, D, E, F, G, H, I, J Y K (TRANSVERSALES)



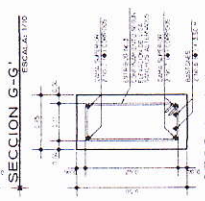
SECCION A-A' ESCALA 1/6



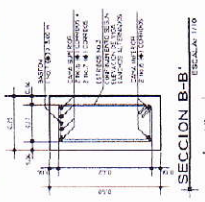
SECCION C-C' ESCALA 1/6



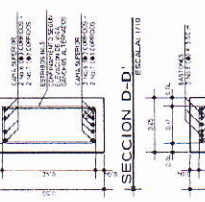
SECCION E-E' ESCALA 1/6



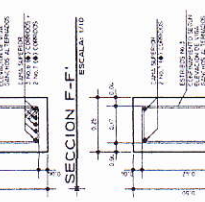
SECCION G-G' ESCALA 1/6



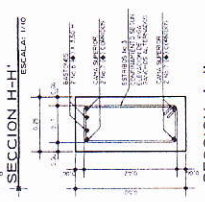
SECCION B-B' ESCALA 1/6



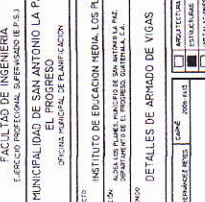
SECCION D-D' ESCALA 1/6



SECCION F-F' ESCALA 1/6



SECCION H-H' ESCALA 1/6



SECCION J-J' ESCALA 1/6

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA EN CIVIL

MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

PROYECTO: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LOS FLANES,
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
CONTRATO: 001/2015/15
FECHA DE ELABORACION: 2015

DETALLES DE ARMADE DE VIGAS

PROFESOR: JOSE ALVARO RAMIREZ PEREZ
CARGO: 008-1112

ESTUDIANTE: []
NO. ALUMNOS: 08
TITULO: []
ESPECIALIDAD: []

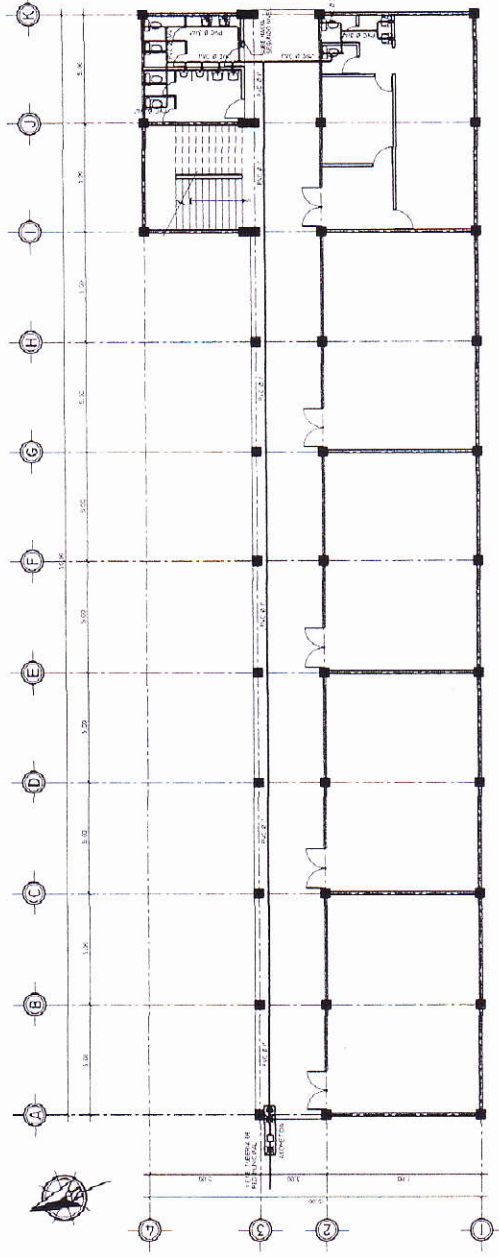
HOLA
FECHA: []

SIMBOLOGIA DE DRENAJES

CONDICION	TIPO DE DRENAJE	TIPO DE DRENAJE
ORFEBRE	(Symbol)	(Symbol)
LAVAFRONTAL	(Symbol)	(Symbol)
LAVASUBTERRANEO	(Symbol)	(Symbol)
LAVADECALLE	(Symbol)	(Symbol)
ORFEBRE	(Symbol)	(Symbol)
MARCA SUBTERRANEO	(Symbol)	(Symbol)

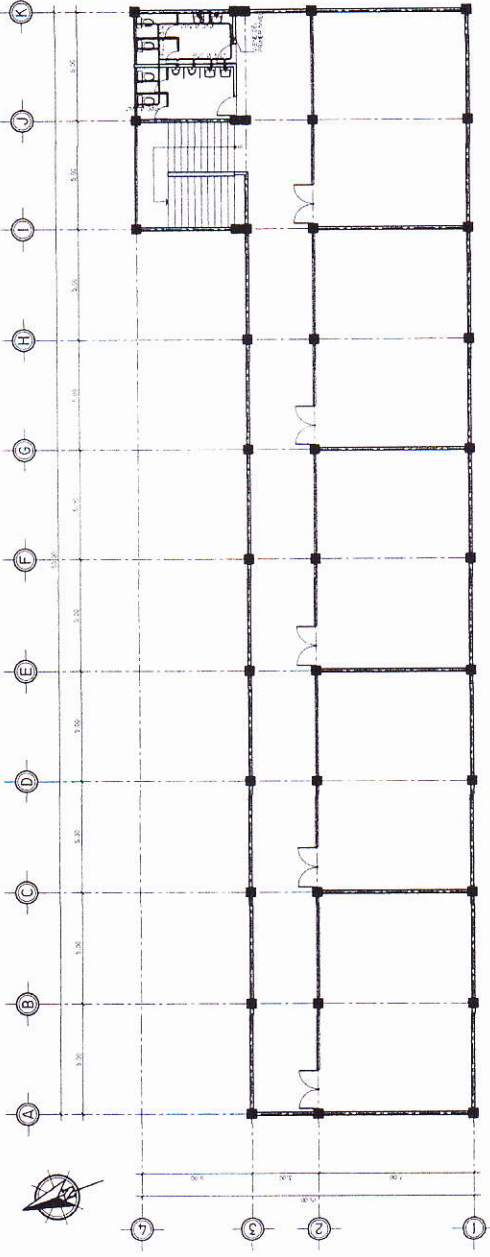
LISTA DE MATERIALES Y SU CANTIDAD

ITEM	CANTIDAD	UNIDAD
ALAMBRE 14	2.00	KG
ALAMBRE 16	1.00	KG
ALAMBRE 18	1.00	KG
ALAMBRE 20	1.00	KG
ALAMBRE 22	1.00	KG
ALAMBRE 24	1.00	KG
ALAMBRE 26	1.00	KG
ALAMBRE 28	1.00	KG
ALAMBRE 30	1.00	KG
ALAMBRE 32	1.00	KG
ALAMBRE 34	1.00	KG
ALAMBRE 36	1.00	KG
ALAMBRE 38	1.00	KG
ALAMBRE 40	1.00	KG



PLANTA DE INSTALACION DE AGUA POTABLE NIVEL 1
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/100



PLANTA DE INSTALACION DE AGUA POTABLE NIVEL 2
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/100

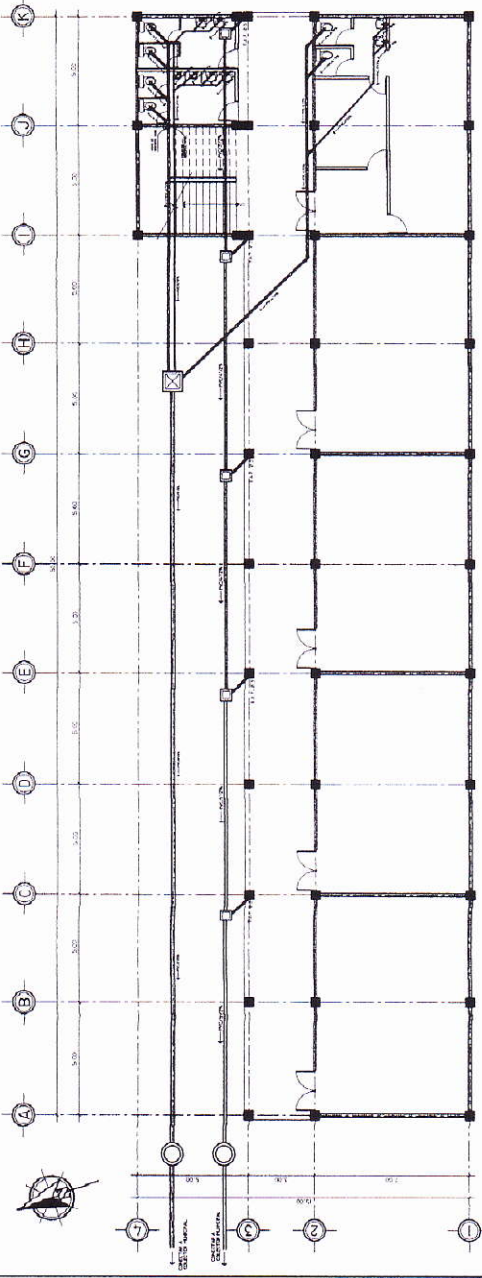
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR (S.F.S.)
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA FAZ
EL PROGRESO
DISEÑO MUNICIPAL DE PLANTACION

PROYECTO	INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LOS PLANES.
UBICACION	AGUA LOS SAN CARLOS DE SAN ANTONIO LA FAZ DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO GUATEMALA
DISEÑO	PLANTAS DE INSTALACION DE AGUA POTABLE

PROYECTISTA	COLABORADOR	FECHA	HOJA
JOSÉ ALVARO RAMÍREZ S. C. S. C.	ALVARO RAMÍREZ S. C. S. C.	10/03/2011	09/12
PROYECTISTA	INSTALADOR	REVISOR	APROBADO
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

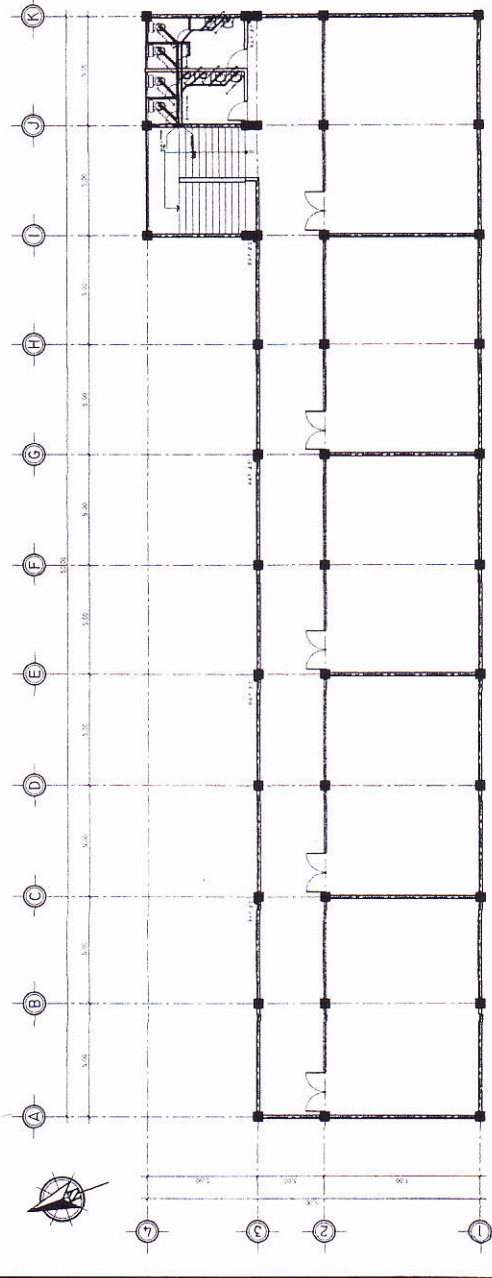
SIMBOLOGIA DE DRENAJES

	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES
	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES	SEÑAL DE DRENAJES



PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJES 1ER. NIVEL
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/100



PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJES 2DO. NIVEL
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
OFICINA NACIONAL DE PLANEACION

PROYECTO: INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LOS PLANES
UBICACION: CALLE LOS PLANES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS, GUATEMALA
CONTENIDO: PLANTAS DE INSTALACION DE DRENAJES SANITARIOS Y PLUVIALES

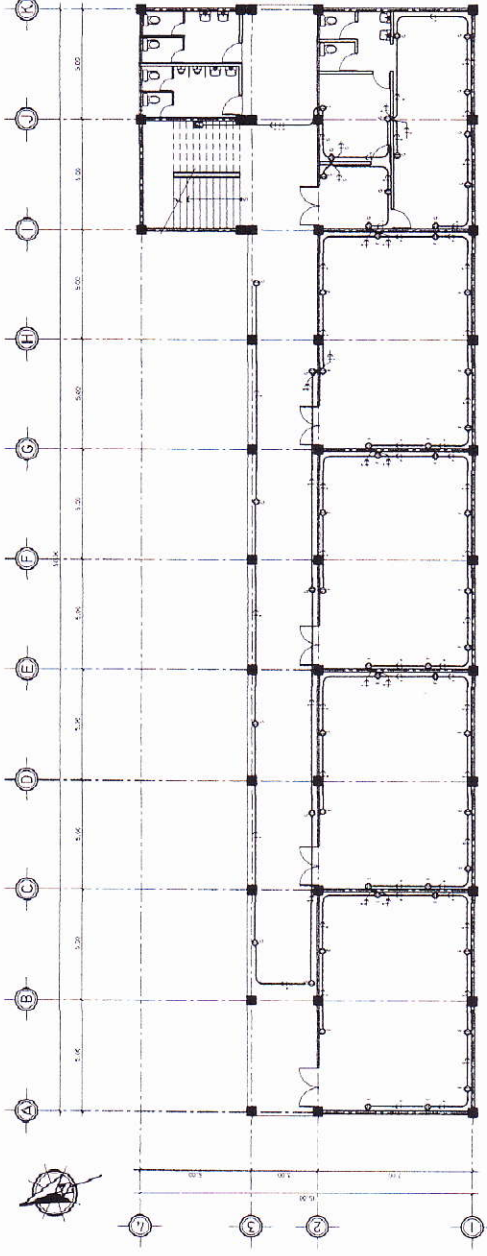
PROYECTA: ING. ALEJANDRO HERNANDEZ REYES
DISEÑA: ING. ALEJANDRO HERNANDEZ REYES
DIBUJA: ING. ALEJANDRO HERNANDEZ REYES
CORRECCION: ING. ALEJANDRO HERNANDEZ REYES
FECHA: 15 de Mayo de 2018

HOJA: 10 / 12
DISEÑADO POR: ING. ALEJANDRO HERNANDEZ REYES

SIMBOLOGIA DE FUERZA	
	ALIMENTACION DEL SISTEMA DE FUERZA
	CONEXION A LA RED DE FUERZA
	TRANSFORMACION DE FUERZA
	DISTRIBUCION DE FUERZA
	RECEPCION DE FUERZA
	CONEXION A LA RED DE FUERZA
	CONEXION A LA RED DE FUERZA
	CONEXION A LA RED DE FUERZA

NOTAS:

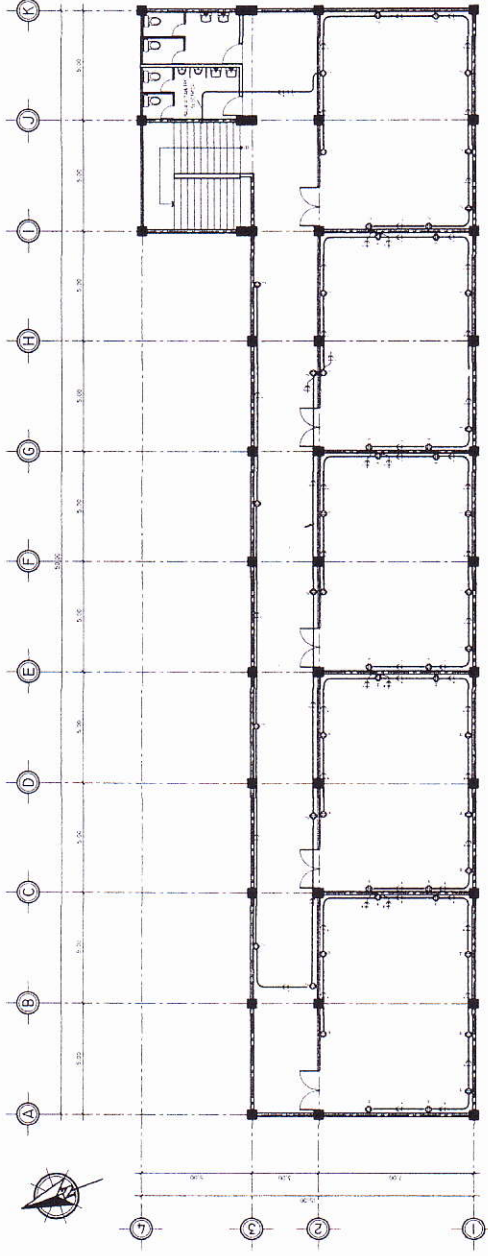
1. FUERZA DE 110KV
2. FUERZA DE 33KV
3. FUERZA DE 13.8KV
4. FUERZA DE 4.16KV
5. FUERZA DE 240V
6. FUERZA DE 120V
7. FUERZA DE 60V
8. FUERZA DE 30V
9. FUERZA DE 15V
10. FUERZA DE 7.5V
11. FUERZA DE 3.75V
12. FUERZA DE 1.875V



PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA DE FUERZA NIVEL 1

INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/1000



PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA DE FUERZA NIVEL 2

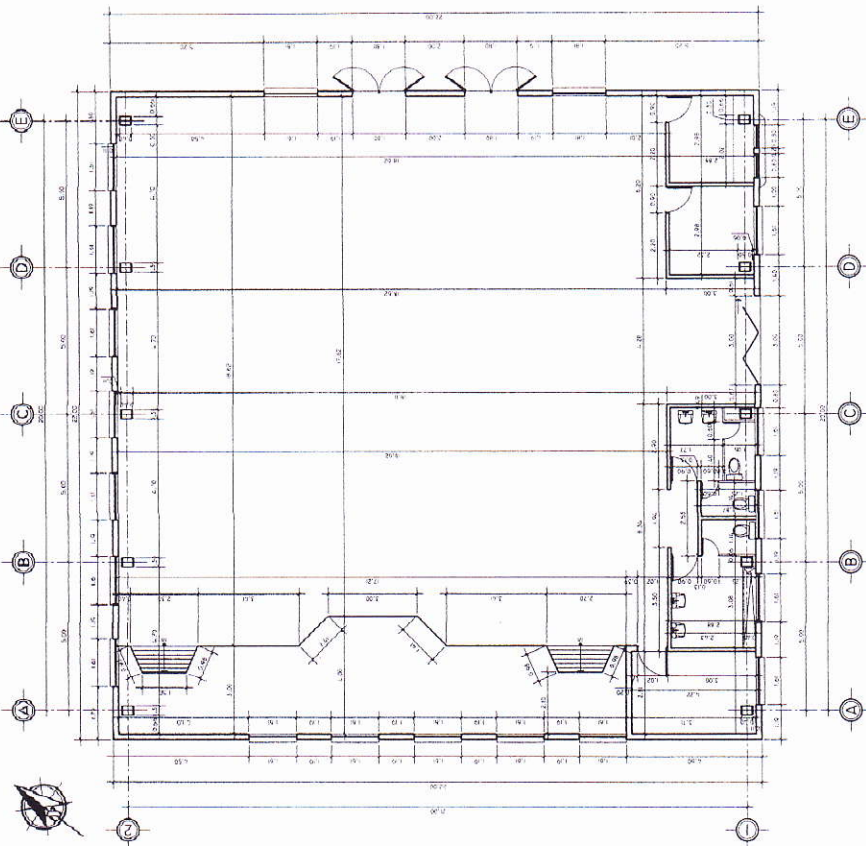
INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA

ESCALA: 1/1000

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (E.P.S.)</p>		<p>INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LES PLANES MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION</p>	
<p>PROYECTO: INSTALACION DE FUERZA DE 110KV A 240V EN EL INSTITUTO DE EDUCACION MEDIA LES PLANES</p>		<p>FECHA: 2008-11-10</p>	
<p>PROYECTISTA: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>		<p>REVISOR: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>	
<p>CONSEJERO: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>		<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>	
<p>PROYECTO: INSTALACION ELECTRICA DE FUERZA</p>		<p>PROYECTISTA: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>	
<p>FECHA: 2008-11-10</p>		<p>REVISOR: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>	
<p>PROYECTO: INSTALACION ELECTRICA DE FUERZA</p>		<p>FECHA: 2008-11-10</p>	
<p>PROYECTISTA: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>		<p>REVISOR: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>	
<p>CONSEJERO: INGENIERO GUSTAVO A. CASTELLANO</p>		<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>	

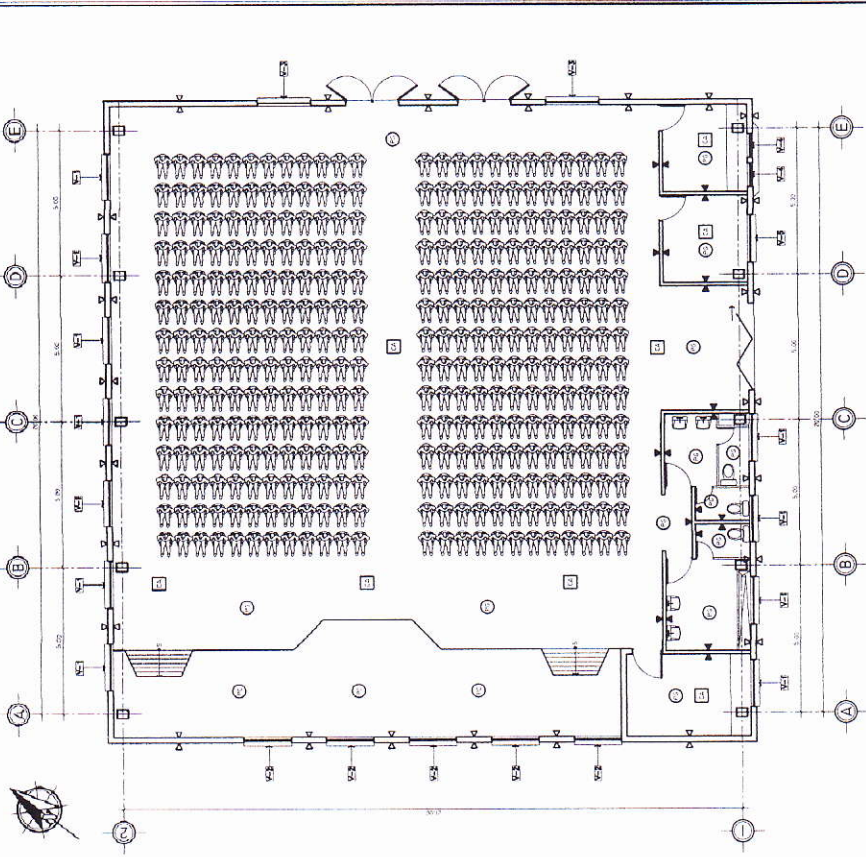
APÉNDICE B

Planos del salón comunal



PLANTA ACOTADA
SALON COMUNAL

ESCALA: 1/75

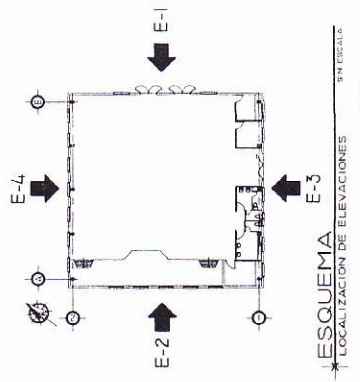
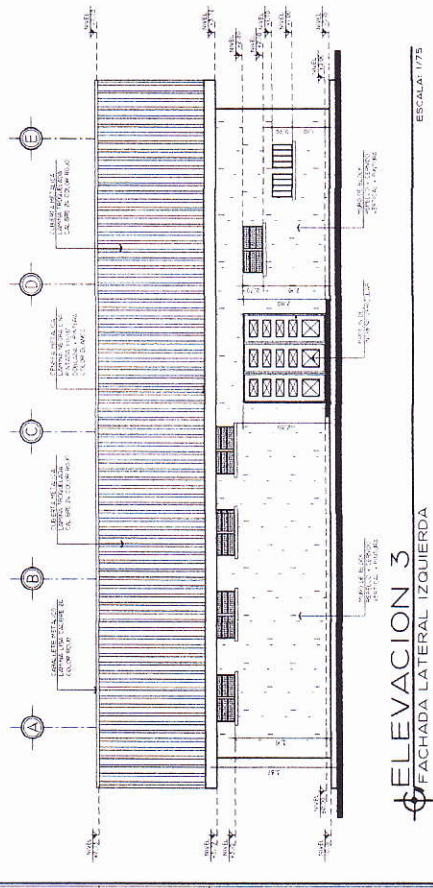
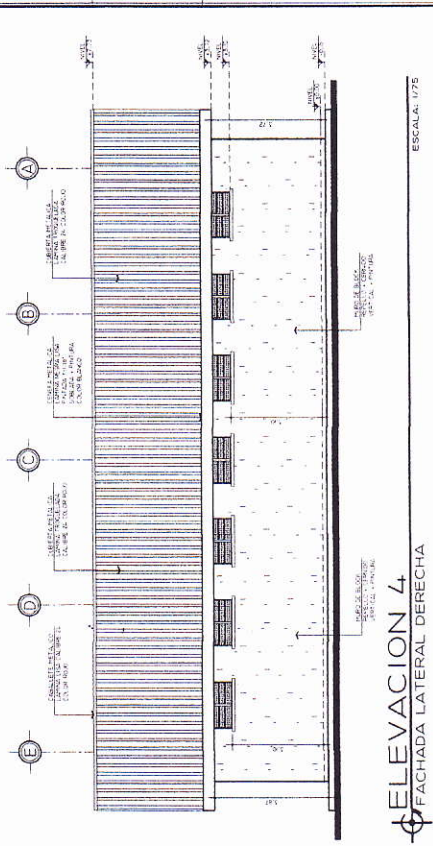
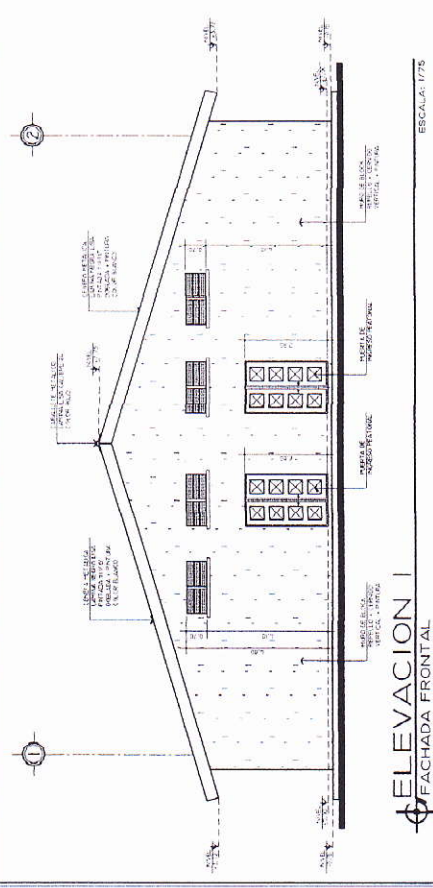
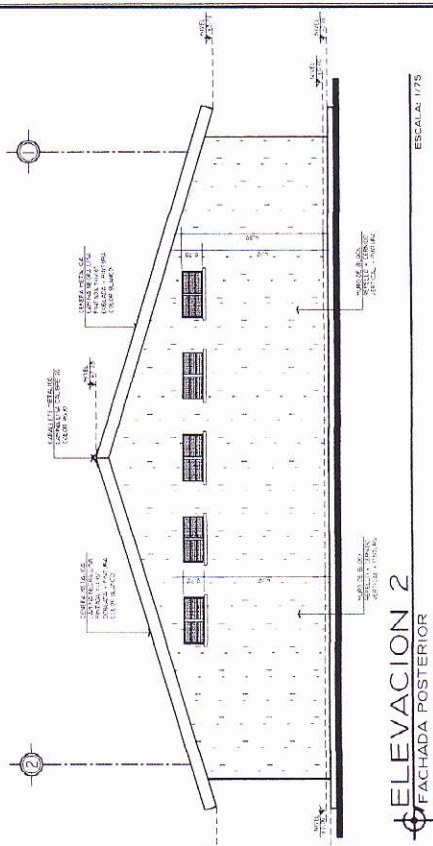


PLANTA AMUEBLADA Y DE ACABADOS
SALON COMUNAL

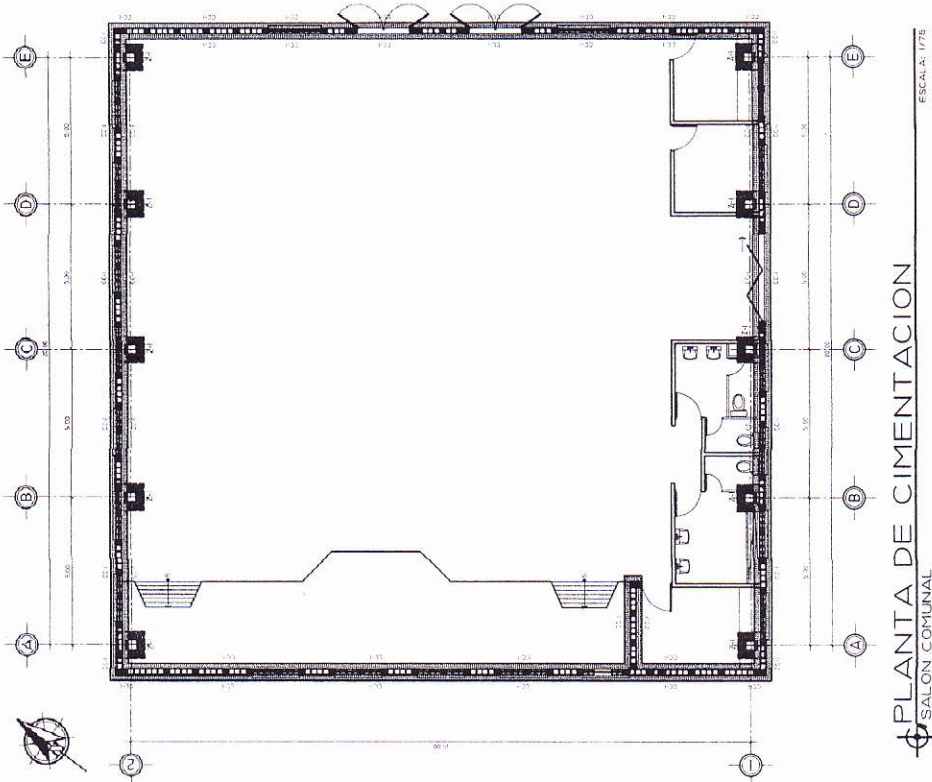
ESCALA: 1/75

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EDIFICIO PROFESORAL SUPERIOR (E.P.S.)	
	MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ OFICINA MUNICIPAL DE SALON COMUNAL	
PROYECTO: SALON SOCIAL SANTO DOMINGO LOS ESCOBES UBICACION: CALLE 9 A A. R. OFICINA: 4 A A. R. ESCALA: METRICA FECHA: ABRIL DE 2011	PLANTA ACOTADA Y DE ACABADOS	
DISEÑADA POR: ALEJANDRO RAMIREZ RIVERA DISEÑADO POR: ALEJANDRO RAMIREZ RIVERA DISEÑADO POR: ALEJANDRO RAMIREZ RIVERA DISEÑADO POR: ALEJANDRO RAMIREZ RIVERA	HOJA 01 DE 08	01 08

-
-
-
-
-



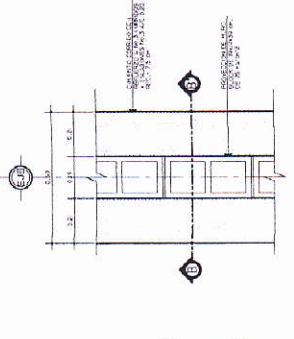
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA E.F.P.C.O. PROFESIONAL SUPERVISADO (E.F.S.) MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION
DISEÑO: J.A.S. CALIFICACION: J.A.S. TITULO: J.A.S. ESPECIALIDAD: J.A.S. FECHA: 14 DE FEBRERO DE 2011	PROYECTO: SALON SOCIAL, SANTO DOMINGO LOS OCOTES UBICACION: ALDEA SAN DOMINGO LOS OCOTES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.A. CONTENIDO: ELEVACIONES	HOJA: 02 / 08 INSTRUCCIONES TIPOGRAFIA DETALLES



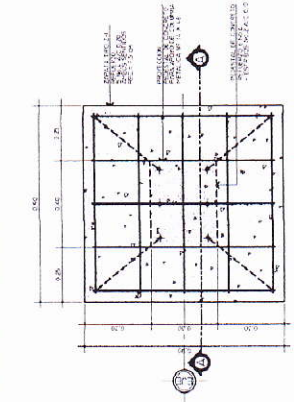
PLANILLA DE ZAPATAS Y CIMENTOS			
TIPO	CANTIDAD	SEÑALADO	ESPELOR
1	1	1.00 x 1.00	0.20 mts.
2	1	1.00 x 1.00	0.20 mts.

SIMBOLOGIA	
	CONCRETO
	BRICK
	MUR
	REFUERZO

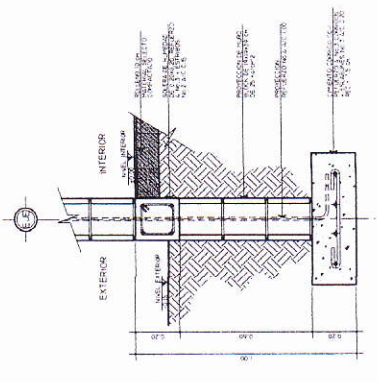
PLANTA DE CIMENTACION
SALON COMUNAL
ESCALA: 1:75



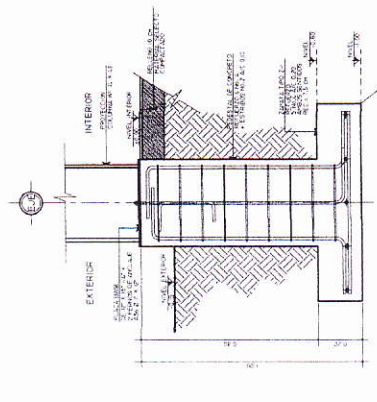
PLANTA CC-1
CIMIENTO CORRIDO PARA MUROS
ESCALA: 1/10



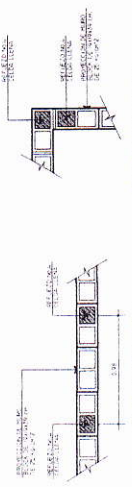
PLANTA Z-1
ZAPATA PARA COLUMNIA WF 10x10
ESCALA: 1/10



SECCION B-B'
CIMIENTO CORRIDO PARA MUROS
ESCALA: 1/10

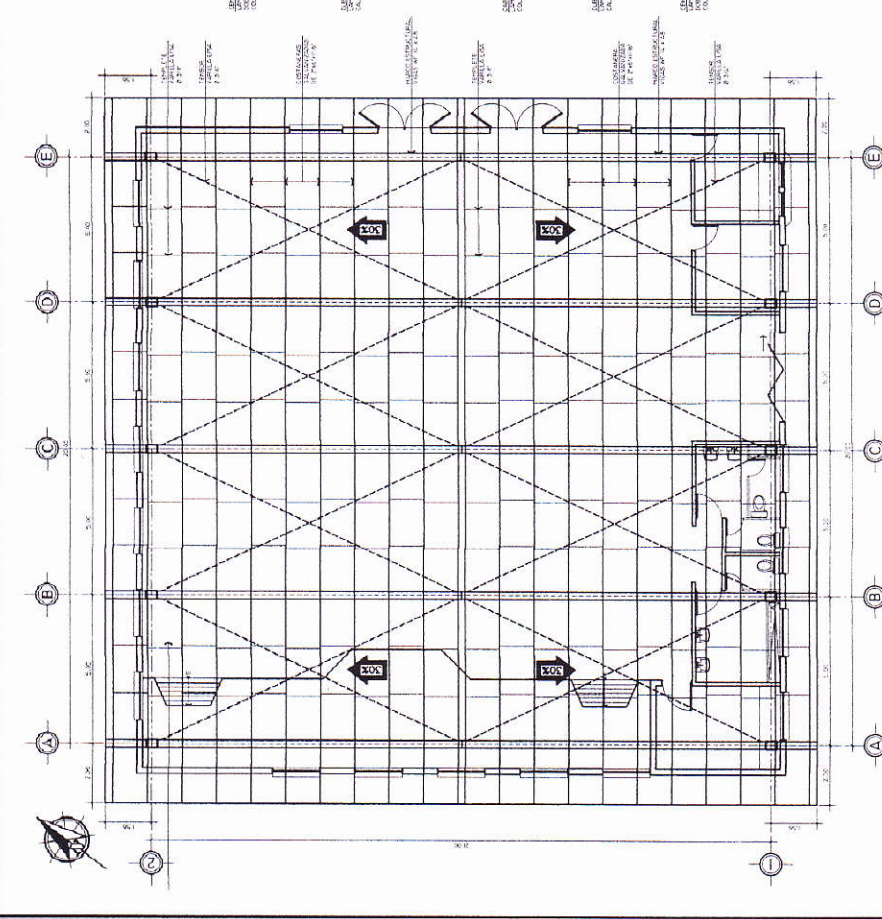
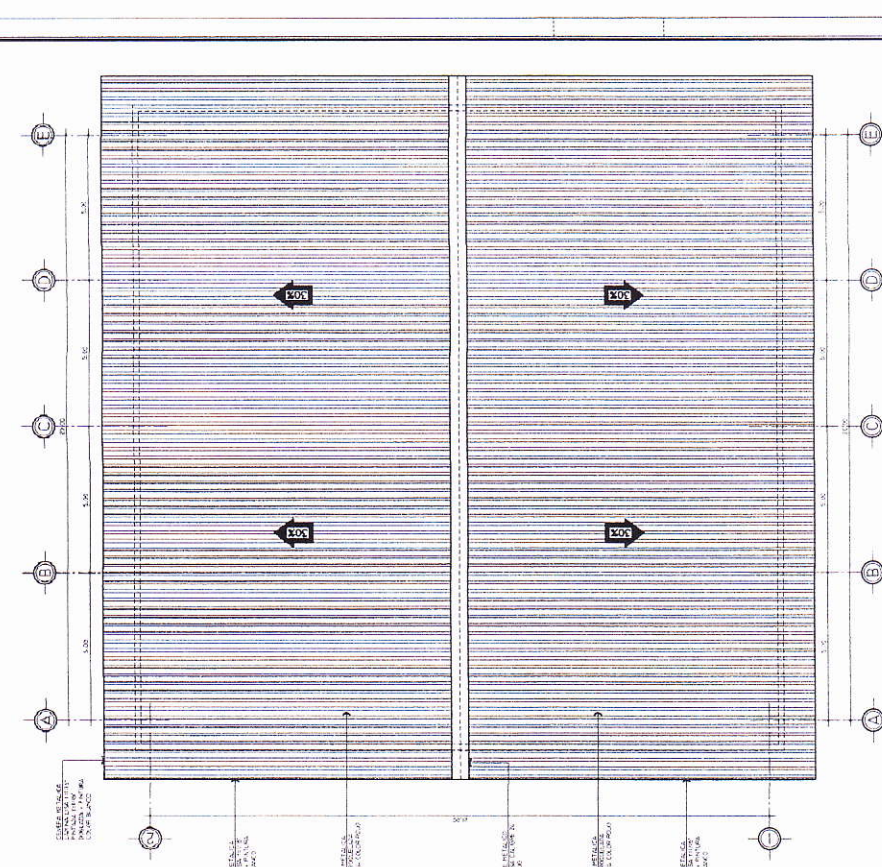


SECCION A-A'
ZAPATA PARA COLUMNIA WF 10x10
ESCALA: 1/10



DETALLE PINES EN MUROS
MODULACION TIPICA
EN UNION DE MUROS
ESCALA: 1/10

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION
PROYECTO: SALON SOCIAL SANTO DOMINGO LOS COCHES UBICACION: AV. SAN DOMINGO LOS COCHES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA FECHA: JUNIO 2018 ESCALA: 1:10	INGENIERO: JOSE ALVARO GONZALEZ PEREZ DISEÑO: JOSE ALVARO GONZALEZ PEREZ CALIFICACION: INGENIERO TITULO: INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL N.º: 103/08	HOJA: 03 TOTAL: 08 INGENIERIA: 03 ESTRUCTURAS: 08



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS
 MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
 EL PROGRESO
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

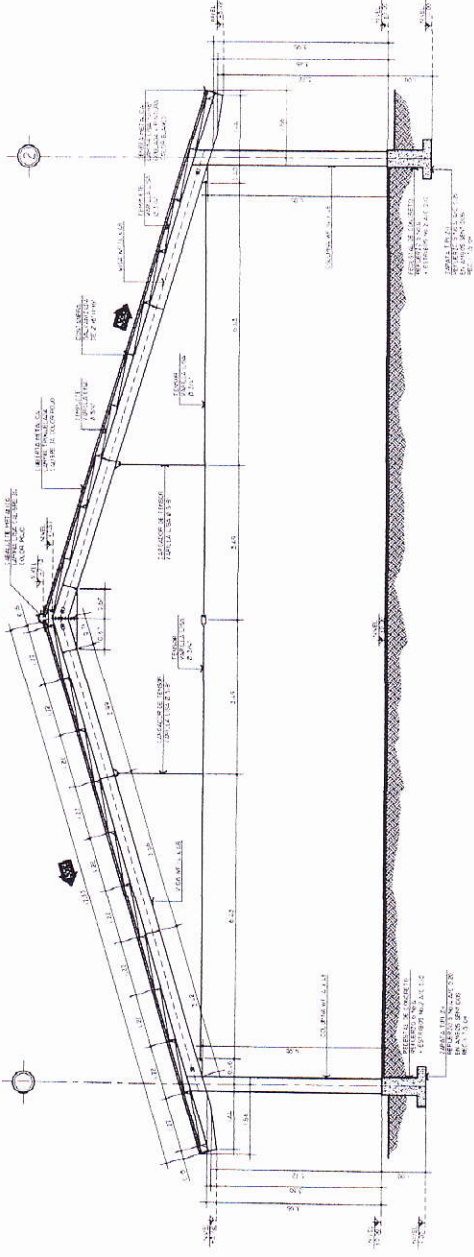
PROYECTO: SALON SOCIAL, SANTA DOMINGO LOS COCHES
 UBICACION: ALCA SAN DOMINGO DE LOS COCHES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ
 DISEÑO: J. M. C. / J. M. C.
 PLANTEAMIENTO: J. M. C. / J. M. C.
 DIBUJO: J. M. C. / J. M. C.
 TITULO: PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO + PLANTA DE CUBIERTA
 FECHA: 10/04/2014
 PRESENTA: JOSE ALBERTO RAMIREZ BARRIOS / J. M. C. / 04/08

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS
 MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
 EL PROGRESO
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

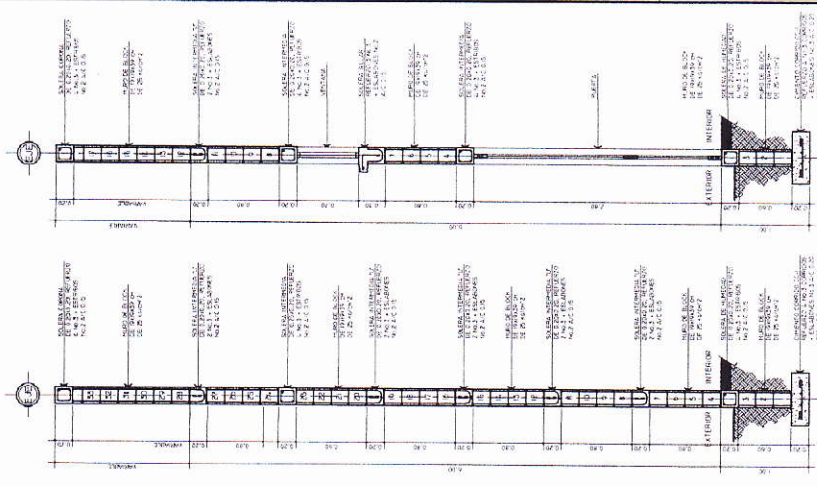
PROYECTO: SALON SOCIAL, SANTA DOMINGO LOS COCHES
 UBICACION: ALCA SAN DOMINGO DE LOS COCHES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ
 DISEÑO: J. M. C. / J. M. C.
 PLANTEAMIENTO: J. M. C. / J. M. C.
 DIBUJO: J. M. C. / J. M. C.
 TITULO: PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO + PLANTA DE CUBIERTA
 FECHA: 10/04/2014
 PRESENTA: JOSE ALBERTO RAMIREZ BARRIOS / J. M. C. / 04/08

SIMBOLOGIA	
SIMBOLICO	DEFINICION
---	LÍNEA DE ESTRUCTURA
---	TIPO DE ESTRUCTURA
---	TIPO DE CUBIERTA
---	TIPO DE TRUSS
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE TECHO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE PARED
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE PASADIZO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)

SIMBOLOGIA	
SIMBOLICO	DEFINICION
---	LÍNEA DE ESTRUCTURA
---	TIPO DE ESTRUCTURA
---	TIPO DE CUBIERTA
---	TIPO DE TRUSS
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE TECHO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE PARED
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE PASADIZO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO)
---	TIPO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE PASADIZO Y FONDO (CON PASADIZO Y FONDO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO Y FONDO Y PASADIZO)

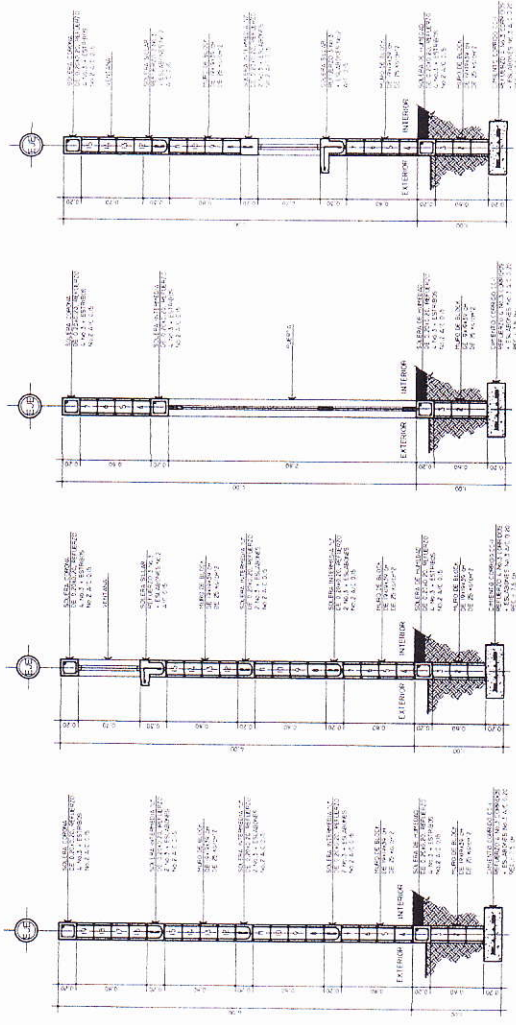


ELEVACION DE MARCO ESTRUCTURAL
SALON CORONAL



SECCION E
MURO MOJINETE

SECCION F
MURO MOJINETE + VENTANA

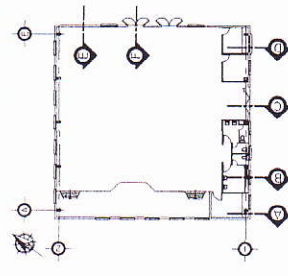


SECCION A
MURO LATERAL + VENTANA EN SALON

SECCION B
MURO LATERAL + VENTANA EN SALON

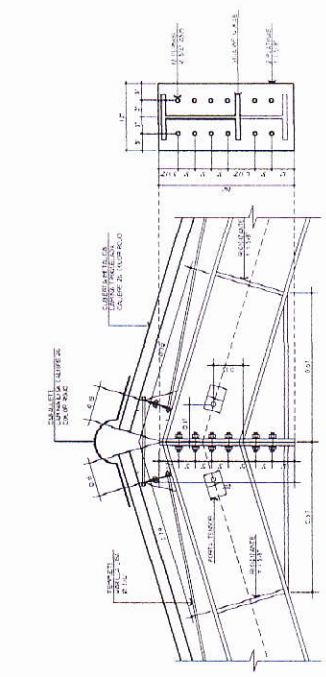
SECCION C
MURO LATERAL + INGRESO VEHICULAR

SECCION D
MURO LATERAL + VENTANA EN TAQUILLA



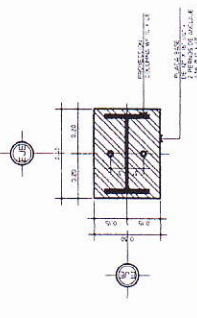
ESQUEMA
LOCALIZACION DE SECCIONES
ESTRUCTURALES DE MUROS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO (E.P.S.) MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO SECCIONES ESTRUCTURALES DE MUROS	
PROYECTO	SALON SOCIAL, SALON DOMINGO LOS COCHES
UBICACION	ALTA LUZ 15, BOULEVARD LOS COCHES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.A.
CONTENIDO	ELEVACION DE MARCO ESTRUCTURAL + SECCIONES ESTRUCTURALES DE MUROS
PROYECTADO POR	ZOE ELIZABETH GONZALEZ RIVERA
REVISADO POR	ING. JUAN CARLOS
FECHA	15/05/2024
ESCALA	1/25
HOJA	05
DE	06
ESTRUCTURAS	<input checked="" type="checkbox"/>
INSTALACIONES	<input type="checkbox"/>
TOPOGRAFIA	<input type="checkbox"/>
OTROS	<input type="checkbox"/>



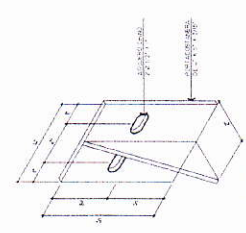
DETALLE UNION DE VIGAS WF IXX45 EN CUBRERA

ESCALA: 1/10



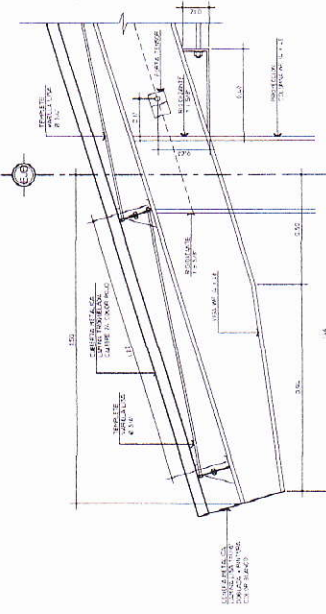
DETALLE PLATINA DE ANCLAJE

ESCALA: 1/10



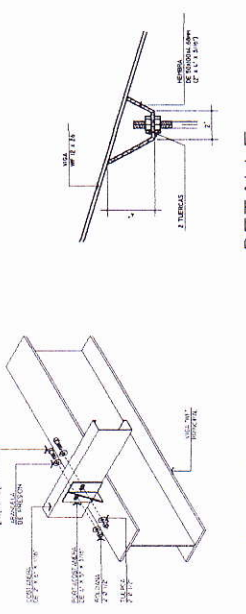
DETALLE PORTA COSTANERA

ESCALA: 1/25



DETALLE VOLADIZO Y CIERRE METALICA DE RENATE

ESCALA: 1/10

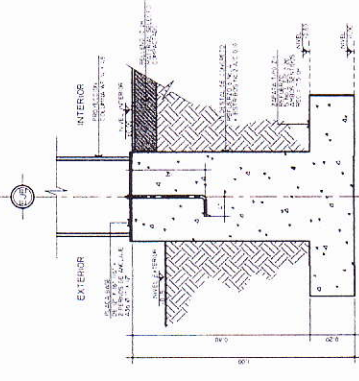


ISOMETRICO ANCLAJE DE COSTANERA

ESCALA: 1/10

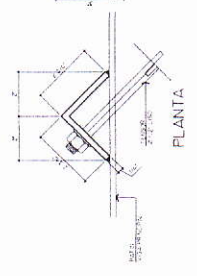
DETALLE CARGADOR DE TENSOR

SIN ESCALA



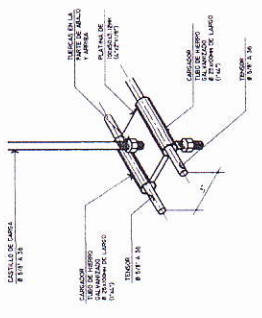
ELEVACION PEDESTAL DE CONCRETO + PLATINA DE ANCLAJE

ESCALA: 1/10



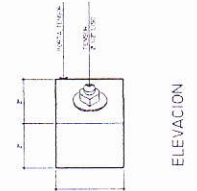
DETALLE PORTA TENSOR

ESCALA: 1/25



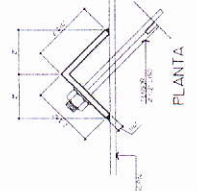
ISOMETRICO CARGADOR DE TENSOR

SIN ESCALA



ELEVACION

ESCALA: 1/25



PLANTA

ESCALA: 1/25

TABLA DE SECCIONES WF						
SECCION	2	3	4	5	6	7
	W 100	W 125	W 150	W 175	W 200	W 225
ANCHO	100	125	150	175	200	225
ALTO	100	125	150	175	200	225
ESPESOR	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
TIPO	W 100	W 125	W 150	W 175	W 200	W 225

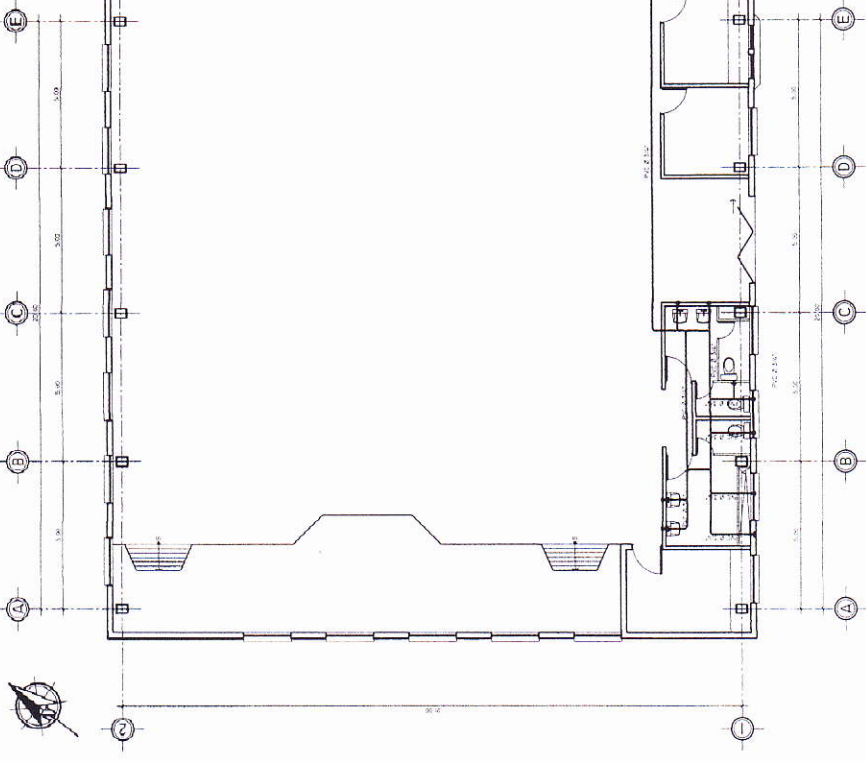
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR (E.P.S.)
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

PROYECTO: SALON SOCIAL SANTO DOMINGO LOS GIGOTES
UBICACION: ALDEA SAN JUAN LOS GIGOTES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.U.
CLIENTE: MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
FECHA: 2018
AUTOR: J. J. J. J.

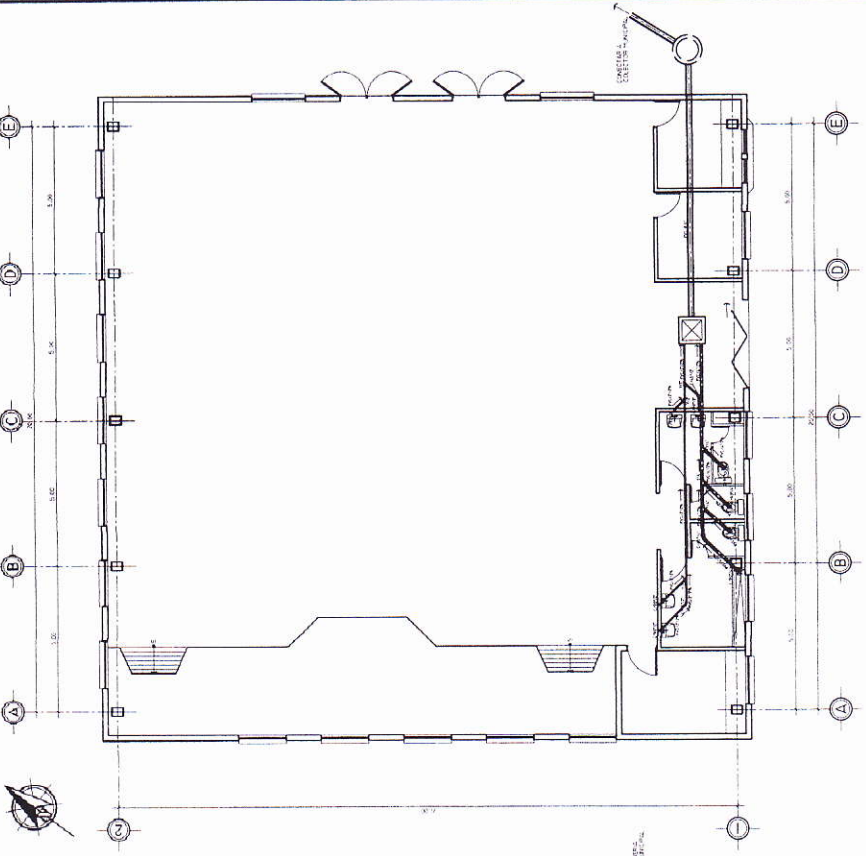
DETALLES ESTRUCTURALES	
PROYECTO	2018
CLIENTE	MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
UBICACION	ALDEA SAN JUAN LOS GIGOTES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.U.
FECHA	2018
AUTOR	J. J. J. J.
REVISOR	J. J. J. J.
APROBADO	J. J. J. J.
ESCALA	1/10
FECHA	2018

LEGENDA	
■	ARMAZONERIA
■	ESTRUCTURAS
■	INSTALACIONES
■	TERMINACIONES
■	DETALLES

HOJA 06/08
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR (E.P.S.)
MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
EL PROGRESO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION



PLANTA DE INSTALACION DE AGUA POTABLE
SALON COMUNAL
ESCALA: 1/75

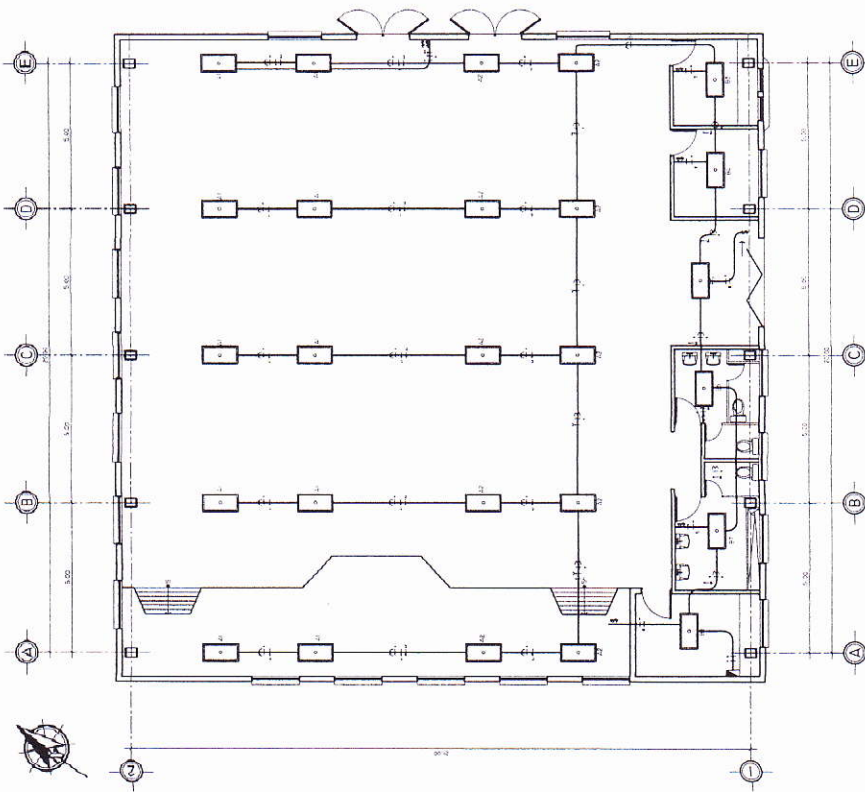


PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJE SANITARIO
SALON COMUNAL
ESCALA: 1/75

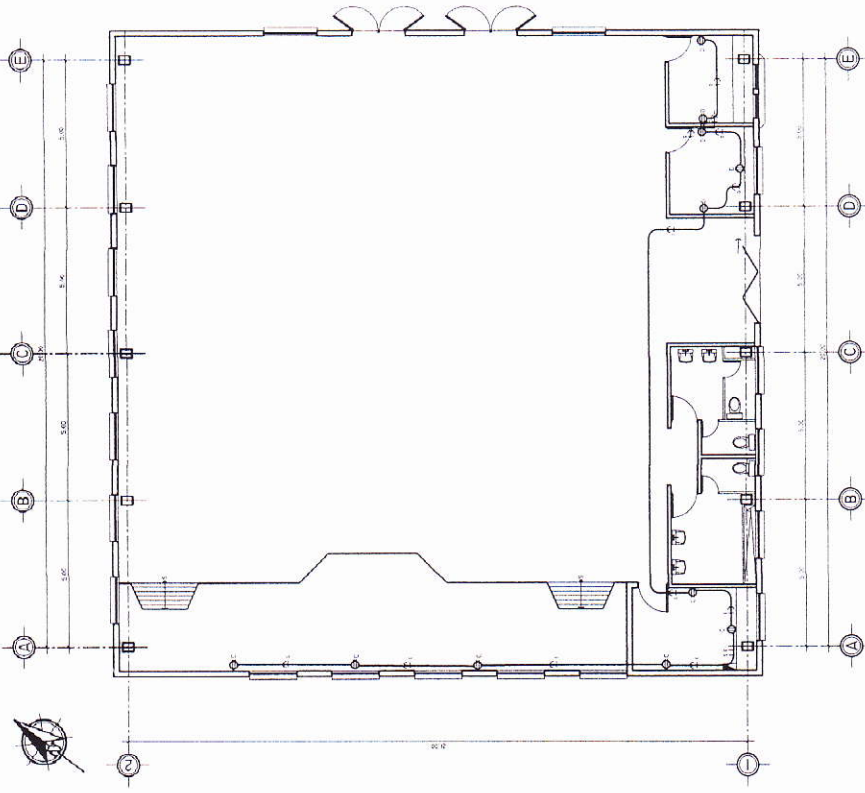
SIMBOLOGIA DE DRENAJES

	AGUA POTABLE		DRENAJE		DE DRENAJE		DE DRENAJE
	AGUA POTABLE		DRENAJE		DE DRENAJE		DE DRENAJE
	AGUA POTABLE		DRENAJE		DE DRENAJE		DE DRENAJE
	AGUA POTABLE		DRENAJE		DE DRENAJE		DE DRENAJE
	AGUA POTABLE		DRENAJE		DE DRENAJE		DE DRENAJE

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISOR (E.P.S.)
	MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ EL PROGRESO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
PROYECTO	SALON SOCIAL, SANTO DOMINGO LOS COCHES
UBICACION	ALCALDIA SANTO DOMINGO LOS COCHES, MUNICIPIO DE SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE EL PROGRESO, GUATEMALA, G.U.
CONTENIDO	PLANTAS DE INSTALACION DE AGUA POTABLE Y DRENAJE SANITARIO
PROFESOR	JOSE ALBERTO TORRES GONZALEZ
ESTUDIANTE	JOSE MANUEL TORRES GONZALEZ
FECHA	17 DE AGOSTO DE 2017
ASIGNATURA	PROYECTO
INSTALACIONES	<input type="checkbox"/> ELECTRICIDAD
TOPOGRAFIA	<input type="checkbox"/> DRENAJE
ESPECIALES	<input type="checkbox"/> OTROS
HORA	07
FECHA	08



PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA ILUMINACION
ESCALA: 1/75
SALON COMUNAL



PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA FUERZA
ESCALA: 1/75
SALON COMUNAL

NOTAS:
 1. UNIDAD DE FUERZA EN UN AREA DE TUBERIA ESTA.
 2. EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA #10 AWG PARA
 3. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERA #1/2" DE DIAM.
 4. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.
 5. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.
 6. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.
 7. EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA #10 AWG PARA
 8. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.
 9. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.
 10. LOS TUBOS DE LOS CONDUCTORES SERAN EN POSICION VERTICAL.

SIMBOLOGIA DE FUERZA

SIMBOLO	SIGNIFICADO	SIMBOLO	SIGNIFICADO
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA

SIMBOLOGIA DE ILUMINACION

SIMBOLO	SIGNIFICADO	SIMBOLO	SIGNIFICADO	SIMBOLO	SIGNIFICADO
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊕	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA
⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA	⊖	INDICACION DE UN CABLE DE FUERZA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD Y ELECTRONICA
 MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO LA PAZ
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION

PROYECTO: SALON SOCIAL SANTO DOMINGO LOS OCHOS
 UBICACION: CALLE 10 DE ENERO, SAN ANTONIO LA PAZ, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS, GUATEMALA

DISEÑO: J.A.S.
 CALCULO: J.A.S.
 ESCALA: 1/75
 FECHA: 2008.03.10

PROFESOR: JOSE ALFONSO HERNANDEZ REYES

NOVA
 1. 2008.03.10
 2. 2008.03.10
 3. 2008.03.10
 4. 2008.03.10
 5. 2008.03.10
 6. 2008.03.10
 7. 2008.03.10
 8. 2008.03.10
 9. 2008.03.10
 10. 2008.03.10

ANEXO A

Ensayos de compresión triaxial, diagramas de Mohr

Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr, Instituto de educación media aldea Los Planes



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



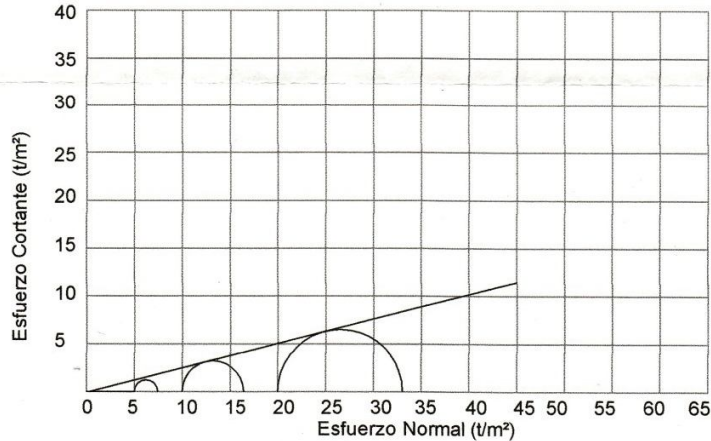
Nº 21155

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 291 S.S. O.T.: 27,418

INTERESADO: José Alejandro Hernández Reyes
 PROYECTO: EPS-Diseño del Instituto de Educación Media para Aldea Los Planes.
 UBICACIÓN: Municipio de San Antonio La Paz, Departamento de El Progreso.
 Fecha: 15 de octubre de 2010.

pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 14.40^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 0.00 \text{ t/m}^2$
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla color café.
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (t/m²)	2.44	6.42	13.04
PRESION INTERSTICIAL u (t/m²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	5.5	8.0
DENSIDAD SECA (t/m³)	1.28	1.28	1.28
DENSIDAD HUMEDA (t/m³)	1.66	1.66	1.66
HUMEDAD (%H)	29.2	29.2	29.2



Vo. Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr, salón comunal aldea Santo Domingo Los Ocotes



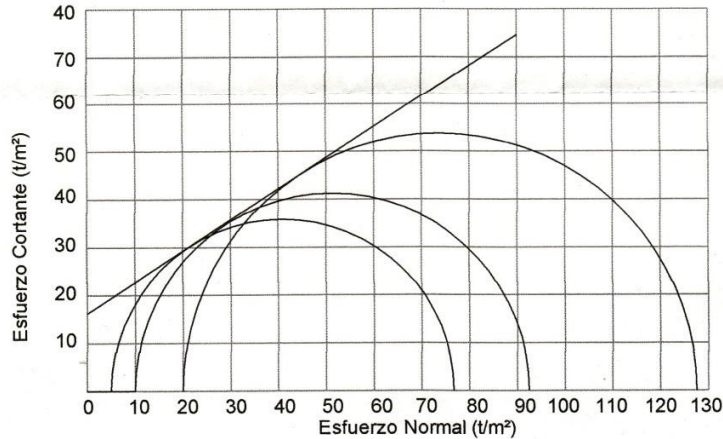
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 21156

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 292 S.S. O.T.: 27,419
 INTERESADO: José Alejandro Hernández Reyes
 PROYECTO: EPS-Diseño del Salón Comunal para La Aldea Santo Domingo Los Ocotes.
 UBICACIÓN: Municipio de San Antonio La Paz, Departamento de El Progreso.
 Fecha: 15 de octubre de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 33.01^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 16.2 \text{ t/m}^2$
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso color café.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m²)	71.69	82.46	107.58
PRESION INTERSTICIAL u(t/m²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.0	4.5
DENSIDAD SECA (t/m³)	1.91	1.91	1.91
DENSIDAD HUMEDA (t/m³)	2.10	2.10	2.10
HUMEDAD (%H)	10.5	10.5	10.5



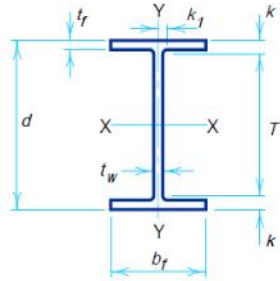
Vo. Bo.
 Inga. Telma Matricula Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Melbrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Melbrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

ANEXO B

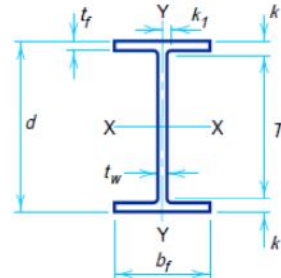
Tablas de diseño manual LRFD



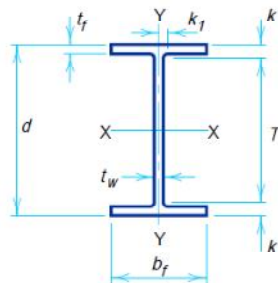
W SHAPES Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange				Distance		
				Thickness t _w in.		t _w / 2 in.	Width b _f in.		Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.	
W16×100	29.4	16.97	17	0.585	9/16	5/16	10.425	10 ³ / ₈	0.985	1	13 ⁵ / ₈	11 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₁₆
×89	26.2	16.75	16 ³ / ₄	0.525	1/2	1/4	10.365	10 ³ / ₈	0.875	7/8	13 ⁵ / ₈	19 ¹ / ₁₆	7/8
×77	22.6	16.52	16 ¹ / ₂	0.455	7/16	1/4	10.295	10 ¹ / ₄	0.760	3/4	13 ⁵ / ₈	17 ¹ / ₁₆	7/8
×67	19.7	16.33	16 ³ / ₈	0.395	3/8	3/16	10.235	10 ¹ / ₄	0.665	11/16	13 ⁵ / ₈	13 ³ / ₈	13/16
W16×57	16.8	16.43	16 ³ / ₈	0.430	7/16	1/4	7.120	7 ¹ / ₈	0.715	11/16	13 ⁵ / ₈	13 ³ / ₈	7/8
×50	14.7	16.26	16 ¹ / ₄	0.380	3/8	3/16	7.070	7 ¹ / ₈	0.630	5/8	13 ⁵ / ₈	15 ¹ / ₁₆	13/16
×45	13.3	16.13	16 ¹ / ₈	0.345	3/8	3/16	7.035	7	0.565	9/16	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	13/16
×40	11.8	16.01	16	0.305	5/16	3/16	6.995	7	0.505	1/2	13 ⁵ / ₈	13 ³ / ₁₆	13/16
×36	10.6	15.86	15 ⁷ / ₈	0.295	5/16	3/16	6.985	7	0.430	7/16	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₈	3/4
W16×31	9.12	15.88	15 ⁷ / ₈	0.275	1/4	1/8	5.525	5 ¹ / ₂	0.440	7/16	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₈	3/4
×26	7.68	15.69	15 ³ / ₄	0.250	1/4	1/8	5.500	5 ¹ / ₂	0.345	3/8	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	3/4
W14×808*	237	22.84	22 ⁷ / ₈	3.740	3 ³ / ₄	1 ⁷ / ₈	18.560	18 ¹ / ₂	5.120	5 ¹ / ₈	11 ¹ / ₄	5 ¹³ / ₁₆	2 ¹ / ₂
×730*	215	22.42	22 ³ / ₈	3.070	3 ¹ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆	17.890	17 ⁷ / ₈	4.910	4 ¹⁵ / ₁₆	11 ¹ / ₄	5 ⁹ / ₁₆	2 ³ / ₁₆
×665*	196	21.64	21 ⁵ / ₈	2.830	2 ¹³ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆	17.650	17 ⁵ / ₈	4.520	4 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	5 ³ / ₁₆	2 ¹ / ₁₆
×605*	178	20.92	20 ⁷ / ₈	2.595	2 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	17.415	17 ³ / ₈	4.160	4 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	4 ¹³ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×550*	162	20.24	20 ¹ / ₄	2.380	2 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆	17.200	17 ¹ / ₄	3.820	3 ¹³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	4 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆
×500*	147	19.60	19 ⁵ / ₈	2.190	2 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₈	17.010	17	3.500	3 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	4 ³ / ₁₆	1 ³ / ₄
×455*	134	19.02	19	2.015	2	1	16.835	16 ⁷ / ₈	3.210	3 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ⁷ / ₈	1 ⁵ / ₈
W14×426*	125	18.67	18 ⁵ / ₈	1.875	1 ⁷ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	16.695	16 ³ / ₄	3.035	3 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆
×398*	117	18.29	18 ¹ / ₄	1.770	1 ³ / ₄	7/8	16.590	16 ⁵ / ₈	2.845	2 ⁷ / ₈	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂
×370*	109	17.92	17 ⁷ / ₈	1.655	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	16.475	16 ¹ / ₂	2.660	2 ¹¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	3 ⁵ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×342*	101	17.54	17 ¹ / ₂	1.540	1 ⁹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆	16.360	16 ³ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	11 ¹ / ₄	3 ¹ / ₈	1 ³ / ₈
×311*	91.4	17.12	17 ¹ / ₈	1.410	1 ⁷ / ₁₆	3/4	16.230	16 ¹ / ₄	2.260	2 ¹ / ₄	11 ¹ / ₄	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
×283*	83.3	16.74	16 ³ / ₄	1.290	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	16.110	16 ¹ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×257*	75.6	16.38	16 ³ / ₈	1.175	1 ³ / ₁₆	5/8	15.995	16	1.890	1 ⁷ / ₈	11 ¹ / ₄	2 ⁹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
×233*	68.5	16.04	16	1.070	1 ¹ / ₁₆	9/16	15.890	15 ⁷ / ₈	1.720	1 ³ / ₄	11 ¹ / ₄	2 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆
×211	62.0	15.72	15 ³ / ₄	0.980	1	1/2	15.800	15 ³ / ₄	1.560	1 ⁹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×193	56.8	15.48	15 ¹ / ₂	0.890	7/8	7/16	15.710	15 ³ / ₄	1.440	1 ⁷ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×176	51.8	15.22	15 ¹ / ₄	0.830	1 ³ / ₁₆	7/16	15.650	15 ⁵ / ₈	1.310	1 ⁵ / ₁₆	11 ¹ / ₄	2	1 ¹ / ₁₆
×159	46.7	14.98	15	0.745	3/4	3/8	15.565	15 ⁵ / ₈	1.190	1 ³ / ₁₆	11 ¹ / ₄	1 ⁷ / ₈	1
×145	42.7	14.78	14 ³ / ₄	0.680	1 ¹ / ₁₆	3/8	15.500	15 ¹ / ₂	1.090	1 ¹ / ₁₆	11 ¹ / ₄	1 ³ / ₄	1

W SHAPES Properties



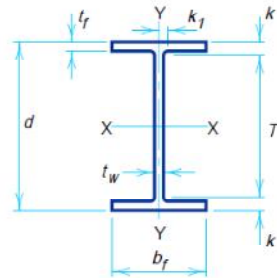
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			Elastic Properties									Plastic Modulus	
				F_y'''			Axis X-X			Axis Y-Y				
	X_1	$X_2 \times 10^6$	I				S	r	I	S	r	Z_x	Z_y	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	ksi	ksi	(1/ksi) ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	
100	5.3	24.3	—	3450	1040	1490	175	7.10	186	35.7	2.51	198	54.9	
89	5.9	27.0	—	3090	1630	1300	155	7.05	163	31.4	2.49	175	48.1	
77	6.8	31.2	—	2680	2790	1110	134	7.00	138	26.9	2.47	150	41.1	
67	7.7	35.9	50	2350	4690	954	117	6.96	119	23.2	2.46	130	35.5	
57	5.0	33.0	59	2650	3400	758	92.2	6.72	43.1	12.1	1.60	105	18.9	
50	5.6	37.4	46	2340	5530	659	81.0	6.68	37.2	10.5	1.59	92.0	16.3	
45	6.2	41.2	38	2120	8280	586	72.7	6.65	32.8	9.34	1.57	82.3	14.5	
40	6.9	46.6	30	1890	12900	518	64.7	6.63	28.9	8.25	1.57	72.9	12.7	
36	8.1	48.1	28	1700	20800	448	56.5	6.51	24.5	7.00	1.52	64.0	10.8	
31	6.3	51.6	24	1740	20000	375	47.2	6.41	12.4	4.49	1.17	54.0	7.03	
26	8.0	56.8	20	1470	40900	301	38.4	6.26	9.59	3.49	1.12	44.2	5.48	
808	1.8	3.4	—	18900	1.45	16000	1400	8.21	5510	594	4.82	1834	927	
730	1.8	3.7	—	17500	1.90	14300	1280	8.17	4720	527	4.69	1660	816	
665	2.0	4.0	—	16300	2.50	12400	1150	7.98	4170	472	4.62	1480	730	
605	2.1	4.4	—	15100	3.20	10800	1040	7.80	3680	423	4.55	1320	652	
550	2.3	4.8	—	14200	4.20	9430	931	7.63	3250	378	4.49	1180	583	
500	2.4	5.2	—	13100	5.50	8210	838	7.48	2880	339	4.43	1050	522	
455	2.6	5.7	—	12200	7.30	7190	756	7.33	2560	304	4.38	936	468	
426	2.8	6.1	—	11500	8.90	6600	707	7.26	2360	283	4.34	869	434	
398	2.9	6.4	—	10900	11.0	6000	656	7.16	2170	262	4.31	801	402	
370	3.1	6.9	—	10300	13.9	5440	607	7.07	1990	241	4.27	736	370	
342	3.3	7.4	—	9600	17.9	4900	559	6.98	1810	221	4.24	672	338	
311	3.6	8.1	—	8820	24.4	4330	506	6.88	1610	199	4.20	603	304	
283	3.9	8.8	—	8120	33.4	3840	459	6.79	1440	179	4.17	542	274	
257	4.2	9.7	—	7460	46.1	3400	415	6.71	1290	161	4.13	487	246	
233	4.6	10.7	—	6820	64.9	3010	375	6.63	1150	145	4.10	436	221	
211	5.1	11.6	—	6230	91.8	2660	338	6.55	1030	130	4.07	390	198	
193	5.5	12.8	—	5740	125	2400	310	6.50	931	119	4.05	355	180	
176	6.0	13.7	—	5280	173	2140	281	6.43	838	107	4.02	320	163	
159	6.5	15.3	—	4790	249	1900	254	6.38	748	96.2	4.00	287	146	
145	7.1	16.8	—	4400	348	1710	232	6.33	677	87.3	3.98	260	133	



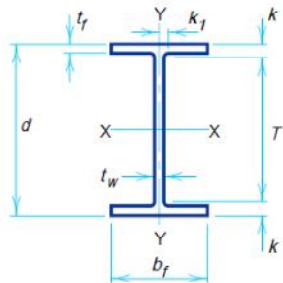
W SHAPES Dimensions

Designation	Area <i>A</i> in. ²	Depth <i>d</i> in.		Web			Flange				Distance		
				Thickness <i>t_w</i> in.	$\frac{t_w}{2}$ in.	Width <i>b_f</i> in.	Thickness <i>t_f</i> in.	<i>T</i> in.	<i>k</i> in.	<i>k₁</i> in.			
											in.	in.	in.
W14×132	38.8	14.66	14 ⁵ / ₈	0.645	5/8	5/16	14.725	14 ³ / ₄	1.030	1	11 ¹ / ₄	11 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₁₆
×120	35.3	14.48	14 ¹ / ₂	0.590	9/16	5/16	14.670	14 ⁵ / ₈	0.940	15/16	11 ¹ / ₄	1 ⁵ / ₈	15 ¹ / ₁₆
×109	32.0	14.32	14 ³ / ₈	0.525	1/2	1/4	14.605	14 ⁵ / ₈	0.860	7/8	11 ¹ / ₄	19/16	7/8
×99	29.1	14.16	14 ¹ / ₈	0.485	1/2	1/4	14.565	14 ⁵ / ₈	0.780	3/4	11 ¹ / ₄	17/16	7/8
×90	26.5	14.02	14	0.440	7/16	1/4	14.520	14 ¹ / ₂	0.710	11/16	11 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	7/8
W14×82	24.1	14.31	14 ¹ / ₄	0.510	1/2	1/4	10.130	10 ¹ / ₈	0.855	7/8	11	1 ⁵ / ₈	1
×74	21.8	14.17	14 ¹ / ₈	0.450	7/16	1/4	10.070	10 ¹ / ₈	0.785	13/16	11	19/16	15/16
×68	20.0	14.04	14	0.415	7/16	1/4	10.035	10	0.720	3/4	11	1 ¹ / ₂	15/16
×61	17.9	13.89	13 ⁷ / ₈	0.375	3/8	3/16	9.995	10	0.645	5/8	11	17/16	15/16
W14×53	15.6	13.92	13 ⁷ / ₈	0.370	3/8	3/16	8.060	8	0.660	11/16	11	17/16	15/16
×48	14.1	13.79	13 ³ / ₄	0.340	5/16	3/16	8.030	8	0.595	5/8	11	1 ³ / ₈	7/8
×43	12.6	13.66	13 ⁵ / ₈	0.305	5/16	3/16	7.995	8	0.530	1/2	11	15/16	7/8
W14×38	11.2	14.10	14 ¹ / ₈	0.310	5/16	3/16	6.770	6 ³ / ₄	0.515	1/2	12	1 ¹ / ₁₆	5/8
×34	10.0	13.98	14	0.285	5/16	3/16	6.745	6 ³ / ₄	0.455	7/16	12	1	5/8
×30	8.85	13.84	13 ⁷ / ₈	0.270	1/4	1/8	6.730	6 ³ / ₄	0.385	3/8	12	15/16	5/8
W14×26	7.69	13.91	13 ⁷ / ₈	0.255	1/4	1/8	5.025	5	0.420	7/16	12	15/16	9/16
×22	6.49	13.74	13 ³ / ₄	0.230	1/4	1/8	5.000	5	0.335	5/16	12	7/8	9/16

W SHAPES Properties



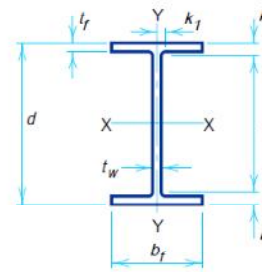
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r		
	ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$			in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
132	7.1	17.7	—	4180	428	1530	209	6.28	548	74.5	3.76	234	113
120	7.8	19.3	—	3830	601	1380	190	6.24	495	67.5	3.74	212	102
109	8.5	21.7	—	3490	853	1240	173	6.22	447	61.2	3.73	192	92.7
99	9.3	23.5	—	3190	1220	1110	157	6.17	402	55.2	3.71	173	83.6
90	10.2	25.9	—	2900	1750	999	143	6.14	362	49.9	3.70	157	75.6
82	5.9	22.4	—	3600	846	882	123	6.05	148	29.3	2.48	139	44.8
74	6.4	25.3	—	3290	1190	796	112	6.04	134	26.6	2.48	126	40.6
68	7.0	27.5	—	3020	1650	723	103	6.01	121	24.2	2.46	115	36.9
61	7.7	30.4	—	2720	2460	640	92.2	5.98	107	21.5	2.45	102	32.8
53	6.1	30.8	—	2830	2250	541	77.8	5.89	57.7	14.3	1.92	87.1	22.0
48	6.7	33.5	57	2580	3220	485	70.3	5.85	51.4	12.8	1.91	78.4	19.6
43	7.5	37.4	46	2320	4900	428	62.7	5.82	45.2	11.3	1.89	69.6	17.3
38	6.6	39.6	41	2190	6850	385	54.6	5.87	26.7	7.88	1.55	61.5	12.1
34	7.4	43.1	35	1970	10600	340	48.6	5.83	23.3	6.91	1.53	54.6	10.6
30	8.7	45.4	31	1750	17600	291	42.0	5.73	19.6	5.82	1.49	47.3	8.99
26	6.0	48.1	28	1890	13900	245	35.3	5.65	8.91	3.54	1.08	40.2	5.54
22	7.5	53.3	22	1610	27300	199	29.0	5.54	7.00	2.80	1.04	33.2	4.39



W SHAPES Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.	Web				Flange				Distance		
			Thickness t _w in.		t _w / 2 in.	Width b _f in.		Thickness t _f in.		T	K	K ₁	
										in.	in.	in.	
W12×336*	98.8	16.82	16 ⁷ / ₈	1.775	1 ³ / ₄	7 ⁷ / ₈	13.385	13 ³ / ₈	2.955	2 ¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×305*	89.6	16.32	16 ³ / ₈	1.625	1 ⁵ / ₈	13 ¹ / ₁₆	13.235	13 ¹ / ₄	2.705	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ⁷ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×279*	81.9	15.85	15 ⁷ / ₈	1.530	1 ¹ / ₂	3 ⁴ / ₄	13.140	13 ¹ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	3 ³ / ₁₆	1 ³ / ₈
×252*	74.1	15.41	15 ³ / ₈	1.395	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13.005	13	2.250	2 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
×230*	67.7	15.05	15	1.285	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	12.895	12 ⁷ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×210*	61.8	14.71	14 ³ / ₄	1.180	1 ³ / ₁₆	5 ⁵ / ₈	12.790	12 ³ / ₄	1.900	1 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄
×190	55.8	14.38	14 ³ / ₈	1.060	1 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₁₆	12.670	12 ⁵ / ₈	1.735	1 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ⁷ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
×170	50.0	14.03	14	0.960	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂	12.570	12 ⁵ / ₈	1.560	1 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×152	44.7	13.71	13 ³ / ₄	0.870	7 ⁷ / ₈	7 ¹ / ₁₆	12.480	12 ¹ / ₂	1.400	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×136	39.9	13.41	13 ³ / ₈	0.790	1 ³ / ₁₆	7 ¹ / ₁₆	12.400	12 ³ / ₈	1.250	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1
×120	35.3	13.12	13 ¹ / ₈	0.710	1 ¹ / ₁₆	3 ³ / ₈	12.320	12 ³ / ₈	1.105	1 ¹ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1
×106	31.2	12.89	12 ⁷ / ₈	0.610	5 ⁵ / ₈	5 ⁵ / ₁₆	12.220	12 ¹ / ₄	0.990	1	9 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
×96	28.2	12.71	12 ³ / ₄	0.550	9 ⁹ / ₁₆	5 ⁵ / ₁₆	12.160	12 ¹ / ₈	0.900	7 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₈	7 ⁷ / ₈
×87	25.6	12.53	12 ¹ / ₂	0.515	1 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	12.125	12 ¹ / ₈	0.810	1 ³ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈
×79	23.2	12.38	12 ³ / ₈	0.470	1 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	12.080	12 ¹ / ₈	0.735	3 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	7 ⁷ / ₈
×72	21.1	12.25	12 ¹ / ₄	0.430	7 ⁷ / ₁₆	1 ¹ / ₄	12.040	12	0.670	1 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	7 ⁷ / ₈
×65	19.1	12.12	12 ¹ / ₈	0.390	3 ³ / ₈	3 ³ / ₁₆	12.000	12	0.605	5 ⁵ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹³ / ₁₆
W12×58	17.0	12.19	12 ¹ / ₄	0.360	3 ³ / ₈	3 ³ / ₁₆	10.010	10	0.640	5 ⁵ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×53	15.6	12.06	12	0.345	3 ³ / ₈	3 ³ / ₁₆	9.995	10	0.575	9 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
W12×50	14.7	12.19	12 ¹ / ₄	0.370	3 ³ / ₈	3 ³ / ₁₆	8.080	8 ¹ / ₈	0.640	5 ⁵ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×45	13.2	12.06	12	0.335	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	8.045	8	0.575	9 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
×40	11.8	11.94	12	0.295	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	8.005	8	0.515	1 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	3 ³ / ₄
W12×35	10.3	12.50	12 ¹ / ₂	0.300	5 ⁵ / ₁₆	3 ³ / ₁₆	6.560	6 ¹ / ₂	0.520	1 ¹ / ₂	10 ¹ / ₂	1	9 ⁹ / ₁₆
×30	8.79	12.34	12 ³ / ₈	0.260	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	6.520	6 ¹ / ₂	0.440	7 ⁷ / ₁₆	10 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×26	7.65	12.22	12 ¹ / ₄	0.230	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	6.490	6 ¹ / ₂	0.380	3 ³ / ₈	10 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₂
W12×22	6.48	12.31	12 ¹ / ₄	0.260	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	4.030	4	0.425	7 ⁷ / ₁₆	10 ¹ / ₂	7 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₂
×19	5.57	12.16	12 ¹ / ₈	0.235	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	4.005	4	0.350	3 ³ / ₈	10 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×16	4.71	11.99	12	0.220	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈	3.990	4	0.265	1 ¹ / ₄	10 ¹ / ₂	3 ³ / ₄	1 ¹ / ₂
×14	4.16	11.91	11 ⁷ / ₈	0.200	3 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₈	3.970	4	0.225	1 ¹ / ₄	10 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂

W SHAPES Properties



Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r		
	lb		ksi			ksi	(1/ksi) ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.
336	2.3	5.5	—	12800	6.05	4060	483	6.41	1190	177	3.47	603	274
305	2.4	6.0	—	11800	8.17	3550	435	6.29	1050	159	3.42	537	244
279	2.7	6.3	—	11000	10.8	3110	393	6.16	937	143	3.38	481	220
252	2.9	7.0	—	10100	14.7	2720	353	6.06	828	127	3.34	428	196
230	3.1	7.6	—	9390	19.7	2420	321	5.97	742	115	3.31	386	177
210	3.4	8.2	—	8670	26.6	2140	292	5.89	664	104	3.28	348	159
190	3.7	9.2	—	7940	37.0	1890	263	5.82	589	93.0	3.25	311	143
170	4.0	10.1	—	7190	54.0	1650	235	5.74	517	82.3	3.22	275	126
152	4.5	11.2	—	6510	79.3	1430	209	5.66	454	72.8	3.19	243	111
136	5.0	12.3	—	5850	119	1240	186	5.58	398	64.2	3.16	214	98.0
120	5.6	13.7	—	5240	184	1070	163	5.51	345	56.0	3.13	186	85.4
106	6.2	15.9	—	4660	285	933	145	5.47	301	49.3	3.11	164	75.1
96	6.8	17.7	—	4250	405	833	131	5.44	270	44.4	3.09	147	67.5
87	7.5	18.9	—	3880	586	740	118	5.38	241	39.7	3.07	132	60.4
79	8.2	20.7	—	3530	839	662	107	5.34	216	35.8	3.05	119	54.3
72	9.0	22.6	—	3230	1180	597	97.4	5.31	195	32.4	3.04	108	49.2
65	9.9	24.9	—	2940	1720	533	87.9	5.28	174	29.1	3.02	96.8	44.1
58	7.8	27.0	—	3070	1470	475	78.0	5.28	107	21.4	2.51	86.4	32.5
53	8.7	28.1	—	2820	2100	425	70.6	5.23	95.8	19.2	2.48	77.9	29.1
50	6.3	26.2	—	3170	1410	394	64.7	5.18	56.3	13.9	1.96	72.4	21.4
45	7.0	29.0	—	2870	2070	350	58.1	5.15	50.0	12.4	1.94	64.7	19.0
40	7.8	32.9	59	2580	3110	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.93	57.5	16.8
35	6.3	36.2	49	2420	4340	285	45.6	5.25	24.5	7.47	1.54	51.2	11.5
30	7.4	41.8	37	2090	7950	238	38.6	5.21	20.3	6.24	1.52	43.1	9.56
26	8.5	47.2	29	1820	13900	204	33.4	5.17	17.3	5.34	1.51	37.2	8.17
22	4.7	41.8	37	2160	8640	156	25.4	4.91	4.66	2.31	0.847	29.3	3.66
19	5.7	46.2	30	1880	15600	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.822	24.7	2.98
16	7.5	49.4	26	1610	32000	103	17.1	4.67	2.82	1.41	0.773	20.1	2.26
14	8.8	54.3	22	1450	49300	88.6	14.9	4.62	2.36	1.19	0.753	17.4	1.90