



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOTEL, EN EL MUNICIPIO DE SAN JUAN
IXCOY, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

ERVIN LEONARDO VILLATORO CARRILLO

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz

Guatemala, octubre de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOTEL, EN EL MUNICIPIO DE SAN JUAN
IXCOY, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ERVIN LEONARDO VILLATORO CARRILLO

ASESORADO POR ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOTEL, EN EL MUNICIPIO DE SAN JUAN IXCOY, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 11 de Abril de 2005.

Ervin Leonardo Villatoro Carrillo.

AGRADECIMIENTOS A:

La Universidad de San Carlos de Guatemala

La facultad de ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

La familia Mérida Hernández por su comprensión, paciencia y consejos durante los años de convivencia en su hogar.

La municipalidad de San Juan Ixcoy, Huehuetenango por brindarme la oportunidad de realizar mi E. P. S. y así demostrar los conocimientos obtenidos en mi formación académica.

Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz.

Por compartir sus conocimientos y experiencias durante la asesoría del presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS Y A LA VIRGEN MARIA CON MI ETERNO AGRADECIMIENTO

Por darme fortaleza, perseverancia y sabiduría, y por ser la guía y luz de mi días, y así permitirme culminar uno de los sueños mas grandes de mi vida; mi carrera.

MIS PADRES

Erbin B. Villatoro Chávez y Angelita Hernández de Villatoro.
Que siempre me brindaron amor, comprensión y su apoyo incondicional tanto moral como económico, que Dios y la Virgen Maria siempre los bendiga, gracias.

MIS HERMANOS

Mario Edinho Villatoro y Williams Ricardo Villatoro.
Por su amor y cariño incondicional, bendiciones.

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Por abrir mi mente a nuevos horizontes y prepárame a los nuevos desafíos de mi vida.

Y a todas las personas que de alguna manera colaboraron en mi formación profesional y personal.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.	V
GLOSARIO.	IX
RESUMEN.	XI
OBJETIVOS.	XIII
INTRODUCCIÓN.	XV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía del Municipio de San Juan Ixcoy Huehuetenango.	1
1.1.1. Aspectos generales del municipio.	1
1.1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.1.2. Extensión territorial	3
1.1.1.3. Límites y colindancias	3
1.1.1.4. Clima	3
1.1.1.5. Fiesta titular	4
1.1.1.6. Características de la Población e Idioma.	4
1.1.1.7. Suelo y topografía	4
1.1.1.8. Vías de acceso.	4
1.1.1.9. Servicios públicos	5
1.1.2. Aspectos Socioeconómicos del Municipio	6
1.1.2.1. Recreación y turismo	6
1.1.2.2. Vivienda	7
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1 Diseño de la edificación para hotel municipal	9
2.1.1 Localización del predio.	9

2.1.2	Topografía del terreno	9
2.1.3	Diseño arquitectónico	9
2.1.4	Ubicación del edificio en el terreno	10
2.1.5	Distribución de ambientes	11
2.1.6	Altura del edificio	11
2.1.7	Selección del sistema estructural a usar.	11
2.1.8	Diseño estructural	12
2.1.8.1.	Análisis estructural	12
2.1.8.1.1	Predimensionamiento estructural	12
2.1.8.1.2	Modelos matemáticos para marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.	13
2.1.8.1.3	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.	14
2.1.8.1.4	Cargas horizontales con marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.	15
2.1.8.1.5	Cálculo del corte basal	16
2.1.8.1.5.1	Fuerzas por nivel	18
2.1.8.1.5.2	Fuerzas por marco	19
2.1.8.1.5.3	Fuerzas de marco por torsión	22
2.1.8.1.6	Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.	25
2.1.8.1.7	Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de kani.	28
2.1.8.1.8	Método de kani-carga muerta, marco típico dúctil, unido con nudos rígidos, sentido Y.	31
2.1.8.1.9	Resultado de los análisis de kani-marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido Y.	37
2.1.8.1.10	Envolvente de momentos	38
2.1.8.1.11	Cálculo de momento positivo en vigas	39

2.1.8.1.12	Cálculo de cortes	40
2.1.8.2	Diseño estructural	46
2.1.8.2.1	Diseño de losas	46
2.1.8.2.2	Diseño de Vigas	53
2.1.8.2.3	Diseño de columnas	59
2.1.8.2.4	Diseño de cimentación	67
2.1.8.2.4.1	Diseño de Zapatas	68
2.1.8.2.4.1.1	Diseño de Zapata tipo I	68
2.1.8.2.4.1.2	Diseño de Zapata tipo II	73
2.1.9	Diseño de escaleras	73
2.1.10	Diseño de muro de contención	76
2.1.11	Diseño de cisterna enterrada	93
2.1.12	Presupuesto	112
CONCLUSIONES.		117
RECOMENDACIONES.		119
BIBLIOGRAFIA.		121
ANEXOS.		123

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Planta típica, edificio para Hotel	14
2. Simetría del edificio para Hotel	21
3. Marco típico unido con nudos rígidos sentido y – carga muerta.....	31
4. Diagrama de momentos (Kg-m)-carga muerta- marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.....	37
5. Diagrama de momentos (Kg-m)-carga viva- marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.....	37
6. Diagrama de momentos (Kg-m)-fuerza sísmica- marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.....	38
7. Diagrama de momentos últimos (Kg-m)- marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.....	40
8. Diagrama de cortes últimos (Kg)-marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.....	43
9. Diagrama de momentos últimos (Kg-m)-marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x.....	44
10. Diagrama de cortes últimos (Kg)-marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x.....	45
11. Losas del edificio para Hotel	47
12. Planta de momentos actuantes en losas típica- nivel 1.....	49
13. Planta de momentos balanceados en losa típica-nivel 1.....	51
14. Diagrama de momentos y cortes últimos de la viga tipo 1.....	54
15. Perfil y planta de un nudo.....	58
16. Desplante de zapata.....	68

17. Corte simple.....	70
18. Corte punzonante.....	71
19. Dimensiones de la escalera	74
20. Distribución de carga y momento	75
21. Detalle de elementos a dimensionar y diseñar	76
22. Diagrama de cuerpo libre de presiones actuantes sobre el muro	77
23. Calculo del peso y momento que produce la distribución geométrica del muro.....	79
24. Detalle de presiones y fuerzas actuantes, sobre la cimentación del muro para determinar la altura del diente	81
25. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el diente del muro	83
26. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el pie del muro	85
27. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el talón del muro.....	88
28. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre la pantalla del muro	91
29. Esquema del tanque	93
30. Distribución de presiones	94
31. Distribución de momentos en las paredes del muro	95
32. Detalle de los momentos en las paredes del tanque	96
33. Detalle de dimensionamiento de la sección del contrafuerte	99
34. Diagrama de momentos	101
35. Esquema de las dimensiones propuestas del muro	102
36. Esquema de estabilización del contrafuerte	104
37. Diagrama de la presión actuante sobre la cimentación del muro-contrafuerte	106

38. Esquema de la distribución de presiones sobre la cimentación del tanque	107
39. Esquema de la distribución de presiones sobre el dedo	108
40. Distribución de planchas en la losa inferior del tanque	110
41. Detalle de impermeabilización de las planchas de concreto en la losa inferior del tanque.	111
42. Gráfica de interacción para columna rectangular.....	124
43. Planta de distribución de Módulos del Hotel sobre el terreno	125
44. Planta amueblada-edificio para Hotel.....	126
45. Planta acotada-edificio para Hotel	127
46. Cortes y Fachadas-edificio para Hotel	128
47. Detalle de Gradass-edificio para Hotel	130
48. Planta de acabados-edificio para Hotel	131
49. Detalle de puertas y ventanas	132
50. Planta de cimientos-edificio escolar	133
51. Muro de contención.....	136
52. Planta de techos-edificio para Hotel.....	137
53. Detalles y secciones de vigas -edificio para Hotel.....	138
54. Planta Instalación de Agua Fría-edificio para Hotel.....	141
55. Planta Instalación de Agua Caliente-edificio para Hotel	142
56. Planta Instalación de Drenajes-edificio para Hotel	143
57. Detalles de cajas de drenaje e instalación de accesorios	144
58. Planta de Electricidad-Iluminación-.....	145
59. Planta de Electricidad-Fuerza-.....	146
60. Cisterna Enterrada.....	147

TABLAS

I. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel.....	23
II. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel.....	24
III. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel.....	25
IV. Fuerza por marco por torsión del primer nivel.....	25
V. Áreas de acero requeridas en losas típicas.....	53
VI. Cálculo del área de acero para viga tipo 1.....	55
VII. Cálculo de vigas, edificio para hotel.....	57
VIII. Cálculo de columnas, edificio para hotel.....	67
IX. Diseño de zapata 2, edificio para hotel.....	73
X. Calculo de peso y momento que produce la distribución geométrica del muro.....	79
XI. Distribución de momentos en función de la altura del contrafuerte.....	103
XII. Cálculo del peso y momento que produce la distribución geométrica del contrafuerte.....	105
XIII. Presupuesto de materiales, edificio para Hotel Municipal.....	112
XIV. Presupuesto de mano de obra, edificio para Hotel Municipal.....	114

GLOSARIO

Acero mínimo	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por los cambios debidos a la temperatura.
Carga Axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Corte Basal	Fuerza aplicada en la base de una edificación, como producto de la acción de un sismo.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura, elaborado de acero cuya función es resistir el esfuerzo cortante.
Excentricidad	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez cuando no existe simetría en los marcos de la estructura.
Momento	Esfuerzo al que esta sometido un cuerpo, como resultado de la aplicación de una fuerza a "x" distancia de su centro de masa.
Rigidez	Resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SEAOC	<i>Structural engineers association of California.</i> Asociación de ingenieros estructurales de California.

RESUMEN

Por medio de la realización del Ejercicio Profesional Supervisado, se atendió la propuesta y necesidad de la municipalidad del Municipio de San Juan Ixcoy en cuanto a la realización del estudio y diseño de un edificio destinado para Hotel, por medio del cual se puedan obtener ingresos que, a la vez, serán destinados para satisfacer las necesidades de los habitantes del mismo municipio, tomando en cuenta que el área donde se encuentra este municipio es un área bastante visitada por sus atractivos turísticos y por la presencia de algunas instituciones internacionales.

El proyecto fue diseñado tomando en cuenta la topografía del terreno, por lo que, para el aprovechamiento del mismo, se hicieron dos módulos de edificios, colocando para la protección de este segundo un muro de contención, se diseñó además una cisterna enterrada considerando que, en algún momento pueda escasear el agua en el lugar y la necesidad de su uso exista.

El sistema estructural del edificio es con marcos dúctiles. El análisis estructural se hizo a través del método de Kani, de donde se obtuvieron momentos para cada elemento, luego, se realizaron las combinaciones de carga, tomando la más crítica para diseñar los mismos.

Al final del presente documento, se presentan las conclusiones, recomendaciones y los anexos, en donde constan los planos del diseño del proyecto.

OBJETIVOS

General

Diseñar el edificio para Hotel, en la Cabecera del Municipio de San Juan Ixcoy, en el departamento de Huehuetenango.

Específicos

1. Hacer una investigación de tipo monográfico y un diagnóstico del lugar, tomando en cuenta las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura con los que cuenta el municipio, para, luego, priorizarlas y que, a conveniencia, ayuden al progreso y desarrollo de la cabecera municipal así como directamente a poder generar mas ingresos para poder cubrir las necesidades de los habitantes del mismo.
2. Poder ayudar a la municipalidad de San Juan Ixcoy en el área de Ingeniería Civil, poniendo a cabalidad los conocimientos obtenidos en proceso de la formación académica, y de esta forma realizar, satisfactoriamente, los cargos y trabajos designados por la corporación municipal.

INTRODUCCIÓN

Guatemala, es un país en el cual el turismo es una de las fuentes de ingresos de divisas, lo cual contribuye a mejorar la economía del país, en cuanto a incrementos internos se refiere. De acuerdo a los lugares turísticos de sus departamentos y municipios, se puede observar la afluencia de extranjeros a nuestro país la que a la vez es gratificante día con día, siempre y cuando se cuente con infraestructura dispuesta a albergar y establecer a los turistas.

La Municipalidad del municipio de San Juan Ixcoy, con el afán de promover y aprovechar sus parajes y lugares turísticos, costumbres, ritos y trajes típicos de sus habitantes, ha desarrollado la idea de construir un edificio para Hotel Municipal, en el cual los ingresos serán destinados a invertirlos en las mismas necesidades de los habitantes del lugar, tomando en cuenta que no existe un edificio que preste este servicio, lo que hace que los turista o visitantes del lugar prefieran recurrir a otro municipio para poder hospedarse.

Con la finalidad de contribuir al desarrollo del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango, se determinó la necesidad de realizar el diseño de un edificio para Hotel, donde, además del edificio, se realizaron otras obras de ingeniería civil adecuadas a la realización del proyecto en conjunto, mismas cuyo diseño y planificación es detallado posteriormente.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del Municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango

1.1.1 Aspectos Generales del Municipio

1.1.1.1 Ubicación y localización

San Juan Ixcoy es uno de los Municipios del Departamento de Huehuetenango, ubicado a 327 kilómetros de la ciudad de Guatemala y 60 kilómetros de la cabecera departamental. La población urbana es 1,526 habitantes, y la rural de 17,424 habitantes, haciendo un total de 18,950 habitantes. Entre las principales actividades económicas se encuentran:

Producción agrícola.

Maíz: se cultiva ampliamente en 32 centros poblados (84%), siguiendo el patrón cultural de los grupos de ascendencia maya. Las técnicas de producción son tradicionales por lo que los rendimientos por área cultivada son de poca cuantía.

Fríjol: este cultivo, que ocupa el segundo lugar en importancia, se produce en 30 aldeas y caseríos.

Café: sólo se produce en dos poblados (5%) ubicados en las zonas más templadas del municipio.

Hortalizas y otros cultivos: se cultiva repollo en 19 centros (50%) y una variada gama de hortalizas y cultivos menores en 20 lugares diferentes (53%).

La papa es importante para la economía local, reportándose su cultivo en 21 poblados (55%) También se produce trigo en tres aldeas (8%).

Frutas: se cultiva durazno en 5 aldeas y caseríos (13%); manzana en 9 (24%); ciruela en 5 (13%); cítricos en 2; y banano en 3.

La producción agrícola se dedica mayoritariamente al autoconsumo, particularmente el maíz, frijol, frutas y hortalizas. De acuerdo con datos proporcionados por representantes de 37 comités promejoramiento, esto sucede en el 97% de los lugares encuestados. En 9 comunidades (24%), expresaron dedicar parte de su producción al comercio, tanto local como fuera de la jurisdicción. En ese orden, solamente 7 (18%) lo hacen en la cabecera municipal y un número igual efectúan sus ventas fuera del municipio.

La tecnología empleada en el proceso de producción agrícola, es la siguiente: 36 centros poblados (95%) utilizan fertilizantes, en tres (8%) hacen uso de semillas mejoradas; en 4 (11%) controlan plagas; y en 4 (11%) hacen uso de riego.

Producción pecuaria.

Ganado mayor: solamente 6 centros poblados (16%) reportaron actividades ganaderas de cierta importancia, lo cual resulta normal por las características ecológicas del municipio.

Ganado menor: en 38 aldeas y caseríos (100%) explotan ganado menor, en especial ovino y caprino. Muchas familias explotan cerdos y otras especies menores, sin embargo lo hacen con orientación al consumo directo. Lo mismo

sucede con las aves de corral, mencionadas con relativa importancia en los 16 centros poblados (42%)

1.1.1.2 Extensión territorial

La extensión territorial es de 224 kilómetros cuadrados, con una altitud de 2,200 metros sobre el nivel del mar, una latitud de 15°36'00" y una longitud de 91°26'47".

1.1.1.3 Límites y colindancias

Al norte: con Soloma. Al sur: con Todos Santos Cuchumatanes. Al este: Nebaj (Quiché). Al oeste: con San Miguel Acatán y concepción Huista.

1.1.1.4 Clima

El clima predominante es frío, el cual se vuelve más intenso durante los meses de noviembre a febrero. La temperatura media anual es de 12 a 18 °C; la región es muy lluviosa y el ambiente mantiene una humedad relativamente alta. La Precipitación Pluvial o Anual es de 1000 a 2000 milímetros. El potencial es para bosque de conífera, frutales deciduos con alto requerimiento de frío, como manzana y melocotón también papa, hortaliza, bosque energético y cereales.

1.1.1.5 Fiesta Titular

La fiesta titular se ha celebrado del 21 al 24 de junio con motivo de la Natividad de San Juan Bautista, patrono del pueblo, cuyo día principal es conmemorado por la Iglesia católica el 24 de Junio.

1.1.1.6 Características de la Población e Idioma

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE), el 91.7% de la población es indígena, los cuales en su mayoría viven en el área rural, siendo el idioma regional predominante el K'anjobal en un 90%, el 5% castellano y el resto Mam.

1.1.1.7 Suelo y Topografía

Son superficiales, de textura pesada (Roca Caliza), bien drenados, de color pardo en las partes altas, aunque en partes onduladas el drenaje puede ser deficiente, y en las partes relativamente bajas los suelos son superficiales, de textura pesada (Roca Caliza), de color gris oscuro a negro. Las pendientes en las dos partes oscilan entre 12 a 32% y 32 a 45%.

1.1.1.8 Vías de Acceso

La cabecera municipal tiene dos posibilidades de acceso: una es entrando por el Municipio de San Pedro Soloma y se encuentra a 12 kilómetros

y la otra forma es por medio del Departamento de Huehuetenango y se encuentra a 60 kilómetros, estas son las únicas dos vías por donde se puede llegar al municipio. A algunas de las aldeas se puede llegar directamente por la carretera principal.

1.1.1.9 Servicios Públicos

Dentro de las áreas de carácter social que se cubren en el municipio están:

Salud: los servicios estatales de salud están a cargo de 1 centros de salud tipo “B”, ubicado en la cabecera municipal.

Educación: debido a que el municipio es muy pequeño solo cuenta con 18 establecimientos para el nivel primario; para el nivel básico solo cuenta con 2 establecimientos. Cuenta con dos Centros de Educación Privados.

Energía eléctrica: el 22% de la población posee servicio público, y el 78% carece de este servicio. La cabecera municipal cuenta con servicio de alumbrado público.

Agua potable: actualmente el 60% de la población cuenta con servicios mientras que el resto de los habitantes se abastecen de pozos artesianos y ríos.

Drenajes y letrización: el área urbana de la cabecera municipal cuenta con el servicio de alcantarillado combinado, así mientras que el resto de las aldeas hace uso de letrinas de pozo seco y letrinas aboneras familiares.

Transporte: el servicio de Transporte pasa por este municipio son los Autobuses que parten desde la Cabecera de Huehuetenango hacia Barillas,

Soloma, San Sebastián Coatán y San Miguel Acatán, teniendo un servicio Constante de 6 viajes y un valor del pasaje Q. 17.00 así también se cuenta con el Servicio de Carga cubriendo las necesidades de 7 poblaciones (18% de la población).

1.1.2 Aspectos Socioeconómicos del Municipio

1.1.2.1 Recreación y turismo

Recreación:

En el municipio se encuentran 10 campos de fútbol en igual número de poblaciones (27%) no existen en las restantes 25 poblaciones (73%), así también se cuenta con 2 canchas de básquetbol en igual número de poblaciones (6%) no existiendo así en las restantes 33 poblaciones (94%), también en el municipio existe 1 Balneario para cubrir las necesidades del municipio.

Turismo:

El Municipio cuentan con varios lugares de interés turístico dentro de los se encuentran:

- Sitio Arqueológico de Quisil
- Márgenes del Río San Juan
- Piedras de Capzín
- Bosques de Huito
- Caída de Agua formada por desagües de la Laguna Magdalena
- Centro arqueológico de San Juan Ixcoy
- Ruinas del Centro TZULUMA

1.1.2.2 Vivienda

En el municipio el 61% son de tipo rancho tradicional hechas de madera o de adobe, con techo de paja o teja, con piso de tierra, y con poca o ninguna división interna, el restante 39% son de tipo moderno hechas a base de block o ladrillo, con techo de lámina, con piso cerámico y con sus respectivas divisiones internas, también del total de viviendas el 91% son dueños de su propiedad y el resto las reciben alquiladas o en usufructo

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la edificación para Hotel Municipal.

2.1.1 Localización del Predio

El lugar disponible para la construcción del edificio destinado para Hotel, se encuentra en el centro del Municipio, ubicado en la parte posterior del edificio Municipal, a los lados del predio existen viviendas, y terreno disponible para cultivos de maíz.

2.1.2 Topografía del Terreno

La superficie del terreno puede considerarse como inclinada, con una pendiente de 35° , por lo que hubo necesidad de hacer un levantamiento altimétrico, el polígono es irregular y tiene un área de 1,510 metros cuadrados, por lo que para el aprovechamiento completo del terreno se diseñaron dos módulos de edificios que por su ubicación de uno con respecto al otro, se dice que se diseño en plataformas.

El suelo esta cubierto de un manto puramente rocoso, se localiza a 1 metro de profundidad, y como no se pudo realizar estudio del suelo, se asumió un valor soporte de 37 Ton/m².

2.1.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso.

Los edificios, se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador. Para el caso del proyecto se diseñaron dos módulos, siendo para el primero, que en la planta baja se utilizara para área propiamente comercial, en la parte alta del mismo 7 habitaciones dobles y 7 habitaciones simples, para el módulo dos la planta baja para 8 habitaciones simples y para la planta alta del mismo módulo 8 habitaciones dobles. Diseñando a la vez un muro de contención en voladizo para proteger el talud que sostendrá el edificio del módulo dos, así como también una cisterna enterrada de 52 m³. de capacidad. Considerando área verde y espacio para parqueo.

2.1.4 Ubicación del edificio en el terreno

El predio o terreno donde se ubicarán los edificios, está localizado en la parte central del municipio, el cual cuenta con un área 1,510 m², el área total de las edificaciones sobre el terreno será de 697 metros cuadrados. Los edificios estarán ubicados en el centro de cada una de las áreas destinadas para la construcción de los mismos tomando en cuenta que son dos módulos escalonados en plataforma.

2.1.5 Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hicieron de tal manera que se pudiera obtener el espacio suficiente para las habitaciones, aprovechando para su vez aspectos de iluminación y ventilación para cada una de las mismas, así como también se considero el espacio para pasillo que comunicara el exterior con cada una de las habitaciones, dejando en consideración la ubicación de módulos de gradas al inicio y al final del mismo para evacuar a los huéspedes de los segundos niveles.

2.1.6 Alturas del edificio

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 3.00 m de piso a cielo en todos los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

2.1.7 Selección del sistema estructural a usar

Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de distribución de espacios del Hotel (habitaciones y pasillo), se hace necesaria la construcción de un edificio de dos niveles, para este caso, se eligió el sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, tabiques de mampostería reforzada y losas planas de concreto reforzado.

2.1.8 Diseño estructural

2.1.8.1 Análisis estructural

Análisis estructural es el proceso para determinar la respuesta de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla. Para el edificio del hotel se hace el análisis de la forma siguiente:

2.1.8.1.1 Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos, como los que se describen a continuación.

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

Fórmula: **$P = 0.8(0.225f'c Ag + FyAs)$; $1\% < As > 6\% Ag$**

Solución: $P = 4,806.35 \text{ Kg}$, (16.69*2,400*0.12, tomado del área tributaria y espesor)

$$4,806.35 = 0.8 ((0.225*210*Ag) + (2810*0.01*Ag))$$

$Ag = 67.79 \text{ cm}^2$; Según ACI sección mínima 20*20 cm. = 400 cm². Por seguridad se propone una columna de 30*30 cm. = 900 cm².

Vigas: para predimensionar las vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubra la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador, se usa aquí el ancho de las columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Según el código ACI, el espesor mínimo de viga no pretensadas con un extremo continuo es $L/24$, donde L es la luz máxima, otro criterio es aplicar ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir $0.08 \times 6.30 = 0.50$ metros.

La base de la viga es de 0.30 m se tiene una luz de $6.30 - 0.30 = 6.00$
 $6.00/24 = 0.25$, se opta **0.45 m**.

Losas: el método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en los cuatro lados, aunque se tiene cuatro medidas de losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

t Losa = (perímetro de losa)/180

t Losa = $(3.95 \times 2 + 6.3 \times 2)/180 = 0.1139$, usar **0.12 m**.

2.1.8.1.2 Modelos matemáticos para marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.

Representan la forma de cómo las cargas que soporta el marco, sirven para hacer al análisis estructural. Por la similitud de los marcos en geometría y de las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos.

2.1.8.1.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios métodos, aquí se hace distinción de acuerdo a la dirección de su aplicación.

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de acabados = 60 Kg/m^2

Peso de muros = 250 Kg/m^2

Piso = 150 Kg/m^2

Sobrecarga = 150 Kg/m^2

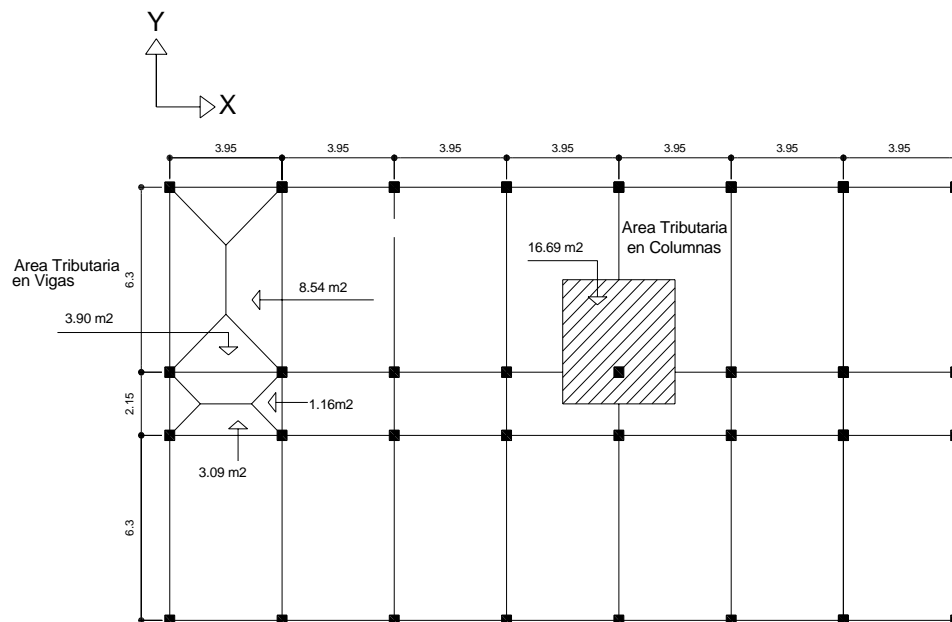
Carga viva (CV)

En techo = 100 Kg/m^2

En pasillos = 500 Kg/m^2

En habitaciones = 200 Kg/m^2

Figura 1. Planta típica, edificio para Hotel.



2.1.8.1.4 Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.

a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{losa} = (27.8m \cdot 14.9m \cdot 0.12m \cdot 2,400Kg/m^3) + (27.8 \cdot 14.9m^2 \cdot 150K/m^2).$$

$$W_{losa} = 181,428.36 \text{ Kg}$$

$$W_{viga} = 54,743.04 \text{ Kg}$$

$$W_{columna} = (0.30m \cdot 0.30m \cdot 1.50m \cdot 2,400 \text{ Kg./m}^3 \cdot 32) = 10,368 \text{ Kg.}$$

$$W_{acabados} = (27.8m \cdot 14.9m \cdot 60Kg./m^2) = 24,853.20 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 271,392.60 \text{ Kg.}$$

Carga viva

$$CV = 27.80m \cdot 14.90m \cdot 100 \text{ Kg./m}^2 = 41,422 \text{ Kg.}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 271,392.6 \text{ Kg.} + 0.25 (41,422 \text{ Kg.}) = 281,748.10 \text{ Kg.}$$

b. Primer nivel

$$W_{losa} = (0.12m \cdot 2,400 \text{ Kg/m}^3 + 150 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) (27.8m \cdot 14.9m)$$

$$W_{losa} = 284,983.36 \text{ Kg}$$

$$W_{vigas} = 54,743.04 \text{ Kg}$$

$$W_{columnas} = ((0.30m \cdot 0.30m \cdot (4m + 1.50m)) \cdot 2,400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 32 =$$

$$W_{columnas} = 38,016 \text{ Kg.}$$

$$W_{acabados} = 24,853.20 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de carga muerta} = 402,595.6 \text{ Kg.}$$

Carga viva

$$CV = (500 \text{ Kg/m}^2 * 27.65\text{m} * 2.15\text{m}) + (200 \text{ Kg/m}^2 * 27.65\text{m} * 6.3\text{m} * 2) =$$

$$CV = 99,401.75 \text{ Kg}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 402,595.6 \text{ Kg} + 0.25(99,401.75 \text{ Kg}) = 427,446.04 \text{ Kg}$$

Resumen

$$W \text{ del primer nivel} = 427,446.04 \text{ Kg.}$$

$$W \text{ del segundo nivel} = 281,748.10 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso total} = 709,194.14 \text{ Kg.}$$

2.1.8.1.5 Cálculo del Corte Basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base.

Para obtener su valor se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

Z coeficiente que depende de la zona

I coeficiente de importancia de la obra después de que actúa el sismo y debe estar entre el rango de $1.10 < I < 1.50$, para que funcione correctamente.

C coeficiente que depende del periodo natural de vibración

S coeficiente de depende del tipo de suelo

K coeficiente dependiente del sistema estructural usado

W peso propio de la estructura más el 25% de las cargas vivas.

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio. Por tal razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X–Y, con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

En el sentido x del caso estudiado:

Z = 1 por ser una zona sísmica

I = 1.10 para edificios de usos multifamiliares.

K = 0.67 para marcos dúctiles.

$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12$ donde c no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12 y

$$T = \frac{0.0906H}{\sqrt{B}}$$

H = altura del edificio en metros.

B = base del edificio en metros.

Entonces:

$$T = \frac{0.0906 * 7.00}{\sqrt{27.80}} = 0.12028 \text{ seg}, T = 0.12 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.12}} = 0.19 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

S = 1.5 porque no se conoce el valor de S, se utiliza el mayor valor permitido. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS.

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18, \text{ entonces se toma } 0.14$$

$$V = (1 * 1.10 * 0.67 * 0.14 * (709,194.14 \text{ Kg.})) = 73,174.65 \text{ Kg}$$

En el otro sentido el valor que podría variar es C por lo que se calcula:

$$T = \frac{0.0906 * 7.00}{\sqrt{14.9}} = 0.1643 \text{ seg. } T = 0.16 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.16}} = 0.17 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18, \text{ entonces se toma } 0.14$$

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

2.1.8.1.5.1 Fuerza por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula dada a continuación:

Donde

V = corte basal

Ft = fuerza en la cúspide

Fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en el código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0.25$ segundos; $F_t = 0.07 TV$

Donde

T = período fundamental de la estructura

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

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

Para el peso de las columnas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- a. El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columnas del segundo nivel.
- b. El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna de nivel superior.

Fuerza en la cúspide F_t = 0

Fuerza por nivel

$$F_2 = \frac{(73,174.65 - 0)(281,748.10 * 7)}{281,748.10 * 7 + 427,446.07 * 4} = 39,195.25 \text{ Kg.}$$

$$F_1 = \frac{(73,174.65 - 0)(427,446.07 * 4)}{281,748.10 * 7 + 427,446.07 * 4} = 33,979.40 \text{ Kg.}$$

A manera de aprobación: V = F_t + F₂ + F₁ = 73,174.65 Kg.

2.1.8.1.5.2 Fuerzas por Marco

En las estructuras se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos espaciados están

simétricamente colocados. Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

a. Fuerzas por marcos y - y

El edificio es simétrico en y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Segundo nivel

La fuerza del segundo nivel debe incluir F_t

$$F_m = \frac{F_2 + F_t}{\#de_marcos} = \frac{39,195.25 + 0}{8} = 4,899.41 \text{ Kg.}$$

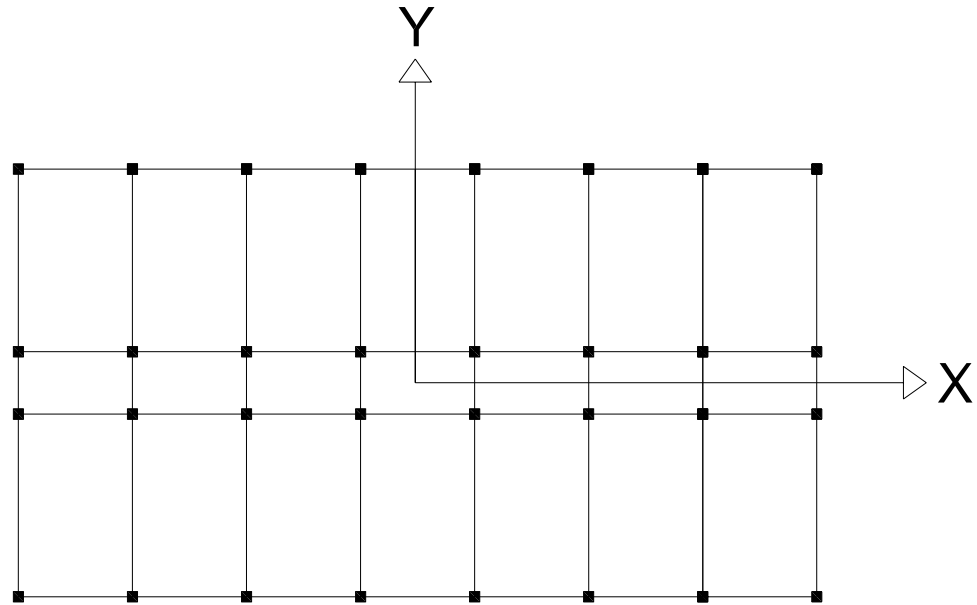
Primer nivel

$$F_m = \frac{F_1}{\#de_marcos} = \frac{33,979.40}{8} = 4,247.43 \text{ Kg.}$$

b. Fuerza por marco x - x

No existe simetría en el sentido X, ya que los marcos no están separados simétricamente lo que genera una desigualdad entre el centro de masa y el centro de gravedad, lo que provoca la existencia de excentricidad que lo provoca el efecto de torsión en el edificio, esto se puede observar en la figura 2. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, estas fuerzas tendrán un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Figura 2. Simetría del edificio para Hotel.



Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}} \quad \text{Donde:} \quad I = \frac{1}{12}bh^3 \quad E = 15,100\sqrt{f'c} \quad G = 0.40E$$

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2Ph}{AG}}$$

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg.

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

2.1.8.1.5.3 Fuerzas de Marco por Torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

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

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = \frac{K_m * F_n}{\sum \#de_Mar \cos} \quad F_i'' = \frac{e * F_n * \#de_mar \cos}{E_i} \quad E_i = \frac{\sum (K_m d_i)^2}{K_m d_i}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

$\sum K$ = rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

d_i = distancia del CR a marco considerado

F_n = Fuerza por nivel

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco

e = excentricidad

Segundo nivel

Rigidez de columna x-x e utiliza la fórmula de voladizo por ser último nivel

$$K = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{3 * 15,100 \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = K = 0.16$$

Como la sección de las columnas son las mismas en los marcos:

$K_m = 8$ y $K = 0.16 * 8 = 1.28$

Tabla I. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel

Marco	K	L	KL
1	1.28	14.60	18.68
2	1.28	8.30	10.62
3	1.28	6.15	7.87
4	1.28	0.00	0.00
Sumatoria	5.12		37.18

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{37.18}{5.12} = 7.26$$

$$CM_x = \frac{14.6}{2} = 7.30 \quad CM_y = \frac{27.5}{2} = 13.75$$

$$e = CM - CR = 7.30 - 7.26 = 0.04$$

Tabla II. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	1.28	7.34	9.39	88.17	18.98	9798.81	82.60	9881.41
2	1.28	1.04	1.33	1.77	134.03	9798.81	11.70	9810.51
3	1.28	-1.11	-1.42	2.02	-125.54	9798.81	-12.49	9786.32
4	1.28	-7.26	-9.29	86.30	-19.94	9798.81	-81.70	9717.11
	5.12			178.26				

Si el valor $F_m < F_i'$ se debe tomar F_i' como la fuerza de marco. Si el valor $F_m > F_i''$, F_m será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multinivel.

$$K_c = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{12 * 15,100 \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = K_c = 0.64$$

$$K_m = 8 \quad K = 8 * 0.64 = 5.12$$

Tabla III. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel

Marco	K	L	KL
1	5.12	14.60	74.75
2	5.12	8.30	42.50
3	5.12	6.15	31.49
4	5.12	0.00	0
Sumatoria	20.48		148.74

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{148.74}{20.48} = 7.26$$

$$CMx = \frac{14.6}{2} = 7.30 \quad CMy = \frac{27.5}{2} = 13.75$$

$$e = CMx - CR = 7.30 - 7.26 = 0.04$$

Tabla IV. Fuerza por marco por torsión del primer nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	5.12	7.34	37.58	1,412.26	75.96	8,494.85	17.89	8,512.74
2	5.12	1.04	5.32	28.30	536.55	8,494.85	2.53	8,494.38
3	5.12	-1.11	-5.68	32.26	-502.54	8,494.85	-2.70	8,492.15
4	5.12	-7.26	-37.17	1,381.61	-76.79	8,494.85	-17.70	8,477.15
	20.48			2,854.43				

2.1.8.1.6 Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2,400 \text{ Kg/m}^3)(0.12\text{m}) = 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorios y tabiques} = 250 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 324 \text{ Kg/m}$$

Carga viva = 100 Kg/m² en techos; 200 Kg/m² en habitaciones y 500 Kg/m² en pasillos.

Áreas tributarias

$$A1 = (3.95\text{m} \cdot 3.95\text{m} / 2) \cdot 0.50 = 3.90 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6.30\text{m} + (6.30\text{m} - (2 \cdot 1.975\text{m})) / 2) \cdot 1.975\text{m} = 8.54 \text{ m}^2$$

$$A3 = (2.15\text{m} \cdot 2.15\text{m} / 2) \cdot 0.50 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$A4 = (3.95\text{m} + (3.95 - (2 \cdot 1.075)) / 2) \cdot 1.075\text{m} = 3.09 \text{ m}^2$$

Cálculo de cargas sobre el marco 2

Segundo nivel: aquí no se incluye el peso de los muros y tabiques.

$$CM = (288\text{Kg/m}^2 \cdot 3.90\text{m}^2) / 3.95\text{m} + (288\text{Kg/m}^2 \cdot 3.09\text{m}^2) / 3.95\text{m} + 324\text{Kg/m} + (150\text{Kg/m}^2 \cdot 6.99\text{m}^2) / 3.95\text{m}.$$

$$CM = 1,099.09 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3.90 \text{ m}^2) / 3.95\text{m} + (100 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3.09\text{m}^2) / 3.95\text{m} = 176.96 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,276.05 \text{ Kg/m}.$$

Primer nivel: tomando en cuenta los muros y tabiques

$$CM = (288\text{Kg/m}^2 \cdot 3.90\text{m}^2) / 3.95\text{m} + (288\text{Kg/m}^2 \cdot 3.09\text{m}^2) / 3.95\text{m} + (250\text{Kg/m}^2 \cdot 3.90\text{m}^2) / 3.95\text{m} + (250\text{Kg/m}^2 \cdot 3.09\text{m}^2) / 3.95\text{m} + 324\text{Kg/m} + (150\text{Kg/m}^2 \cdot 6.99\text{m}^2) / 3.95\text{m}$$

$$CM = 1,541.50 \text{ Kg/m}$$

$$CV = ((200.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3.90 \text{ m}^2) / 3.95\text{m} + (500 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3.09 \text{ m}^2) / 3.95\text{m} =$$

$$CV = 588.61 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,130.11 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de cargas sobre el marco típico

Segundo nivel

Tramo 1 – 2

$$CM = (288\text{Kg/m}^2 \cdot (2 \cdot 8.54\text{m}^2)) / 6.30\text{m} + 324\text{Kg/m}^2 + (150\text{Kg/m}^2 \cdot 8.54\text{m}^2 \cdot 2) / 6.30\text{m} =$$

$$CM = 1,511.47 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{Kg/m}^2 \cdot (8.54\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.30\text{m} =$$

$$CV = 271.11 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,782.58 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 – 3

$$CM = (288\text{Kg/m}^2 \cdot (1.16\text{m}^2 \cdot 2)) / 2.15\text{m} + 324\text{Kg/m}^2 + (150\text{Kg/m}^2 \cdot (1.16\text{m}^2 \cdot 2)) / 2.15\text{m}$$

$$CM = 796.63 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot (1.16\text{m}^2 \cdot 2)) / 2.15 \text{ m}$$

$$CV = 107.91 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 904.54 \text{ Kg/m}$$

Tramo 3 – 4

Los datos son los mismos que los calculados en el tramo de 1 – 2.

$$CM = 1,511.47 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 271.11 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 1,782.58 \text{ Kg/m}$$

Primer Nivel

Tramo 1 - 2

$$CM = ((288\text{Kg/m}^2 + (8.54\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.30\text{m} + (8.54\text{m}^2 \cdot 2) \cdot 250\text{Kg/m}^2) / 6.30\text{m} + 324\text{Kg/m}^2 + (150\text{Kg/m}^2 \cdot (8.54\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.30\text{m}$$

$$CM = 2,189.24 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (200.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot (8.54\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.30 \text{ m}$$

$$CV = 542.22 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,731.46 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 – 3

$$CM = (288\text{Kg/m}^2 \cdot 1.16\text{m}^2 \cdot 2) / 2.15\text{m} + 324\text{Kg/m} + (150\text{Kg/m}^2 \cdot 1.16\text{m}^2 \cdot 2) / 2.15\text{m} + (250\text{Kg/m}^2 \cdot 2.16\text{m}^2 \cdot 2) / 2.15\text{m} =$$

$$CM = 1,608.90 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (500.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.16\text{m}^2 \cdot 2) / 2.15 \text{ m} =$$

$$CV = 541.86 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,610.76 \text{ Kg/m}$$

Tramo 3 – 4

Los datos son los mismos que los calculados en el tramo de 1 – 2.

$$CM = 2,189.24 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 542.22 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 2,731.46 \text{ Kg/m}$$

2.1.8.1.7 Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante.

- ❖ **Calculo de momentos fijos (MF_{ik})**, estos se calculan cuando existen cargas verticales.

- ❖ **Cálculo de momentos de sujeción (M_s)**, estos se calculan cuando hay cargas verticales.

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

- ❖ **Determinación de fuerzas de sujeción (H)**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$H = FM_{nivel_h} \text{ (fuerzas por marco del nivel n, del análisis sísmico)}$$

- ❖ **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)**, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$Q_n = \sum H$$

- ❖ **Cálculo de momentos de piso (M_n)**, estos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$M_n = \frac{Q_n * h_n}{3} \quad h_n = \text{altura del piso "n"}$$

- ❖ **Cálculo de rigidez de los elementos (K_{ik})**,

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}} \quad I \text{ inercia del elemento}$$

K longitud del elemento

❖ **Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto (μ_{ik})**

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

❖ **Cálculo de factores de corrimiento (V_{ik}),** estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerza horizontal aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

❖ **Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik})**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{in}) \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum (M'_{in} + M'_{in})) \quad \text{Con ladeo}$$

❖ **Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}),** esto se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{Ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{Ladeo por fuerzas horizontales.}$$

❖ **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})**

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \text{Con ladeo}$$

❖ **Cálculo de los momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{M_{i(-)} + M_{k(-)}}{2}$$

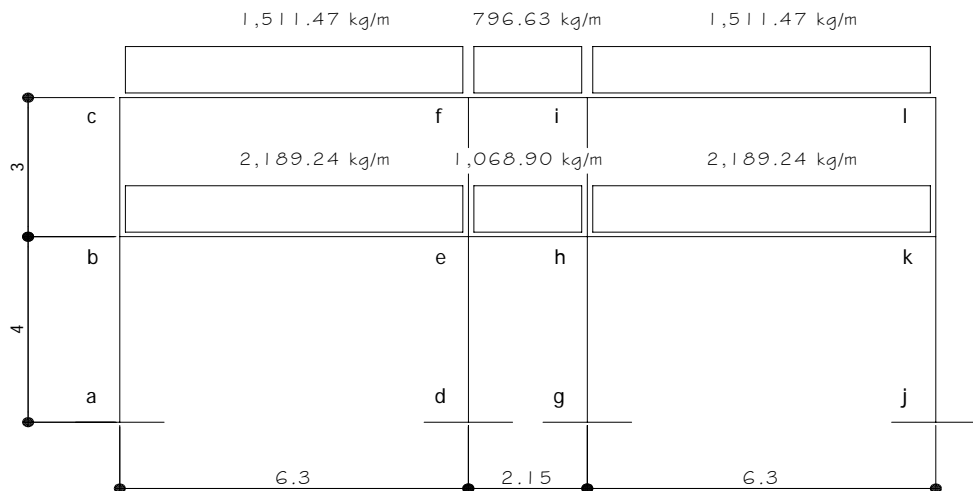
Donde:

$M_{i(-)}$ = Momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_{k(-)}$ = Momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

2.1.8.1.8 Método de kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y

Figura 3. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y – carga muerta.



❖ **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}),**

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- \frac{WL^2}{12}$

$$MF_{CF} = -(1,511.47 * 6.3^2) / 12.00 = -4999.19 \text{Kg} - m = MF_{FC} = 4999.19 \text{Kg} - m$$

$$MF_{FI} = -(796.63 * 2.15^2) / 12.00 = -306.87 \text{Kg} - m = MF_{IF} = 306.87 \text{Kg} - m$$

$$MF_{IL} = -(1,511.47 * 6.3^2) / 12 = -4,999.19 \text{Kg} - m = MF_{LI} = 4,999.19 \text{Kg} - m$$

$$MF_{BE} = -(2,189.24 * 6.3^2) / 12 = -7,240.91 \text{Kg} - m = MF_{EB} = 7,240.91 \text{Kg} - m$$

$$MF_{EH} = -(1,068.90 * 2.15^2) / 12 = -411.75 \text{Kg} - m = MF_{HE} = 411.75 \text{Kg} - m$$

$$MF_{HK} = -(2,189.24 * 6.3^2) / 12 = -7,240.91 \text{Kg} - m = MF_{KH} = 7,240.91 \text{Kg} - m$$

❖ **Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \sum MF_{ik}$**

$$\text{Nudo C} = MF_{CF} = -4,999.19 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FC} + MF_{FI} = 4999.19 - 306.87 = 4,692.32 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo I} = MF_{IF} + MF_{IL} = 306.87 - 4999.19 = -4,692.32 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo L} = MF_{LI} = 4,999.19 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo B} = MF_{BE} = -7,240.91 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{EB} + MF_{EH} = 7,240.91 - 411.75 = 6,829.16 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo H} = MF_{HE} + MF_{HK} = 411.75 - 7,240.91 = -6,829.16 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo K} = MF_{KH} = 7,240.91 \text{ Kg/m}$$

❖ **Cálculo de rigidez de los elementos $K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$**

Inercia de los elementos rectangulares $I = \frac{bh^3}{12}$

$$I_{viga} = \frac{30 * 45^3}{12} = 227,812.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67,500.00 \text{ cm}^4$$

Inercia relativa $I_{\text{columna}} = I$

$$I_{\text{viga}} = \frac{227,812.50}{67,500} = 3.38 \text{ I}$$

Rigidez

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{DE} = K_{ED} = K_{GH} = K_{HG} = K_{JK} = K_{KJ} = 1/4 = 0.25$$

$$K_{BC} = K_{CB} = K_{EF} = K_{FE} = K_{HI} = K_{IH} = K_{KL} = K_{LK} = 1/3 = 0.33$$

$$K_{CF} = K_{FC} = K_{BE} = K_{EB} = K_{HK} = K_{KH} = K_{IL} = K_{LI} = 3.38/6.30 = 0.54$$

$$K_{FI} = K_{IF} = K_{EH} = K_{HE} = 3.38/2.15 = 1.57$$

❖ **Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto** $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$

$$\text{Nudo a: } \mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{AB}}{K_{A-Suelo} + K_{AB}} = 0$$

$$\text{Nudo b: } \mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.25}{0.25 + 0.33 + 0.54} = -0.11$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{BC}}{K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.25 + 0.33 + 0.54} = -0.15$$

$$\mu_{BE} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{BE}}{K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.54}{0.25 + 0.33 + 0.54} = -0.24$$

$$\text{Nudo c: } \mu_{CF} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{CF}}{K_{CF} + K_{CB}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.54}{0.33 + 0.54} = -0.31$$

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{CB}}{K_{CF} + K_{CB}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.54} = -0.19$$

❖ **Cálculo de factores de corrimiento** $V = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$

Nivel 1:

$$V_{AB} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{DE} + K_{GH} + K_{JK}} = -\frac{3}{2} * \frac{0.25}{0.25 + 0.25 + 0.25 + 0.25} = -0.38$$

$$V_{AB} = V_{DE} = V_{GH} = V_{JK} = -0.38$$

Nivel 2:

$$V_{BC} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{BC}}{K_{BC} + K_{EF} + K_{HI} + K_{KL}} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.38$$

$$V_{BC} = V_{EF} = V_{HI} = V_{KL} = -0.38$$

❖ **Influencias de giro (M'_{ik}) – Primera iteración**

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

$$\begin{aligned} \text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.11 (-7240.91 + (0 + 0 + 0)) = 796.50 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BC} &= \mu_{BC} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.15 (-7240.91 + (0 + 0 + 0)) = 1,086.14 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BE} &= \mu_{BE} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.24 (-7240.91 + (0 + 0 + 0)) = 1,737.82 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo c: } M'_{CB} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.19 (-4999.19 + (1,086.14 + 0 + 0)) = 743.48 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CF} &= \mu_{CF} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.31 (-4999.19 + (1,086.14 + 0 + 0)) = 1,213.05 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

❖ **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Primera iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Nivel 2:

$$\begin{aligned}
 M''_{BC} &= V_{BC}(M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH} + M'_{KL} + M'_{LK}) \\
 &= -0.38 (1,086.14 + 743.48 - 625.55 - 413.38 + 470.12 + 460.74 - 923 - 1087.41) = \\
 &= 109.78 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} = M''_{KL}
 \end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned}
 M''_{AB} &= V_{AB}(M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG} + M'_{JK} + M'_{KJ}) \\
 &= -0.38 (796.50 - 521.29 + 391.76 - 676.89) = \\
 &= 3.77 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} = M''_{JK}
 \end{aligned}$$

❖ **Influencias de giro (M'_{ik}) – Segunda iteración**

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

Nudo b: $M'_{BA} = \mu_{BA}(M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$

$$\begin{aligned}
 &= -0.11 (-7240.91 + (743.48 - 1,042.58 + 3.77 + 109.78)) = \\
 &= 816.91 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{BC} &= \mu_{BC}(M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\
 &= -0.15 ((-7240.91 + (743.48 - 1,042.58 + 3.77 + 109.78))) = \\
 &= 1,113.97 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{BE} &= \mu_{BE}(M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\
 &= -0.24 ((-7240.91 + (743.48 - 1,042.58 + 3.77 + 109.78))) = \\
 &= 1,782.35 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

Nudo c: $M'_{CB} = \mu_{CB}(M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC}))$

$$\begin{aligned}
 &= -0.19 (-4999.19 + (1,113.97 - 649.59 + 109.78)) = \\
 &= -840.76 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M'_{CF} &= \mu_{CF}(M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\
 &= -0.31 (-4999.19 + (1,113.97 - 649.59 + 109.78)) = \\
 &= -1,371.76 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

❖ **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Segunda iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Nivel 2:

$$\begin{aligned} M''_{BC} &= V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH} + M'_{KL} + M'_{LK}) \\ &= -0.38(1113.97 + 840.76 - 680.42 - 535.82 + 651.96 + 583.52 - 1075.29 - \\ & 969.40) = \\ &= 26.87 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} = M''_{KL} \end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned} M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG} + M'_{JK} + M'_{KJ}) \\ &= -0.38 (816.91 - 567.02 + 543.30 - 788.54) = \\ &= -1.77 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} = M''_{JK} \end{aligned}$$

❖ **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})**

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

$$M_{AB} = MF_{AB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB} = 0 + 2(0) + 821.53 + 0.14 =$$

$$M_{AB} = 821.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BA} = MF_{BA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} + M''_{BA} = 0 + 2(821.53) + 0 + 0.14 =$$

$$M_{BA} = 1,643.20 \text{ Kg-m}$$

La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza de sismo.

2.1.8.1.9 Resultado de los análisis de kani – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo en el sentido Y, se presentan en la figura 4, 5 y 6.

Figura 4. Diagrama de momentos (Kg-M) - carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

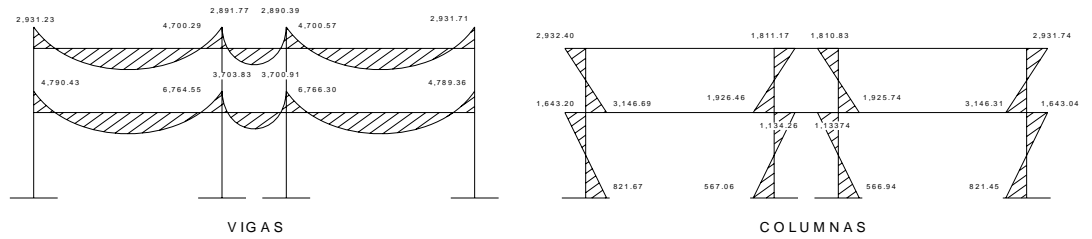


Figura 5. Diagrama de momentos (Kg-m) – carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y.

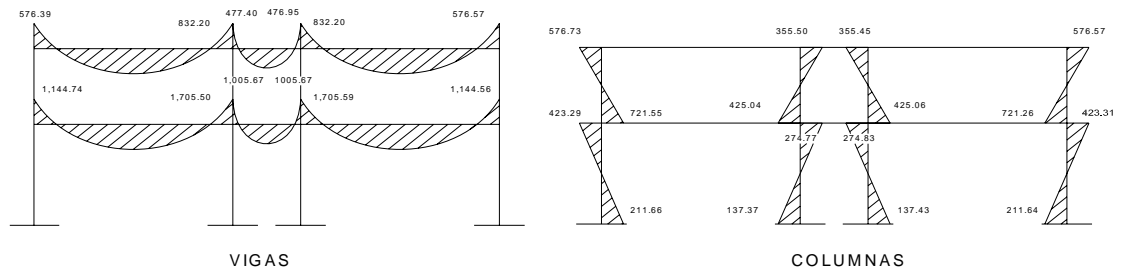
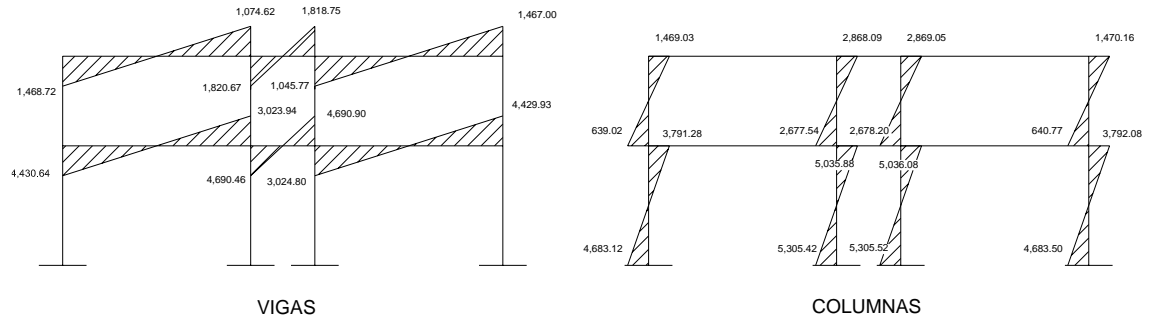


Figura 6. Diagrama de momentos (Kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



2.1.8.1.10 Envolvente de Momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en vigas como en columnas.

Fórmulas para considerar la superposición de efectos, el código ACI propone las siguientes combinaciones:

$$M(-) = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV + 1.87 MS)$$

$$M(-) = 0.75 (1.4 MCM + 1.7 MCV - 1.87 MS)$$

$$Mi = 0.90 MCM \pm 1.43 MS$$

$$Mi = 1.4 MCM + 1.7 MCV$$

2.1.8.1.11 Cálculo de momento positivo en vigas

En la envolvente de momentos se calcula el momento positivo, de las vigas con la siguiente fórmula:

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Donde $M_1 + M_2$ corresponden a los momentos de los extremos de cada viga.

$$CU = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$CUv1,v3 = 1.4 (1,511.47) + 1.7 (271.11) = 2,576.95 \text{ Kg/m}$$

$$CUv4,v6 = 1.4 (2,189.24) + 1.7 (542.22) = 3,986.71 \text{ Kg/m}$$

$$CUv2 = 1.4 (796.63) + 1.7 (107.91) = 1,298.73 \text{ Kg/m}$$

$$CUv5 = 1.4 (1,068.9) + 1.7 (541.86) = 2,417.62 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_{(+1)} = \frac{2,576.95 * 6.3^2}{8} - \frac{5,832.57 + 6,832.24}{2} = 6,432.49 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+2)} = \frac{1,298.73 * 2.15^2}{8} - \frac{6,832.24 + 6,828.29}{2} = 6,079.84 \text{ Kg-m}$$

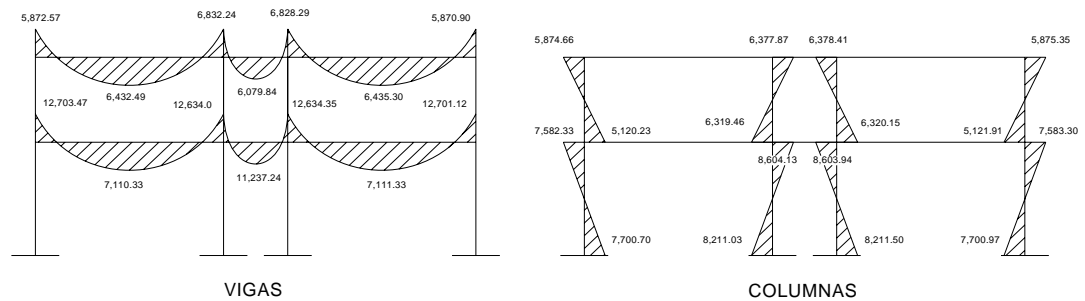
$$M_{(+3)} = \frac{2,576.95 * 6.3^2}{8} - \frac{6,828.29 + 5,870.90}{2} = 6,435.30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+4)} = \frac{3,986.71 * 6.3^2}{8} - \frac{12,703.47 + 12,634.00}{2} = 7,110.33 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{5}} = \frac{2,417.62 * 2.15^2}{8} - \frac{12,634.00 + 12,634.35}{2} = 11,237.24 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{6}} = \frac{3,986.71 * 6.30^2}{8} - \frac{12,634.35 + 12,701.12}{2} = 7,111.33 \text{ Kg-m}$$

Figura 7. Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

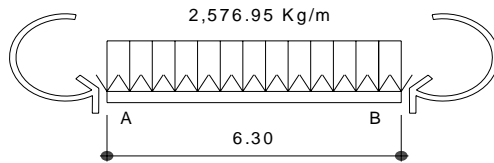


2.1.8.1.12 Cálculo de cortes

Para el cálculo de cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto a un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. Para el cálculo de cortes en columnas se efectúa sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma.

Como las vigas de los extremos son parecidas, tanto para el primer nivel como para el segundo nivel, se analizaran las más críticas:

Viga 1



$$\sum M_a = 0$$

$$-5,872.57 + 6,832.24 + (2,576.95 * 6.3^2)/2 - 6.3 R_b = 0$$

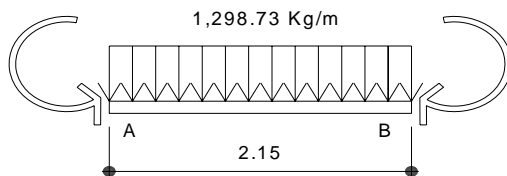
$$R_b = 8,269.72 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$8,269.72 - (2,576.95 * 6.30) + R_a = 0$$

$$R_a = 7,965.07 \text{ Kg.}$$

Viga 2



$$\sum M_a = 0$$

$$-6,832.24 + 6,828.29 + (1,298.73 * 2.15^2)/2 - 2.15 R_b = 0$$

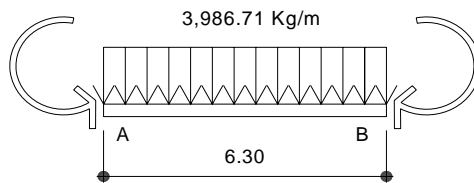
$$R_b = 1,394.30 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$-1,298.73 * 2.15 + 1,394.3 + R_a = 0$$

$$R_a = 1,397.97 \text{ Kg}$$

Viga 3



$$\sum Ma = 0$$

$$-12,703.47 + 12,634 - 6.3 R_b + (3,986.71 * 6.30^2)/2 = 0$$

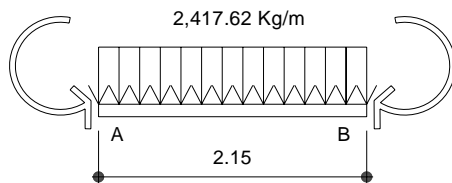
$$R_b = 12,547.11 \text{ Kg}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$12,547.11 - (3,986.71 * 6.3) + R_a = 0$$

$$R_a = 12,569.16 \text{ Kg.}$$

Viga 4



$$\sum Ma = 0$$

$$-12,634 + 12,634.35 + (2,417.62 * 2.15^2)/2 - 2.15 R_b =$$

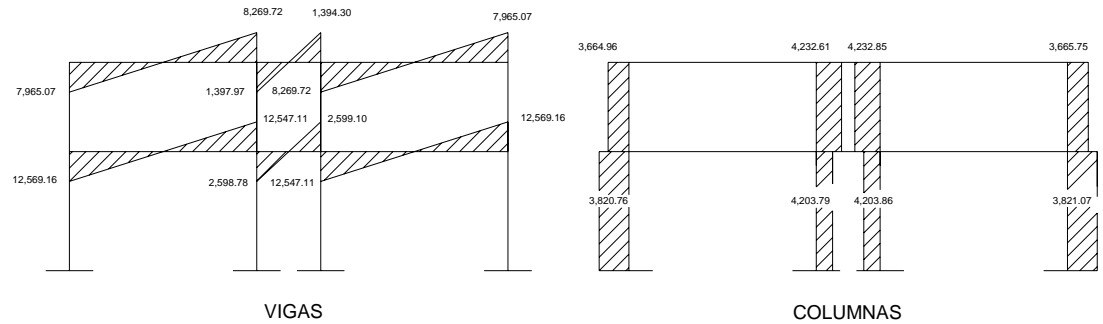
$$R_b = 2,599.10 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$2,599.10 - 2,417.62 * 2.15 + R_a = 0$$

$$R_a = 2,598.78 \text{ Kg.}$$

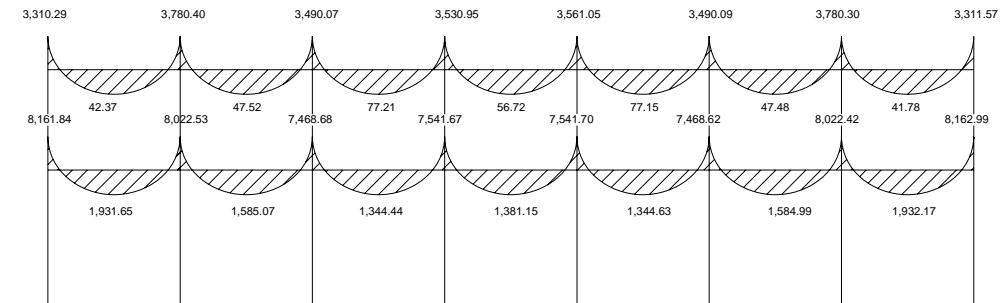
Figura 8. Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



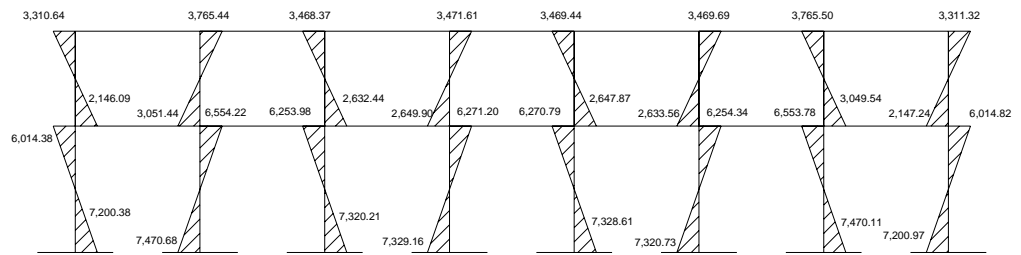
Resultado del análisis de Kani – marco típico sentido X.

Para el análisis del marco en el sentido X, se aplicó el mismo procedimiento que se describió en el marco del sentido Y, los resultados del análisis se presentan en las figuras 9 y 10.

Figura 9. Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x

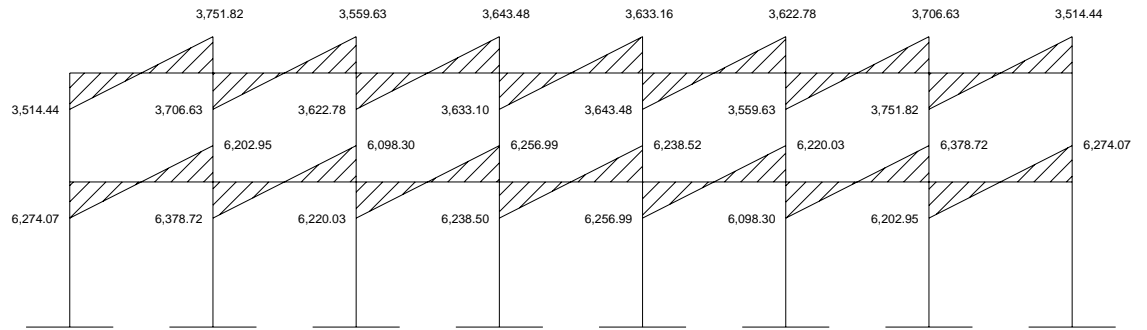


VIGAS

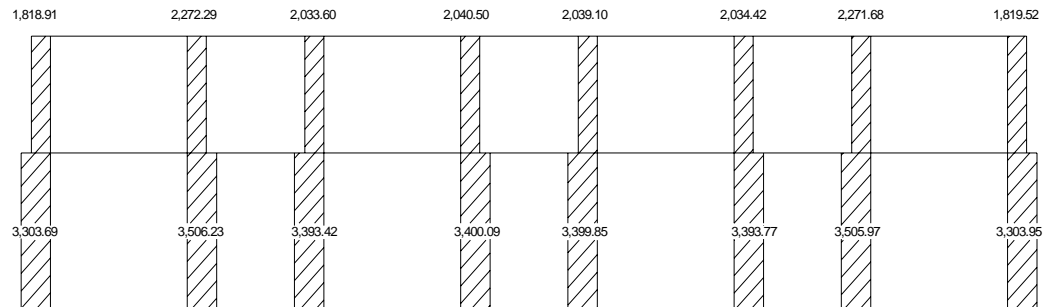


COLUMNAS

Figura 10. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x



VIGAS



COLUMNAS

2.1.8.2 Diseño estructural

Diseño estructural es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura, esta parte de la edificación es la que se destina para soportar las cargas que se presentaran en su vida útil.

Para el diseño estructural de este edificio, se usan los siguientes datos:

Materiales:	$F_y = 2,810.00 \text{ Kg/cm}^2$	$f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100.00\sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2400.0 \text{ Kg/m}^3$
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.03 m
	Vigas = 0.04 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 37,000.00 \text{ Kg/cm}^2 = 37 \text{ ton/m}^2$.	

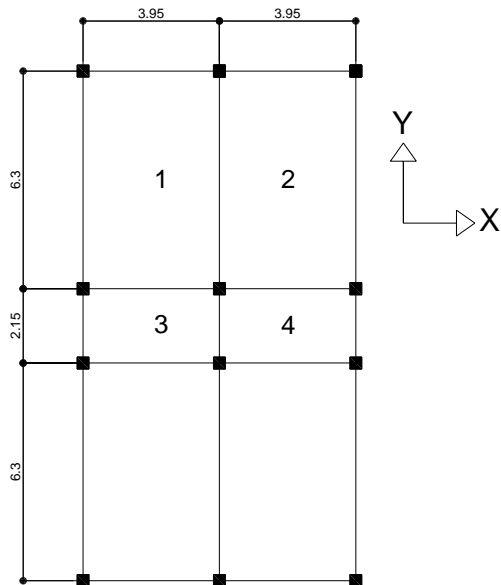
2.1.8.2.1 Diseño de losas.

Para conocer si trabajan en uno o dos sentidos se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0.50 trabaja en dos sentidos, de lo contrario trabajará en uno.

En esta sección se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas del edificio del hotel, aplicado a las losas del nivel 1, el procedimiento es el siguiente. Para diseñarlas existen varios métodos en éste caso se utiliza el método 3 ACI.

Espesor de losa: el espesor de las losas se encuentra en la sección 2.1.8.1.1, $t = 0.12 \text{ m}$.

Figura 11. Losas del Hotel



$m_1 = m_2 = \frac{3.95}{6.30} = 0.63$ Pero como tiene cuatro apoyos se trabajará en dos sentidos.

$m_3 = m_4 = \frac{2.15}{3.95} = 0.54$ Armar en dos direcciones.

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta

Acabados	60.00 Kg/m ²
Peso de la losa = 0.12 * 2,400 =	288.00 Kg/m ²
Carga muerta adicional	20.00 Kg/m ²
Piso y mezclón	150.00 Kg/m ²
Peso de muros	<u>250.00 Kg/m²</u>
Total de carga muerta	768.00 Kg/m ²

Carga viva: Habitaciones: 200 Kg/m²; Pasillos 500.00 Kg/m²

Carga última = 1.4 (carga muerta) + 1.7 (carga viva)

$$CU_{1,2} = 1.4 (768) + 1.7 (200) = 1,075.20 + 340 = 1,415.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_{3,4} = 1.4 (768) + 1.7 (500) = 1,075.20 + 850 = 1,925.20 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se utiliza el método 3 del ACI por lo que se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Ma^- = Ca^- (Cut)(a)^2 \qquad Ma^+ = Ca^+ (CVu)(a)^2 + Ca^+ (CMu)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^- (Cut)(b)^2 \qquad Mb^+ = Cb^+ (CVu)(b)^2 + Ca^+ (CMu)(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total CVu = Carga viva última

CMu = Carga muerta última Ca = Coeficientes de tablas ACI

Cb = Coeficientes de tablas ACI

Losa 1 (caso 4)

$$M_{(-)x} = 0.089(1,415.20)(3.95)^2 = 1,965.18 \text{ Kg-m}$$

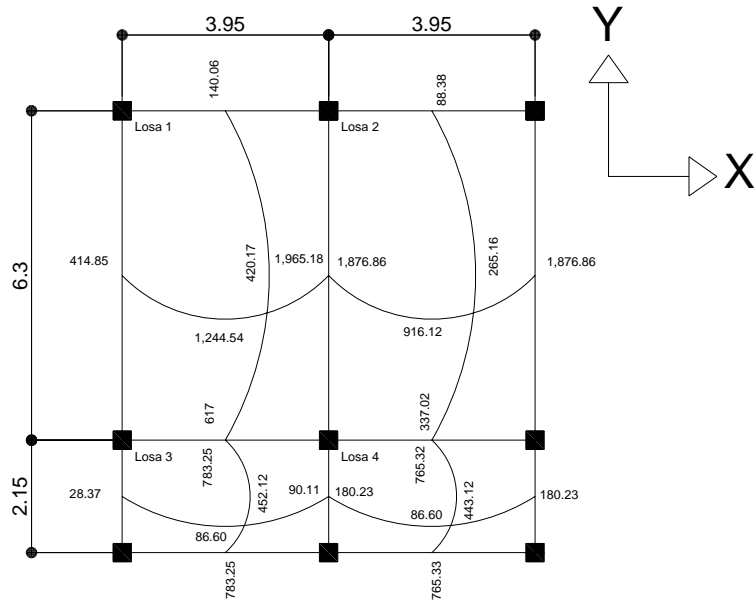
$$M_{(+)x} = 0.053(1,075.20)(3.95)^2 + 0.067(340)(3.95)^2 = 1,244.54 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)y} = 0.007(1,075.20)(6.30)^2 + 0.009(340)(6.30)^2 = 420.17 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)y} = 0.011(1,415.20)(6.30)^2 = 617 \text{ Kg-m}$$

Según el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa en los datos de la figura 12.

Figura 12. Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1



Balance de momentos: Cuando dos losas están unidas en un lado, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método elegido es el siguiente:

Si $0.80 * M_{mayor} < M_{menor}$ $M_b = (M_{mayor} + M_{menor})/2$

Si $0.80 * M_{mayor} > M_{menor}$ Se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
$-dM * D1$	$+dM * D2$
M_b	M_b

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2} \quad K1 = \frac{1}{L1} \quad L = \text{Longitud de losa considerada}$$

$$dM = M1 - M2 \quad 1 \text{ y } 2 \text{ Índices de } M_{\text{mayor}} \text{ y } M_{\text{menor}}$$

Balance de momentos entre losa 1 y 3:

$0.80 (783.25) = 626.60 > 617 \text{ Kg-m}$, por lo tanto balanceo por rigideces.

$$K1 = 1/6.30 = 0.16$$

$$K2 = 1/2.15 = 0.47$$

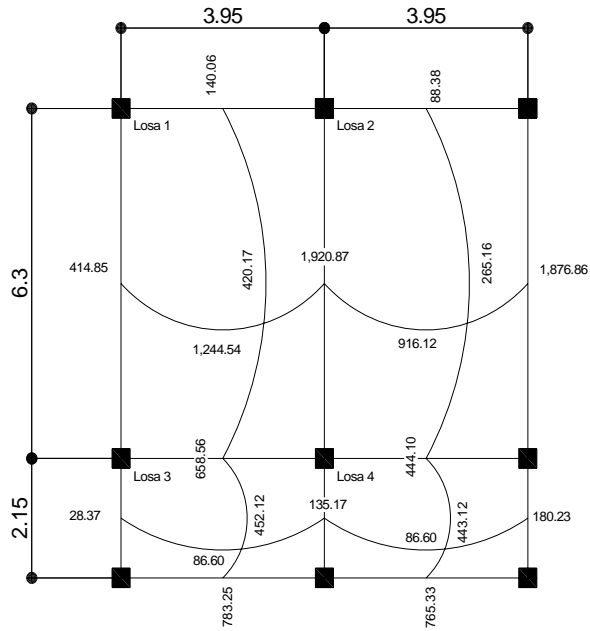
$$D1 = 0.16/0.63 = 0.25$$

$$D2 = 0.47/0.63 = 0.75$$

0.25	0.75
$(783.25 - 617) * 0.25$ <u>617</u> 658.56	$(783.25 - 617) * 0.75$ <u>783.25</u> 658.56

Los resultados del balance de momentos en todos los puntos necesarios, se presentan en la figura 13. Con estos se calcula el acero de refuerzo.

Figura 13. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1



Diseño de acero de refuerzo: el refuerzo en las losas se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1.00 m. El procedimiento seguido es el siguiente:

Cálculo del peralte:

$$D = t - \text{recubrimiento} = 12 - 2.5 = 9.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de límites de acero

Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0.4 \frac{14.1}{2810} bd = \frac{14.1}{2810} 100 * 9.5 = 1.91 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando A_{smin}

$$M_{sop} = 0.90(A_s * F_y(d - (\frac{A_s * F_y}{1.7 * f'_c * b}))) = 0.90(1.91 * 2810(9.5 - (\frac{1.91 * 2810}{1.70 * 210 * 100})))$$

$$M_{sop} = 451.63 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero

Para los momentos menores que el M_{sop} se usa A_{smin} ; y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero con la fórmula:

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'_c}}) (\frac{0.85 * f'_c}{F_y}) =$$

Los resultados se encuentran en la tabla V.

Cálculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo

El espaciamiento entre varillas se calcula con: **$S = A_v / A_s$**

Tomando en cuenta que **$S_{m\acute{a}x.} = 2t$**

$$S_{m\acute{a}x} = 2 * 0.12 = \mathbf{0.24 \text{ cm.}}$$

Revisión por corte: el corte debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{max} = \frac{C_{uu} * L}{2} = \frac{1,415.2 * 3.95}{2} = 2,795.02 \text{ Kg.}$$

L = lado corto, de los lados cortos de las losas se toma el mayor

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_r = 45(\sqrt{f'c})(t) = 45(\sqrt{210})(12) = 7,825.34 \text{ Kg}$$

Compara V_r con $V_{m\acute{a}x}$

Si $V_r > V_{m\acute{a}x}$ el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como $V_r > V_{m\acute{a}x}$ el espesor es el adecuado.

Tabla V. Áreas de acero requeridas en losas típicas

Momento (M)	Áreas de acero calculada (As)	No. De Varillas (Diámetro)	Espaciamiento (S)
1,920.87 Kg-m	8.61 cm ²	4	15
1876.86 Kg-m	8.40 cm ²	4	15
1244.54 Kg-m	5.42 cm ²	4	23
916.92 Kg-m	3.95 cm ²	3	18
783.25 Kg-m	3.95 cm ²	3	20

Se diseña con el espaciamiento menor y tomando en cuenta el momento mayor en los sentidos x y y , por lo tanto en x se utilizará acero No 4. a 0.15 m. Y en y hacer No 3, a 0.20 m.

Losa del segundo nivel: el procedimiento es similar al anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta los resultados se presentan en planos ver apéndice.

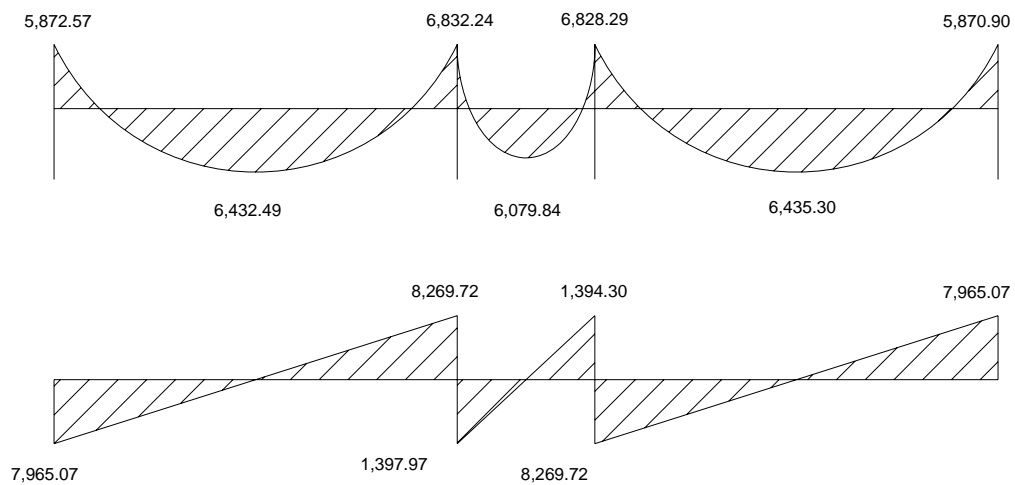
2.1.8.2.2 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes, porque se toman del análisis estructural.

El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga tipo 1.

Datos: esta viga se ubica en el marco típico sentido Y, nivel 2. Los datos tomados del análisis estructural, se muestran en la figura 14.

Figura 14. Diagrama de momentos y cortes últimos de la viga tipo 1



Límites de acero: antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe estar éste, según los criterios siguientes:

Sección = 0.30 m * 0.45 m; peralte efectivo 0.41 m

$$\text{Fórmulas: } A_s \min = \frac{14.1}{F_y} b * d \quad A_s \max = 0.50 * 0.036946 * b * d$$

$$A_s \min = \frac{14.1}{2810} * 30.00 * 41.00 = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max = 0.50 * 0.036946 * 30 * 41 = 22.72 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal: por medio de los momentos dados se procede a calcular las áreas de acero por la fórmula

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) (\frac{0.85 * f'c}{F_y}) =$$

Los resultados se observan en la tabla VI.

Tabla VI. Cálculo del área de acero para viga tipo 1

Momento	As cm² Calculado	No. Varillas (Diámetros)	Área cubierta
5,872.57 Kg-m	5.88	2 No. 6 y 1 No. 4	6.97 cm ²
6,832.24 Kg-m	6.89	2 No. 6 y 1 No. 4	6.97 cm ²
6,828.29 Kg-m	6.89	2 No. 6 y 1 No. 4	6.97 cm ²
5,870.90 Kg-m	5.88	2 No. 6 y 1 No. 4	6.97 cm ²
6,432.49 Kg-m	6.47	2 No. 5 y 2 No. 4	6.50 cm ²
6,079.84 Kg-m	6.10	2 No. 5 y 2 No. 4	6.50 cm ²
6,435.30 Kg-m	6.47	2 No. 5 y 2 No. 4	6.50 cm ²

Luego de calcular el As, se propone el armado de tal forma que el área de está cubra lo solicitado en los cálculos de As; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Cama superior al centro

Se deben colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: Asmin o él 33% As calculado para momento negativo.

Cama inferior en apoyos

Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: A_{smin} , 50% del A_s de $M (+)$ ó el 50% A_s del $M (-)$.

Acero transversal (estribos) el objetivo de colocar acero transversal es: por armado, para mantener el refuerzo longitudinal en la posición deseada, y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función: El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de corte resistente:

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 41 = 8,029.90 \text{ Kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$V_s = V_u - V_r \quad \gamma_s = \frac{V_s}{bd} \quad S = \frac{2A_v * F_y}{\gamma_s * b}$$

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

En este caso $V_u = 8,269.72 \text{ Kg}$ y $V_r = 8,029.90 \text{ Kg}$ entonces se utilizan las fórmulas anteriores:

$$V_a = \frac{8,269.72}{30 * 41} = 6.72 \text{ Kg / cm}^2$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kg / cm}^2$$

$$S = \frac{2 * 0.32 * 2810}{(6.72 - 6.53) * 30} = 315 \text{ .cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.41/2 = 0.20 \text{ m}$$

Se colocan No. 3 @ 0.20 m.

Vigas tipo 2, 3 y 4: Para el diseño de las vigas 2, 3 y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga 1, los resultados se observan en la tabla VII. Para las vigas en el sentido Y (viga tipo 1 y 2, se calculan que el área de acero se encuentre entre los límites de mínimo y máximo por lo que su predimensionamiento esta bien, mientras que en el sentido X (vigas 3 y 4), se redujo su peralte con el propósito de economizar del proyecto, se redujo la sección a 0.20 x 0.40 metros, chequeando respectivamente que el refuerzo estuviera dentro de los parámetros correspondientes.

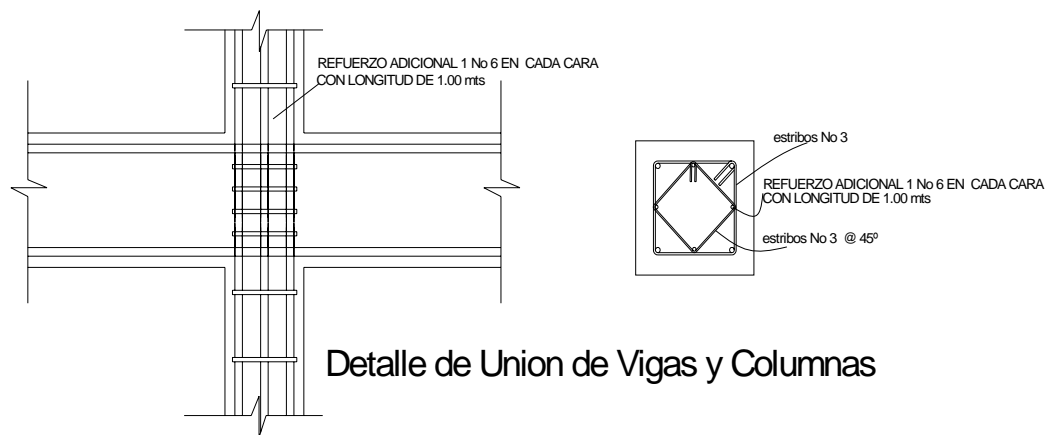
Tabla VII. Cálculo de vigas, edificio para Hotel

Viga	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento	As	Refuerzo	Cortes	Refuerzo
1 Sección 0.30 x 0.45	5,872.57	5.88	2 No.6 y 1 No. 4	Vu = 8,269.72 Vr = 8,029.90	Extremos: 2 No 3 @ 0.05 m, resto No 3 @ 0.20 m.
	6,832.24	6.89	2 No.6 y 1 No. 4		
	6,828.29	6.89	2 No.6 y 1 No. 4		
	5,870.90	5.88	2 No.6 y 1 No. 4		
	6,432.49	6.47	2 No.5 y 2 No. 4		
	6,079.84	6.10	2 No.5 y 2 No. 4		
	6,435.30	6.47	2 No.5 y 2 No. 4		
2 Sección 0.30 x 0.45	12,703.47	13.40	2No6+1No3+1No8+1No5	Vu = 12,569.16 Vr = 8,029.90	Extremos: 5 No3 @ 0.10 m, resto No 3 @ 0.20 m.
	12,634.00	13.32	2No6+1No3+1No8+1No5		
	12,634.35	13.32	2No6+1No3+1No8+1No5		
	12,701.12	13.40	2No6+1No3+1No8+1No5		
	7,110.33	7.19	2No6+1No4+1No3		
	11,237.24	11.72	2No6+1No4+1No6+1No5		
	7,111.33	7.19	2No6+1No4+1No3		

3 Sección 0.20 x 0.40	3,780.40	4.36	2 No. 5 + 1No. 3	Vu = 3,751.82 Vr = 4,700.43	Extremos 1 No 3 @ 0.07, resto No 3 @ 0.15 m
	3,531.05	4.06	2 No. 5 + 1No. 3		
	3,490.09	4.00	2 No. 5 + 1No. 3		
	3,311.57	3.79	2 No. 5		
	77.21	0.08	2 No. 5		
4 Sección 0.20 x 0.40	8,162.97	10.08	2 No 5 + 1No.8 + 1No4	Vu = 2,594.80 Vr = 4,047.59	Extremos 1 No 3 @ 0.07, resto No 3 @ 0.15 m
	8,022.53	9.88	2 No 5 + 1No.8 + 1No4		
	7,541.70	9.21	2 No 5 + 1No.8 + 1No4		
	7,468.68	9.11	2 No 5 + 1No.8 + 1No.3		
	1,932.17	2.17	2 No 5		

Esquema de nudos: en la unión de cada viga y columna o sea en los nudos se coloco una cierta cantidad de acero longitudinal y transversal de las columnas para darle más rigidez al nudo, de manera que no falle a la hora de actuar el sismo.

Figura 15. Perfil y planta de un nudo



2.1.8.2.3 Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidos a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por área tributaria. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural. Para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de ésta.

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio del Hotel, y se aplican en la columna del nivel 2. Tomando en consideración que en el predimensionamiento de la columna se tomo anteriormente una sección de 0.30 m X 0.30 m. la cual al realizar el diseño de la columna del primer nivel requería de una gran cantidad de acero, para soportar las cargas aplicadas, se tomo el criterio de utilizar una sección de 0.35 m X 0.35 m, la cual si cumple los requerimientos de diseño.

2.1.8.2.3.1 Columna típica nivel 2

Dimensiones:

Sección de columna = 35 * 35 cm

Longitud de columna = 3.00 m

Sección de viga 1 = 30 * 45 cm

Longitud de viga 1 = 6.30 m

Sección de viga 2 = 20 * 40 cm

Longitud de viga 2 = 3.95 m

Espesor de losa = 0.12 m

$M_x = 3,765.50 \text{ Kg-m}$

Área tributaria = 16.69 m²

$M_y = 6,378.41 \text{ Kg-m}$

$V_x = 2,272.29 \text{ Kg}$

$V_y = 4,232.85 \text{ Kg}$

Determinación de carga axial: $CU = 1.4 CM + 1.7 CV$

$$CU = 1.4 (438.00) + 1.7 (100.00) = 613.20 + 170.00 = 783.20 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{783.20}{538.00} = 1.46$$

Cálculo de la carga axial: $P_u = (Alosa * CU) + (Pvigas * F_{cu}) =$

$$P_u = (16.69 * 783.20) + ((0.35 * 0.45 * 2,400 * 4.23) + (0.20 * 0.40 * 2,400 * 3.95)) * 1.46$$

$$P_u = 16,179.83 \text{ Kg.}$$

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

La esbeltez de las columnas en el sentido X se calcula con:

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

$$\text{Extremo superior: } \varphi_A = \frac{\sum E_M I}{\frac{\sum E_M I}{2}}$$

$$E_m = \text{Como todo el marco es del mismo material} = 1$$

I = La inercia se toma del análisis estructural

$$\varphi_A = \frac{0.33}{0.40 + 0.40} = 0.41$$

Extremo superior $\varphi_B = \frac{0.33 + 0.25}{0.40 + 0.40} = 0.73$

Promedio $\varphi_P = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2} = \frac{0.41 + 0.73}{2} = 0.57$

Cálculo del coeficiente K: $K = \frac{20 - \varphi_P}{20} \sqrt{1 + \varphi_P}$ Para $\varphi_P < 2$

$K = 0.90 \sqrt{1 + \varphi_P}$ Para $\varphi_P > 2$

Entonces se utiliza $K = \frac{20 - \varphi_P}{20} \sqrt{1 + \varphi_P} = \frac{20 - 0.57}{20} \sqrt{1 + 0.57} = 1.22$

Cálculo de la esbeltez de la columna

$E = \frac{KL_U}{\sigma}$, donde $\sigma = 0.30$ (Lado menor para columnas rectangulares)

$E = \frac{1.22 * 3.00}{0.30 * 0.35} = 34.86 > 22$

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$\varphi_A = 0.16$ $\varphi_B = 0.45$ $\varphi_P = 0.31$

$K = 1.12$ $E = 32 > 22$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en el Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por lo tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos:

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cuál se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos

de la duración de la carga y cuyo factor principal a incluir es el momento debido a las deflexiones laterales de los miembros, se pueden diseñar las columnas utilizando directamente los momentos calculados. Por otro lado, si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta d = \frac{CMu}{CU} = \frac{613.20}{783.20} = 0.78$$

Cálculo del EI total del material

$$Ec = 15,100\sqrt{f'c} \qquad Ig = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{Ec * Ig}{1 + \beta d} = \frac{15,100\sqrt{210} * 35^4}{12 * 2.5 * (1 + 0.78)} = 6.1491843 * 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 614.92 \text{ T- m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{\pi^2 * 614.92}{(1.22 * 3.00)^2} = 453.06 \text{ Ton.}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$$\delta > 1 \quad \text{y} \quad \phi = 0.70 \text{ si se usan estribos}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi Pcr}} = \frac{1}{1 - \frac{16.18}{0.70 * 453.06}} = 1.05$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$Mdx = \delta * Mu = 1.05 * 3765.50 = 3,953.78 \text{ Kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta d = 0.78 \quad EI = 614.92 \text{Ton} - m^2 \quad Pc = 547.31 \text{Ton} \quad \delta = 1.04$$

$$Mdy = 6,633.55 \text{Kg} - m \quad ky = 1.11$$

Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

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

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

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% Ag < As > 6\% Ag$

$$Asmín = 0.01 (35*35) = 12.25 \text{ cm}^2 \quad Asmáx = 0.06 (35*35) = 76.50 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, con un valor intermedio a los límites permitidos de A_s .
 Armado propuesto 4 No. 8 + 4 No. 3 = 4 (5.07) + 4 (0.71) = 23.12 cm²

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

Valor de la gráfica $Y = X = d/h = (35-2(3))/35 = 0.83$

Valores de la curva: $P_{tu} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c A_g} = \frac{23.12 * 2,810}{0.85 * 210 * 1225} = 0.29$

Excentricidades: $e_x = M_x/P_u = 3,953.78/16,179.83 = 0.24$

$e_y = M_y/P_u = 6,633.55/16,179.83 = 0.41$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$e_x/h_x = 0.24/0.35 = 0.67$ $e_y/h_y = 0.41/0.35 = 1.17$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , entonces son: $K_x = 0.26$ y $K_y = 0.15$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.26)(210)(35 * 35) = 66,885 \text{ Kg.}$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.15)(210)(35 * 35) = 38,587.50 \text{ Kg.}$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'o = \phi(0.85 * f'c(Ag - As) + As * Fy) =$$

$$P'o = 0.70*(0.85*210*(1225 - 223.12) + 23.12*2,810) =$$

$$P'o = 195,651.95 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'ux} + \frac{1}{P'uy} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{66,885} + \frac{1}{38,587.50} - \frac{1}{195,651.95}} = 27,968.08 \text{ Kg.}$$

Como $P'u > Pu$ el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto ni fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

Cálculo del acero transversal (Estribos): el objetivo del refuerzo transversal es para resistir los esfuerzos de corte, y en algunos casos solo por requisitos solo por armado. Por requisitos sísmicos las columnas deben confinarse para aumentar la capacidad de carga axial, de corte y ductilidad, debe ser en forma de anillos (estribos) o de refuerzo en espiral continua (zunchos).

Se usó el siguiente procedimiento para calcular el refuerzo transversal:

Se calcula el corte resistente

$$Vr = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 32 = 7,311.77 \text{ Kg.}$$

Comparar Vr con Vu con los siguientes criterios:

Si $Vr > Vu$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $Vr = Vu$ se diseñan los estribos por corte

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 32 / 2 = 16$ cm. Se usará por criterio de armado $S = 0.15$ m.

Refuerzo por confinamiento:

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

Lo	$Lu / 6 = 3.00 / 6 = 0.50$ m Lado mayor de la columna = 0.35 m 0.45 m
----	---

El espaciamiento de estribos S_1 en zonas confinadas de las columnas debe encontrarse entre 3 cms. $< S_1 < 10$ cms.

Luego se calcula la relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45((A_g / A_{ch}) - 1)(0.85 * f'_c / F_y) = \rho_s > 0.12(f'_c / F_y)$$

$$\rho_s = 0.45((35^2 / 841) - 1)(0.85 * 210 / 2,810) = 0.013$$

Y por último el espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.013 * 29} = 3.77 \text{ cm.} = 4 \text{ cms.}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1, se encuentra en la tabla VIII. El procedimiento que se debe seguir es el descrito anteriormente, teniendo en cuenta que la carga axial utilizada se calcula de la siguiente manera.

Carga axial = (área tributaria)(CU) + (carga de la columna del nivel superior) + (peso de vigas)(FCU) + (peso propio de la columna del nivel superior)(FCU).

Tabla VIII. Cálculo de columnas, edificio para Hotel

Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
1 - Nivel 2 Sección = 0.35 x 0.35 Lu = 3.00	Mx = 3,765.50 My = 6,378.41 Pu = 16,179.83 Mdx = 3,953.78 Mdy = 6,663.55 P'u = 27,968.08	4 No. 8 + 4 No. 3	Vux = 2,272.29 Vuy = 4,232.85 Vr = 7,311.77	Lo = 0.50 S1 = 0.040	Estribos No. 3 @ 0.040 Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.15
1 - Nivel 1 Sección = 0.35 x 0.35 Lu = 3.00	Mx = 6,554.22 My = 8,604.13 Pu = 47,433.90 Mdx = 8,389.40 Mdy = 10,583.08 P'u = 149,811.78	4 No. 8 + 4 No. 5	Vux = 3,400.09 Vuy = 4,203.86 Vr = 7,311.77	Lo = 0.50 S1 = 0.040	Estribos No. 3 @ 0.040 Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.15

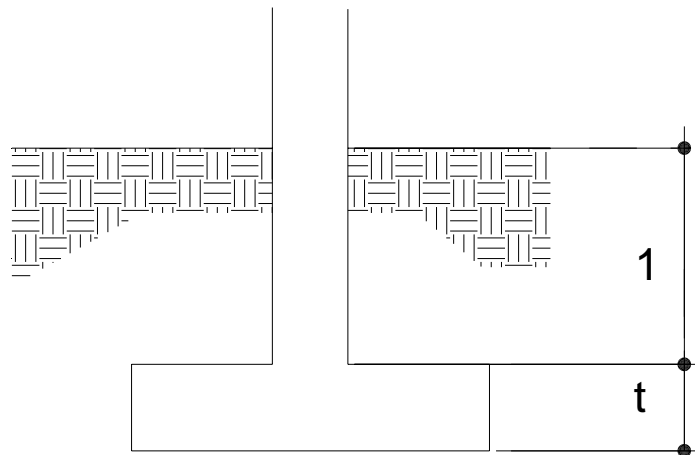
2.1.8.2.4 Diseño de cimentación

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para el presente proyecto se utilizarán dos tipos de zapatas.

2.1.8.2.4.1 Diseño de zapatas.

2.1.8.2.4.1.1 Diseño de Zapata tipo 1

Figura 16. Desplante de zapata



$$M_x = 7.47 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 8.21 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = \text{carga última} = 47.43 \text{ Ton} \quad V_s = \text{Valor soporte del suelo} = 37.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.5 \text{ Ton/m}^3$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.49$$

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

$$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de Columna} = 35 \times 35 \text{ m}$$

Datos de Zapata: la losa de la Zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso se calcula el área de dicha losa; los cálculos a efectuar son:

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P't = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{47.43}{1.49} = 31.83 \text{ Ton}$$

$$Mtx = \frac{Mx}{Fcu} = \frac{7.47}{1.49} = 5.01 \text{ Ton-m}$$

$$Mty = \frac{My}{Fcu} = \frac{8.21}{1.49} = 5.51 \text{ Ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$Az = \frac{1.5P't}{Vs} = \frac{1.5 * 31.83}{37} = 1.29 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$Az = 1.65 * 1.65 = 2.72 \text{ m}^2.$$

Revisión de presión sobre el suelo: la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con éste, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mtx}{Sx} \pm \frac{Mty}{Sy} \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

Además se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$Sx = Sy = \frac{1.65 * 1.65^2}{6} = 0.75 \text{ m}^3$$

$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$

$$P = 31.83 + (0.35 * 0.35 * 4 * 2.4) + (2.72 * 1 * 1.5) + (2.72 * 0.40 * 2.40) = 39.70 \text{ Kg.}$$

$$q = \frac{39.70}{2.72} \pm \frac{5.01}{0.75} \pm \frac{5.51}{0.75}$$

$q_{\text{máx}} = 28.63 \text{ Ton/m}^2$ cumple, no excede el Vs

$q_{\text{mín}} = 0.53 \text{ Ton/m}^2$ cumple, sólo compresiones

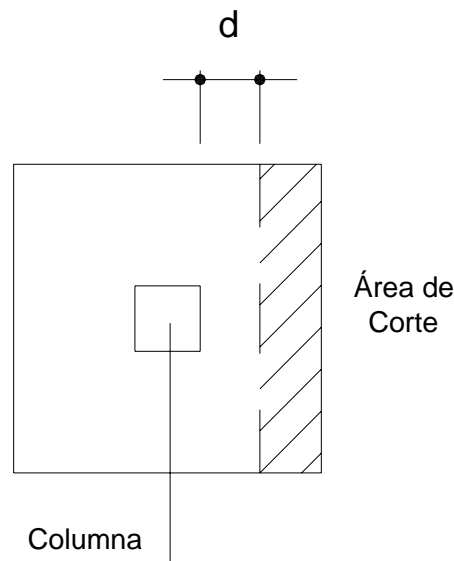
Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio:

$$q_{disu} = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 28.63 * 1.49 = 42.66 \text{ Ton/m}^2$$

Espesor de zapata: dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0.15 m mas el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

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

Figura 17. Corte simple



$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi / 2 = 40 - 7.5 - 1.59 / 2 = 31.71 \text{ cm.}$$

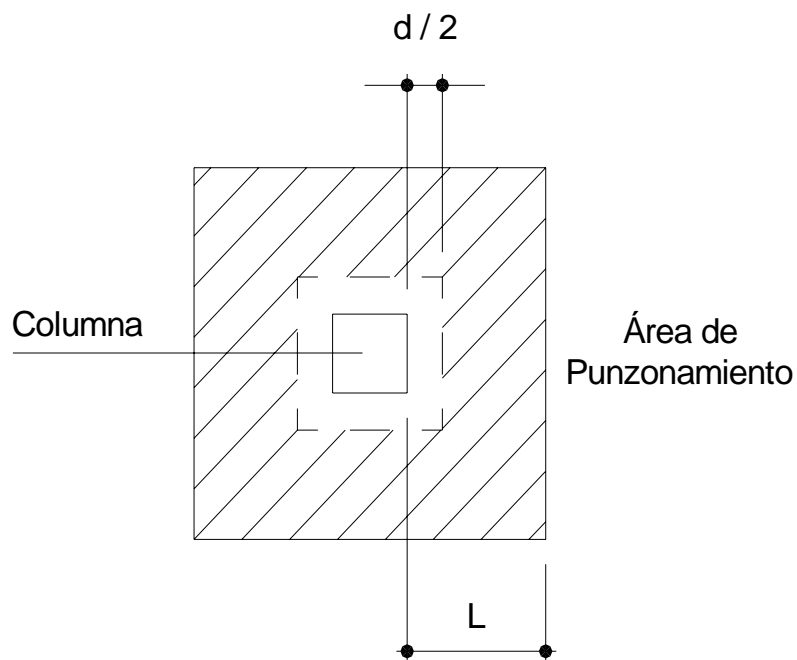
$$V_{act} = \text{área} * q_{disu} = 0.33 * 1.65 * 42.66 = 23.23 \text{ Ton.}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 165 * 31.71 / 1000 = 34.16 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_r$ si cumple

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

Figura 18. Corte punzonante.



$$b_o = \text{perímetro de adentro} = d + 35 = 31.71 + 35 = 66.71 \text{ cm}$$

$$b_o = 4 * 66.71 = 266.84 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A * q_u = ((1.65 * 1.65) - 0.667 * 0.667) * 42.66 = 97.16 \text{ Ton.}$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 266.84 * 31.71 / 1000 =$$

$V_r = 110.48 \text{ Ton.}$

$V_{act} < V_r$, si chequea

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

Momento último: éste se define como una losa en voladizo, con la fórmula:

$$M_u = \frac{q_{disu} * L^2}{2} = \frac{42.66 * (0.65)^2}{2} = 9.01 \text{ Ton-m, donde } L \text{ es la distancia medida}$$

del rostro de la columna al final de la zapata.

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

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * 210}}) \frac{0.85 * f'_c}{F_y}$$

$$A_{sreq} = 11.47 \text{ cm}^2 \quad A_{smín} = 0.002b * t = 0.002 * 100 * 31.71 = 6.34 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45 \text{ m}$. Si se usa varilla No. 5 se tiene $S = 1.98 / 11.57 = 0.17 \text{ m}$.

Armado = 1 varilla No. 5 @ 0.15 m.

El armado de la zapata en el otro sentido es el mismo que el anterior debido a que es cuadrada.

2.1.8.2.4.1.2 Diseño de Zapata tipo 2

Para el diseño de la zapata 2 se usan los criterios descritos para diseñar la zapata 1, el detalle se pueden ver en los planos y los datos y resultados de diseño se presentan en la tabla IX.

Tabla IX. Diseño de zapata 2, edificio para Hotel.

Zapata	Datos	Az/ t / qdisu	Corte	Refuerzo
Tipo 2	Mdis = 8.21 T-m/m Pu = 36.01 Ton Fcu= 1.49	Az= (1.5 X 1.4) m ² t = 30 cms. qdisu= 45.18 Ton/m ²	SIMPLE: Vact= 6.94 Ton Vr = 14.16 Ton	En el sentido Largo(1.50m) No 5 @ 0.205 m.
			PUNZONANTE: Vact=27.09 Ton. Vr = 42.22 Ton.	En el sentido Corto (1.40m) No 5 @ 0.135 m

2.1.9 Diseño de Escaleras

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella.

$$c < 20 \text{ cm} \qquad H > c \qquad 2c + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}; \qquad c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde: c = contrahuella H = huella

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP \text{ (escalera)} + PP \text{ (acabados)}; \qquad PP \text{ (escalera)} = Wc * (t + c / 2)$$

Número de escalones mínimo

$$h/c_{\max} = 3.06 / 0.20 = 15.3 \text{ Escalones.}$$

Criterios:

$$h/c_1 = 3.06 / 0.18 = 17 \text{ Escalones}$$

$$h/c_2 = 3.06 / 0.17 = 18 \text{ Escalones.}$$

Número de huellas = No de Huellas – 1.

$$\text{Número de huellas} = 18 - 1 = 17 \text{ huellas.}$$

Chequeo:

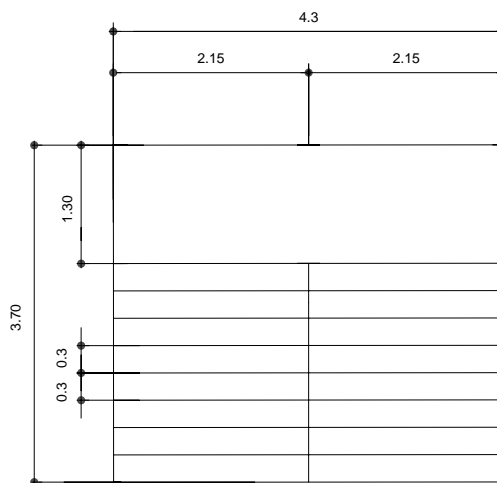
$$c = 17 \text{ cm} < 20 \text{ cm}; \quad H = 29 \text{ cm} > 17 \text{ cms}$$

$$2c + H = 2(17) + 29 = 63 < 64 \text{ cm}; \quad c + H = 17 + 29 = 46 \text{ cm}$$

$$c \times H = 17 * 29 = 493 \text{ cm}^2; \quad 480 \text{ cm}^2 < 493 \text{ cm}^2 < 500 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tienen 8 huellas antes del descanso, luego de este otras 8 huellas, de 29 cm, con contrahuellas de 17 cm. El descanso cuenta con un ancho de 1.30 m (ver detalle)

Figura 19. Dimensiones de escalera



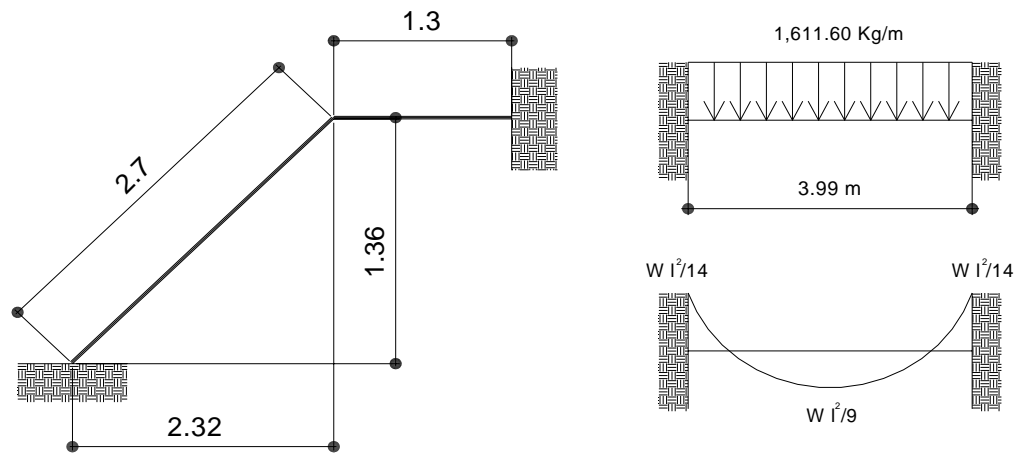
Espesor de la losa

$$t = \text{perímetro} / 180 = (4.30 * 2 + 3.62 * 2 + 2.32 * 2) / 180 = 0.12 \text{ m}$$

Integración de cargas

$$\begin{aligned}
 \text{Peso propio de la escalera} &= 2,400 (0.12 + 0.17 / 2) = 444.00 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Acabados} &= 100.00 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Total} &= 544.00 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Carga viva} &= 500.00 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Cu} &= 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} = 1.4 (544.00) + 1.7 (500.00) = 1,611.6 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Figura 20. Distribución de carga y momento



$$d = \sqrt{(1.36)^2 + (2.32)^2} = 2.69 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{1,611.6 * 3.99^2}{9} = 2,850.76 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{1,611.6 * 3.99^2}{14} = 1,832.63 \text{ Kg-m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{2810} 100 * 9.5 = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.50 \rho_b b d = 0.50 * 0.03695 * 100 * 9.5 = 17.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right)$$

$$M(+)= A_s = 13.34 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 4 @ 0.10 m; (Opción tomada como armado).}$$

$$M(-)= A_s = 8.18 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 4 @ 0.15 m}$$

Acero por temperatura = $A_s = 0.002 * b * t = 0.002 (100)*(12) = 2.40 \text{ cm}^2$
 $S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$; Varilla No. 3 @ 0.30 m.

2.1.10 Diseño de Muro de Contención

Se utilizará un muro de contención en Voladizo, que protegerá el talud o el suelo donde se cimentará el módulo II del proyecto, para lo cual contamos con los datos siguientes:

$$\gamma_s = 1.5T / m^3$$

$$f'c = 210kg / cm^2$$

$$\gamma_c = 2.4T / m^3$$

$$f'y = 2810kg / cm^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$FCU = 1.49$$

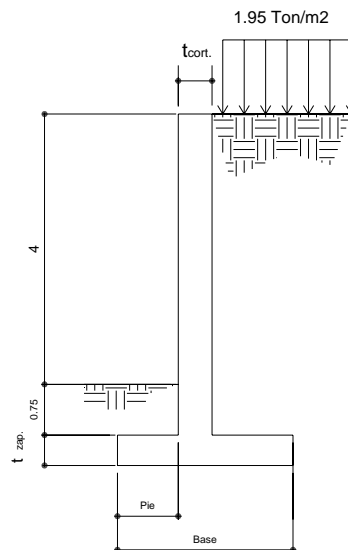
$$\mu = 0.40$$

$$\text{Sobrecarga } a(q) = 1.95T / m^2$$

$$V_s = 37T / m^3$$

Predimensionamiento del Muro.

Figura 21. Detalle de los elementos a dimensionar y diseñar.



t zapata = Asumido entre 0.25 m a 1.25 m se utilizará 0.45 m.

t cortina = Promedio entre H/10 y H/12 = $5.20/10 = 0.52$ m

$5.20/12 = 0.43$ m

Se tomará t = 0.50 m

Base = según especificaciones

Base valor entre 0.4 H a 0.9 H, se tomará $0.5 H = 0.5 * 5.20 \text{ m} = 2.60 \text{ m}$

Pie = Base/3 = $2.60/3 = 0.90$ m. Que comparado con especificaciones debería de encontrarse entre = 0.08 H a 0.40 H, siendo $0.90 \text{ m} = 0.173 H$, esta dentro del rango.

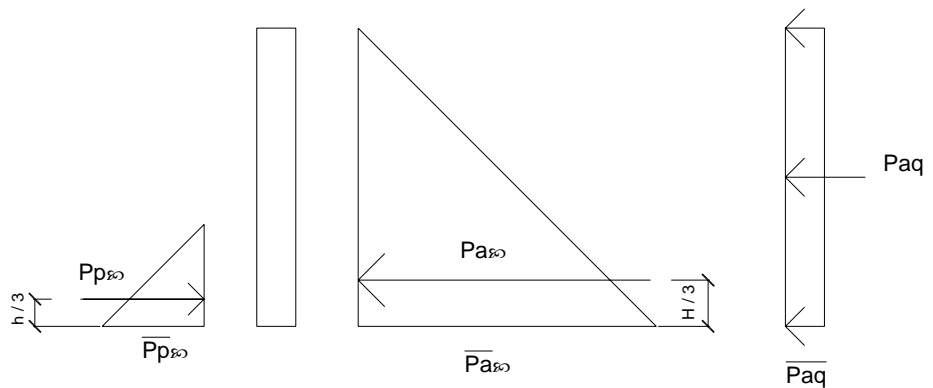
Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán

:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi} = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 1/3$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi} = \frac{1 + \text{sen}30}{1 - \text{sen}30} = 3$$

Figura 22. Diagrama de cuerpo libre, de presiones actuantes sobre el muro.



Cálculo de presiones horizontales a una profundidad, h del muro:

$$\overline{Pp\gamma} = Kp * \gamma_s * h = 3 * 1.5 \text{ T/m}^3 * 1.2 \text{ m} = 5.40 \text{ Ton/m}^2.$$

$$\overline{Pa\gamma} = Ka * \gamma_s * H = 1/3 * 1.5 \text{ T/m}^3 * 5.2 \text{ m} = 2.60 \text{ Ton/m}^2.$$

$$\overline{Paq} = Ka * q = 1/3 * 1.95 \text{ T/m}^2 = 0.65 \text{ Ton/m}^2.$$

Cálculo de cargas totales de los diagramas de presión, se calculan como el área de presión actuantes en su centroide:

$$Pp\gamma = 1/2 * \overline{Pp\gamma} * h = 1/2 * 5.40 \text{ Ton/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 3.24 \text{ Ton/m}.$$

$$Pa\gamma = 1/2 * \overline{Pa\gamma} * H = 1/2 * 2.60 \text{ Ton/m}^2 * 5.2 \text{ m} = 6.76 \text{ Ton/m}.$$

$$Paq = \overline{Paq} * H = 0.65 \text{ Ton/m}^2 * 5.20 \text{ m} = 3.38 \text{ Ton/m}.$$

Los momentos al pie del muro serán:

$$Mp\gamma = Pp\gamma * h/3 = 3.24 \text{ T/m} * 1.20/3 \text{ m} = 1.30 \text{ T-m/m}$$

$$Ma\gamma = Pa\gamma * H/3 = 6.76 \text{ T/m} * 5.20/3 \text{ m} = 11.72 \text{ T-m/m}$$

$$Maq = Paq * H/2 = 3.38 \text{ T/m} * 5.20/3 \text{ m} = 5.86 \text{ T-m/m}$$

De acuerdo a la distribución geométrica indicada en la siguiente figura del muro, se calculara el peso total del sistema de sostenimiento y el momento que se produce respecto al punto "o".

Figura 23. Cálculo del Peso y Momento que produce la distribución geométrica del muro

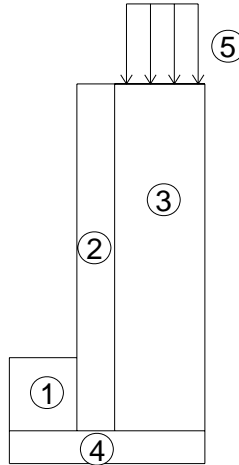


Tabla X. Cálculo del Peso y Momento que produce la distribución geométrica del muro..

Figura	Área (m ²)	γ (T/m ³)	W (T/m)	Brazo (M)	M (T-m/m)
1	$0.75 \cdot 0.90 = 0.68$	1.5	1.01	$0.90/2 = 0.45$	0.45
2	$4.60 \cdot 0.50 = 2.30$	2.4	5.52	$0.9+0.5/2 = 1.15$	6.35
3	$4.60 \cdot 1.20 = 5.52$	1.5	8.28	$0.9+0.5+1.2/2 = 2$	16.56
4	$2.60 \cdot 0.45 = 1.17$	2.4	2.81	$2.60/2 = 1.30$	3.65
5	1.20	1.95	2.34	2	4.68
		$\sum W =$	19.96	$\sum M =$	31.69

Chequeo de estabilidad contra volteo.

$$F_{sv} = \frac{\sum MR}{\sum Mact} = \frac{Mp\gamma + Mw}{Ma\gamma + Maq} = \frac{(1.30 + 31.69)T - m/m}{(11.72 + 5.86)T - m/m} = 1.88 > 1.50$$

Si chequea contra volteo.

Chequeo de estabilidad contra deslizamiento.

$$F_{sd} = \frac{\sum PR}{\sum Pact} = \frac{Pp\gamma + uw}{Ma\gamma + Paq} = \frac{(3.24 + 0.4 * 19.96)T / m}{(3.38 + 6.76)T / m} = 1.10 < 1.50$$

No chequea contra deslizamiento, por lo que se colocará diente.

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro.

La distancia "a" a partir de punto "o", donde actúan las cargas verticales.

$$a = \frac{\sum Mo}{W} = \frac{Mp\gamma + Mw - Ma\gamma - Maq}{W} = \frac{(1.30 + 31.69 - 11.72 - 5.68)T - m/m}{19.96T / m} = 0.77m$$

$$3a = 3 * 0.77 m = 2.32 m < 2.60 m$$

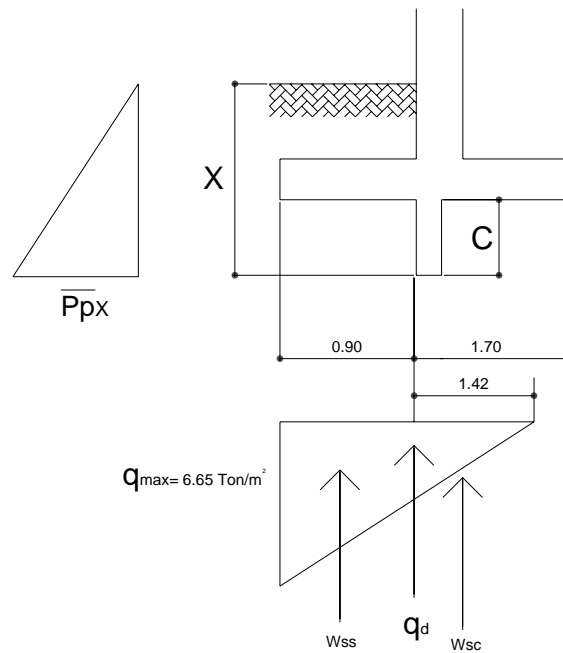
Como $3a < L$, las presiones en el terreno serán:

$$q_{m\acute{a}xima} = \frac{W}{3/2 * a * b} = \frac{19.96}{3/2 * 0.77 * 2.6} = 6.65 \text{Ton} / m^2$$

$q_{m\acute{a}x} < \text{Valor soporte del suelo}; 6.65 \text{Ton}/m^2 < 37 \text{Ton}/m^2$.

Diseño del Diente en la base del Muro

Figura 24. Detalle de presiones y fuerza actuantes, sobre la cimentación del muro para determinar la altura del diente.



Presión a rostro del diente:

$$\frac{qd}{1.42} = \frac{6.65}{2.32} \quad \text{Obtenemos; } qd = 4.16 \text{ Ton/m}^2$$

Además se tienen las cargas totales:

$$W_{ss} = ((4.16 \text{ T/m}^2 + 6.65 \text{ T/m}^2) * (0.90 \text{ m} / 2)) = 4.86 \text{ T/m}$$

$$W_{sc} = ((4.16 \text{ T/m}^2 * 1.42 \text{ m} / 2)) = \underline{2.95 \text{ T/m}}$$

$$W_T = 7.81 \text{ T/m}$$

Para el chequeo de estabilidad contra deslizamiento se tiene la condición mínima.

$$F_{SD} = \frac{\sum FR}{\sum F_{Act.}} = 1.50$$

Obtenemos:

$$\sum FR = 1.50 \sum F_{Act.}$$

$$(K_p * \gamma_s * \frac{X^2}{2}) + (W_{ss} * \tan \Phi) + (uW_{sc}) = 1.50 * (P_{a\gamma} + P_{aq})$$

$$\left[\frac{3 * 1.5T / m^3}{2} \right] * X^2 + [4.86T / m * \tan 30] + 0.4 * [2.95T / m] = 1.50 * [3.38 + 6.76]T / m$$

$$X = \pm 2.20m$$

$$C = 2.20m - 1.20m =$$

$$C = 1.00m$$

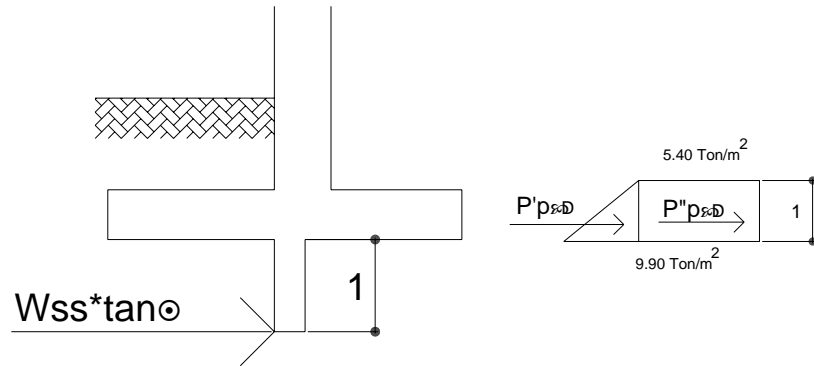
Diseño estructural de los elementos

1. Diente

La presión pasiva a X=2 m será:

$$P_{p\gamma} = K_p * \gamma_s * X = 3 * 1.5 T/m^3 * 2.20 m = 9.9 T/m^2$$

Figura 25. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el diente del muro.



Las presiones y cargas sobre el diente son:

Donde:

$$P' p \gamma_D = (9.9T / m^2 - 5.4T / m^2) * \left(\frac{0.80m}{2}\right) = 1.80T / m$$

$$P'' p \gamma_D = (5.40T / m^2 * 0.80m) = 4.32T / m$$

$$W_{ss} \tan \Phi = 7.65T / m * \tan 30 = 4.42T / m$$

Chequeo del diente por corte

$$Vu_{Rostro} = FCU * (P' p \gamma_D + P'' p \gamma_D + W_{ss} * \tan \Phi)$$

$$Vu_{Rostro} = 1.49 * (1.80 + 4.32 + 4.42) = 15.70T / m$$

Se asumirá un espesor de diente de 0.35 m

$$d = t - rec = 35 - 7.5 = 27.5 \text{ cms.}$$

Chequeando el corte que resiste el concreto con la siguiente formula:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Considerando el corte en base a un metro lineal, donde $b = 1$ m.

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 27.5 \text{ cm} / 1000 = 17.95 \text{ Ton/m}$$

$V_R > V_{act}$ siendo: $17.95 \text{ Ton/m} > 15.70 \text{ Ton/m}$

Por lo que se considera que el espesor del diente resiste el corte actuante.

Chequeo del diente por flexión

$$Mu_{ACT} = [W_{ss} * \tan \Phi * c + P'' p\gamma_D * c/2 + P' p\gamma_D * 2/3 * c] * 1.49$$

$$Mu_{ACT} = [4.86 * \tan 30 * 0.80 + 4.32 * 0.80 / 2 + 1.44 * 2/3 * 0.80] * 1.49$$

$$Mu_{ACT} = 7.06 \text{ Tm/m}$$

Teniendo:

$$Mu_{ACT} = 7.06 \text{ Tm/m}$$

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

$$d = 27.5 \text{ cm} - \Phi / 2 = 27.5 \text{ cm} - 1.59 / 2 = 26.705 \text{ cms}$$

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

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

$$t = 35 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s \text{ min} = 14.1 / 2810 * 100 * 26.87 / 1000 = 13.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req} = 13.21 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v / A \text{ req}$$

$$S = 1.98 / 13.21 = 0.15 \text{ cms}$$

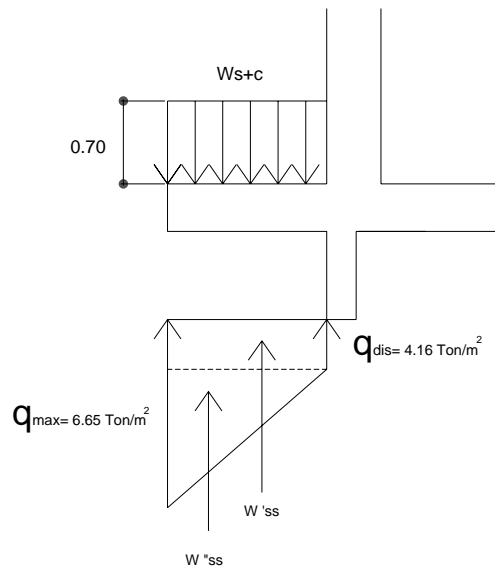
En el sentido longitudinal colocar A_s temp.

$$A_{stemp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 35 = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar} = 5 \text{ No } 4 + 1 \text{ No } 3 = 7.06 \text{ cm}^2$$

2. Pie

Figura 26. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el pie del muro.



Chequeo por corte

$$W_{\text{suelo}} + \text{cimiento} = W_s + c$$

$$W_s + c = \gamma_s * \text{despl.} * L_{\text{pie}} + \gamma_c * t_{\text{zap}} * L_{\text{pie}}$$

$$W_s + c = (1.5T / m^3 * 0.75m * 0.90m) + (2.4T / m^3 * 0.45m * 0.90m)$$

$$W_s + c = 1.98T / m$$

$$W'_{ss} = 4.16T / m^2 * 0.90m = 3.74T / m$$

$$W''_{ss} = (6.65 - 4.16)T / m^2 * 0.80 / 2m = 1.00T / m$$

El corte actuante es vertical y hacia arriba, por lo que la tensión se producirá en la parte inferior del pie, donde se deberá colocar el refuerzo.

El peralte efectivo será:

$$d = t - \text{rec} - \Phi / 2 \quad \text{tomando varilla No. 6}$$

$$d = 45 - 7.5 - 1.91/2 = 36.55 \text{ cm}$$

Por lo que el corte resistente será:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 36.55 / 1000$$

$$V_R = 23.86 \text{ Ton} / m$$

El corte en el rostro del muro será:

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * [W'_{SS} + W''_{SS} - W_S + c]$$

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * [3.74 + 1.00 - 1.98] = 2.76 \text{ T} / m$$

Como $Vu_{rostro} < Vr$, $2.76 \text{ Ton/m} < 23.86 \text{ Ton/m}$, por lo que el espesor del pie chequea por corte.

Chequeo por flexión

$$Mu_{ROSTRO} = 1.49 * [W'_{SS} * L_{pie} / 2 + W''_{SS} * 2/3 * L_{pie} - W_S + c * L_{pie} / 2] =$$

$$Mu_{ROSTRO} = 1.49 * [3.74 * 0.90 / 2 + 1.00 * 2/3 * 0.90 - 1.98 * 0.90 / 2] =$$

$$Mu_{ROSTRO} = 2.07 \text{ Ton} - m / m$$

Teniendo:

$$Mu_{ROSTRO} = 2.07 \text{Ton} - m/m = 2,074.08 \text{kg} - m/m$$

$$d = 36.55 \text{ cm}$$

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

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

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

Se obtiene:

$$As_{\min} = 18.34 \text{cm}^2$$

$$As_{\text{req}} = 2.25 \text{cm}^2$$

$$S = Av/A_{\text{req}}$$

$$S = 2.85/18.34 = 0.15 \text{ m} \quad (\text{Varilla No 6})$$

Colocar No. 6 @ 0.15 m

En el sentido longitudinal colocar As_{temp} .

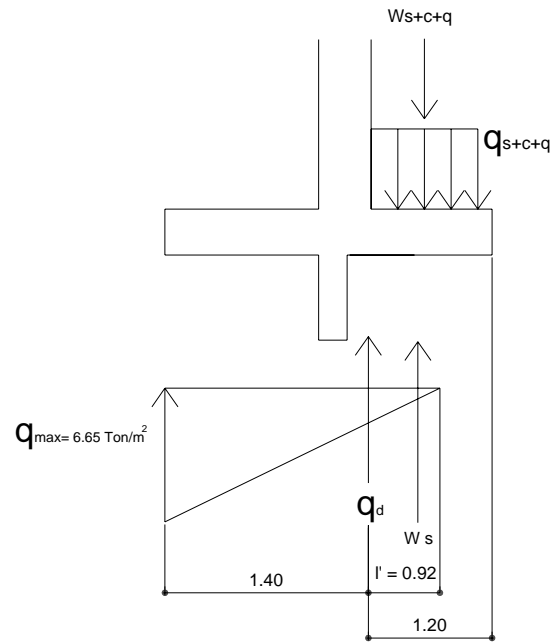
$$As_{\text{temp}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 90 * 45 = 8.10 \text{cm}^2$$

Colocar No 5 @ 0.21 m.

$$8.49 \text{ cm}^2 > 8.10 \text{ cm}^2.$$

3. Diseño del talón

Figura 27. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre el talón del muro.



La presión a rostro interno de la pantalla será:

$$\frac{qd}{0.92} = \frac{6.65}{2.32}$$

$$qd = 2.64T / m^2$$

$$qs + c + q = \gamma s * H + \lambda c * t + q$$

$$qs + c + q = 1.5T / m^3 * 4.75m + 2.4T / m^3 * 0.45m + 1.95T / m^2$$

$$qs + c + q = 10.16T / m^2$$

Ahora:

$$W_s = qd * l' / 2 = 2.64T / m^2 * 0.92m / 2$$

$$W_s = 1.21T / m^2$$

$$W_s + c + q = W_s + c + q * L_{talón}$$

$$W_s + c + q = 10.16T / m^2 * 1.20m$$

$$W_s + c + q = 12.19T / m$$

Chequeo por corte

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * (W_s + c + q - W_s)$$

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * (12.19T / m - 1.21T / m)$$

$$Vu_{ROSTRO} = 16.36T / m$$

Calculando el corte que resiste el concreto:

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 36.55 / 1000$$

$$V_R = 23.86Ton / m$$

Como $Va_{ROSTRO} < V_R$; $16.36 T/m < 23.86 T/m$, el espesor del talón si resiste el corte.

Chequeo por flexión

$$Mu_{ROSTRO} = 1.49 * (W_s + c + q * Ltalón / 2 - W_s * l' / 3)$$

$$Mu_{ROSTRO} = 1.49 * (12.19T / m * 1.20 / 2 - 1.21T / m * 0.92m / 3)$$

$$Mu_{ROSTRO} = 10.35 T-m/m$$

Teniendo:

$$\mu = 10,350.00 \text{ Kg-m/m}$$

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

$$d = 36.55 \text{ cm}$$

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

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

Se obtiene:

$$A_{s \text{ min}} = 18.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 11.48 \text{ cm}^2$$

Usar $A_{s \text{ min}}$ con varilla No.6

$$S = A_v / A_{s \text{ req}} = 2.85 / 18.34 = 0.15 \text{ m.}$$

Colocar No.6 @ 0.15m

En el sentido longitudinal colocar $A_{s \text{ temp}}$.

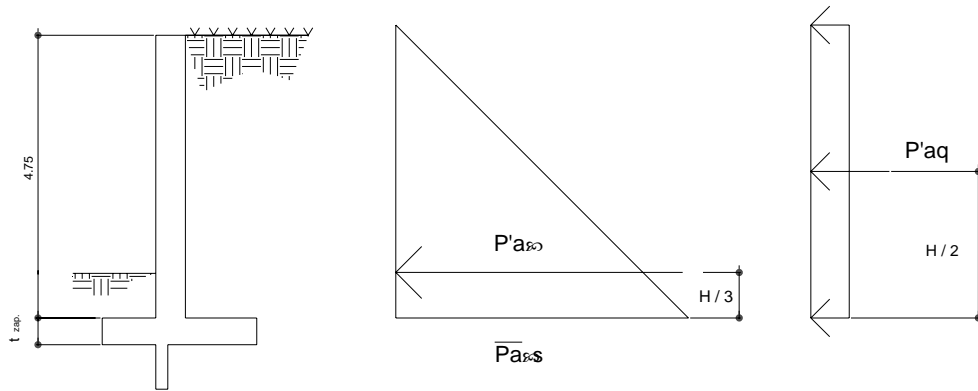
$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 120 * 45 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Colocar = No 5 @ 0.21 m.

$$11.31 \text{ cm}^2 > 10.80 \text{ cm}^2.$$

Diseño de la pantalla

Figura 28. Detalle de presiones y cargas actuantes sobre la pantalla del muro.



Obtenemos:

$$\overline{Pa\gamma} = Ka * \gamma_s * H = 1/3 * 1.5T / m^3 * 4.75m = 2.38T / m^2$$

$$\overline{Paq} = Ka * q = 1/3 * 1.95T / m^2 = 0.65T / m^2$$

$$P'a\gamma = \overline{Pa\gamma} * H / 2 = 2.38T / m^2 * 4.75m / 2 = 5.65T / m$$

$$P'aq = \overline{Paq} * H = 0.65T / m^2 * 4.75m = 3.09T / m$$

Chequeo por corte

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * (P'a\gamma + P'aq)$$

$$Vu_{ROSTRO} = 1.49 * (5.65 + 3.09)T / m$$

$$Vu_{ROSTRO} = 13.02T / m$$

Si: $d = 50 - 7.5 - 2.54/2 = 41.23 \text{ cms.}$ (Varilla No. 8)

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 41.23 / 1000$$

$$V_R = 26.92 \text{Ton}$$

Como el $V_R > V_{u\text{ROSTRO}}$, $26.92 \text{ Ton} > 13.02 \text{ Ton}$, el espesor de la cortina si resiste el corte.

Chequeo por flexión

$$M_{u\text{ROSTRO}} = 1.49 * (P' a \gamma * H / 3 + P' a q * H / 2)$$

$$M_{u\text{ROSTRO}} = 1.49 * (5.65 \text{T} / \text{m} * 4.75 \text{m} / 3 + 3.09 \text{T} / \text{m} * 4.75 / 2)$$

$$M_{u\text{ROSTRO}} = 24.26 \text{Ton} - \text{m} / \text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{2810 \text{kg} / \text{cm}^2} * 100 \text{cm} * 41.23 \text{cm} = 20.69 \text{cm}^2 = 21 \text{cm}^2$$

$$M_{\text{RESISTE}(A_s \text{ min})} = 21.02 \text{T} - \text{m} / \text{m}$$

Colocar: No. 8 @ 0.24 m

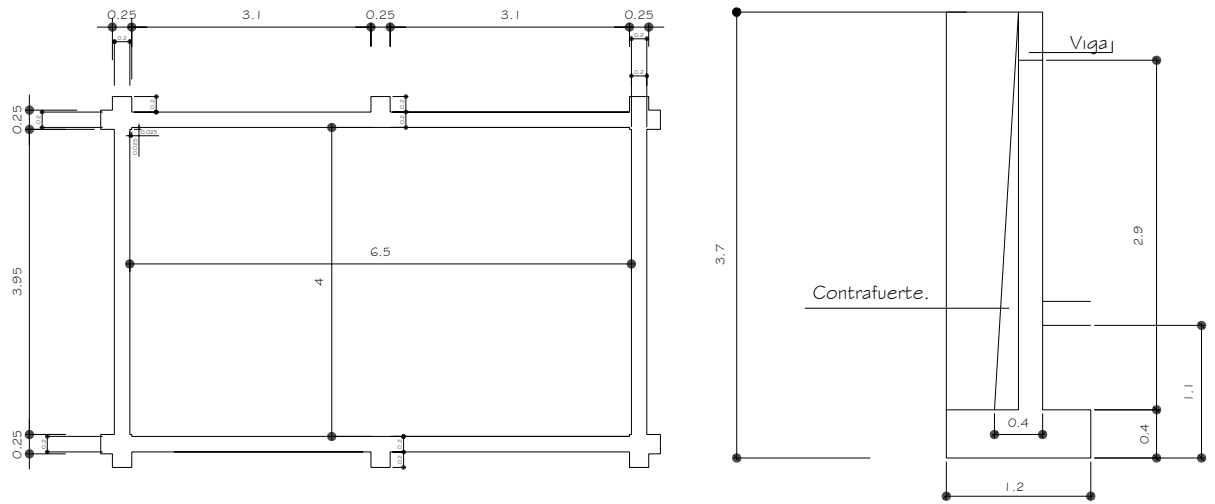
En el sentido longitudinal colocar, $A_{s\text{temp}}$

$$A_{s\text{temp}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 475 * 50 = 47.50 \text{cm}^2$$

Colocar = No 4 @ 0.125 m.

2.1.11 Diseño de Cisterna Enterrada

Figura 29. Esquema del tanque.



Datos:

$$\gamma_s = 1.5 \text{Ton} / \text{m}^3$$

$$V_s = 20 \text{Ton} / \text{m}^3$$

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

$$f'c = 2810 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Capacidad} = 52 \text{ m}^3$$

$$\gamma_s = 2.4 \text{Ton} / \text{m}^3 = 2,400 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$Kp = 3$$

$$Ka = 1/3$$

Considerando que la condición mas crítica para las paredes de la cisterna es cuando la misma se encuentra vacía, por lo que experimenta mayor empuje debido a la presión del suelo.

La carga a la que estarán sometidos los muros será:

$$P_A = K_a * \gamma_s * H \quad (\text{caso crítico})$$

$$P_A = 1/3 * 1500 \text{kg} / \text{cm}^2 * 2.9\text{m} \quad (\text{en la base})$$

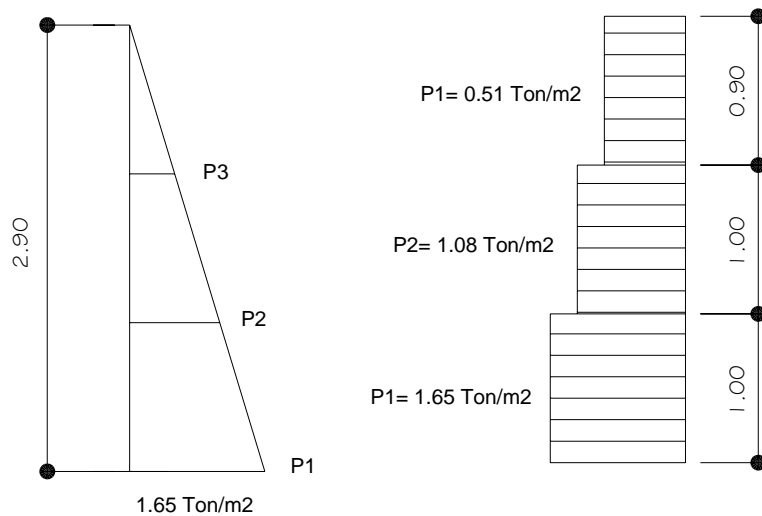
$$P_A = 1,435.50 \text{Kg} / \text{m}^2 \quad (\text{en la base})$$

El empuje producido será

$$E = P_A * H/2 = \frac{1435.50 \text{kg} / \text{m}^2 * 2.9\text{m}}{2} = 2,081.48 \text{kg} = 2.08 \text{Ton} / \text{m}$$

Por considerar los efectos producidos por el comportamiento del suelo al momento de producirse un sismo se diseña con un 15% adicional.

Figura 30. Distribución de presiones..

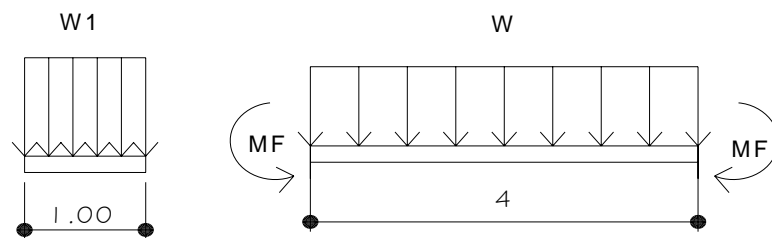


$$P_A = 1.15 * 1,435.50 = 1,650.83 \text{Kg} / \text{m}^2$$

$$E = 1.15 * 2.08 \text{Ton} / \text{m} = 2.40 \text{Ton} / \text{m}$$

Para trabajar por resistencia ultima se incrementan las cargas anteriores por el factor de 1.45.

Figura 31. Distribución de momentos en las paredes del tanque



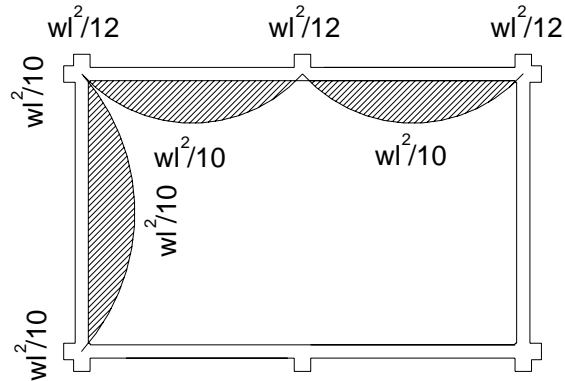
$$W1 = 1.65 \text{ Ton/m}^2, \quad W1u = 1.45 * 1.65 \text{ Ton/m}^2 = 2.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_F = \frac{W * l^2}{12} * H / 3 = \frac{2.40 \text{ Ton/m}^2 * 4^2 \text{ m}}{12} * 1 \text{ m} =$$

$$M_F = 3.20 \text{ Ton} - \text{m}$$

Determinación de momentos en la paredes del tanque, tomados en franjas horizontales de un metro, considerando que se utilizaron elementos de estructura principal (contrafuertes), mismos que deben encontrarse a separaciones entre 1.50 m a 7m.

Figura 32. Detalle de los momentos en las paredes del tanque.



$$M_{+} = \frac{W * l^2}{10} = \frac{2.40 \text{Ton} / \text{m}^2 * 4^2 \text{m}}{10} =$$

$$M_{+} = 3.84 \text{Ton} - \text{m}$$

Corte

$$V = \frac{W * l}{2} \pm \frac{M1 - M2}{L}$$

$$V = \frac{3 * 4}{2} \pm \frac{3.20 - 3.20}{4} = 6 \text{Ton}$$

Chequeo de corte en el muro

Asumimos un espesor de 20 cms. y (Varilla No. 4)

$$d = 20 - 3 - 1.27/2 = 16.37 \text{ cms.}$$

El caso crítico se presenta en el tramo inferior

$$V_{\text{max}} = 6 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{6,000 \text{Kg}}{0.85 * 100 * 16.37} = 4.31 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{\text{permitido}} = 0.50\sqrt{f'c} \quad (\text{esp. A.C.I.-318-71})$$

$$V_{\text{permitido}} = 0.50\sqrt{210\text{kg}/\text{cm}^2} = 7.25\text{Kg}/\text{cm}^2$$

$V_{\text{per}} > V_u$, por lo tanto el espesor es el adecuado.

Calculo del peralte minimo (d_{min})

$$d_{\text{min}} = \frac{6000\text{kg}}{0.85 * 168 * 7.25} = 5.80\text{cms}$$

$$t_{\text{min}} = 5.80 \text{ cms} + 3 \text{ cms} + 1.27 \text{ cms}/2 = 9.45 \text{ cms.}$$

$$t_{\text{min}} = 10 \text{ cms.}$$

Por lo que se usará una cortina de un espesor constante de 0.20 m de espesor.

El $A_{s_{\text{mine}}}$ en losas esta dado por $A_{s_{\text{min}}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2/100 \text{ cm}$ (tomado en base a una franja unitaria).

Determinación del refuerzo necesario

$$M_u = \Phi * (A_s * f_y * (d - a/2))$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{A_s * 2810\text{kg}/\text{cm}^2}{1.7 * 210\text{kg}/\text{cm}^2 * 100\text{cm}} = 0.0787 * A_s$$

$$\phi = 0.90$$

$$d = 20 - 3 - 1.27/2 = 16.77 \text{ cms.}$$

$$M_u = 0.90 * 2810\text{kg}/\text{cm}^2 * A_s * (16.77\text{cm} - 0.0787 * A_s)$$

$$M_u = 36,799.79 * A_s - 176.92 * A_s^2$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado tenemos :

$$M_{\text{-max}} = 3.84 \text{ Ton-m}$$

$$A_{s-} = 11.02 \text{ cm}^2/\text{franja}$$

$$M_{\text{+max}} = 3.20 \text{ Ton-m}$$

$$A_{s+} = 9.09 \text{ cm}^2/\text{franja}$$

Ambas mayores que el área de acero mínima.

Las franjas 2 y 3 se armaran con $A(-) = 9.09 \text{ cm}^2$ /utilizando dos camas.

El refuerzo vertical de repartición se asumirá como:

$$\frac{1}{2} A_s(-) = 4.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo de los espaciamientos:

1. Refuerzo Vertical

Varilla No.3, área 0.71 cm^2 /barra

$$\text{Espaciamiento: } S = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 4.55 \text{ cm}^2 = 18 \text{ cms.}$$

2. Refuerzo Horizontal

Para varillas No 3 en franjas 2 y 3:

$$\text{Espaciamiento: } S = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 9.09 \text{ cm}^2 = 8.83 \text{ cms.} = 9 \text{ cms (como son camas dobles @ 0.18 m.)}$$

Para absorber el momento positivo de la franja 1, necesitamos el siguiente espaciamiento:

$$S = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 11.02 \text{ cm}^2 = 7 \text{ cms (como es cama doble @ 0.15 m)}$$

Diseño de elementos de estructura principal:

$$P = \gamma * H * K a \text{ (en la base del elemento)}$$

$$E = \frac{\gamma * H^2 * k a * 1.45}{2} \text{ (carga ultima)}$$

Para la separación de columnas “a”, el empuje total producido por el suelo será:

$$E = \frac{\gamma * H^2 * k a * 1.45}{2} * a$$

Por lo tanto el momento de flexión máximo, en la base de la columna es:

$$M_{\text{máx}} = \frac{\gamma * H^2}{2} * ka * 1.45 * a * H / 3 = \frac{\gamma * H^3}{6} * 1.45 * a * ka$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1500 \text{kg/cm}^2 * (2.90 \text{m})^3 * 1.45 * 4 \text{m} * 0.33}{6} = 11,670.14 \text{kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = 11.67 \text{Ton-m}$$

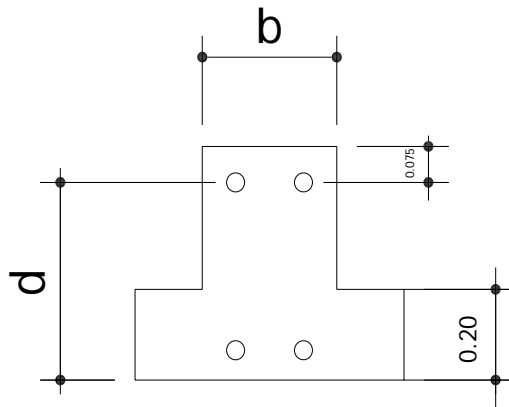
Determinación de $V_{\text{máx}}$.

$$V_{\text{máx}} = \frac{\gamma * H^2}{2} * ka * a * 1.45 \quad (\text{carga ultima})$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1500 \text{kg/m}^3 * (2.90 \text{m})^2 * 0.33 * 4 * 1.45}{2} = 12,072.56 \text{kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 12.07 \text{Ton}$$

Figura 33. Detalle de dimensionamiento de la sección del contrafuerte.



Asumimos $b=0.25 \text{ m}$

$$M_r = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11.67 \text{Ton} - \text{m}}{0.90} = 12.97 \text{Ton} - \text{m}$$

Para el diseño de la sección asumiremos $\rho = 0.5\rho_b$ de acuerdo a los requerimientos sísmicos:

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c * 6000}{f_y * 6000 + f_y}; \quad \text{para } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 6000}{2810 \text{ kg/cm}^2 * 6000 + 2810 \text{ kg/cm}^2};$$

$$\rho_b = 0.03677$$

$$\rho = 0.5 * \rho_b = 0.5 * 0.03677 = 0.0184$$

$$W = \frac{\rho * f_y}{f'_c} = \frac{0.0184 * 2810 \text{ kg/m}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} = 0.246$$

$$\frac{Mr}{b * d^2 * f'_c} = W * (1 - 0.59 * W) \quad \text{Obtenemos} \quad b * d^2 = \frac{Mr}{f'_c * W * (1 - 0.59 * W)}$$

$$(b * d)^2 = \frac{12.97 * 10^5 \text{ kg-cm}}{210 \text{ kg/cm}^2 * 0.246 * (1 - 0.59 * (0.246))} = 29,369.10 \text{ cm}^2$$

$$d^2 = \frac{29,369.10 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}}$$

$$d = 35 \text{ cms. (por criterio)}$$

Cálculo del As

$$Mu = \phi * As * f_y (d - a/2)$$

$$\frac{a}{2} = \frac{As * f_y}{1.7 * f'_c * b} = \frac{2810 \text{ kg/cm}^2 * As}{1.7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm}} = 0.3148 * As$$

$$11.67 * 10^5 \text{ kg-cm} = 0.9 * 2810 \text{ Kg/cm}^2 * As * (35 \text{ cm} - 0.3148 * As)$$

$$As = 15.30 \text{ cms.}$$

Chequeo de la fórmula:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

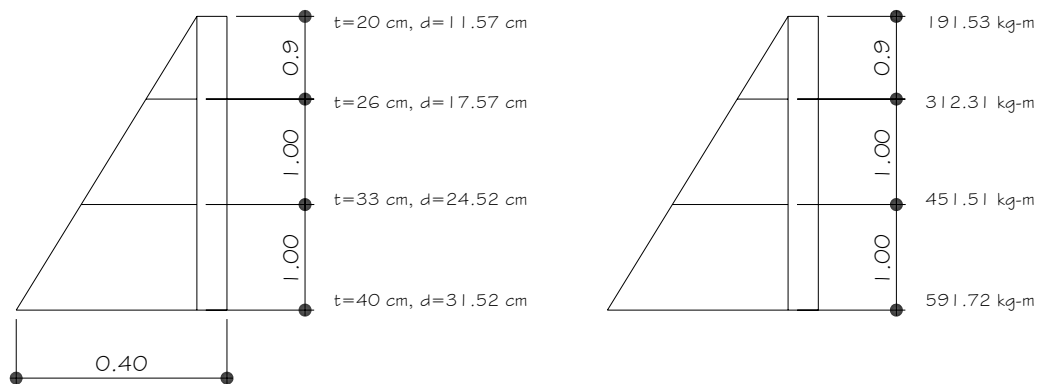
$$A_s = \left[25cm * 35cm - \sqrt{(25cm * 35cm)^2 - \frac{11.67 * 10kg - m * 25cm}{0.003825 * 210kg / cm}} \right] * \frac{0.85 * 210kg / cm^2}{2810kg / cm^2}$$

$$A_s = 15.29 \text{ cm}^2.$$

Armado: 3 No. 8 + 1 No. 3 = 15.92 cm²

El elemento de estructura principal se diseñará como un contrafuerte.

Figura 34. Diagrama de Momentos



Chequeo por corte.

$$V_u = \frac{12.07 * 10^3 \text{ kg}}{0.85 * 25cm * 31.52cm} = 18.02 \text{ kg} / \text{cm}^2 > 7.25 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

La sección no resiste el corte por lo tanto se deben colocar estribos.

$$V = 1.244 * h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{4.85605}{1.2441}} = 1.97m$$

Corte a una distancia "d" de la base del contrafuerte.

$$Vu(d) = 16.06 \text{ Ton}$$

Esfuerzo ultimo de corte

$$Vu = \frac{Vu(d)}{0.85 * b * d} = \frac{16,060kg}{0.85 * 25cm * 31.52cm} = 23.98Kg / cm^2$$

Esfuerzo máximo que soporta el concreto

$$Vc = 0.5 * \sqrt{f'c} = 0.5 * \sqrt{210kg / cm^2} = 7.25kg / cm^2$$

$$Vc = Vc * \Phi * b * d = 7.25kg / cm^2 * 0.85 * 25cm * 31.25cm = 4.86Ton$$

La distancia Xc desde la base, bajo la cual el concreto absorbe el corte.

$$Xc = 0.93 \text{ m}$$

Para estribos No. 3, $Av = 1.42 \text{ cm}^2$; $fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$

$$Vu - Vc = \frac{Av * fy}{b * S}$$

$$S = \frac{Av * fy}{b * (Vu - Vc)} = \frac{1.42cm^2 * 2810kg / cm^2}{25cm * (16.73kg / cm^2)} = 9.54cms = 10cms$$

$$S_{max\text{permissible}} = d/2 = 31.52cms/2 = 15.76 \text{ cms.}$$

Diagrama de Momentos de Acero

Con $A_s = 15.37 \text{ cm}^2 / 2 = 7.70 \text{ cm}^2$ armado (1No 8+ 1 No 6)

$$M_u = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$M_u = 0.9 * 7.92 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg / cm}^2 * \left(d - \frac{7.92 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg / cm}^2}{1.7 * 210 \text{ kg / cm}^2 * 31.52 \text{ cm}} \right)$$

$$M_u = 20,029.68 * (d - 1.977)$$

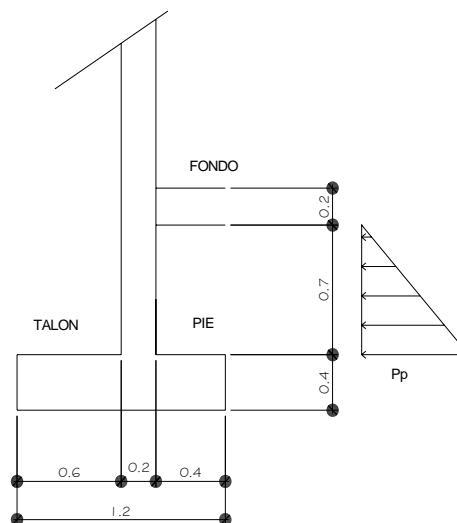
Tabla XI. Distribución de momentos en función de la altura del contrafuerte.

H	0	0.90	1.90	2.90
d	11.57	17.57	24.52	31.52
M	191.53	312.31	451.51	591.72

Diseño de la Cimentación del Muro

- a. Dimensiones tentativas del muro

Figura 35. Esquema de las dimensiones propuesta del Muro.



Chequeo del espesor del cimiento.

El talón se considera como una losa apoyada en 3 de sus caras, en parte de los contrafuertes y el muro, siendo su comportamiento como el de una losa (invertida) sometida a las presiones del suelo. El chequeo del espesor asumido se hará tomando el talon como una losa en voladizo, apoyada sobre la cortina del muro, no tomando en cuenta el efecto de apoyo que nos producen los contrafuertes.

Se asumió $t=0.40$ m

$$d=40\text{cm} - 7.5\text{cm} - 1.98\text{cm}/2 = 31.51 \text{ cms}$$

$$\text{Presión} = 20 \text{ Ton/m}^2 * 1.45 = 29. \text{ ton/m}^2$$

$$Vu(d) = 29 \text{ Ton/m}^2 * 0.3151 \text{ m} = 9.14 \text{ Ton/m}$$

$$Vu = \frac{9,140\text{kg}}{0.85 * 100\text{cm} * 31.51\text{cm}} = 3.41\text{kg} / \text{cm}^2$$

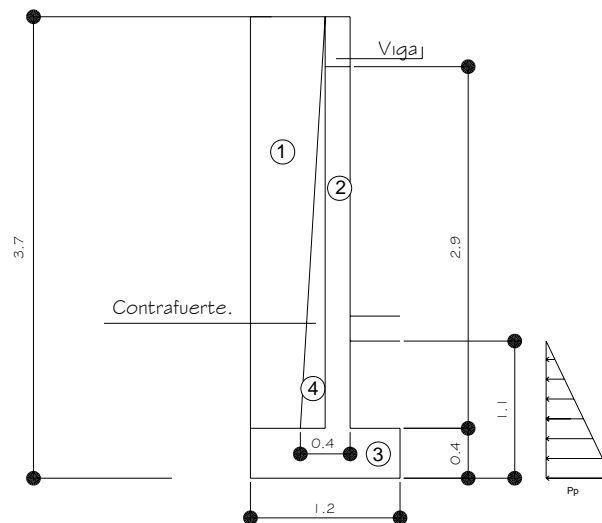
Para una franja de 1 m

$$V_{per} = 0.5 * \sqrt{f'c} = 0.5 * \sqrt{210\text{kg} / \text{cm}^2} = 7.25\text{kg} / \text{cm}^2$$

Como $V_{per} > Vu$ el peralte efectivo es adecuado.

b Chuequeo de la estabilidad del Muro

Figura 36. Esquema de estabilización del contrafuerte.



El chequeo de la estabilidad se hará para el panel de carga del contrafuerte.

1. Momento Actuante: $M_{act} = \frac{11.67Ton - m}{1.45} = 8.05Ton - m$

2. Momento Pasivo: $M_{act} = Pp * \frac{1.10}{3}$

$Pp = 3 * 1500kg/m^3 * 1.10 m * 4 m = 19,800 kg/m$

$Pp = 19,800 kg/m * 1.10 m/2 = 10,890 kg$

$M_{act} = 10.89Ton * \frac{1.10}{3} = 3.99Ton$

3. Cálculo del Momento Estabilizante.

Tabla XII. Cálculo del Peso y Momento que produce la distribución geométrica del contrafuerte.

Figura	W	W (ton)	Brazo (m)	WxBrazo (ton-m)
1	$1500 * 2.9 * 0.6 * 4 / 1000 =$	10.44	0.90	9.40
2	$2400 * 2.90 * 0.20 * 4 / 1000 =$	5.57	0.50	2.79
3	$2400 * 1.20 * 0.4 * 4 / 1000 =$	4.61	0.55	2.55
4	$2400 * 2.90 * 0.40 * 0.25 / 1000 =$	1.39	0.80	1.11
	$\Sigma =$	22.01	$\Sigma =$	15.85

$M_{est} = 15.85 Ton-m + 3.99 Ton-m = 19.84 Ton-m$

Chequeos:

a. Volteo :

$$F.S = \frac{M_{est}}{M_{act}} > 1.5$$

$$F.S. = \frac{19.84Ton - m}{8.05Ton - m} = 2.46 > 1.5 \quad \text{Estructura adecuada contra volteo.}$$

b. Deslizamiento:

$$F.S. = \frac{F_{resist.}}{F_{act.}} > 1.5$$

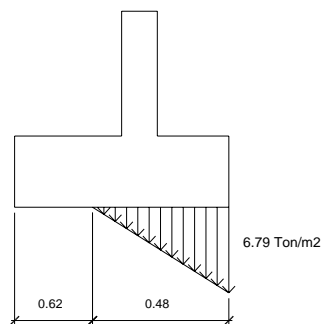
$$F_{act.} = \frac{12.07ton.}{1.45} = 8.32Ton$$

$$F_{resist.} = 22.01Ton * 0.40 + 10.89Ton = 19.69Ton$$

$$F.S. = \frac{19.69Ton}{8.32Ton} = 2.36Ton > 1.5 \quad \text{La estructura chequea contra deslizamiento.}$$

Para una franja de 1 m de ancho.

Figura 37. Diagrama de la presión actuante sobre la cimentación del muro-contrafuerte

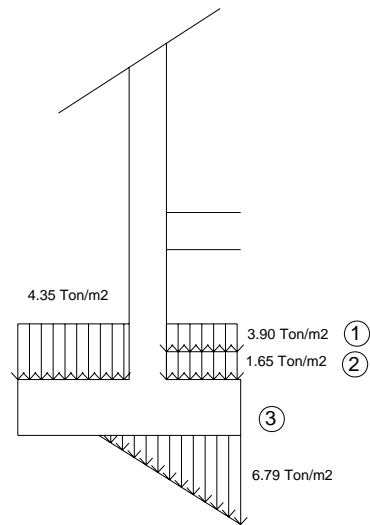


$$e = \frac{M_{est} - M_{act}}{W_{total}} = \frac{(19.84 - 8.05) \text{Ton} - m}{22.01 \text{Ton}} = 0.54 \text{m}$$

$$P = \frac{2 * W}{3 * a} = \frac{2 * 22.01 \text{Ton}}{3 * 0.54 \text{m} * 4 \text{m}} = 6.79 \text{Ton} / \text{m}^2 < 20 \text{Ton} / \text{m}^2$$

Calculo del refuerzo del cemento.

Figura 38. Esquema de la distribución de presiones sobre la cimentación del tanque.



$$1 \quad \frac{1000 \text{kg} / \text{m}^3 * 3.90 \text{m}}{1000} = 3.9 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$2 \quad \frac{1500 \text{kg} / \text{m}^3 * 1.10 \text{m}}{1000} = 1.65 \text{Ton} / \text{m}^2$$

Peso del Cemento.

$$3 \quad \frac{2400 \text{kg} / \text{m}^3 * 0.40 \text{m}}{1000} = 0.96 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{0 * 6.795}{0.48} = 0 \text{ Ton/m}^2$$

Corte.

$$V = 7.70 \text{ Ton/m} * 0.60 \text{ m} = 4.62 \text{ Ton}$$

Momento:

$$M = 4.62 \text{ Ton} * 0.60/2 = 1.39 \text{ Ton-m}$$

$$d = 40\text{cm} - 7.5\text{cm} - 1.98/2 = 31.51 \text{ cms.}$$

Chequeo por corte:

$$V_c = \frac{4.620 \text{ Ton}}{0.85 * 100\text{cm} * 31.51\text{cm}} = 1.73 \text{ kg/cm}^2 < 7.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{El peralte es adecuado.}$$

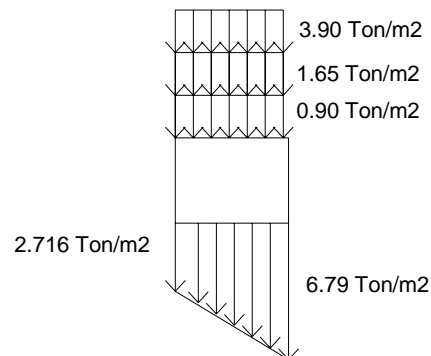
$$M = 1.39 \text{ Ton-m} \quad \text{Obtenemos: } A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100\text{cm} * 40\text{cm} = 8 \text{ cm}^2$$

Armado No. 5 @ 0.20 m

Diseño de Dedo.

Figura 39. Esquema de la distribución de presiones sobre el dedo.



$$6.51 \text{ Ton/m}^2 - 2.716 \text{ Ton/m}^2 = 3.794 \text{ Ton/m}^2 * 1.45 = 5.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$6.79 \text{ ton/m}^2 - 6.51 \text{ ton/m}^2 = 0.28 \text{ Ton/m}^2 * 1.45 = 0.41 \text{ Ton/m}^2$$

Corte

$$V = 5.50 \text{ Ton/m}^2 * 0.40 + (5.09 \text{ Ton/m}^2 * 0.65)/2 = 3.85 \text{ Ton/m}$$

Momento

$$M = 2.20 \text{ Ton} * 0.40\text{m}/2 + 1.65 \text{ Ton} * 2/3 * 0.65\text{m} = 1.16 \text{ Ton-m}$$

$$d = 31.51 \text{ cms}$$

Chequeo por corte

$$V_c = \frac{3,850 \text{ Kg}}{0.85 * 100 \text{ cm} * 31.51 \text{ cm}} = 1.44 \text{ Kg/cm}^2 < 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

El espesor del dedo es adecuado para resistir el corte.

$$M = 1.16 \text{ Ton-m}, \quad \text{Obtenemos : } 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.002 * 40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Armado : No 3 @ 0.20 m

$$A_{smin} = 0.002 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 8 \text{ cm}^2$$

Armado : No 4 @ 0.15 m

Se considera que el contrafuerte y el muro rigidizado (dan apoyo) a la placa del cimiento, por lo que el A_{smin} será suficiente:

$$A_{smin} = 0.002 * b * t = 0.002 * 150 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2/\text{cama}$$

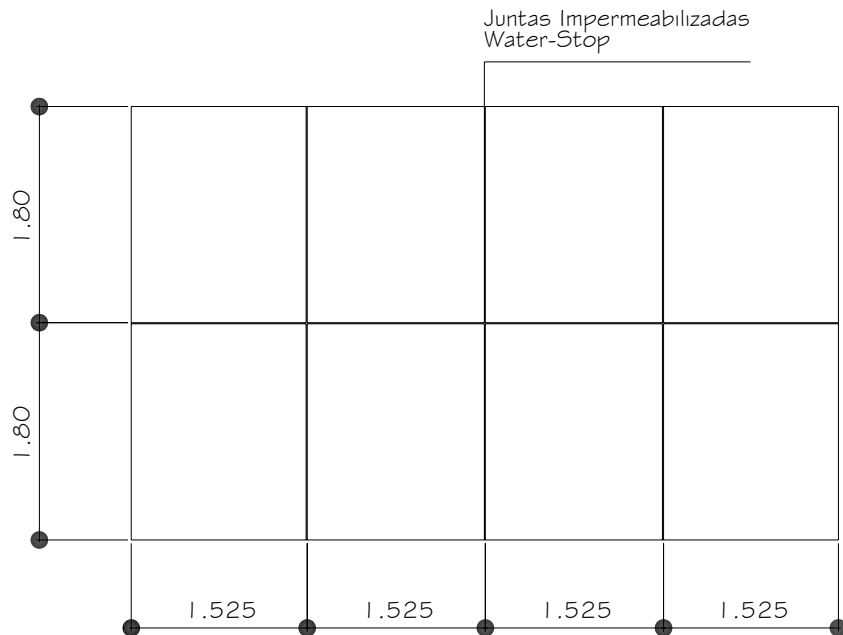
Entonces No 4 @ 0.20 m (en dos camas)

Diseño de losa de cimentación

El tipo de fondo a usar es variado, dentro de los más usados se encuentran los siguientes:

1. Fondo construido con elementos estructura principal (vigas o nervios).
2. Losa plana con juntas de dilatación debidamente impermeabilizadas.
3. Fondo construido por planchas de concreto asfáltico (flexible).

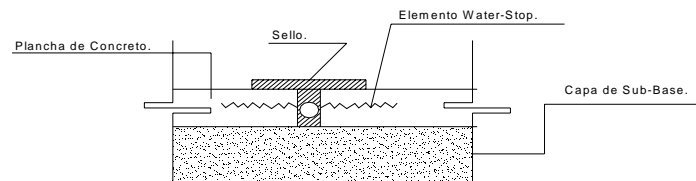
Figura 40. Distribución de planchas en la losa inferior del tanque.



En este caso el diseño se hará tomando varias losas planas, colocando juntas de dilatación (Water-Stop) debidamente impermeabilizadas, para lo cual se tendrán las siguientes suposiciones para el diseño:

- a. Se asume un suelo uniforme.
- b. Planchas sometidas a compresión.

Figura 41. Detalle de impermeabilización de las planchas de concreto en la losa inferior del tanque.



Para el cálculo de las losas se asume que serán elementos apoyados sobre un suelo uniforme, armadas con el Asmin y que el suelo es capaz de darle el soporte adecuado.

Se asumirá un espesor de losa de 0.20 m.

$$d = 20 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.24/2 = 11.865 \text{ cm}$$

$$\text{Asmin} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Opciones de armado:

- a. Colocar No 4 @ 0.30m (en dos camas) ó
- b. Colocar No 3 @ 0.15 m (en una cama)

Se opto por la opción b.

Hasta aquí se ha diseñado una cisterna sin tapadera es decir sin cubierta superior, pero considerando el tipo de proyecto (Hotel) y el uso destinado al agua dentro del deposito, es necesario construir una losa superior como cubierta o tapadera de la cisterna, por lo que se diseñará una losa superior, el sistema de vigas en el perímetro del tanque de manera de tener un sistema de vigas y columnas, estas ultimas inmersas dentro de los contrafuertes.

El diseño de la losa superior de la cisterna se hará siguiendo el mismo procedimiento que se describe en el inciso 2.1.8.2.1.

El diseño de las columnas inmersas dentro de los contrafuertes se hará siguiendo el mismo procedimiento que se describe en el inciso 2.1.8.2.3.

(Ver detalles de armado en planos, Anexo)

2.1.12 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizaron varias cotizaciones para tener el precio real de los materiales, así como una comparación entre los cobros y precios de materiales como de mano de obra que manejan las empresas constructoras que trabajan para la municipalidad.

Tabla XIII. Presupuesto de Materiales, Edificio para Hotel Municipal.

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1.	<i>MATERIALES..</i>				
	Cemento Gris	9,065	Saco	Q. 45.50	Q. 412,457.50
	Arena de Río	679.30	M3	Q. 360.00	Q. 244,548.00
	Arena Amarilla	203.	M3	Q 270.00	Q 54,810.00
	Arena Blanca	93	M3	Q 320.00	Q 29,760.00
	Piedrin	612.05	M3	Q. 360.00	Q. 220,338.00
	Selecto	13	M3	Q. 360.00	Q. 4,680.00
	Hierro No. 8	573	varillas	Q. 180.00	Q. 103,140.00
	Hierro No. 6	756	varillas	Q. 89.00	Q. 67,284.00
	Hierro No. 5	877	varillas	Q. 66.00	Q. 57,882.00
	Hierro No. 4	1,040	varillas	Q. 32.00	Q. 67,284.00
	Hierro No. 3	5,705	varillas	Q. 17.50	Q. 99,837.50
	Hierro No. 2	2,890	varillas	Q. 7.75	Q. 22,397.50

	Alambre de Amarre	1,751.3	Libra	Q 5.50	Q 9,632.15
	Cal Hidratada	1275	qq	Q 20.00	Q 25,500.00
	Block de 0.15*0.20*0.40	26,560	unidad	Q 4.50	Q 119,520.00
	Ladrillo Tubular de 14*6.5*29 cms	6,050	unidad	Q. 6.00	Q. 36,300.00
	Fachaleta de Ladrillo (NORMAL)	463	M2	Q. 130.00	Q. 60,190.00
	Gravilla (Para material de Relleno)	600	M3	Q. 300.00	Q. 180,000.00
	Ladrillo Tayuyo de 11*6.5*23 cms.	2,195	Unidad	Q. 4.50	Q. 9877.50
	Gradas de Metal	1	Global	Q. 20,000.00	Q. 20,000.00
	Puertas	1	Global	Q. 91,864.50	Q. 91,864.50
	Ventanas	1	Global	Q. 65,090.25	Q. 65,090.25
	Adeblock Cemix "L Fino"	2	sacos	Q. 46.50	Q. 93.00
	Piso cerámico de 14"X14"	1,040	M2	Q. 90.00	Q. 93,600.00
	Piso Baldosa de Barro de 14"X14"	280	M2	Q. 75.00	Q. 21,000.00
	Azulejo de 20 X 25 cms	320	M2	Q. 65.00	Q. 20,800.00
	Pegamix (Pisos y Azulejos) Cemix	565	Bolsas	Q. 31.00	Q. 17,515.00
	Sisa (Pisos y Azulejos) Cemix	170	bolsas	Q. 50.00	Q. 8,500.00
	Pintura de Aceite (Color Beige)	45	Galón	Q. 93.50	Q. 4,207.50
	Pintura de Aceite (Color Marfil)	130	Galón	Q. 93.50	Q. 12,155.00
	Pintura de Agua (Color Blanco)	200	Galón	Q. 66.00	Q. 13,200.00
	Instalación de Agua Caliente	1	Global	Q. 15,322.00	Q. 15,322.00
	Instalación de Agua Fría	1	Global	Q. 13,851.50	Q. 13,851.50
	Artefactos Sanitarios	1	Global	Q. 37,895.00	Q. 37,895.00
	1 Bomba Centrifuga 3 H.P.	1	unidad	Q. 12,100.00	Q. 12,100.00
	Tanques Hidroneumáticos	3	unidad	Q. 4,400.00	Q. 18,200.00
	Tubería para drenaje Aguas Negras	1	Global	Q. 13,008.65	Q. 13,008.65
	Tubería para drenaje Agua Pluvial	1	Global	Q. 19,316.00	Q. 19,316.00
	Accesorios Sanitarios para Drenaje	1	Global	Q. 14,638.70	Q. 14,638.70
	Estructumalla 6X6 - 9/9	25	unidad	Q. 219.75	Q. 5,493.75
	Instalación Eléctrica	1	Global	Q.102,002.00	Q. 102,002.00
	TOTAL MATERIALES...				Q. 2,613,412.16

Tabla XIV. Presupuesto de Mano de Obra, Edificio para Hotel Municipal.

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
2.	MANO DE OBRA...				
	Limpieza, Chapeo y destronqué.	1,400	M2	Q. 35.00	Q. 49,000.00
	Excavación volumen de corte en terreno rocoso.	1,800	M3	Q. 50.00	Q. 90,000.00
	Transporte de Material de Corte y Desperdicio en camiones de volteo.	1	Global	Q. 8,000.00	Q. 8,000.00
	Dinamita, estopines, candela y cordón.	1	Global	Q. 12,000.00	Q. 12,000.00
	Compactación en material de relleno.	450	M3	Q. 60.00	Q. 27,000.00
	Combustible de Maquinaria.	1	Global	Q. 7,000.00	Q. 7,000.00
	Excavación para Zapatas.	65	Unidad	Q. 60.00	Q. 3,900.00
	Armado+Encofrado+Fundición de Zapata Tipo I.	48	Unidad	Q. 450.00	Q. 21,600.00
	Armado+Encofrado+Fundición de Zapata Tipo II.	8	Unidad	Q. 350.00	Q. 2,800.00
	Armado+Encofrado+Fundición de Zapata Tipo III.	9	Unidad	Q. 250.00	Q. 2,250.00
	Excav., Armado y Fund de Cimiento Corrido y Solera de Cimentación.	462	M.L.	Q. 150.00	Q. 69,300.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo A.	230	M.L.	Q. 225.00	Q. 51,750.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo B.	175	M.L.	Q. 190.00	Q. 33,250.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo C.	72	M.L.	Q. 120.00	Q. 8,640.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo D.	4	M.L.	Q. 100.00	Q. 400.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo E.	380	M.L.	Q. 75.00	Q. 28,500.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo F.	220	M.L.	Q. 55.00	Q. 12,100.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Columna Tipo G.	56	M.L.	Q. 40.00	Q. 2,240.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Vigas 0.30 X 0.45 m.	440	M.L.	Q. 325.00	Q. 143,000.00
	Armado+Encofrado+Fundido de Vigas 0.20 X 0.45 m.	375	M.L.	Q. 250.00	Q. 93,750.00
	Armado+Encofrado+Fundición de Modulo de Gradadas.	1	Global	Q. 13,000.00	Q. 13,000.00
	Levantado de Paredes de Muros (de Block).	1,660	M2.	Q. 70.00	Q. 116,200.00
	Repello.	5,635	M2.	Q. 35.00	Q. 197,225.00

	Cernido	5,635	M2.	Q. 35.00	Q 197,225.00
	Instalación Eléctrica.	1	Global	Q. 18,000.00	Q 18,000.00
	Colocación de Puertas.	1	Global	Q. 12,000.00	Q 12,000.00
	Colocación de Ventanas.	1	Global	Q. 12,000.00	Q 12,000.00
	Instalación de Gradas de Metal.	1	Global	Q. 6,000.00	Q 6,000.00
	Entarimado+Armado y Fundido de Losas + Alero.	1530	M2.	Q. 50.00	Q 76,500.00
	Colocación de Piso Cerámico.	1040	M2.	Q. 70.00	Q 72,800.00
	Colocación de Piso Baldosa de Barro.	280	M2.	Q. 60.00	Q 16,800.00
	Colocación de Azulejo.	320	M2.	Q. 50.00	Q 16,000.00
	Construcción de Cajas Conectoras de diferente medida.	79	Unidad	Q. 280.00	Q 22,120.00
	Colocación de Tubería PVC para drenaje.	1	Global	Q. 8,000.00	Q 8,000.00
	Colocación de Tubería para bajada de Agua Pluvial..	1	Global	Q. 3,000.00	Q 3,000.00
	Colocación de Artefactos Sanitarios.	70	Unidad	Q 175.00	Q 12,250.00
	Instalación Especial para Sistema de Bombeo.	1	Global.	Q 5,000.00	Q 5,000.00
	Instalación de Agua Fría.	1	Global.	Q 6,000.00	Q 6,000.00
	Instalación de Agua Caliente.	1	Global.	Q 7,500.00	Q 7,500.00
	Trazo+Estaqueado y Fundición de Jardineras.	120	M.L.	Q 270.00	Q 32,400.00
	Sub-Total Mano de Obra y Trabajos Especiales..				Q 1,516,500.00
	MURO DE CONTENCIÓN.				
	Preliminares.	52	M.L.	Q 75.00	Q 3,900.00
	Trazo+Estaqueado.	52	M.L.	Q 95.00	Q 4,940.00
	Excavación para Diente + Cimentación.	52	M.L.	Q 70.00	Q 3,640.00
	Compactación.	52	M.L.	Q 60.00	Q 3,120.00
	Trazo+Estaqueado y Fundición de Cuneta en la Corona del Muro.	52	M.L.	Q 60.00	Q 3,120.00
	Armado y Fundición de Diente + Cimentación.	52	M.L.	Q 325.00	Q 16,900.00
	Armado Encofrado y Fundición de Pantalla.	52	M.L.	Q 825.00	Q 42,900.00
	Sub-Total Muro de Contención..				Q 78,520.00
	TANQUE CISTERNA (52 M3).				
	Preliminares.	32	M2.	Q 25.00	Q 800.00
	Trazo+Estaqueado.	32	M2.	Q 50.00	Q 1,600.00
	Compactación.	32	M2.	Q 90.00	Q 2,880.00
	Excavación para Cimientos.	23	M.L.	Q 75.00	Q 1,725.00
	Armado y Fundición de Cimientos.	23	M.L	Q 150.00	Q 3,450.00

	Armado, Encofrado y Fundición de Contrafuertes.	10	Unidad	Q 200.00	Q 2,000.00
	Armado, Encofrado y Fundición de Pared de Concreto Armado.	23	M.L.	Q 550.00	Q 12,650.00
	Armado Encofrado y Fundición de Planchas de Concreto Armado.	8	Unidad	Q 275.00	Q 2,200.00
	Armado Encofrado y Fundición de Vigas Aéreas.	28	M.L.	Q 175.00	Q 4,900.00
	Armado Encofrado y Fundición de Losa de Concreto Armado.	31	M2.	Q 275.00	Q 8,525.00
	Acabados de Impermeabilización en el Interior del Tanque.	1	Global.	Q 5,000.00	Q 5,000.00
	Construcción de Jardinera sobre Losa de Cisterna.	23	M.L.	Q 50.00	Q 1,150.00
	Sub-Total Cisterna..				Q 46,880.00
	TRANSPORTE:				Q 50,000.00
	TOTALES				
	MATERIALES				Q. 2,613,412.16
	MANO DE OBRA				Q. 1,641,900.00
	TRANSPORTE				Q. 50,000.00
	TOTAL DEL PROYECTO.....				Q. 4,305,312.16

CONCLUSIONES

1. Debido a que este municipio es muy transitable y visitado, no solo por turistas nacionales sino, también, extranjeros, el proyecto de construcción del Hotel Municipal, es un proyecto factible, ya que, de esta forma, se estarán generando mas ingresos internos para la municipalidad mismos que como se pretenden estarán siendo invertidos en mejoras de los servicios, para los habitantes del municipio.
2. Para el diseño del proyecto del edificio para hotel, se diseñaron dos módulos en forma de plataformas o terrazas de manera de poder aprovechar el terreno, debido a que este es una ladera de un pequeño cerro, por lo que al realizar la topografía se pudo observar que se tenia que hacer movimiento de tierra y para no hacer mas costoso el proyecto y, a la vez, aprovechar las condiciones del terreno, era la opción mas viable.
3. La idea de construir un hotel municipal en esta localidad se basó en la visión de que como este municipio es vía para mas lugares, en muchas ocasiones las personas que transitan hacia otros lados se ven en la necesidad de pensar en si se hospedan en la cabecera departamental o tratan de viajar temprano, a manera de poderse hospedar en otro municipio que si presta las condiciones de alojamiento necesarias y por considerar que en el municipio no existen mas que un hotel que no presta las condiciones de comodidad, se pensó en crear uno que si cuente y, a la vez, sirva de albergue para los transeúntes.

4. El presupuesto de los proyectos se elaboró con base a precios unitarios, con el propósito de facilitar la calificación de las empresas que inviten a cotizar la ejecución de las obras, así también, dentro de este se consideró la aplicación de criterios como: precio de materiales que se manejan en la región y salarios propios del lugar y transporte de materiales al lugar de la obra.

5. Los elementos que componen el diseño en conjunto de este proyecto, y el diseño estructural del edificio fueron diseñados tomando en cuenta los criterios que establece el código A.C.I. 318-99, así como, también, se consideraron criterios técnicos como económicos.

6. El ejercicio profesional supervisado E.P.S. es una forma bastante acertada desde el punto de vista técnico y laboral ya que de esta forma nos introduce a poder ver el desarrollo del campo que encierra la carrera de ingeniería civil y porque permite, de una forma directa, participar y tomar decisiones cuando se es parte del proceso constructivo de un proyecto.

RECOMENDACIONES

A la corporación municipal de San Juan Ixcoy.

1. Contratar a un profesional de la Ingeniería Civil, para que a través de él se garantice la supervisión técnica necesaria y el control de calidad de los materiales, durante la construcción del proyecto, así como para que se apliquen a cabalidad los criterios y especificaciones técnicas contenidas en los planos para cada uno de los elementos de los que se compone el proyecto.
2. Crear un fondo para el mantenimiento del edificio, para que de esta forma el mismo se mantenga en buen estado y proporcione las condiciones de comodidad y albergue necesarias.
3. Actualizar el presupuesto del proyecto antes de su cotización o contratación, ya que, tanto materiales como salarios están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.
4. Mantener el vínculo con la Universidad de San Carlos de Guatemala y la Facultad de Ingeniería, a través del Ejercicio profesional supervisado (E.P.S.) para darle continuidad y seguimiento a los proyectos desarrollados en este trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Comité ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-99) y comentarios. México: editorial Limusa. 1999. 525 pp.
2. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4ª edición. México: editorial Limusa. 1999. 640 pp.
3. Paredes Ruiz, Paola Anaitee. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 135 pp.
4. Sic García, Ángel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 326 pp.
5. Córdova Archila, Carlos Aníbal. Consideraciones sobre el análisis y diseño de tanques enterrados de concreto reforzado. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1977. 105 pp.
6. Perdomo Cordón, Danilo Antonio. Guía teórica y práctica del curso de Concreto Armado 1. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1987. 125 pp.
7. H. Nilson, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. 12ª edición. Colombia Editorial Mc Graw Hill. 2003, 722 pp.
8. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de Cimentaciones 1. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.

ANEXOS

Figura 42. Gráfica de interacción para columna rectangular

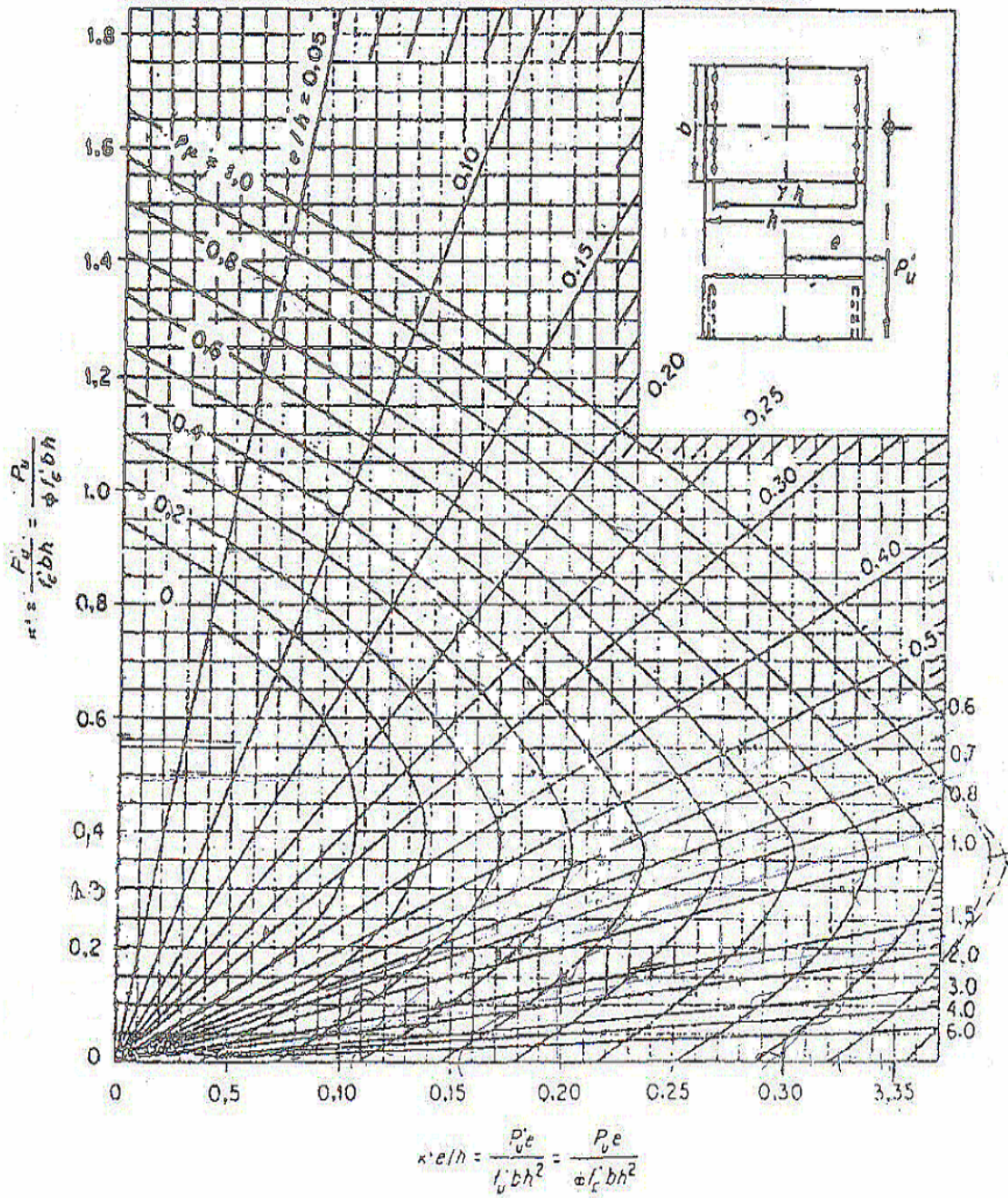


FIGURA No. 43

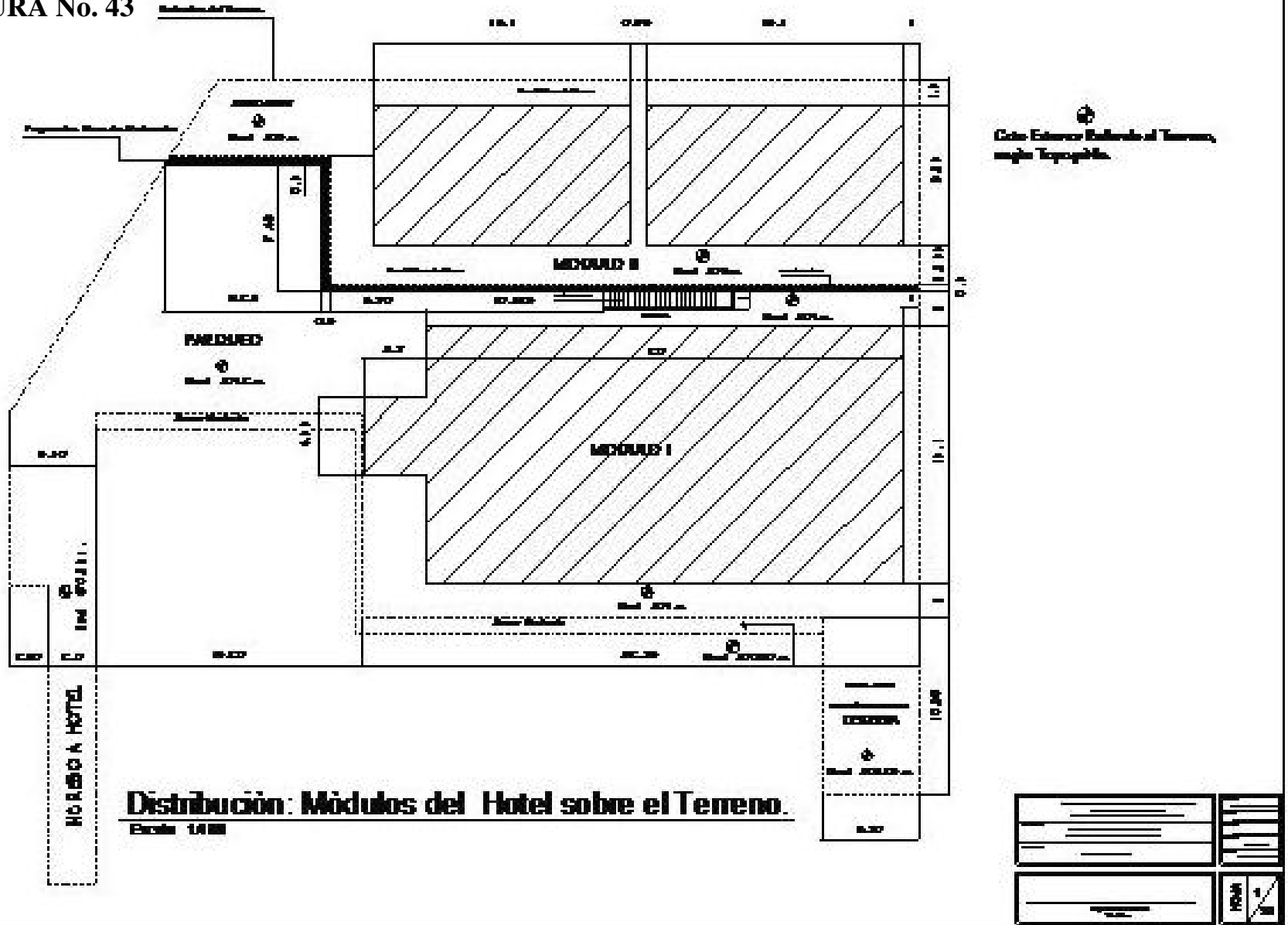
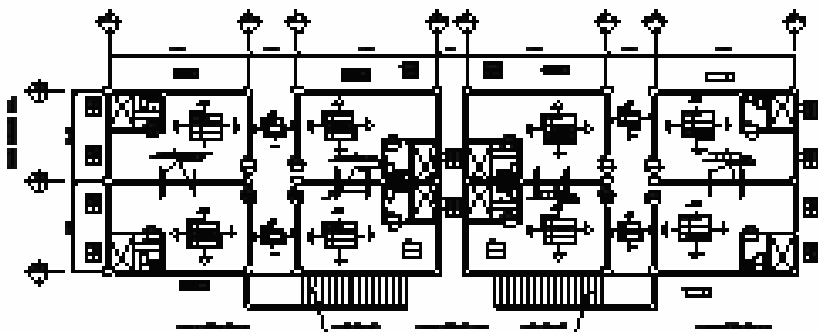
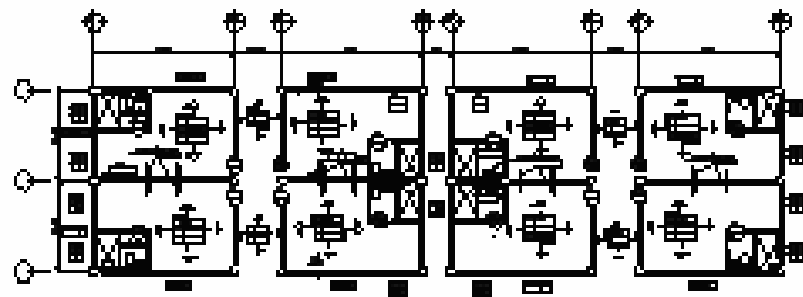


FIGURA No. 48



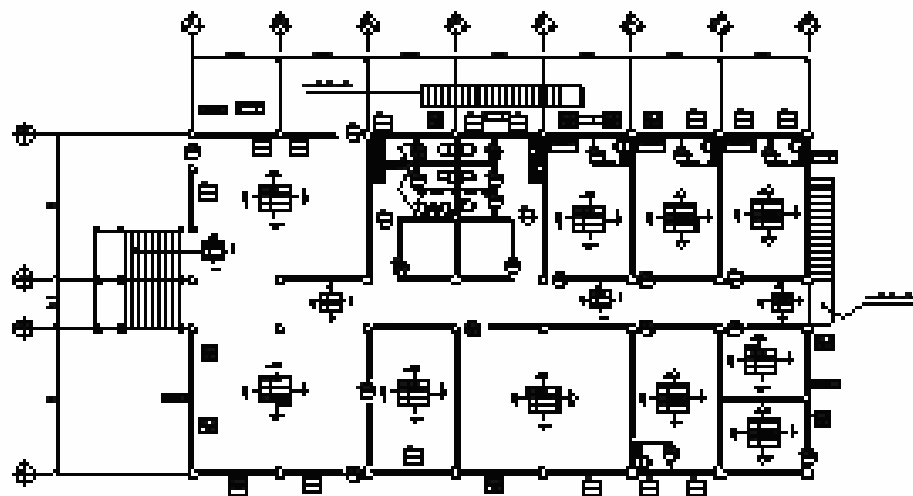
Planta Baja Módulo II

Escala: 1/500



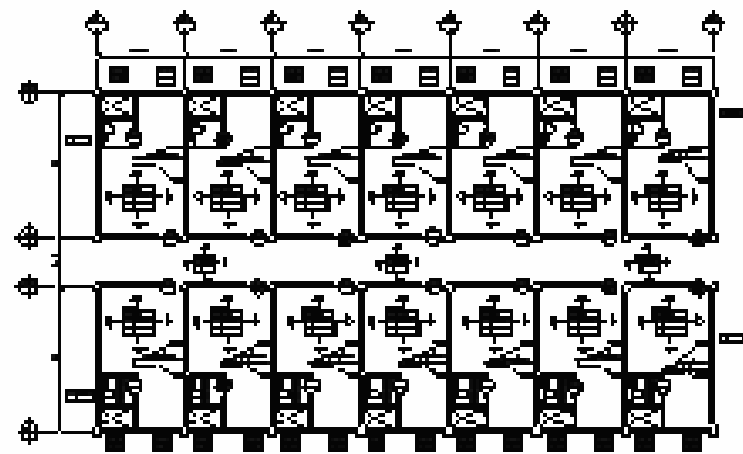
Planta Alta Módulo II

Escala: 1/500



Planta Baja Módulo I

Escala: 1/500



Planta Alta Módulo I

Escala: 1/500

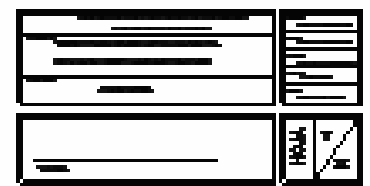
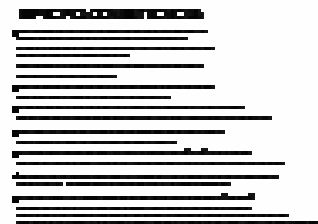
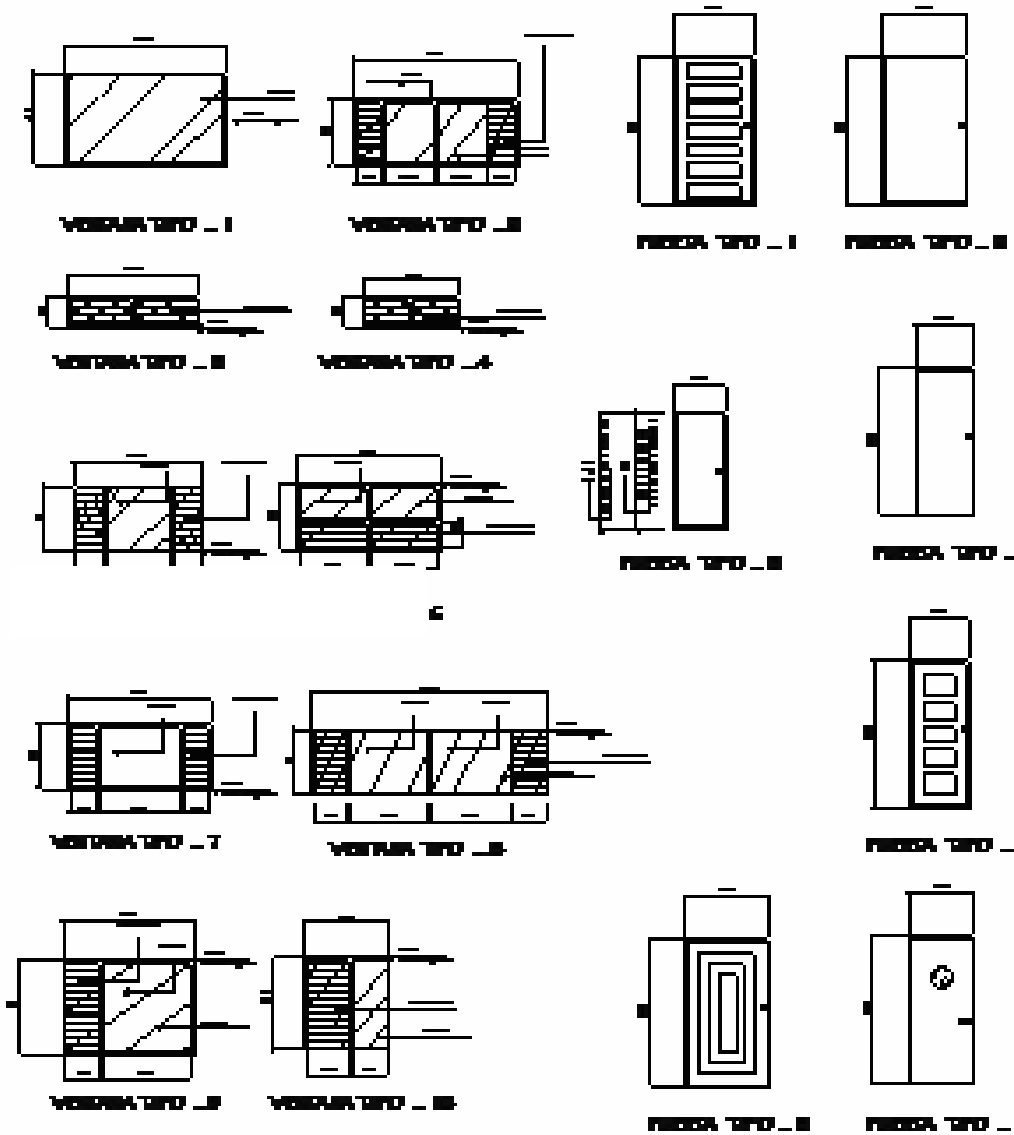


FIGURA No. 49



NOTA:
 1. Verificar especificaciones técnicas de los materiales a utilizar.
 2. Verificar especificaciones técnicas de los herrajes a utilizar.
 3. Verificar especificaciones técnicas de los vidrios a utilizar.
 4. Verificar especificaciones técnicas de los pintos a utilizar.
 5. Verificar especificaciones técnicas de los cerramientos a utilizar.
 6. Verificar especificaciones técnicas de los manivelas a utilizar.
 7. Verificar especificaciones técnicas de los picaporte a utilizar.
 8. Verificar especificaciones técnicas de los tiradores a utilizar.
 9. Verificar especificaciones técnicas de los pestillos a utilizar.
 10. Verificar especificaciones técnicas de los cerrojos a utilizar.
 11. Verificar especificaciones técnicas de los seguros a utilizar.
 12. Verificar especificaciones técnicas de los cerramientos a utilizar.

MATERIALES	
NO. DE MATERIAL	DESCRIPCION
1	ALUMINIO
2	VIDRIO
3	HERRAJES
4	PINTOS
5	CERRAMIENTOS
6	MANIVELAS
7	PICAPORTE
8	TIRADORES
9	PESTILLOS
10	CERROJOS
11	SEGUROS
12	CERRAMIENTOS

Detalle de Puerta				
NO. DE PUERTA	DESCRIPCION	MATERIALES	HERRAJES	COMENTARIOS
1	PUERTA TPO - 1	ALUMINIO	HERRAJES	
2	PUERTA TPO - 2	ALUMINIO	HERRAJES	
3	PUERTA TPO - 3	ALUMINIO	HERRAJES	
4	PUERTA TPO - 4	ALUMINIO	HERRAJES	
5	PUERTA TPO - 5	ALUMINIO	HERRAJES	
6	PUERTA TPO - 6	ALUMINIO	HERRAJES	
7	PUERTA TPO - 7	ALUMINIO	HERRAJES	
8	PUERTA TPO - 8	ALUMINIO	HERRAJES	
9	PUERTA TPO - 9	ALUMINIO	HERRAJES	
10	PUERTA TPO - 10	ALUMINIO	HERRAJES	
11	PUERTA TPO - 11	ALUMINIO	HERRAJES	
12	PUERTA TPO - 12	ALUMINIO	HERRAJES	

Detalle de Ventana				
NO. DE VENTANA	DESCRIPCION	MATERIALES	HERRAJES	COMENTARIOS
1	VENTANA TPO - 1	ALUMINIO	HERRAJES	
2	VENTANA TPO - 2	ALUMINIO	HERRAJES	
3	VENTANA TPO - 3	ALUMINIO	HERRAJES	
4	VENTANA TPO - 4	ALUMINIO	HERRAJES	
5	VENTANA TPO - 5	ALUMINIO	HERRAJES	
6	VENTANA TPO - 6	ALUMINIO	HERRAJES	
7	VENTANA TPO - 7	ALUMINIO	HERRAJES	
8	VENTANA TPO - 8	ALUMINIO	HERRAJES	
9	VENTANA TPO - 9	ALUMINIO	HERRAJES	
10	VENTANA TPO - 10	ALUMINIO	HERRAJES	
11	VENTANA TPO - 11	ALUMINIO	HERRAJES	
12	VENTANA TPO - 12	ALUMINIO	HERRAJES	

PUERTAS Y VENTANAS
 1/20

_____ _____ _____		_____ _____ _____
_____ _____ _____		_____ _____ _____

FIGURA No. 53

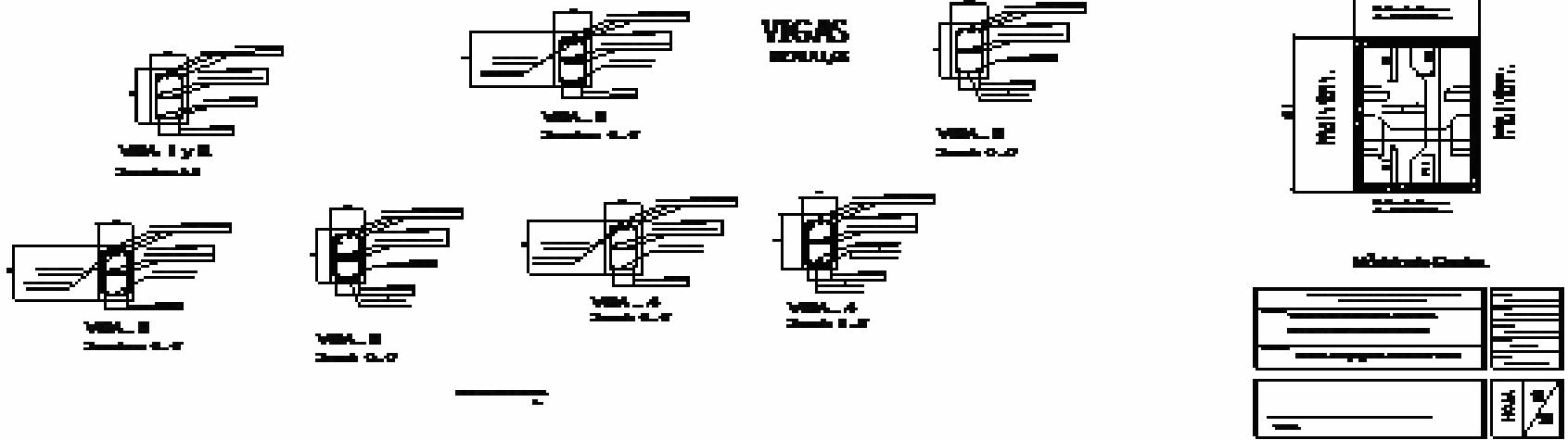
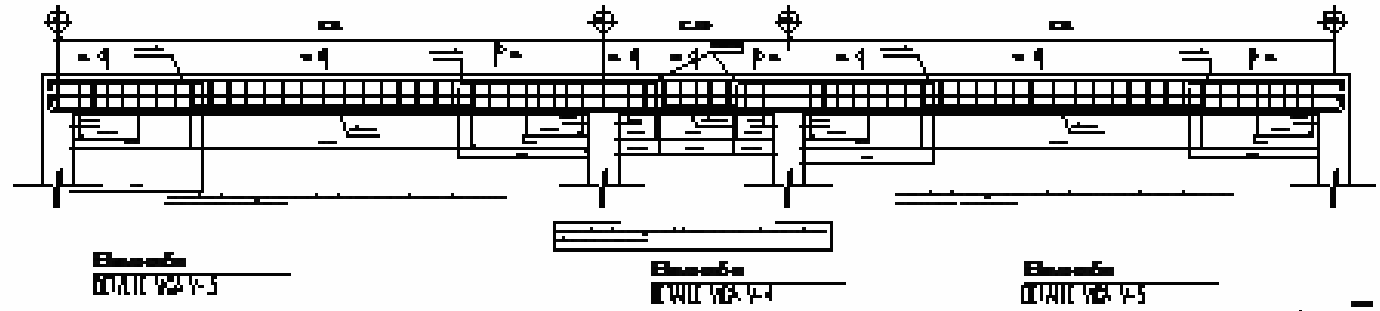
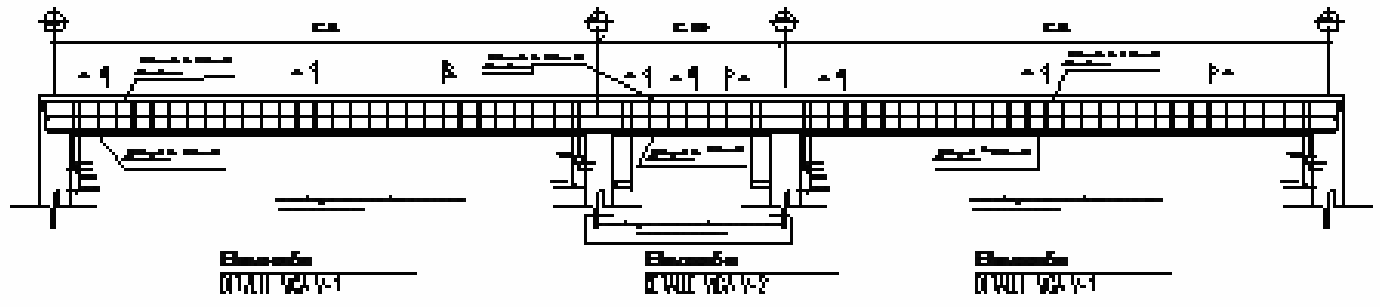


FIGURA No. 58

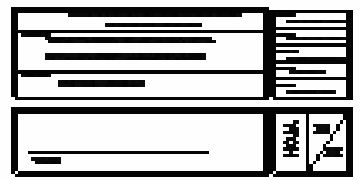
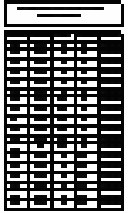
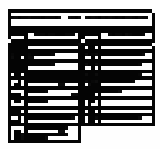
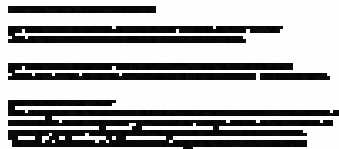
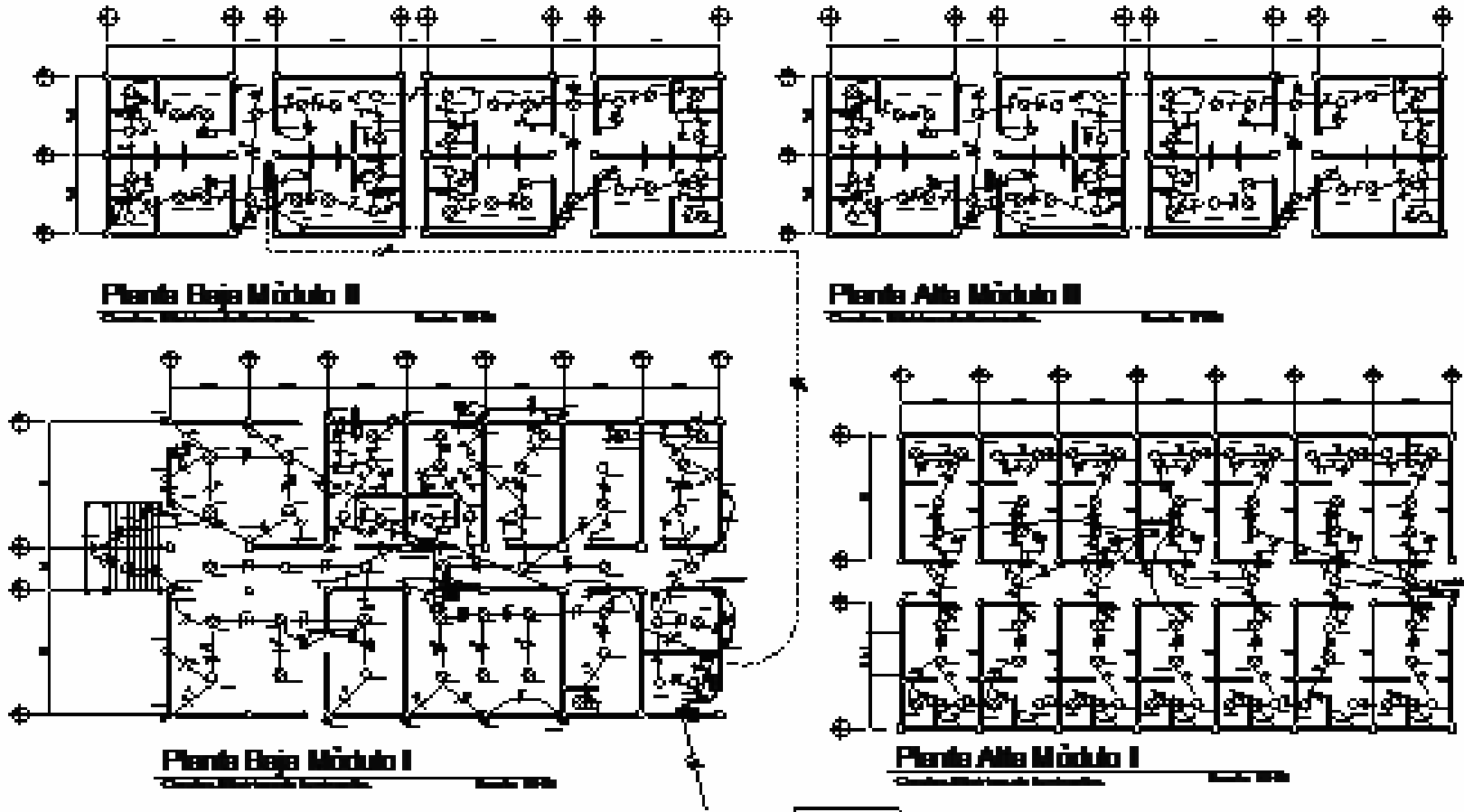
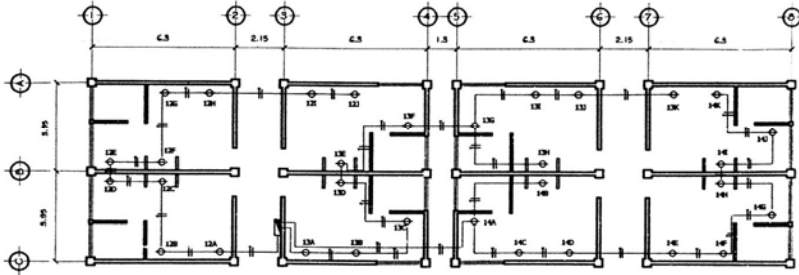


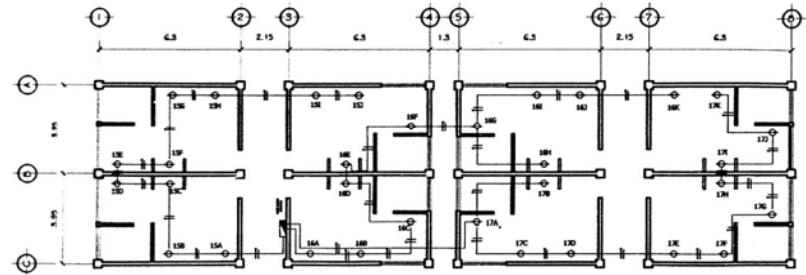
FIGURA 59



Planta Baja Módulo II

Circuitos Eléctricos de Fuerza.

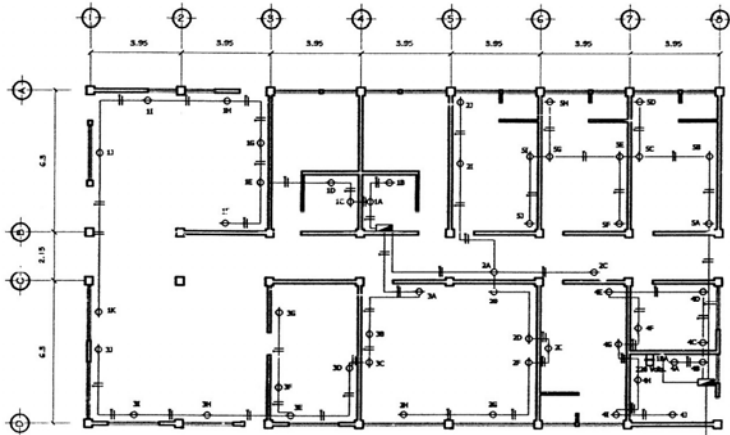
Escala 1/100



Planta Alta Módulo II

Circuitos Eléctricos de Fuerza.

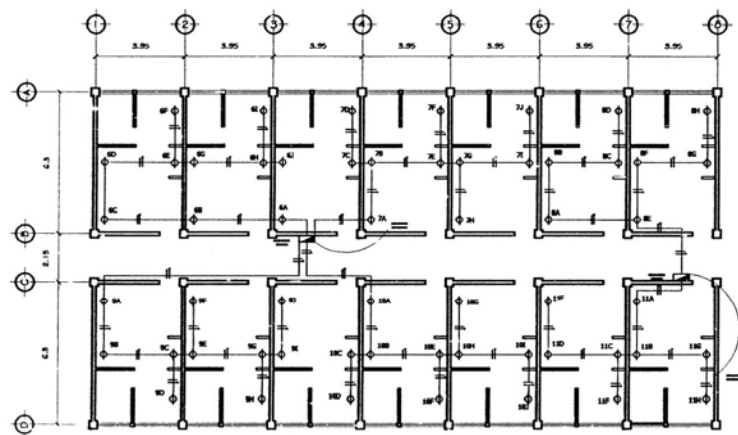
Escala 1/100



Planta Baja Módulo I

Circuitos Eléctricos de Fuerza.

Escala 1/100



Planta Alta Módulo I

Circuitos Eléctricos de Fuerza.

Escala 1/100

PLANILLA DE CIRCUITOS, FUERZA.

CIRCUITO	UNIDADES	MÓDULO	ENERGIA	CIRCUITO	UNIDADES	MÓDULO	ENERGIA
1 M	11	1	110	10 M	10	2	110
2 M	10	1	110	11 M	8	2	110
3 M	10	1	110	12 M	10	1	110
4 M	10	1	110	13 M	11	1	110
5 M	10	1	110	14 M	11	1	110
6 M	10	2	110	15 M	10	2	110
7 M	10	2	110	16 M	11	2	110
8 M	8	2	110	17 M	11	2	110
9 M	10	2	110	18 M	1	1	220

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

Proyecto: CONSTRUCCIÓN HOTEL MUNICIPAL
DAM JUAN BOCA, HUEHUETENANGO

Orden: Instalación Eléctrica de Fuerza.

Hoja: 22
Total: 23

Ing. LUIS ALFARO
Vo. Do.

HOJA 22
23

