



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

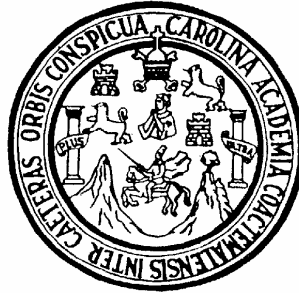
**DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO
TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD
ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

Gustavo Adolfo Sánchez Bay

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO
TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD
ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR**

**GUSTAVO ADOLFO SÁNCHEZ BAY
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS**

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Inga. Mayra García de Sierra
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO
TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD
ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 30 de agosto de 2007.



Gustavo Adolfo Sánchez Bay



Guatemala 13 de enero de 2009.
Ref.EPS.DOC.11.01.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario Gustavo Adolfo Sánchez Bay de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No 200312906, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1 IXCHIGUAN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**.

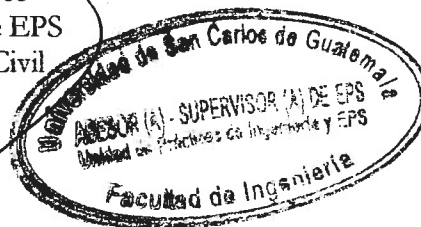
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 13 de enero de 2009.
Ref.EPS.D.16.01.09.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

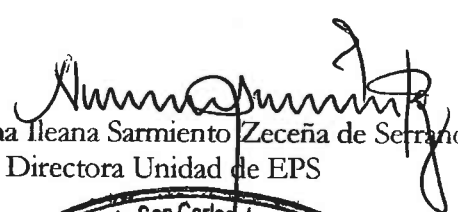
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1 IXCHIGUAN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"** que fue desarrollado por el estudiante universitario Gustavo Adolfo Sánchez Bay, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Juan Merck Cos.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





Guatemala,
16 de febrero de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL COPMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1 IXCHIGUAN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gustavo Adolfo Sánchez Bay, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Gustavo Adolfo Sánchez Bay, titulado DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, marzo 2009.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.045.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL COMPLEJO ESCOLAR PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, presentado por el estudiante universitario, **Gustavo Adolfo Sánchez Bay**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, marzo de 2009



/cc

AGRADECIMIENTOS A:

- DIOS** Gracias por darme la sabiduría para que hoy pueda ver culminados mis estudios universitarios a nivel de licenciatura.
- MIS PADRES** Por su amor y sus consejos que hicieron eco en mí y ahora pueden compartir conmigo este triunfo.
- MI ESPOSA** Por su amor y comprensión en estos años de estudio.
- ING. JUAN MERCK COS** Por su valiosa ayuda durante el periodo de EPS, y su asesoría para la realización del trabajo de graduación.
- ADIMAM** Por haberme dado la oportunidad de realizar el EPS.
- AMIGOS** Por compartir conmigo en las buenas y en las malas.
- AL PUEBLO
DE GUATEMALA** Por haberme dado la oportunidad de estudiar en la gloriosa Universidad de San Carlos de Guatemala.

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** por la vida, y el don de perseverancia para alcanzar el ideal trazado.
- MIS PADRES** por su amor y por enseñarme lo importante que es trazarse metas en la vida y trabajar para poder alcanzarlas.
- MIS HERMANOS** por su cariño, que este triunfo sirva de ejemplo, de que no importa cual sea la meta y lo imposible que se vea alcanzarlas, lo importante es saber que todo se puede lograr con trabajo y dedicación.
- MI ESPOSA** Mónica Fabiola Méndez Mazariegos, por su amor y por ser el motivo que me impulsa para seguir adelante.
- MI FAMILIA EN GENERAL** por su cariño y consejos.
- MIS AMIGOS** Que hemos convivido en las buenas y en las malas.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del sector 1, Ixchiguán, mancomunidad ADIMAM.

1.1.1. Generalidades	1
1.1.2. Delimitación geográfica	2
1.1.3. Reseña histórica	2
1.1.4. Situación socioeconómica	3
1.1.5. Servicio públicos e infraestructura existente	3
1.1.6. Descripción de las necesidades	4
1.1.7. Priorización de las necesidades	4

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del complejo escolar para el Instituto Tecnológico Sector 1, Ixchiguán, mancomunidad ADIMAM, Departamento de San Marcos

2.1.1. Descripción del proyecto	5
2.1.2. Investigaciones preliminares	5
2.1.3. Requerimiento de espacios o áreas necesarias	6
2.1.4. Terreno disponible	6
2.1.5. Estudio de suelos	6
2.1.5.1 Determinación del valor soporte del suelo	6

2.1.6	Diseño arquitectónico	8
2.1.6.1	Ubicación del edificio dentro del terreno	8
2.1.6.2	Distribución de ambientes	8
2.1.7	Selección de sistema estructural a usar	9
2.1.8	Análisis estructural	9
2.1.8.1	Predimensionamiento de elementos estructurales	9
2.1.8.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	13
2.1.8.3	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	14
2.1.8.4	Cargas verticales en marcos dúctiles	14
2.1.8.5	Cargas horizontales en marcos dúctiles	23
2.1.8.6	Fuerzas sísmicas	23
2.1.9	Análisis de marcos dúctiles por medio del programa	
	Etabs y comprobación por el método de Kanni	36
2.1.9.1	Momentos últimos por envolvente de momentos	49
2.1.9.2	Diagrama de corte y momento	51
2.1.9.3	Diseño de losas	54
2.1.9.4	Diseño de vigas	63
2.1.9.5	Diseño de columnas	67
2.1.9.6	Diseño de cimientos	77
2.1.9.7	Diseño de gradas	83
2.1.10	Instalaciones	86
2.1.10.1	Agua potable	86
2.1.10.2	Drenajes	86
2.1.10.3	Electricidad	87
2.1.11	Planos de construcción	87
2.1.12	Presupuesto	87

CONCLUSIONES	91
RECOMENDACIONES	93
BIBLIOGRAFÍA	95
ANEXOS	97
APÉNDICE	103

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Área tributaria para columna crítica	11
2	Losa crítica	12
3	Longitud de vigas	13
4	Longitud de columnas	14
5	Planta amueblada primer nivel, módulo de aulas.	17
	Planta amueblada segundo nivel, módulo de aulas	18
7	Áreas tributarias, planta primer nivel	20
8	Modelo de carga muerta y carga viva, marco eje B	22
9	Modelo de carga muerta y carga viva, marco eje 3	23
10	Centro masa, primer nivel	28
11	Centro masa y rigidez, primer nivel	31
12	Valores por carga sísmica para los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7, sentido Y	35
13	Valores por carga sísmica para los ejes A, B, C Y D, sentido X	36
14	Momentos por carga muerta, vigas eje B	45
15	Momentos por carga muerta, columnas eje B	45
16	Momentos por carga viva, vigas eje B	45
17	Momentos por carga viva, columnas eje B	46
18	Momentos por carga de sismo, vigas eje B	46
19	Momentos por carga de sismo, columnas eje B	46
20	Momentos por carga muerta, vigas eje 3	47
21	Momentos por carga muerta, columnas eje 3	47
22	Momentos por carga viva, vigas eje 3	47
23	Momentos por carga viva, columnas eje 3	48

24	Momentos por carga de sismo, vigas eje 3	48
25	Momentos por carga de sismo, columnas eje 3	48
26	Envolvente de momentos, viga eje B	50
27	Envolvente de momentos, columnas eje B	50
28	Envolvente de momentos, viga eje 3	51
29	Envolvente de momentos, columnas eje 3	51
30	Cortante en vigas, eje B	52
31	Cortante en columnas, eje B	53
32	Cortante en vigas, eje 3	53
33	Cortante en columnas, eje 3	53
34	Losa de entrepiso, primer nivel	54
35	Diagrama de momentos balanceados de losas	60
36	Diagrama de corte, viga 3-4, eje B, primer nivel	65
37	Armado, viga 3-4, eje B, primer nivel	66
38	Secciones transversales, viga 3-4, eje B	67
39	Detalle de columna	76
40	Corte simple en zapata	79
41	Corte punzonante en zapata	80
42	Detalle de zapata	82
43	Sección de zapata	82
44	Dimensiones de escalera	83
45	Distribución de cargas y momentos	84
46	Detalle de armado de gradas	86
47	Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial	97
48	Mapa de zonificación sísmica en Guatemala	99
49	Valor de K_x y K_y	101

TABLAS

I	Municipios integrantes de la mancomunidad ADIMAM	1
II	Tabla 9.5(a) peraltes mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318-99	10
III	Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	15-16
IV	Carga muerta y viva, marco eje B, primer nivel	21
V	Carga muerta y viva, marco eje B, segundo nivel	21
VI	Carga muerta y viva, marco eje 3, primer nivel	22
VII	Carga muerta y viva, marco eje 3, segundo nivel	22
VIII	Cálculo de centro de masa, primer nivel	28
IX	Cálculo del centro de rigidez, primer nivel, eje X	30
X	Cálculo del centro de rigidez, primer nivel, eje Y	30
XI	Resultados de F'm, primer nivel, sentido Y	33
XII	Resultados de F'm, primer nivel, sentido X	34
XIII	Fuerza por marco, sentido Y, primer nivel	35
XIV	Fuerza por marco, sentido X, primer nivel	35
XV	Momentos de empotramiento, segundo nivel	40
XVI	Momentos de empotramiento, primer nivel	40
XVII	Resultados de los momentos en los extremos de la viga debido al giro de la misma en cada nudo	43-44
XVIII	Carga última en losas, primer nivel	56
XIX	Momentos en losas, primer nivel	57
XX	Momento balanceado, losas primer nivel	59
XXI	Armado propuesto de losa 1, primer nivel	62
XXII	Armado viga 3-4, eje B, primer nivel	65
XXIII	Presupuesto, módulo de aulas, primer nivel	88
XXIV	Presupuesto, módulo de aulas, segundo nivel	88-89
XXV	Método SEAOC, factor Z para sismos	99

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
At	Área tributaria
Av	Área de la varilla
CM	Centro de masa
CU	Carga última
e	Excentricidad
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Es	Módulo elasticidad del acero
f'c	Resistencia última del concreto
Fcu	Factor de carga última
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
h	Altura
Hv	Altura de la viga
I	Inercia
long.	Longitud
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
M	Momento
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
MB	Momento balanceado
Mcm	Momento de carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mu	Momento último
P	Carga puntual
P't	Carga de trabajo
psi	Libras por pulgada cuadrada
q	Presión sobre el suelo por debajo de la zapata

Rec	Recubrimiento
S	Fuerza de sismo
Ton	Tonelada
W	Peso
Wc	Peso específico del concreto
Wcm	Carga muerta distribuida
Wcv	Carga viva distribuida

GLOSARIO

Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable dado por el personal, maquinaria móvil, etc., soportado por un elemento.
Cimiento corrido	Es el que se construye debajo de un muro.
Columna	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de, por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.
Columna esbelta	Es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo adecuado.
Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas

debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.

Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante.
Excentricidad	Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.
Marco de concreto	
Rígido	Sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.

Momento negativo	Es el momento al que están siendo sometido los extremos de las vigas. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.
Momento resistente	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste el esfuerzo.
Zapata	Tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.
Zapata aislada	Es la que soporta una sola columna.

RESUMEN

Este trabajo de graduación contiene el desarrollo de las fases: investigación y servicio técnico profesional

En la fase de investigación se realizó un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, para conocer las necesidades que tienen los 15 municipios del altiplano márkense, que conforman la mancomunidad ADIMAM. Dando como resultado, la priorización en infraestructura para la educación.

En la fase del servicio técnico profesional, se desarrolló el diseño del complejo escolar para el Instituto Tecnológico sector 1, del municipio de Ixchiguán, el cual pretende tener una cobertura educativa, para los municipios de Ixchiguán, Tajumulco, San José Ojetenám, Sibinal y Tacaná.

La propuesta contiene la distribución arquitectónica de todo el conjunto, es decir, una planta de conjunto con las áreas que se requieren para un complejo escolar de esta naturaleza

Como parte central de este trabajo se desarrolló el diseño estructural de un edificio de dos niveles para aulas. Utilizando el sistema de marcos espaciales dúctiles unidos con nudos rígidos, losa tradicional y muros tabiques de mampostería de block pómez.

En el primer nivel, se tiene la distribución de 4 aulas, batería de baños y bodega. En el segundo nivel, 4 aulas, batería de baños y bodega. Además, para el acceso a los dos niveles se incorporó un módulo de gradas.

OBJETIVOS

GENERAL

Diseñar las instalaciones del complejo escolar para el Instituto Tecnológico Sector 1, Ixchiguán, mancomunidad ADIMAM, las cuales consisten en aulas de dos niveles, laboratorios y talleres de dos niveles, salón de usos múltiples, guardíanía, internado, administración, canchas polideportivas, área de estudio al aire libre, parqueo y jardinerización.

ESPECÍFICOS

- 1 Desarrollar una investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del sector 1, de la mancomunidad ADIMAM.
- 2 Capacitar al personal de la oficina técnica de ADIMAM, sobre aspectos de mantenimiento de infraestructura escolar.

INTRODUCCIÓN

La mancomunidad ADIMAM es una asociación de quince municipios, de los cuales once están ubicados en el territorio del altiplano márkense, uno en el territorio del valle, uno en el territorio de la boca costa y dos municipios del departamento de Huehuetenango. La región que conforma el sector 1 de la mancomunidad ADIMAM son los municipios de Ixchiguán, Tajumulco, San José Ojetenám, Sibinal y Tacaná. Las colindancias del sector 1, son: al norte colinda con Huehuetenango, al sur colinda con San Marcos cabecera, al este colinda con Concepción Tutuapa y Tejutla, y al oeste colinda con México.

Los municipios integrantes de la mancomunidad ADIMAM, presentan varias necesidades que afectan su desarrollo integral, entre las necesidades que presentan los municipios se encuentra: educación, salud, saneamiento, infraestructura productiva, energía eléctrica, entre otros. Estos datos son el resultado del diagnóstico que se realizó para estos municipios, la que comparada con las necesidades de los municipios del departamento de San Marcos, según el Plan Estratégico Territorial (PET), se observó que son similares, dando como conclusión que la necesidad prioritaria se ubica en el área de infraestructura educativa.

Por lo expuesto anteriormente, se presenta la propuesta del complejo escolar para un Instituto Tecnológico, que cumpla con todos los requerimientos necesarios, y debido a que se debe cubrir la necesidad de cinco municipios de esta mancomunidad, se opta por realizar el diseño para el complejo escolar, en el municipio de Ixchiguán, ya que este municipio tiene un radio de influencia para los municipios de Tajumulco, San José Ojetenám, Sibinal y Tacaná, los cuales pueden comunicarse con el municipio de Ixchiguán por la Ruta Nacional 12 norte.

Como parte central de este trabajo de graduación, se presenta la distribución de las diferentes áreas que integran las instalaciones del complejo escolar para el Instituto Tecnológico y el diseño estructural del edificio de dos niveles para aulas.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del sector 1, mancomunidad ADIMAM.

1.1.1. Generalidades

La mancomunidad ADIMAM es una asociación de quince municipios, de los cuales, once están ubicados en el territorio del altiplano marquense, uno en el territorio del valle, uno en el territorio de la boca costa y dos municipios del departamento de Huehuetenango.

Tabla I. Municipios integrantes de la mancomunidad ADIMAM

Departamento	Nombre de la mancomunidad	Municipios Integrantes
SAN MARCOS	ADIMAM	1. San Lorenzo 2. Comitancillo 3. Tejutla 4. Concepción Tutuapa 5. Sipacapa 6. San Miguel Ixtahuacán 7. Ixchiguán 8. Tajumulco 9. San José Ojetenám 10. Sibinal 11. Tacaná 12. San Marcos 13. el Quetzal
HUEHUETENANGO		14. Cuilco 15. Tectitan

Los municipios beneficiados directamente con el Instituto Tecnológico son: Ixchiguán, Tajumulco, San José Ojetenám, Sibinal y Tacaná.

1.1.2. Delimitación geográfica

La región que conforma el sector 1, mancomunidad ADIMAM, tiene las siguientes colindancias, al norte colinda con Huehuetenango, al sur colinda con San Marcos cabecera, al este colinda con Concepción Tutuapa y Tejutla, y al oeste colinda con México.

1.1.3. Reseña histórica

La mancomunidad ADIMAM fue creada el 20 de enero del 1,997, cuenta con personería jurídica para funcionar como una mancomunidad, según lo dispuesto en el Código Municipal, Artículo 49.

La ADIMAM fue la primera mancomunidad a nivel nacional, sirviendo como ejemplo, para otras mancomunidades que se han formado en el país y que buscan el desarrollo territorial macro.

Para su funcionamiento administrativo y técnico, ADIMAM cuenta con:

- Junta Directiva, la cual está integrada por los alcaldes de los municipios del territorio.
- Dos unidades técnicas:
 - Unidad Técnica de Asistencia Vial (UTAV)
 - Fondo Vial Regional (FVR)

El objetivo general de ADIMAM es lograr el desarrollo integral de los habitantes del altiplano marquense. Los objetivos específicos que dieron lugar a su formación son:

- Fortalecer la autonomía municipal
- Establecer un mecanismo para coordinar y planificar, las acciones e inversiones de los distintos entes nacionales y locales, en los caminos rurales.

- Ejecutar proyectos de rehabilitación de la infraestructura vial, en los sistemas de caminos rurales administrados por ADIMAM.
- Promover y ejecutar proyectos, con el apoyo técnico y económico, de instituciones gubernamentales y no gubernamentales.
- Lograr el desarrollo integral sostenible.

Desde su formación los municipios de Ixchiguán, Tajumulco, San José Ojetenám, Sibinal y Tacaná han sido socios de ADIMAM.

1.1.4. Situación socioeconómica

La actividad económica desarrollada por hombres y mujeres se concentra en la agricultura, especialmente los cultivos de maíz, frijol, trigo, cebada, papa, haba y hortalizas, así como en la producción pecuaria que incluye ganado vacuno, caballo y ovino. También existe producción artesanal y textil de artículos como muebles de madera, tejidos de lana y algodón, cerámica, instrumentos musicales y cerería.

Con relación a la población económicamente activa, los porcentajes más bajos se registran en el municipio de Sibinal (0.41%) y San José Ojetenám (1.87%). Los municipios que registran mayores porcentajes de población económicamente activa son: Tajumulco (4.88%) y Tacaná (3.66%).

1.1.5. Servicio públicos e infraestructura existente

Cada municipio cuenta con: sistemas de alcantarillado sanitario, agua potable, alumbrado público, mercados, centros de salud, escuelas, salón de usos múltiples, carreteras, etc.

1.1.6. Descripción de las necesidades

Los municipios integrantes de la mancomunidad ADIMAM, presentan varias necesidades que afectan su desarrollo integral, entre las necesidades que presentan los municipios se encuentran: educación, salud, saneamiento, infraestructura productiva, energía eléctrica, entre otros. En salud, es necesario mejorar las condiciones de salud de la población, a través de la construcción de centros que brinden asistencia en salud. En saneamiento, la construcción de sistemas de tratamiento de desechos sólidos. En educación, se requieren centros educativos para el nivel diversificado. En infraestructura productiva, es necesario construir centros de acopio, centros de mayoreo, mercados, sistemas de riego entre otros.

1.1.7. Priorización de las necesidades

De acuerdo a los criterios que las autoridades de mancomunidad expusieron, y con base a los resultados del diagnóstico, se concluyó que la necesidad prioritaria que demanda atención inmediata está en el área de infraestructura escolar, la que se justifica por las razones siguientes.

- La ausencia de un instituto tecnológico en el altiplano marquense, lo cual hace que el grado de escolaridad sea hasta tercero básico.
- La necesidad de diversificar la formación de cuadros en el área.
- La necesidad que hay en nuestro país, de generar más recurso humano capacitado, que pueda trabajar en su lugar de origen y no tenga que migrar a otros lugares por fuentes de trabajo.
- La demanda estudiantil para optar a estudiar carreras técnicas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del complejo escolar para el Instituto Tecnológico Sector 1, ADIMAM, departamento de San Marcos

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar las instalaciones del complejo escolar para el Instituto Tecnológico Sector 1, Ixchiguán, mancomunidad ADIMAM, las cuales consisten en edificios de dos niveles para aulas, laboratorios y talleres, y otras instalaciones tales como: salón de usos múltiples, guardiana, internado, administración, biblioteca, canchas deportivas, áreas de estudio al aire libre, parqueo y jardinería.

La estructura de los edificios se hará por medio del sistema de marcos espaciales dúctiles unido con nudos rígidos, losa plana de concreto reforzada y muros tabiques de mampostería reforzada de block pómez, así como las instalaciones de agua potable, drenajes y electricidad. Por requerimientos de ADIMAM, se realizó el diseño del edificio de dos niveles para aulas.

2.1.2. Investigación preliminar

Antes de tomar una decisión de los ambientes a incorporar en el diseño del complejo escolar, se hizo un recorrido por algunos municipios que serán beneficiados con este proyecto, también se visitaron edificaciones escolares de la cabecera departamental, con el propósito de conocer sus características y así tener una referencia, en cuanto a dimensión y estructura.

2.1.3. Requerimiento de espacios o áreas necesarias

El área que se necesitará para el complejo del instituto tecnológico será con base a la cantidad de estudiantes a atender, la que deberá tener una capacidad para 640 alumnos.

2.1.4. Terreno disponible

El terreno con el que cuenta la municipalidad de Ixchiguán, para el proyecto del complejo escolar es de 13,869.29 m². Este terreno se encuentra al suroeste de la cabecera municipal, conocido como sector nuevo Ixchiguán.

2.1.5. Estudio de suelos

2.1.5.1 Determinación del valor soporte del suelo

El ensayo que se realizó fue el de compresión Triaxial, realizado en el laboratorio de Servicios de Ingeniería "EL PILAR", aplicado a una muestra inalterada, extraída en el lugar del proyecto, a una profundidad de 2.10m, que fue cubierta con parafina para lograr una muestra no alterada, cabe mencionar que el laboratorio proporcionó, dentro de su informe, el valor soporte.

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado.
Descripción del suelo:	Arena limosa consolidada
Dimensión y tipo de la probeta:	2.5"X5"
Densidad seca:	1.18T/m ³
Humedad:	29.19%

Resultados obtenidos del ensayo triaxial

$$\text{Coeficiente de cohesión} = 3.7\text{T/m}^2$$

$$\text{Ángulo de fricción interna} = 40.91^\circ$$

Cálculo del valor soporte de suelo

$$\text{Coeficiente de cohesión} = 3.7\text{T/m}^2$$

$$\text{Ángulo de fricción interna} = 40.91^\circ$$

$$\text{Base} = 1.90\text{m}$$

$$\gamma \text{ suelo} = 1.18\text{T/m}^3$$

$$\text{Desplante} = 2.10\text{m}$$

Cálculo para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelo

Ya que en la parte que se excavo para extraer la muestra se observaron fisuras.

Cálculo de los factores capacidad de carga

$$\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan(\varphi)\right) = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan(40.91^\circ)\right) = 30.01^\circ$$

$$N'_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \varphi_{rad}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.5238\right) \tan(0.5238)}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{30.01}{2}\right)} = 22.49$$

$$N'_c = \cot \varphi (N_q - 1) = \cot(30.01^\circ)(22.49 - 1) = 37.21$$

$$N'_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

$$N'_\gamma = 2(22.49 + 1) \tan(30.01^\circ) = 27.14$$

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 \gamma_s B N_\gamma + 0.867 C N_c + \gamma_s D N_q$$

$$q_o = 0.4 \cdot 1.18 \cdot 1.9 \cdot 27.14 + 0.867 \cdot 3.7 \cdot 37.21 + 1.18 \cdot 2.10 \cdot 22.49$$

$$q_0 = 199.44 \text{ T/m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_0 - \gamma_s \cdot D_q$$

$$q_{on} = 199.44 - 1.18 \cdot 2.10$$

$$q_{on} = 196.96$$

$$V_s = q_{on} / F.S. = 23.46 \text{ T/m}^2$$

El valor soporte del suelo de 23.46 T/m^2 , es el que se usará para diseño de cimentación, ya que ese fue el valor que dio el laboratorio “EL PILAR” usando un factor de seguridad de 8.4

**Datos obtenidos de laboratorio Servicios de Ingeniería “EL PILAR”
(Ver anexo 1)**

2.1.6 Diseño arquitectónico

2.1.6.1 Ubicación de las edificaciones dentro del terreno

La ubicación de los edificios se harán de la siguiente manera, en la manzana que da al Norte se colocarán los módulos de aulas, laboratorios, talleres, administración y biblioteca, en la segunda manzana se estará ubicando la guardianía, salón de usos múltiples, edificios de internado y las canchas polideportivas. (Ver apéndice 1, plano 1/6)

2.1.6.2 Distribución de ambientes

Estos se hacen en función del uso que se le vaya a dar a las edificaciones, para efectos de distribución se consideró lo siguiente: en la manzana norte, se ubicaron los edificios para módulos de aulas, laboratorios,

talleres, administración, biblioteca, área para parqueos y área de estudio al aire libre, en la manzana sur, salón de usos múltiples, internado, canchas polideportivas, guardianía, área para parqueos y área de estudio al aire libre.

2.1.7 Selección de sistema estructural a utilizar

En la selección del sistema estructural a utilizar, influyen factores de resistencia, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la construcción. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, así como los materiales y el proceso de ejecución.

El diseño contempla marcos dúctiles unido con nudos rígidos, losas planas de concreto reforzados y muros tabiques de mampostería reforzada de block.

2.1.8 Análisis estructural

2.1.8.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

Predimensionamiento de viga

El predimensionamiento de viga, se puede realizar con los siguientes criterios: el primer criterio consiste en que el peralte de la viga sea igual a: $h=0.08 \times L$ y la base $b=h/2$, donde

L= luz de la viga entre apoyos

h= altura de la viga

b= base de la viga

El segundo criterio es utilizar el método ACI 318, capítulo 9, tabla 9.5(a). Ver tabla II, en este caso se toma para una viga continua en un extremo. Se optó por realizar un promedio de los dos criterios para el peralte de la viga.

Tabla II. Peraltes mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318-99. Tabla 9.5(a)

Peralte mínimo, h				
	Simplemente apoyadas	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Viga o losas nervadas en una dirección	l/16	l/18.5	l/21	l/8

Longitud de viga = 7.00 m

$h_v = 8\% \cdot \text{Longitud de viga}$

$h_v = 0.08 \times 7.00 \text{ m} = 0.56 \text{ m}$ criterio 1

$h_v = 7.00 \text{ m} / 18.5 = 0.38 \text{ m}$ criterio 2

$h_{\text{promedio}} = (0.56 + 0.38) / 2 = 0.47 \text{ m}$

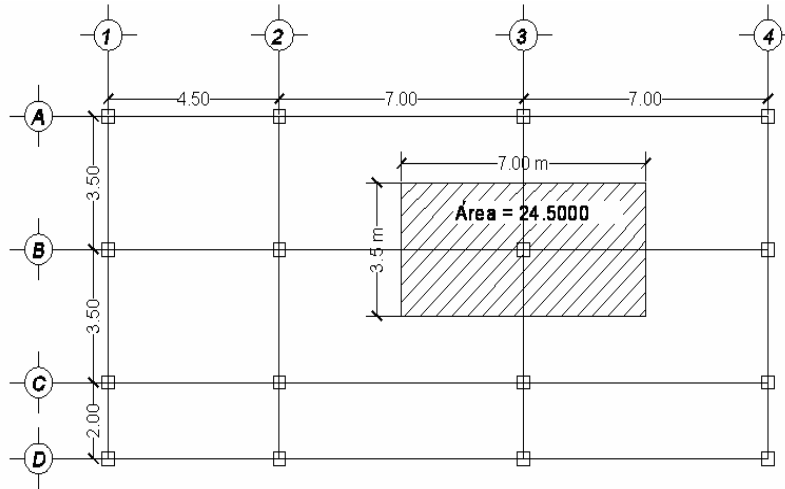
Se propone una sección de viga de 25cm x 45cm. Sentido X

Se propone una sección de viga de 20cm x 45cm. Sentido Y

Predimensionamiento de columna:

Como lo considera el código ACI-318-99, capítulo 10. Sección 10.3.6.2.
 $P = 0.80[0.85 \cdot f'_c(A_g - A_s) + f_y \cdot A_s]$, sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual se obtiene el área gruesa de la columna.

Figura 1. Área tributaria para columna crítica



Datos:

Área tributaria = 24.50 m²

Wc = 2,400 kg/m³

Conociendo estos datos se obtiene la carga puntual

$P = Wc \times At = 2,400 \text{ Kg/ m}^3 \times 24.5 \text{ m}^2 = 58,800.00 \text{ Kg/m. (un nivel)}$

Dos niveles: $P = 58,800.00 \text{ Kg /m} \times 2 = 117,600.00 \text{ Kg/m}$

Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual, se obtiene el área gruesa de la columna.

$$P = 0.80[0.85 * f'c(Ag - As) + fy * As] \quad ; \text{Donde : } As = \rho * Ag$$

$$Ag = \left[\frac{P}{0.80[0.85 * f'c(1 - \rho) + fy * \rho]} \right]$$

Se propone una cuantía $\rho = 1\%$ del Ag , ya que según el ACI 10.9.1 este puede ser $1\% < \rho < 6\%$.

$$Ag = \left[\frac{117,600.00}{0.80[0.85 * 210(1 - 0.01) + 0.01 * 2,810]} \right] = 717.72 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de $35\text{cm} \times 35\text{cm} = 1225\text{ cm}^2 > 717.72\text{ cm}^2$

Predimensionamiento de losa

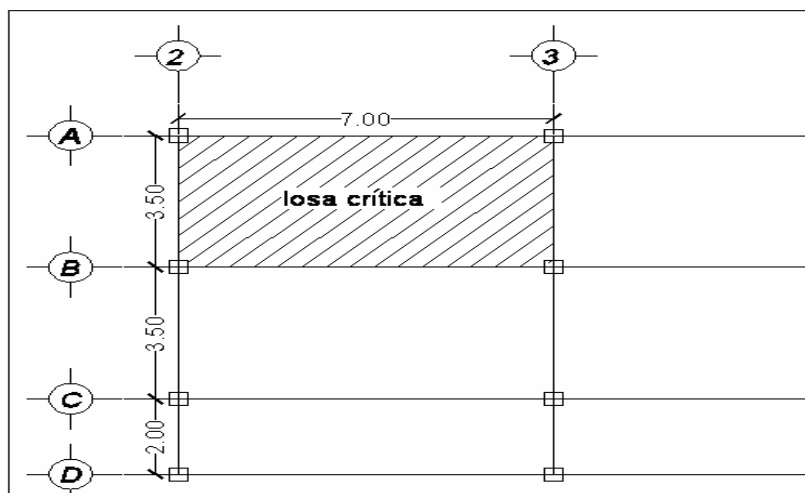
Para determinar el espesor de la losa se hará de la siguiente forma

$$t = \left[\frac{p}{180} \right]$$

Donde t = espesor de losa,

p = perímetro de losa

Figura 2. Losa crítica



$$t = \left[\frac{p}{180} \right] = \left[\frac{7*2 + 3.5*2}{180} \right] = 0.1167\text{cm}, \text{ usar } t = 12\text{ cm}$$

Se propone losa tradicional con espesor de 12 cm

Predimensionamiento de zapatas

Los cimientos se diseñaran como zapatas aisladas.

Ver predimensionamiento de zapatas en la sección 2.1.9.6, diseño de cimientos.

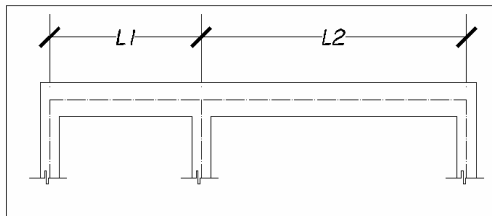
2.1.8.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Para el modelo matemático de una estructura, se toman dos partes importantes, las cuales son: las longitudes de sus miembros y sus rigideces.

Longitudes: Son las distancias que hay entre los centroides de los miembros en estudio.

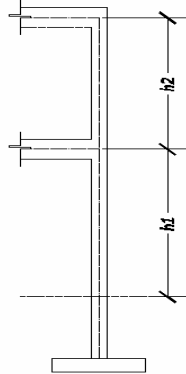
Longitud de las vigas: Es la distancia entre los centroides de la columna,

Figura 3. Longitud de vigas



Longitud de columnas: Es la distancia entre los centroides de las vigas, excepto para el primer nivel, la cual será, del nivel del suelo al centroide de la viga.

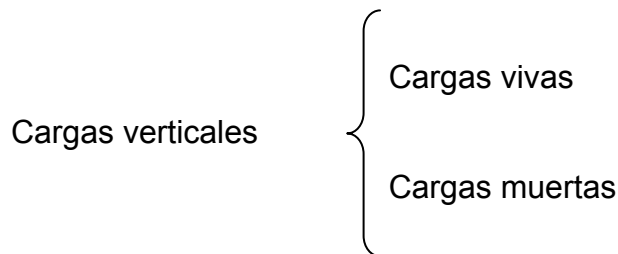
Figura 4. Longitud de columnas



2.1.8.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles

Son todas las cargas que actúan sobre la estructura, entre las mas comunes están las verticales y horizontales.

2.1.8.4 Cargas verticales en marcos dúctiles



Cargas vivas:

Se considerarán como cargas vivas, las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones, y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores.

Estas cargas pueden variar en magnitud y localización, pueden ser causados por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre la estructura, por cargas móviles o por cargas naturales.

La tabla III muestran los valores de carga viva para diferentes tipos de ocupación o uso en un edificio. Estas cargas se deben a seres humanos, equipo y al almacenamiento en general. Este último tiene que ser temporal.

Tabla III. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Tipo de ocupación o uso	(Kg / m²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200
Hospitales – servicios médicos y laboratorios	350
Hoteles – alas de habitaciones	200
Hoteles – servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Carga depende del tipo de cancha

Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1,200
Tipo de ocupación o uso	(Kg / m²)
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50

Fuente: Normas AGIES NR – 2:200, pág. 28

Cargas muertas:

Son los pesos de los diversos miembros estructurales y de cualquier objeto que se encuentre permanentemente sobre la estructura.

Para un edificio, las cargas muertas las componen los pesos de las losas, vigas, columnas, muros, techos, ventanas, puertas, instalaciones (drenajes, hidráulicas, eléctricas, otras.), acabados y otros.

Estas cargas se pueden determinar con bastante proximidad dependiendo de los materiales que se utilicen, sus pesos pueden ser determinados a partir de las densidades y dimensiones de los elementos que componen la estructura.

Figura 5. Planta amueblada primer nivel, módulo de aulas

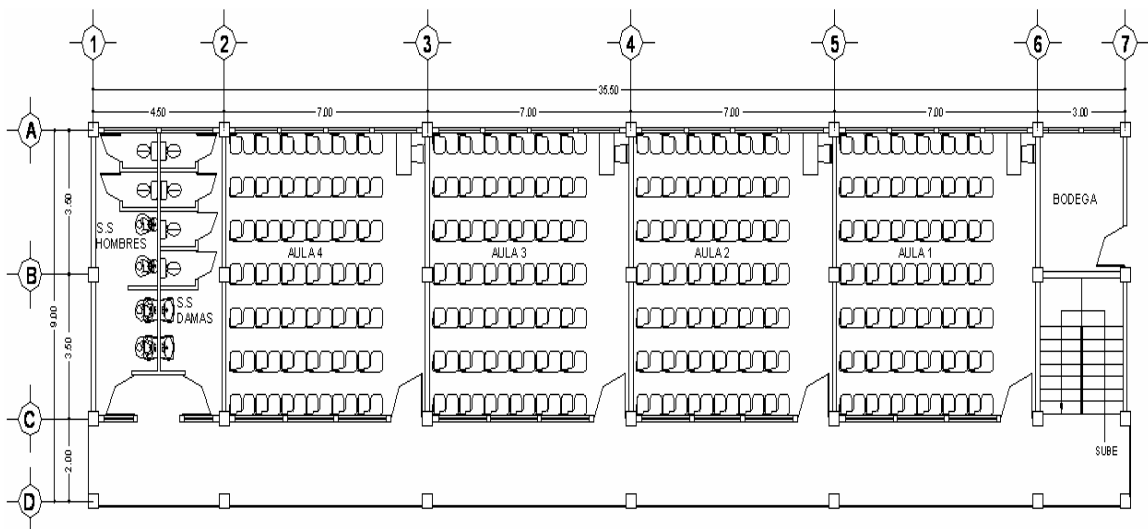
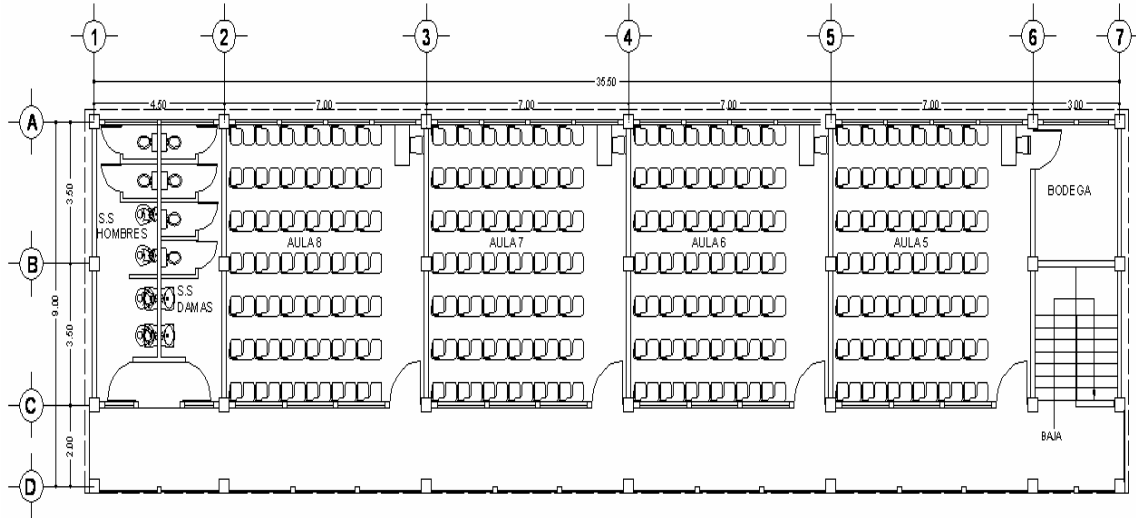


Figura 6. Planta amueblada segundo nivel, módulo de aulas



Cálculo del peso de la estructura

Cargas vivas utilizadas (CV)

En techos = 100 kg/m²

En pasillos = 500 kg/m²

En baños=200 kg/m²

En aulas= 200 kg/m²

En escaleras= 500 kg/m²

En depósito libros= 600 kg/m²

Cargas muertas (CM)

W_c = 2,400 Kg/m³

Muros = 150 Kg/m²

Sobre carga segundo nivel = 60 Kg/m²

Sobre carga primer nivel = 90 Kg/m²

a. Segundo nivel

Carga muerta

W losa = 320.475m²*2400 Kg/m³*0.12m =92,296.80kg

W viga sentido x = 142.80m*0.25m*0.45m*2,400kg/m³ =38,556.00Kg

$$\begin{aligned}
W \text{ viga sentido y} &= 57.75\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 0.45\text{m} \cdot 2,400\text{kg/m}^3 &= 12,474.00\text{Kg} \\
W \text{ columnas} &= (0.35\text{m} \cdot 0.35\text{m} \cdot 2.40\text{m} \cdot 2,400 \text{ Kg./m}^3 \cdot 28) &= 19,756.80\text{Kg} \\
W \text{ muros} &= 118.25\text{m}^2 \cdot 150\text{kg/m}^2 &= 42,570.00\text{kg} \\
W \text{ sobrecarga} &= 320.475\text{m}^2 \cdot 60\text{kg/m}^2 &= 19,228.50\text{Kg} \\
\textbf{Total de la carga muerta} &&= \textbf{224,882.10 kg}
\end{aligned}$$

Carga viva

$$CV = 320.475\text{m}^2 \cdot 100 \text{ Kg./m}^2 = 32,047.50\text{kg}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 224,882.10 \text{ kg} + 0.25 \cdot (32,047.50\text{kg}) = 232,893.98 \text{ kg.}$$

b. Primer nivel

Carga muerta

$$\begin{aligned}
W \text{ losa} &= 320.475\text{m}^2 \cdot 2400 \text{ Kg./m}^3 \cdot 0.12\text{m} &= 92,296.80\text{kg} \\
W \text{ viga sentido x} &= 142.80\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot 0.45\text{m} \cdot 2,400\text{kg/m}^3 &= 38,556.00\text{Kg} \\
W \text{ viga sentido y} &= 57.75\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 0.45\text{m} \cdot 2,400\text{kg/m}^3 &= 12,474.00\text{Kg} \\
W \text{ columnas} &= (0.35\text{m} \cdot 0.35\text{m} \cdot 4.125\text{m} \cdot 2,400 \text{ Kg./m}^3 \cdot 28) &= 33,957.00\text{Kg} \\
W \text{ sobrecarga} &= 320.475 \text{ m}^2 \cdot 90\text{kg/m}^2 &= 28,842.75\text{kg}
\end{aligned}$$

$$\textbf{Total de la carga muerta} = \textbf{206,126.55g}$$

Carga viva

$$CV = 228.90\text{m}^2 \cdot 200 \text{ Kg./m}^2 + 8000.3250 \cdot 500\text{Kg./m}^2 + 11.25 \cdot 600 \text{ Kg./m}^2$$

$$CV = 92,692.50\text{kg}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 206,126.55 \text{ kg} + 0.25 \cdot (92,692.50\text{kg}) = 229,299.68 \text{ kg}$$

Peso total de la estructura = W total

$W \text{ total} = W1\text{nivel} + W2\text{nivel}$

$W \text{ total} = 229,299.68 \text{ kg} + 232,893.98 \text{ Kg}$

$W \text{ total} = 462,193.66 \text{ kg.}$

Integraciones de cargas para los marcos 3 y B

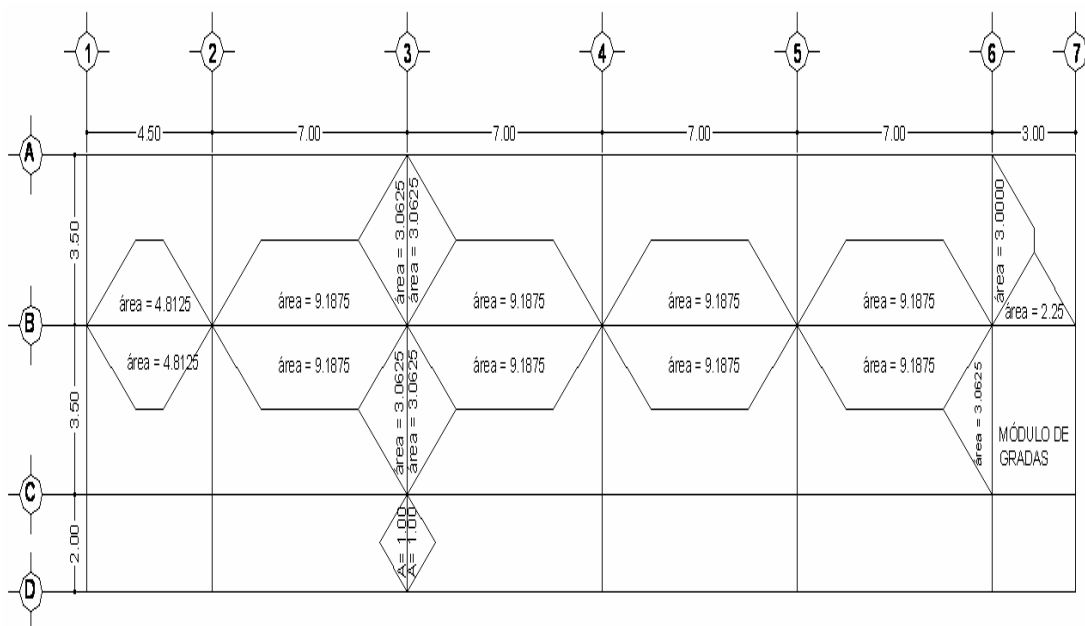
Carga muerta

$\text{Losas} = 0.12\text{m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$

$\text{Peso de la viga sentido X} = 0.25 \times 0.45 \times 2400 = 270 \text{ Kg /m}$

$\text{Peso de la viga sentido Y} = 0.20 \times 0.45 \times 2400 = 216 \text{ Kg /m}$

Figura 7. Áreas tributarias, planta primer nivel



Segundo nivel

Cálculo de carga para el eje B

$$W_{cm} = (W_{losa} + S.C) \text{ área tributaria} / L_{viga} + P.P_{viga} + W_{muro} \times h_{pared}$$

$$W_{cv} = (cv) \times \text{área tributaria} / L_{viga}$$

VIGA 1-2

$$W_{cm} = (288+60) \text{ kg/m}^2 \times (9.6250 \text{ m}^2) / 4.5\text{m} + 0.25\text{m} \times 0.45\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{cm} = 1014.33 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 100\text{kg/m}^2 \times (9.6250\text{m}^2) / 4.5\text{m}$$

$$W_{cv} = 213.89 \text{ kg/m}$$

Las cargas distribuidas por carga muerta y viva, para todas las vigas del eje B y eje 3, fueron calculados como el ejemplo anterior. Ver tablas de la IV a la VII.

Tabla IV. Carga muerta y viva, marco eje B, primer nivel

eje B	L viga	área tributaria		Wcv (Kg/m)	Wcm (Kg/m)
1-2	4.50	4.8125	4.8125	427.78	1,438.50
2-3	7.00	9.1875	9.1875	525.00	1,622.25
3-4	7.00	9.1875	9.1875	525.00	1,622.25
4-5	7.00	9.1875	9.1875	525.00	1,622.25
5-6	7.00	9.1875	9.1875	525.00	1,622.25
6-7	3.00	2.25	2.25	600.00	1,197.00

Tabla V. Carga muerta y viva, marco eje B, segundo nivel

eje B	L viga	área tributaria		Wcv (Kg/m)	Wcm (Kg/m)
1-2	4.50	4.8125	4.8125	213.89	1,014.33
2-3	7.00	9.1875	9.1875	262.50	1,183.50
3-4	7.00	9.1875	9.1875	262.50	1,183.50
4-5	7.00	9.1875	9.1875	262.50	1,183.50
5-6	7.00	9.1875	9.1875	262.50	1,183.50
6-7	3.00	2.25	0.0000	75.00	531.00

Tabla VI. Carga muerta y viva, marco eje 3, primer nivel

eje 3	L viga	área tributaria		Wcv (Kg/m)	Wcm (Kg/m)
A-B	3.50	3.0625	3.0625	350.00	1,237.50
B-C	3.50	3.0625	3.0625	350.00	1,237.50
C-D	2.00	1.0000	1.0000	500.00	954.00

Tabla VII. Carga muerta y viva, marco eje 3, segundo nivel

eje 3	L viga	área tributaria		Wcv (Kg/m)	Wcm (Kg/m)
A-B	3.50	3.0625	3.0625	175.00	825.00
B-C	3.50	3.0625	3.0625	175.00	825.00
C-D	2.00	1	1	100.00	564.00

Figura 8. Modelo de carga muerta y carga viva, marco eje B

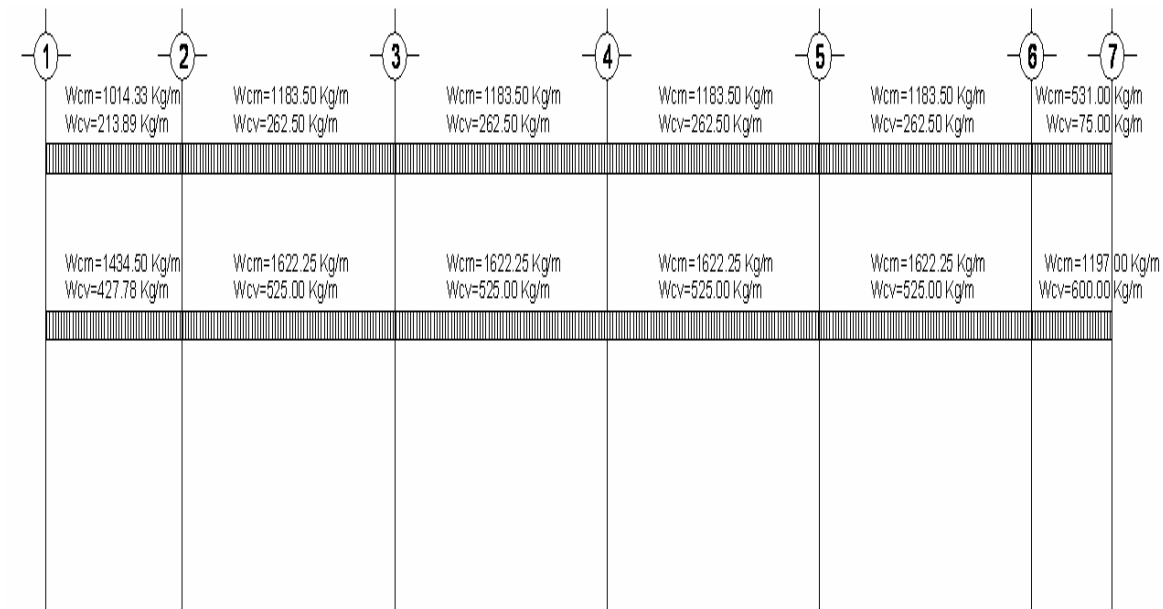
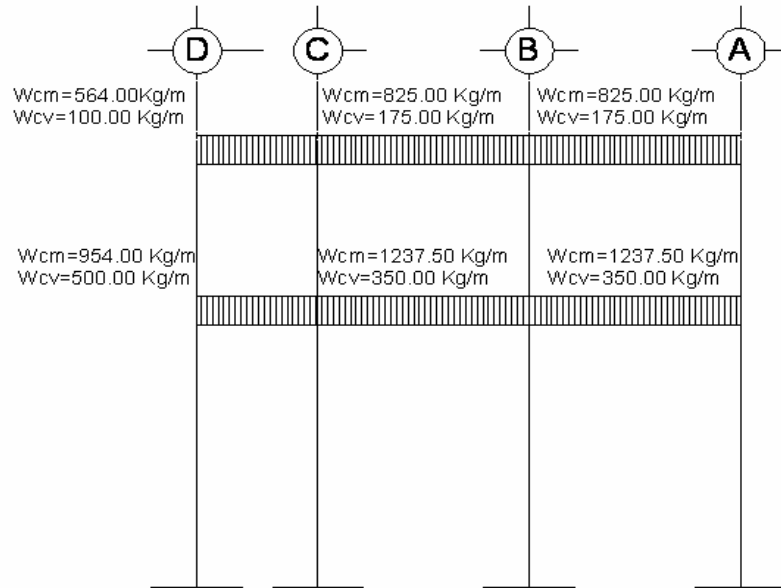


Figura 9. Modelo de carga muerta y carga viva, marco eje 3



2.1.8.5 Cargas horizontales en marcos dúctiles

Son las cargas producidas por el viento y por sismo. Estas cargas son dinámicas. En este estudio se considerará la fuerza producida por un sismo, el viento en una estructura pesada no tiene mayor efecto, comúnmente se analiza para estructuras livianas, como por ejemplo techos de lámina. Simplificando el análisis sísmico, se utilizan estas fuerzas como cargas laterales estáticas, que tendrán el mismo efecto de un sismo.

2.1.8.6 Fuerzas sísmica

La carga sísmica depende del peso de la estructura, se considera que la estructura se mantiene fija en su base, por lo tanto será el punto de aplicación de la fuerza, a esta fuerza se le llama Corte Basal (V) y ésta se transmitirá a los

elementos estructurales, proporcional a sus rigideces y posición con respecto a su centro de rigidez.

Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas en el edificio de aulas, se aplicó el método SEAOC, el cual se describe a continuación.

V = ZIKCSW

Donde: ZIKCS, son coeficientes que dependen del tipo de estructura, suelo, importancia, intensidad del sismo y zona sísmica, y W es el peso muerto total de la estructura más el 25% de todas las cargas vivas de diseño.

V = Corte Basal o corte en la base.

Z = 1; es la variación de las fuerzas de diseño con los cambios probables de la intensidad sísmica a través de la zona. El departamento de San Marcos se encuentra localizado en la zona 3 que es de alto peligro sísmico (normas estructurales de construcción recomendadas para Guatemala. Ver anexo 2 mapa y tabla de zonificación para Guatemala.

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

I = 1.30; este coeficiente depende del uso que se le va a dar a la estructura después de que ocurra el evento, en este caso es para institución pública.

C = $\frac{1}{15\sqrt{T}}$; se conoce también como el coeficiente sísmico. T es el período

fundamental de vibración de la estructura, en segundos; $T = 0.09 \frac{h}{\sqrt{b}}$, donde

h = altura del nivel más alto sobre la base, b = dimensión de entrepiso, en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

El valor C debe ser menor que 0.12, si resulta mayor que 0.12 se debe usar 0.12. De igual manera el producto de C*S no debe ser mayor que 0.14 o de lo contrario se usará este último.

En sentido X

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} =$$

$$t = \frac{0.09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.09 * 7.20}{\sqrt{35.85}} = 0.11$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.12}} = 0.20 \text{ como } c > 0.12 \text{ usar } c = 0.12$$

En sentido y

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

$$t = \frac{0.09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.09 * 7.20}{\sqrt{9.35}} = 0.21$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.21}} = 0.14 \text{ como } c > 0.12 \text{ usar } c = 0.12$$

$$S * C_x = 0.12 * 1.25 = 0.15 \quad \text{como } S * C > 0.14 \text{ usar } S * C = 0.14$$

$$S * C_y = 0.12 * 1.25 = 0.15 \quad \text{como } S * C > 0.14 \text{ usar } S * C = 0.14$$

S = 1.25; este coeficiente depende del tipo de suelo.

K = 0.67; coeficiente que depende del tipo de estructura, considera la propiedad de absorción de energía inelástica de los marcos resistentes a los momentos, también la redundancia de los marcos, o la segunda línea de defensa, presente en la mayor parte de los marcos completos, aunque no están diseñados para resistir cargas laterales. Los edificios que no poseen, por lo menos, un marco espacial de apoyo de cargas verticales se le asignan un valor alto para K=0.67, siendo este el valor sugerido por la Uniform Building Code, para marcos dúctiles con nudos rígidos.

Ahora, sustituyendo valores en la fórmula:

$$V_x = 1 * 1.3 * 0.14 * 0.67 * 462,193.66 \text{ Kg} = 56,359.89 \text{ Kg} = 56.36 \text{ ton}$$

$$V_y = 1 * 1.3 * 0.14 * 0.67 * 462,193.66 \text{ Kg} = 56,359.89 \text{ Kg} = 56.36 \text{ ton}$$

La fuerza total lateral V, es distribuida en toda la altura de la estructura, de acuerdo a la fórmula siguiente:

Donde:

V = corte basal

Ft = fuerza en la cúspide

Fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se calcula de la forma siguiente, debiendo cumplir con las siguientes condiciones.

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

Si $T > 0.25$ segundos; calcular $F_t = 0.07 * T * V$

Donde

T = período de la estructura

Por lo tanto, el valor del corte basal (V), es 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:

Wi = peso de cada nivel

Hi = altura de cada nivel

Fuerza en la cúspide Ft es igual a 0 en los dos sentidos ya que Tx y Ty < 0.25

Fuerza por nivel

Sentido X=Y

$$F2 = \frac{(56,359.89 \text{ Kg} - 0)(7.2\text{m} * 232,893.98\text{Kg})}{7.2\text{m} * 232,893.98\text{Kg} + 4.35\text{m} * 229,299.68} \text{Kg} = 35,338.85\text{Kg}$$

$$F1 = \frac{(56,359.89\text{Kg} - 0)(4.35\text{m} * 229,299.68\text{Kg})}{7.2\text{m} * 232,893.98\text{Kg} + 4.35\text{m} * 229,299.68} \text{Kg} = 21,021.04\text{Kg}$$

Como comprobación =Ft+F1+F2 =0+35,338.85 Kg+21,021.04 Kg=56,359.89 kg

Fuerzas por marco

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la simetría estructural, ya que de existir excentricidades entre el centro de rigidez (C.R) y el centro de masa (C.M), la capacidad torsional del edificio se verá afectada, los marcos que tengan una mayor excentricidad; experimentaran una fuerza de marco (Fm) mayor, a los que posean menor excentricidad. Por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

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 Fi proporcional a la rigidez de los marcos.

Fuerzas por marco en sentido X e Y

Debido a que en los sentidos X e Y, los marcos no son simétricos, se tiene que calcular la distribución de la fuerza por nivel, a cada marco, lo que dependerá de la rigidez de cada uno y de la excentricidad de la estructura, para

lo que se calcula el centro de masa y el centro de rigidez para determinar la excentricidad.

Cálculo del centro de masa para cada nivel

Se localiza el centro de masa en el centro geométrico de la estructura, en ambos ejes.

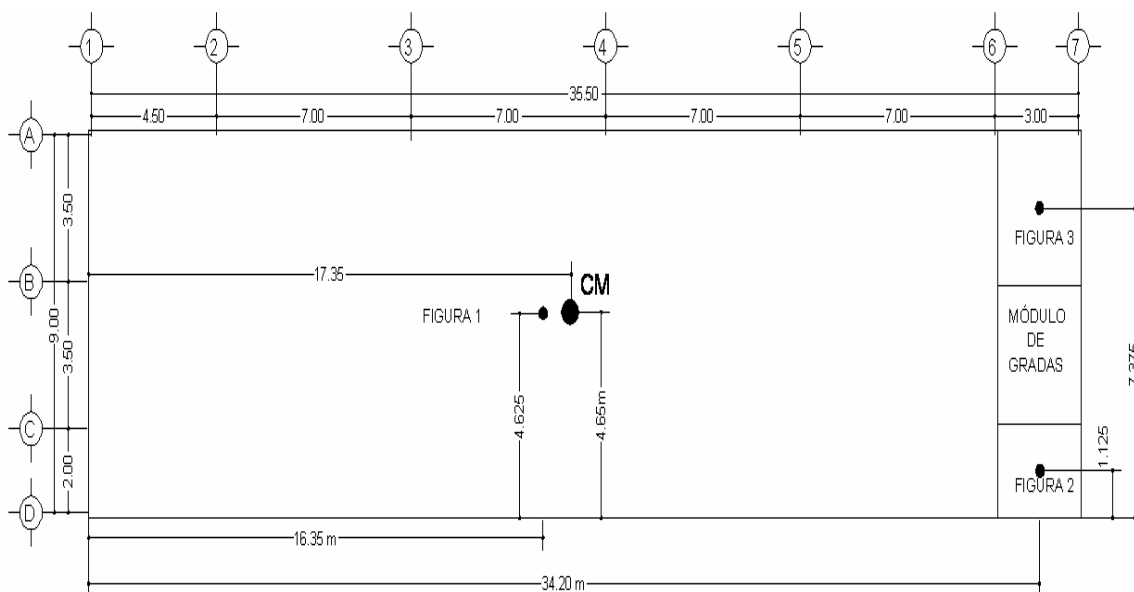
Tabla VIII. Cálculo de centro de masa, primer nivel

figura 1	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	a*x (m ³)	a*y (m ³)
1	302.475	16.35	4.625	4,945.47	1,398.95
2	6.75	34.20	1.125	230.85	7.59
3	11.25	34.20	7.375	384.75	82.97
	320.475			5,561.07	1,489.51

$$X_{cm} = 5,561.07 \text{ m}^3 / 320.475 \text{ m}^2 = 17.35 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 1,489.51 \text{ m}^3 / 320.475 \text{ m}^2 = 4.65 \text{ m}$$

Figura 10. Centro masa, primer nivel



Centro de rigidez, primer nivel

Se localiza el centro de rigidez del edificio (CR), con base a los elementos estructurales verticales (columnas), en los dos sentidos ortogonales (X,Y), así la rigidez K_i , es igual a la inercia en el eje que se esté considerando (I), entre la altura de cada nivel (h), por el número de ejes que tenga el marco (N marco). Según el sentido que se haya tomado, luego se encuentra el centro de rigidez (CR), que es igual a la sumatoria de rigidez de cada eje, por la distancia a cada eje perpendicular del sentido ortogonal, tomado de la $(\sum K_i.d)$, entre la sumatoria de la rigidez de cada eje $(\sum K_i)$

$$K_i (x \text{ o } y) = I/h = \frac{1/12 b a^3 \times N \text{ marcos}}{h}$$

Por lo tanto, el centro de rigidez será

$$CR (x \text{ ó } y) = \frac{\sum K_i.d}{\sum K_i}$$

La excentricidad del edificio en X e Y será

$$e_x = |CR - CM| \quad e_y = |CR - CM|$$

La excentricidad en cualquier sentido, es igual al valor absoluto del centro de rigidez (CR) menos el centro de masa (CM)

Cálculo de inercias, primer nivel

$$I_x = (1/12)(35)(35)^3 = 125,052.08 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (1/12)(35)(35)^3 = 125,052.08 \text{ cm}^4$$

Cálculo de rigidez, primer nivel

$$K_x = 125,052.08 \text{ cm}^4 / 285 \text{ cm} = 438.78 \text{ cm}^3$$

$$K_y = 125,052.08 \text{ cm}^4 / 285 \text{ cm} = 438.78 \text{ cm}^3$$

Rigidez por marcos, primer nivel

Sentido X

Debido a que las columnas tienen la misma rigidez en ambos sentidos X e Y, la rigidez de los marcos será la misma en ambos sentidos

$$K_{x1, 2, 3 \text{ y } 4} = 7 \times 438.78 = 3071.46 \text{ cm}^3$$

$$\text{Suma} = 12,285.84 \text{ cm}^3$$

En el sentido y

$$K_{y1, 2, 3, 4, 5, 6 \text{ y } 7} = 4 \times 438.78 = 1755.12 \text{ cm}^3$$

$$\text{Suma} = 12,285.84 \text{ cm}^3$$

Tabla IX. Cálculo del centro de rigidez, primer nivel, eje X

Rigidez en Y	Rigidez* marco (cm ³)	di (m)	Ki * di (cm ³ * m)
K p y1	1,755.12	0.175	307.15
K p y2	1,755.12	4.675	8,205.19
K p y3	1,755.12	11.675	20,491.03
K p y4	1,755.12	18.675	32,776.87
K p y5	1,755.12	25.675	45,062.71
K p y6	1,755.12	32.675	57,348.55
K p y7	1,755.12	35.675	62,613.91
suma	1,2285.84	suma	22,6805.38

$$X_{cr} = 226,805.38 \text{ cm}^3 * \text{m} / 12,285.84 \text{ cm}^3 = 18.46 \text{ m}$$

Tabla X. Cálculo del centro de rigidez, primer nivel, eje Y

Rigidez en X	Rigidez* marco (cm ³)	di (m)	Ki * di (cm ³ * m)
K p x1	3,071.46	0.175	537.51
K p x2	3,071.46	2.175	6,680.43
K p x3	3,071.46	5.675	17,430.54
K p x4	3,071.46	9.175	28,180.65
suma	12,285.84	suma	52,829.11

$$Y_{cr} = 52,829.11 \text{ cm}^3 * \text{m} / 12,285.84 \text{ cm}^3 = 4.30 \text{ m}$$

Debido a que la rigidez en los dos niveles es la misma, el centro de rigidez será igual para los dos niveles

Datos de centro de masa y centro de rigidez, primer nivel

$X_{cr}=18.46$ m

$Y_{cr}=4.30$ m

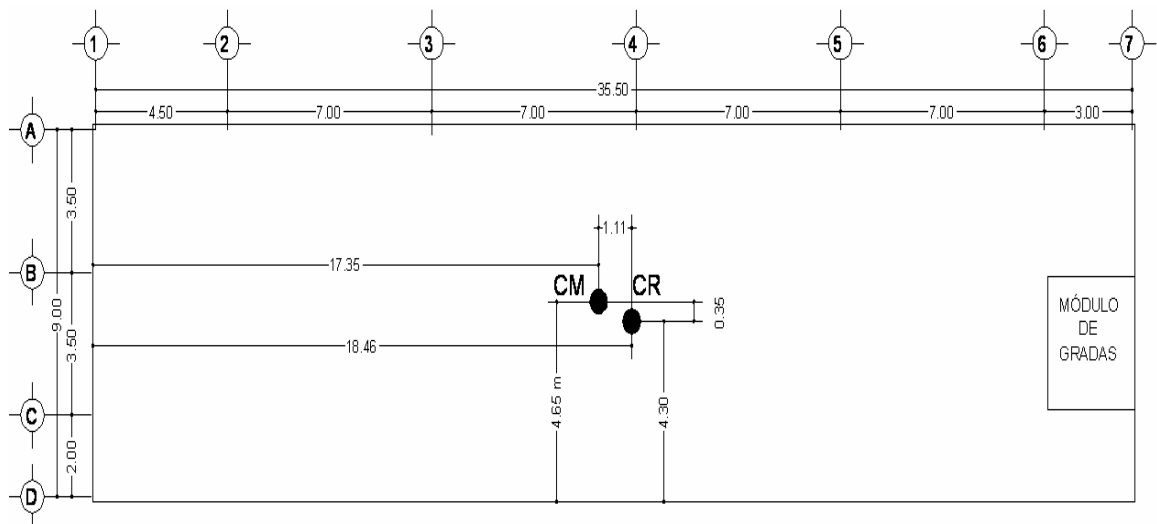
$X_{cm} = 17.35$ m

$Y_{cm}= 4.65$

$e_x = | 18.46 - 17.35 | = 1.11$ m

$e_y = | 4.30 - 4.65 | = 0.35$ m

Figura 11. Centro masa y rigidez, primer nivel



Comparación de excentricidades

Se compara una excentricidad mínima ($e_{mín.}$), Igual al 0.05 del lado perpendicular a la fuerza de piso, comparándola con la excentricidad del edificio.

$e_{mín} = 0.05 b$, donde distancia perpendicular a la fuerza de piso.

e min. x = 0.05 * 9.35 = 0.47 m

e min. y = 0.05 * 35.85 = 1.79 m

De estas se utiliza la mayor

Por lo cual se utilizaran las siguientes excentricidades para los cálculos

e x = 1.11 m

e y = 1.79 m

Fuerza del marco por torsión

Se calcula la fuerza que absorbe cada elemento estructural, en proporción a su rigidez y a su torsión, para esto hay varios procedimientos.

Teniendo la rigidez de cada eje (K_i), y la distancia del eje al centro de rigidez (d_i), se calcula el módulo de rigidez (EI), que es igual a la sumatoria de la rigidez por la distancia del eje al centro de rigidez al cuadrado ($\sum K_i \cdot d_i^2$), entre cada eje de la rigidez por la distancia del eje al centro de rigidez ($\sum K_i \cdot d_i$), luego se encuentra la fuerza proporcional a su rigidez ($f'm$), que es igual a la rigidez de cada eje (K_i) entre la sumatoria de la rigidez de todos los ejes ($\sum K_i$), el resultado se multiplica por fuerza de cada piso (F_{piso}), la fuerza de torsión ($f''m$) es igual a la excentricidad (e), entre el módulo de rigidez de cada eje (EI), por la fuerza de piso (F_{piso}), por último se calcula la fuerza total por marco (F_{marco}), que es igual a la suma algebraica de las fuerzas proporcional a su rigidez ($f'm$), con la fuerza por torsión ($f''m$).

$$F'm = \frac{k_i * F_{\text{piso}}}{\sum K_i * (\# \text{ de } _ \text{ Marcos})} \quad F''m = \frac{e * F_{\text{piso}}}{Ei} \quad Ei = \frac{\sum (K_i * d_i^2)}{K_i * d_i}$$

Donde:

$F'm$ = fuerza proporcional a la rigidez del marco

$F''m$ = fuerza por torsión

K_i = rigidez del marco analizado

$\sum K_i$ = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

F piso = fuerza por nivel

EI = módulo de rigidez

d_i = distancia entre el CR y el eje de cada marco considerado

e = excentricidad

$f_n = f'm + f''m$,

f_n = fuerza total de cada marco

Cálculo de la fuerza proporcional a la rigidez del marco $f'm$, eje 1, primer nivel

Sentido X

K_i marco = 1755.12 cm^3

F piso = $21,021.04 \text{ kg}$

$\sum K_i$ = 12282.84 cm^3

$F'm$ eje 1 = $1755.12 \text{ cm}^3 * 21,021.04 \text{ Kg} / 12,282.84 \text{ cm}^3 = 3,003.01 \text{ kg}$, como cada eje de todos lo marcos, tienen la misma rigidez, la fuerza será la misma en los ejes 2,3,4,5,6 y 7

Tabla XI. Resultados de $F'm$, primer nivel, sentido Y

Primer nivel			
eje	K_i^* marco (cm^3)	F piso (kg)	$f'm$ (kg)
K p y1	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y2	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y3	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y4	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y5	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y6	1,755.12	21,021.04	3,003.01
K p y7	1,755.12	21,021.04	3,003.01
Σ =	12,285.84	Σ =	21021.04

Tabla. XII. Resultados de F'm, primer nivel, sentido X

Primer nivel			
eje	Ki* marco (cm³)	F piso (kg)	f'm (kg)
K p x1	3,071.46	21,021.04	5,255.26
K p x2	3,071.46	21,021.04	5,255.26
K p x3	3,071.46	21,021.04	5,255.26
K p x4	3,071.46	21,021.04	5,255.26
Σ=	12,285.84	Σ=	21,021.04

Fuerzas por torsión f' m, marco eje 1

$$K_i = 17,55.12 \text{ cm}^3$$

$$d_i = -18.285 \text{ m}$$

$$k_i * d_i = 1755.12 * (-18.285) = -32,092.37 \text{ cm}^3 * \text{m}$$

$$k_i * (d_i)^2 = 1,755.12 * (-18.285)^2 = 586,808.97 \text{ cm}^3 * \text{m}^2$$

$$\sum K_i * (d_i)^2 = 1,967,364.16 \text{ cm}^3 * \text{m}^2$$

$$E_i = \frac{\sum(K_i * d_i^2)}{K_i * d_i}$$

$$E_i = 1,967,364.16 \text{ cm}^3 * \text{m}^2 / -32,092.37 \text{ cm}^3 * \text{m} = -61.30 \text{ m}$$

$$F''_m = \frac{e * F_{piso}}{E_i}$$

$$e * F_{piso} = 1.11 * 21,021.04 = 23,333.35 \text{ Kg-m}$$

$$f''_m = 23,333.35 \text{ Kg-m} / -61.30 \text{ m} = -380.62 \text{ Kg}$$

Tabla XIII. Fuerza por marco, sentido Y, primer nivel

eje	ki	Di	Ki * di	di ²	Ki * di ²	EI	F"	f'm	fn		
1	1,755.12	-18.285	-32,092.37	334.34	586,808.97	-61.30	-380.62	3,003.01	2,622.38		
2	1,755.12	-13.785	-24,194.33	190.03	333,518.83	-81.32	-286.95	3,003.01	2,716.06		
3	1,755.12	-6.785	-11,908.49	46.04	80,799.10	-165.21	-141.24	3,003.01	2,861.77		
4	1,755.12	0.215	377.35	0.05	81.13	5213.62	4.47546	3,003.01	3,007.48		
5	1,755.12	7.215	12,663.19	52.06	91,364.92	155.36	150.188	3,003.01	3,153.19		
6	1755.12	14.215	24,949.03	202.07	354,650.47	78.86	295.901	3,003.01	3,298.91		
7	1755.12	17.215	30,214.39	296.36	520,140.74	65.11	358.349	3,003.01	3,361.35		
$\Sigma=12,285.84$				$\Sigma=1,967,364.16$							

Tabla XIV. Fuerza por marco, sentido X, primer nivel

eje	ki	Di	Ki * di	di ²	Ki * di ²	EI	F"	f'm	fn		
1	3,071.46	-4.125	-12,669.77	17.02	52,262.81	-11.44	-3,270.9	5,255.26	1,984.33		
2	3,071.46	-2.125	-6,526.85	4.52	13,869.56	-22.21	-1685	5,255.26	3,570.24		
3	3,071.46	1.375	4,223.26	1.89	5,806.98	34.32	1,090.31	5,255.26	6,345.57		
4	3,071.46	4.875	14,973.37	23.77	72,995.17	9.68	3,865.64	5,255.26	9,120.90		
$\Sigma=12,285.84$				$\Sigma= 144,934.52$							

Para efectos de diseño se tomaron los valores mayores, para cada uno de los marcos.

Figura 12. Valores por carga sísmica para los ejes 1,2,3,4,5,6 y 7, sentido Y

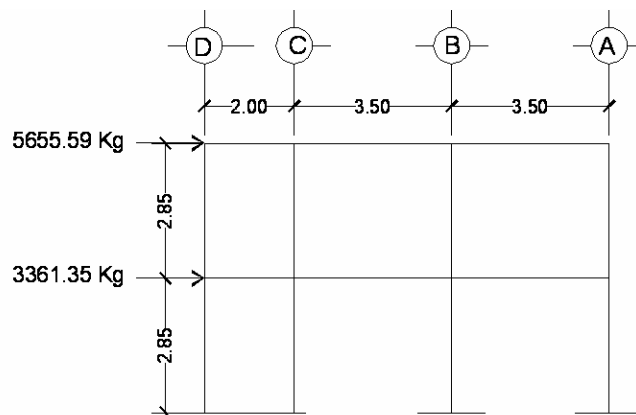
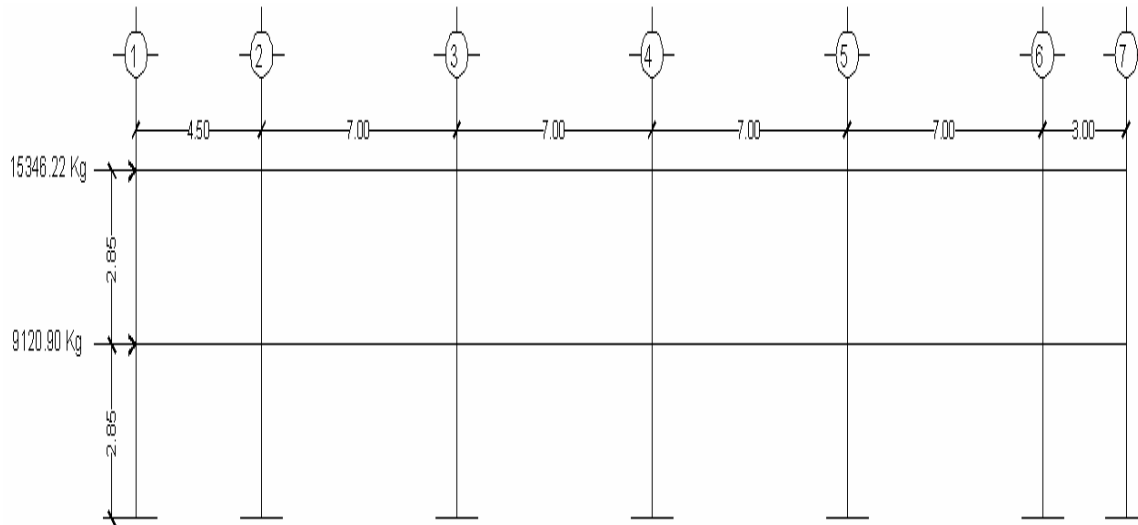


Figura 13. Valores por carga sísmica para los ejes A, B, C Y D, sentido X



2.1.9 Análisis de marcos dúctiles por medio del programa

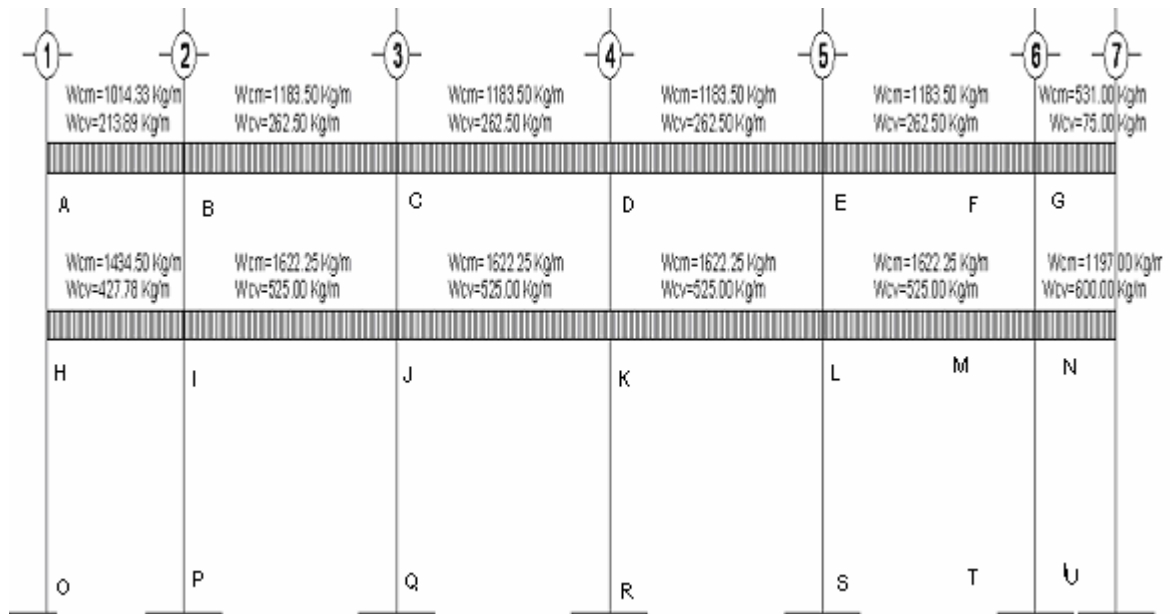
Etabs.

Para el análisis estructural, se aplicó el software ETABS V 9, el cual presenta muchas ventajas, ya que en poco tiempo se pueden obtener el diseño de un edificio de varios niveles. Permite ver gráficas de momentos y cortantes para vigas y columnas, despliega tablas con las deflexiones y deformaciones de los miembros de la estructura, entre otras cosas. A manera de comprobación de resultados se aplicó el método de Kanni, comprobando que la diferencia de resultados entre ambos métodos es del 2% aproximadamente, por lo que para diseñar, se tomaron los resultados que se obtuvieron del método de Kanni, ya que los resultados son mayores.

Comprobación por el método de Kanni para carga muerta

Marco dúctil eje B, en el sentido X

Figura 8. Modelo de carga muerta y carga viva, marco eje B



W y L para el segundo nivel

$W_{1-2}=1,014.33\text{Kg/m}$	$L=4.50\text{m}$
$W_{2-3}=1,183.50\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{3-4}=1,183.50\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{4-5}=1,183.50\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{5-6}=1,183.50\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{6-7}=1,183.50\text{Kg/m}$	$L=3.00\text{m}$

W y L para el primer nivel

$W_{1-2}=1,434.50\text{Kg/m}$	$L=4.50\text{m}$
$W_{2-3}=1,622.25\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{3-4}=1,622.25\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{4-5}=1,622.25\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{5-6}=1,622.25\text{Kg/m}$	$L=7.00\text{m}$
$W_{6-7}=1,197.00\text{Kg/m}$	$L=3.00\text{m}$

Cálculo de inercia de vigas y columnas

$$I_{\text{viga}} = (1/12)(25)(45)^3 = 189,843.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columnas}} = (1/12)(35)(35)^3 = 125,052.08 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas

$$I_{\text{columna}} = 1$$

$$I_{\text{vigas}} = 1.5181$$

Cálculo de rigidez para cada elemento

Rigidez de vigas

$$K_{ik} = I/L$$

$$K_{AB} = K_{hi} = 1.5181/4.50 = .3374$$

$$K_{BC} = K_{IJ} = K_{CD} = K_{JK} = K_{DE} = K_{KL} = K_{EF} = K_{LM} = 1.5181/7.00 = 0.2169$$

$$K_{FG} = K_{MN} = 1.5181/3.00 = 0.5060$$

$$K_{\text{columnas}} = 1/2.85 = 0.3509$$

Cálculo de factores de giro (μ_{ik})

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

Nudo A

$$\mu_{AB} = -0.5(0.3374)/(0.3374+0.3509) = -0.2451$$

$$\mu_{AH} = -0.5(0.3509)/(0.3374+0.3509) = -0.2549$$

Nudo B

$$\mu_{BA} = -0.5(0.3374)/(0.3374+0.2169+0.3509) = -0.1864$$

$$\mu_{BC} = -0.5(0.2169)/(0.3374+0.2169+0.3509) = -0.1198$$

$$\mu_{BJ} = -0.5(0.3509)/(0.3374+0.2169+0.3509) = -0.1938$$

Nudo C

$\mu_{CB}=-0.1382$

$\mu_{CD}=-0.1382$

$\mu_{CJ}=-0.2236$

Nudo D

$\mu_{DC}=-0.1382$

$\mu_{DE}=-0.1382$

$\mu_{DK}=-0.2236$

Nudo E

$\mu_{ED}=-0.1382$

$\mu_{EF}=-0.1382$

$\mu_{EL}=-0.2236$

Nudo F

$\mu_{FE}=-0.1010$

$\mu_{FG}=-0.2356$

$\mu_{FL}=-0.1634$

Nudo G

$\mu_{GF}=-0.2953$

$\mu_{GN}=-0.2047$

Nudo H

$\mu_{HI}=-0.1623$

$\mu_{HA}=-0.1688$

$\mu_{HO}=-0.1688$

Nudo I

$\mu_{IH}=-0.1343$

$\mu_{IJ}=-0.0863$

$\mu_{IB}=-0.1397$

$\mu_{IP}=-0.1397$

Nudo J

$\mu_{JI}=-0.0955$

$\mu_{JK}=-0.0955$

$\mu_{JL}=-0.1545$

$\mu_{JQ}=-0.1545$

Nudo K

$\mu_{KJ}=-0.0955$

$\mu_{KL}=-0.0955$

$\mu_{KO}=-0.1545$

$\mu_{KR}=-0.1545$

Nudo L

$\mu_{LK}=-0.0955$

$\mu_{LM}=-0.0955$

$\mu_{LE}=-0.1545$

$\mu_{LS}=-0.1545$

Nudo M

$\mu_{ML}=-0.0761$

$\mu_{MN}=-0.1776$

$\mu_{MF}=-0.1231$

$\mu_{MT}=-0.1231$

Nudo N

$\mu_{NM}=-0.2095$

$\mu_{NG}=-0.1453$

$\mu_{NU}=-0.1453$

Cálculo de momentos de empotramiento

$M_{fik}=\pm WL^2/12$

Donde W es la carga uniformemente distribuida para cada viga y L es la longitud del tramo.

Tabla XV. Momentos de empotramiento, segundo nivel

M –AB	-1,711.68	Kg-m	M –BA	1,711.68	Kg-m
M- BC	-4,832.63	Kg-m	M- CB	4,832.63	Kg-m
M-CD	-4,832.63	Kg-m	M –DC	4,832.63	Kg-m
M -DE	-4,832.63	Kg-m	M –ED	4,832.63	Kg-m
M -EF	-4,832.63	Kg-m	M- FE	4,832.63	Kg-m
M-FG	-3,98.25	Kg-m	M- GF	3,98.25	Kg-m

Tabla XVI. Momentos empotramiento, primer nivel

M- HI	-2,420.72	Kg-m	M- IH	2,420.72	Kg-m
M- IJ	-6,624.19	Kg-m	M- JI	6,624.19	Kg-m
M- JK	-6,624.19	Kg-m	M- KJ	6,624.19	Kg-m
M- KL	-6,624.19	Kg-m	M- LK	6,624.19	Kg-m
M- LM	-6,624.19	Kg-m	M- ML	6,624.19	Kg-m
M -MN	-897.75	Kg-m	M -NM	897.75	Kg-m

Primera iteración

MS es el momento de sujeción y este es igual a la suma algebraica de los momentos de empotramiento en las vigas de un nudo.

Nudo A

$$M'_{AB} = \mu_{FE}(MS_A + M'_B + M'_H) = -0.2451(-1,711.68 + 0 + 0) = 419.53$$

$$M'_{AO} = -0.2549(-1711.68 + 0 + 0) = 436.31$$

Nudo B

$$M'_{BA} = -0.1864(-3,120.94 + 419.53 + 0 + 0) = 503.54$$

$$M'_{BC} = -0.1198(-3,120.94 + 419.53 + 0 + 0) = 323.63$$

$$M'_{BI} = -0.1938(-3,120.94 + 419.53 + 0 + 0) = 523.53$$

Nudo C

$$M'_{CB} = -0.1382(0 + 323.63 + 0 + 0) = -44.73$$

$$M'_{CD} = -0.1382(0 + 323.63 + 0 + 0) = -44.73$$

$$M'_{CJ} = -0.2236(0 + 323.63 + 0 + 0) = -72.36$$

Nudo D

$$M'_{DC} = -0.1382(0 - 44.73 + 0 + 0) = 6.18$$

$$M'_{DE} = -0.1382(0 - 44.73 + 0 + 0) = 6.18$$

$$M'_{DK} = -0.2236(0 - 44.73 + 0 + 0) = 10.00$$

Nudo E

$$M'_{ED} = -0.1382(0 + 6.18 + 0 + 0) = -0.85$$

$$M'_{EF} = -0.1382(0 + 6.18 + 0 + 0) = -0.85$$

$$M'_{EL} = -0.2236(0 + 6.18 + 0 + 0) = -1.38$$

Nudo F

$$M'_{FE} = -0.1010(4,434.48 - 0.85 + 0 + 0) = -447.79$$

$$M'_{FG} = -0.2356(4,434.48 - 0.85 + 0 + 0) = -1,044.54$$

$$M'_{FM} = -0.1634(4,434.48 - 0.85 + 0 + 0) = -724.44$$

Nudo G

$$M'_{GF} = -0.2953(398.25 - 1,044.54 + 0 + 0) = 190.45$$

$$M'_{GN} = -0.2047(0 + 6.18 + 0 + 0) = 132.30$$

Nudo N

$$M'_{NM} = -0.2095(897.75 + 0 + 132.30) = -215.79$$

$$M'_{NG} = -0.1453(897.75 + 0 + 132.30) = -149.67$$

$$M'_{NU} = -0.1453(897.75 + 0 + 132.30) = -149.67$$

Nudo M

$$M'_{MN} = -0.1776(5726.40 + -215.79 + 0 - 724.44) = -850.03$$

$$M'_{ML} = -0.0761(5726.40 + -215.79 + 0 - 724.44) = -364.23$$

$$M'_{MF} = -0.1231(5726.40 + -215.79 + 0 - 724.44) = -626.99$$

$$M'_{MJ} = -0.1231(5726.40 + -215.79 + 0 - 724.44) = -589.18$$

Nudo L

$$M'_{LM} = -0.0955(0 + -364.23 + 0 - 1.38) = 34.92$$

$$M'_{LK} = -0.0955(0 + -364.23 + 0 - 1.38) = 34.92$$

$$M'_{LE} = -0.1545(0 + -364.23 + 0 - 1.38) = 56.49$$

$$M'_{LS} = -0.1545(0 + -364.23 + 0 - 1.38) = 56.49$$

Nudo K

$$M'_{KL} = -0.0955(0 + 34.92 + 0 + 10.00) = -4.29$$

$$M'_{KJ} = -0.0955(0 + 34.92 + 0 + 10.00) = -4.29$$

$$M'_{KD} = -0.1545(0 + 34.92 + 0 + 10.00) = -6.94$$

$$M'_{KR} = -0.1545(0 + 34.92 + 0 + 10.00) = -6.94$$

Nudo J

$$M'_{JK} = -0.0955(0 - 4.29 + 0 - 72.36) = 7.32$$

$$M'_{JI} = -0.0955(0 - 4.29 + 0 - 72.36) = 7.32$$

$$M'_{JC} = -0.1545(0 - 4.29 + 0 - 72.36) = 11.84$$

$$M'_{JQ} = -0.1545(0 - 4.29 + 0 - 72.36) = 11.84$$

Nudo I

$$M'_{IJ} = -0.0863(-4203.47 + 7.32 + 0 + 523.53) = 316.95$$

$$M'_{IH} = -0.1343(-4203.47 + 7.32 + 0 + 523.53) = 493.23$$

$$M'_{IB} = -0.1397(-4203.47 + 7.32 + 0 + 523.53) = 513.06$$

$$M'_{IP} = -0.1397(-4203.47 + 7.32 + 0 + 523.53) = 513.06$$

Nudo H

$$M'_{HI} = -0.1623(-2420.72 + 493.23 + 436.31) = 419.53$$

$$M'_{HA} = -0.1688(-2420.72 + 493.23 + 436.31) = 251.71$$

$$M'_{HO} = -0.1688(-2420.72 + 493.23 + 436.31) = 251.71$$

Tabla XII. Resultados de los momentos en los extremos de la viga debido al giro de la misma en cada nudo.

No.	Nudo A	
iteración	A-B	A-H
1	419.53	436.31
2	234.42	243.79
3	238.53	248.06
4	237.78	247.29

No.	Nudo B		
iteración	B-A	B-C	B-I
1	503.54	323.63	523.53
2	450.75	289.70	468.64
3	453.65	291.56	471.66
4	453.56	291.50	471.56

No.	Nudo C		
iteración	C-B	C-D	C-J
1	-44.73	-44.73	-72.36
2	-42.53	-42.53	-68.81
3	-36.05	-36.05	-58.33
4	-34.85	-34.85	-56.39

No.	Nudo D		
iteración	D-C	D-E	D-K
1	6.18	6.18	10.00
2	6.95	6.95	11.44
3	-1.34	-1.34	-14.04
4	-2.37	-2.37	-15.20

No.	Nudo E		
iteración	E-D	E-F	E-L
1	-0.85	-0.85	-1.38
2	53.12	53.12	85.94
3	50.80	50.80	82.19
4	50.63	50.63	81.91

No.	Nudo F		
iteración	F-E	F-G	F-M
1	-447.79	-1044.54	-724.44
2	-413.00	-963.41	-668.17
3	-411.50	-959.90	-665.74
4	-407.61	-950.83	-659.45

No.	Nudo H	
iteración	G-F	G-N
1	190.85	132.30
2	211.09	146.32
3	174.18	120.74
4	168.38	116.72

No.	Nudo N		
iteración	N-M	N-G	U-N
1	-215.79	-149.67	-149.67
2	-40.65	-28.19	-28.19
3	-25.38	-17.60	-17.60
4	-24.10	-16.72	-16.72

No.	Nudo M			
iteración	M-N	M-L	M-F	M-T
1	-850.03	-364.23	-589.18	-589.18
2	-897.33	-384.50	-621.97	-621.97
3	-899.41	-385.39	-623.41	-623.41
4	-900.84	-386.00	-624.40	-624.40

No.	Nudo L			
Iteración	L-M	L-K	L-E	L-S
1	34.92	34.92	56.49	56.49
2	28.92	28.92	46.79	46.79
3	29.39	29.39	47.55	47.55
4	28.97	28.97	46.87	46.87

No.	Nudo K			
iteración	K-L	K-J	K-D	K-R
1	-4.29	-4.29	-6.94	-6.94
2	-4.55	-4.55	-7.37	-7.37
3	0.76	0.76	1.22	1.22
4	0.93	0.93	1.50	1.50

No.	Nudo J			
Iteración	J-K	J-I	J-C	J-Q
1	7.32	7.32	11.84	11.84
2	-23.26	-23.26	-37.63	-37.63
3	-23.48	-23.48	-37.99	-37.99
4	-23.37	-23.37	-37.81	-37.81

No.	Nudo I			
iteración	I-J	I-H	I-B	I-P
1	316.95	493.23	513.06	513.06
2	303.44	472.21	491.19	491.19
3	300.20	467.18	485.96	485.96
4	300.19	467.16	485.94	485.94

No.	Nudo H		
iteración	H-I	H-A	H-O
1	242.02	251.71	251.71
2	276.68	287.76	287.76
3	276.80	287.88	287.88
4	276.93	288.02	288.02

Con los datos anteriores se calculan los momentos finales en los extremos de cada viga, los momentos que aparecen en las graficas son el resultado de ocho iteraciones por lo que los momentos varían con los momentos calculados para cuatro iteraciones.

$$M_{fi} = -(WL^2/12) + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

$$M_{-HI} = -(1,434.5 * 4.5^2 / 12) + 2(276.93) + 467.16 = -1,399.71 \text{ Kg-m}$$

$$M_{-IH} = (1,434.5 * 4.5^2 / 12) + 2(467.16) + 276.93 = 3,632.00 \text{ Kg-m}$$

De esta manera se calcula para cada extremo en vigas

Para los momentos positivos en cada tramo se calcula de la siguiente manera

$$M_{+HI} = WL^2/8 - (MF1 + MF2)/2 = (1,434.5 * 4.5^2 / 8) - (1,399.71 + 3,632.00) / 2 = 1,115.22 \text{ Kg-m}$$

Figura 14. Momentos por carga muerta, vigas eje B

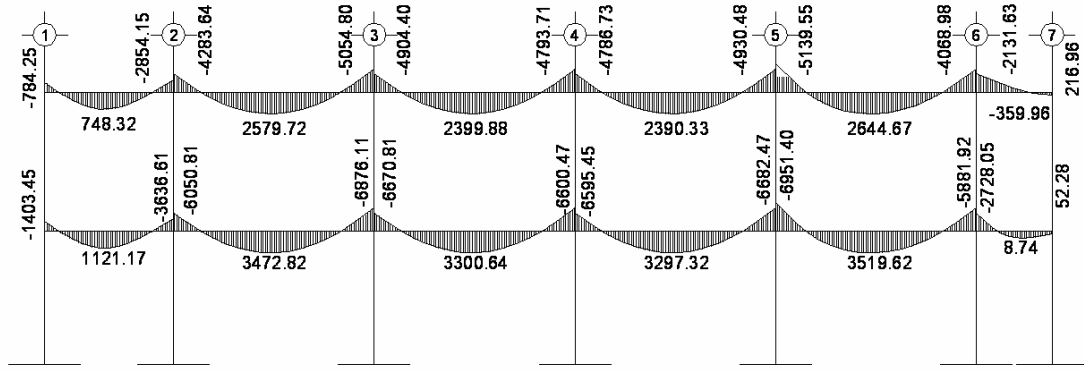


Figura 15. Momentos por carga muerta, columnas eje B

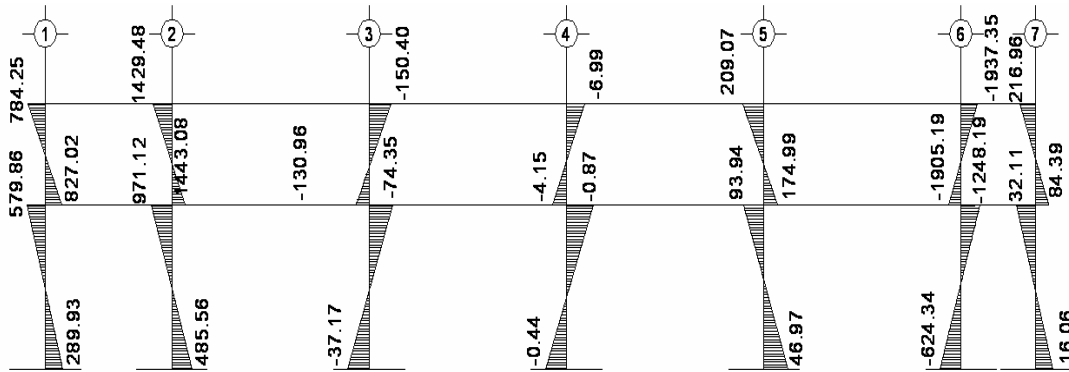


Figura 16. Momentos por carga viva, vigas eje B

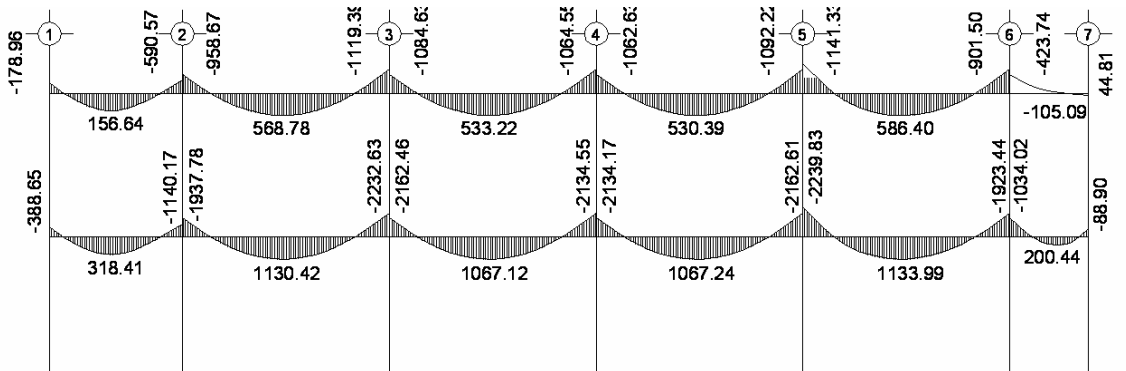


Figura 17. Momentos por carga viva, columnas eje B

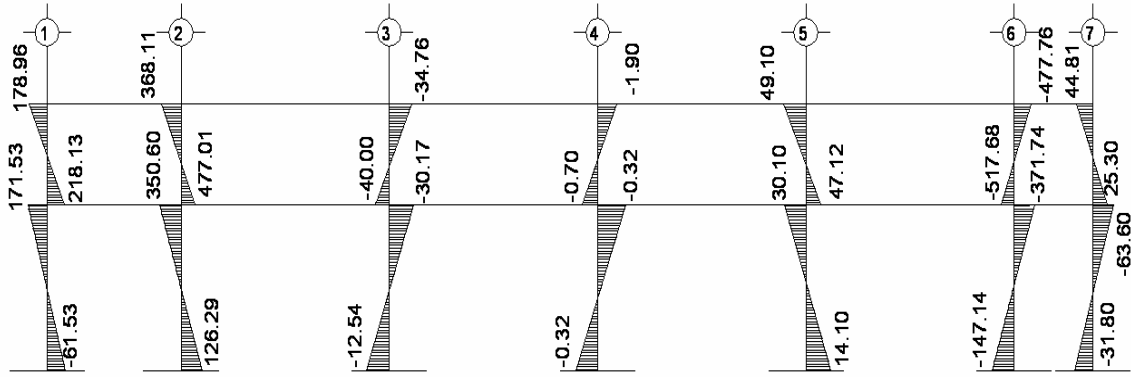


Figura 18. Momentos por carga de sismo, vigas eje B

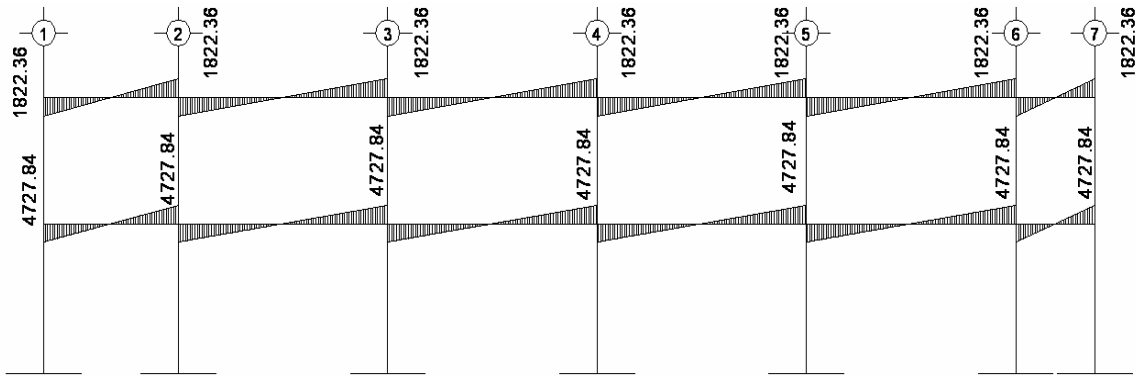


Figura 19. Momentos por carga de sismo, columnas eje B

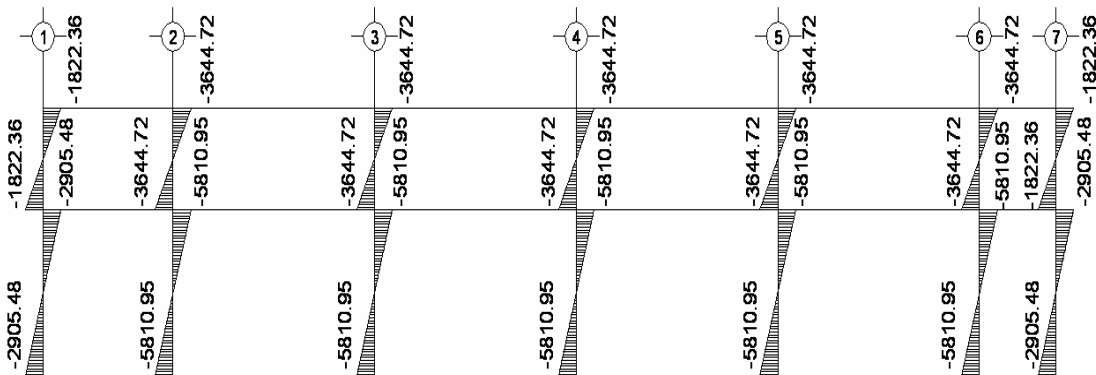


Figura 20. Momentos por carga muerta, vigas eje 3

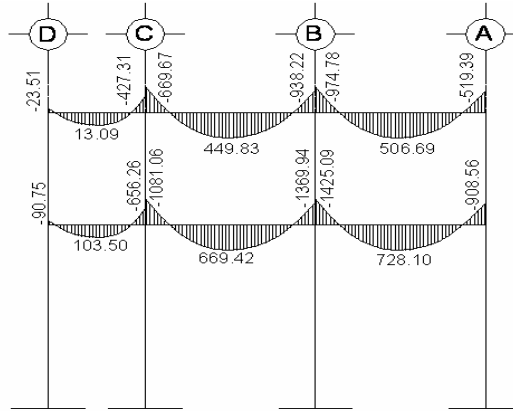


Figura 21. Momentos por carga muerta, columnas eje 3

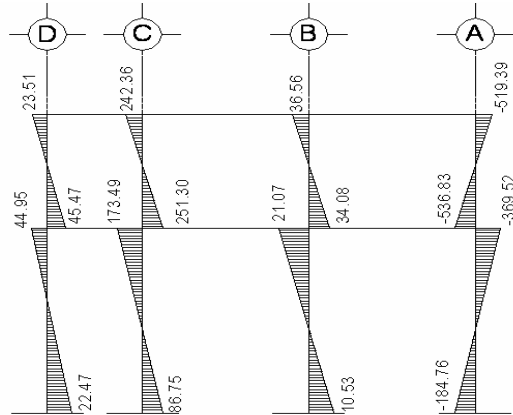


Figura 22. Momentos por carga viva, vigas eje 3

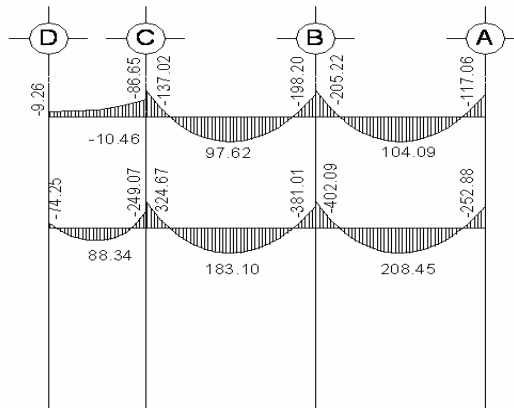


Figura 23. Momentos por carga viva, columnas eje 3

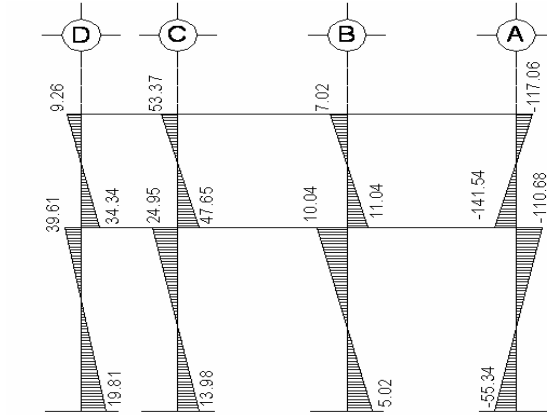


Figura 24. Momentos por carga de sismo, vigas eje 3

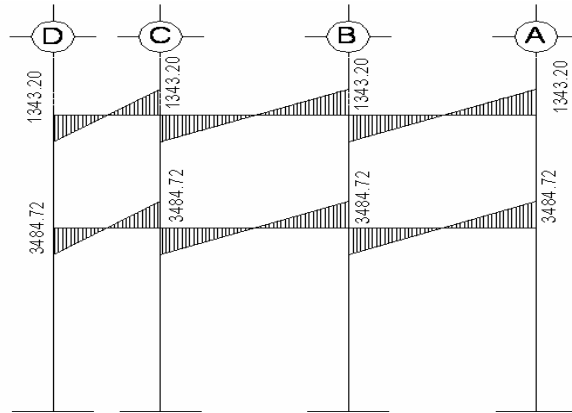
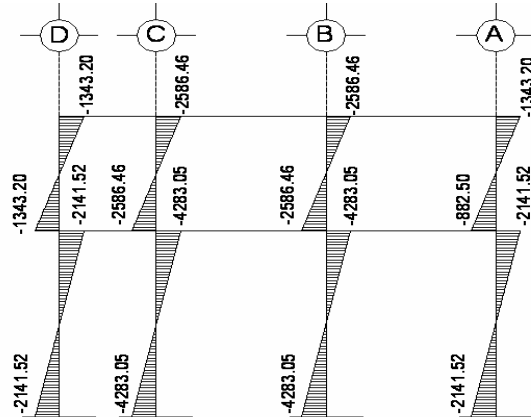


Figura 25. Momentos por carga de sismo, columnas eje 3



2.1.9.1 Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos, representa los esfuerzos máximos, que suceden al superponer los diferentes efectos de cargas, tal como: carga muerta, viva, y sismo; las combinaciones a aplicar son la que establece el código ACI, capítulo 9, sección 9.2.1 y 9.2.2.

La fuerza de corte y momentos flectores, se toman a rostro de cada elemento. Las combinaciones según el código, son las siguientes.

$$M = 1.4M_{cm} + 1.7M_{cv}$$

$$M = 0.75 (1.4 M_{cm} + 1.7 M_{cv} + 1.87 MS)$$

$$M = 0.75 (1.4 M_{cm} + 1.7 M_{cv} - 1.87 MS)$$

$$M = 0.9M_{cm} + 1.43MS$$

$$M = 0.9M_{cm} - 1.43MS$$

Momento positivo, se calcula con la siguiente fórmula:

$$M(+)=\frac{wl^2}{8}-\frac{(MF1+MF2)}{2}$$

Donde:

W = cargas verticales (viva o muerta)

MF 1+MF2 son momentos finales de los extremos de cada viga.

Momentos positivos para primer nivel

Carga muerta, viga 1-2 eje B

$$M(+)=\frac{wl^2}{8}-\frac{(MF1+MF2)}{2}$$

$$M(+)_1-2=\frac{1,438.50 * 4.5^2}{8}-\frac{(1,403.45 + 3,636.61)}{2}=1,121.17 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Carga viva, viga 1-2 eje B

$$M(+)_1-2 = \frac{427.78 * 4.5^2}{8} - \frac{(388.65 + 1,140.17)}{2} = 318.41 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2.1.9.1 Momentos últimos por envoltorio de momentos

Figura 26. Envoltorio de momentos, vigas eje B

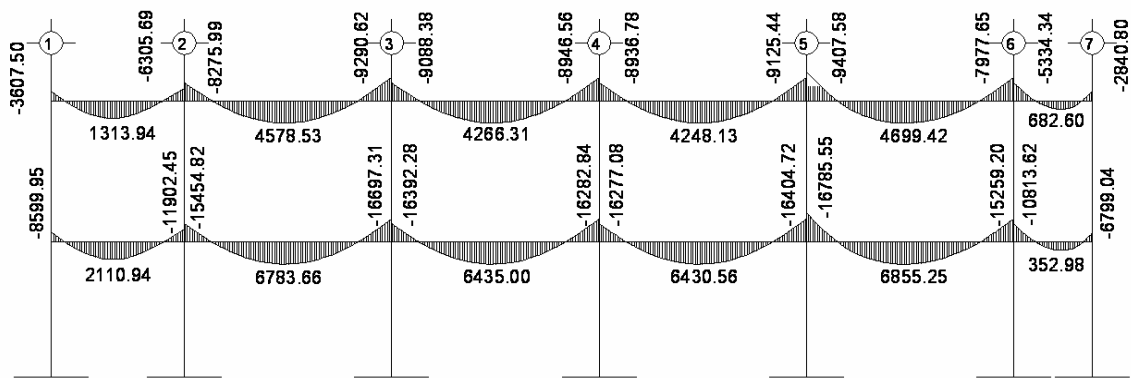


Figura 27. Envoltorio de momentos, columnas eje B

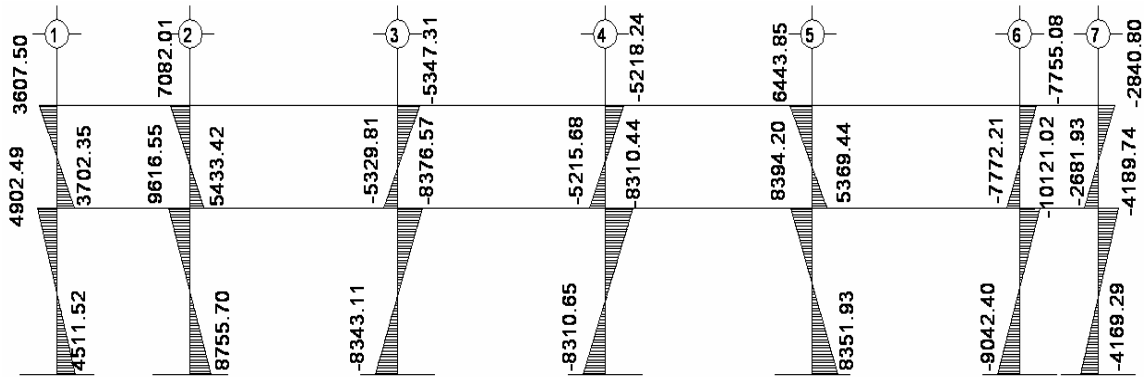


Figura 28. Envolvente de momentos, vigas eje 3

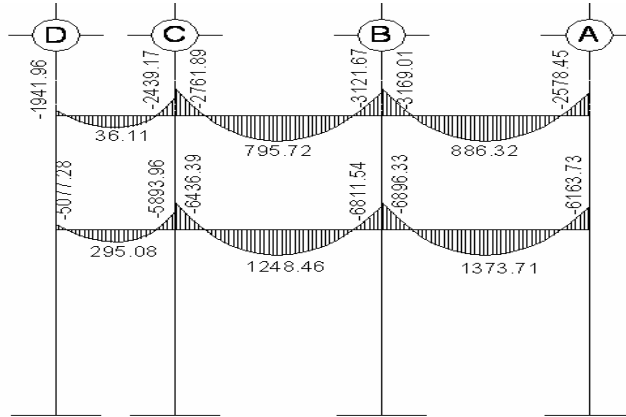
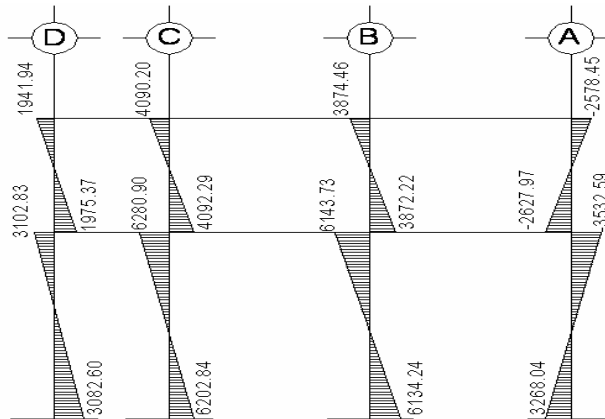


Figura 29. Envolvente de momentos, columnas eje 3



2.1.9.2 Diagrama de corte y momento

Para calcular los cortes aplicar la fórmula:

Corte en vigas:

$$V_v = 0.75 * \left[\frac{1.4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1.7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1.87(\sum Ms)}{L} \right]$$

Corte en columnas:

$$V_c = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Corte en marcos típicos

viga 1-2, segundo nivel eje B

$$V = 0.75 * \left[\frac{1.4(1,014.33 * 4.5)}{2} + \frac{1.7(213.89 * 4.5)}{2} + \frac{1.87(1,822.36 * 2)}{4.5} \right] = 4,145.89 \text{ Kg}$$

viga 1-2, primer nivel eje B

$$V = 0.75 * \left[\frac{1.4(1,438.50 * 4.5)}{2} + \frac{1.7(427.78 * 4.5)}{2} + \frac{1.87(4,727.84 * 2)}{4.5} \right] = 7572.67 \text{ Kg}.$$

Columna, segundo nivel eje 1

$$V_c = \frac{3,607.50 + 3,702.35}{2.85} = 2,564.86 \text{ Kg}$$

Columna, primer nivel eje 1

$$V_c = \frac{4,902.49 + 4,488.72}{2.85} = 3,295.16 \text{ Kg}$$

Figura 30. Cortante en vigas, eje B

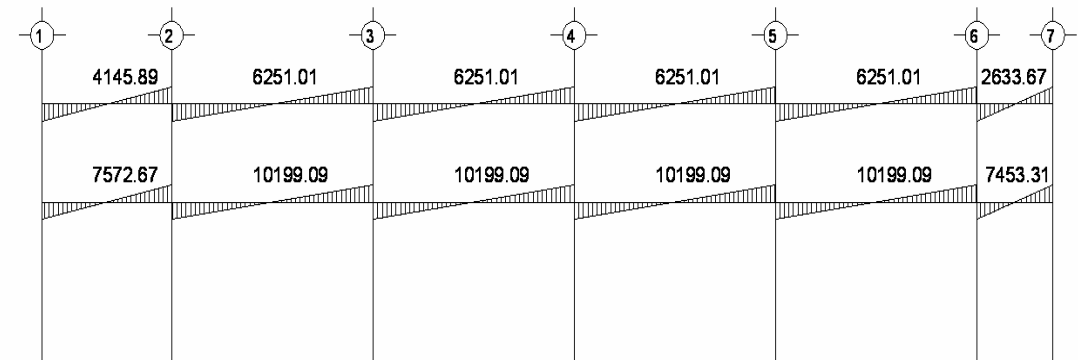


Figura 31. Cortante en columnas, eje B

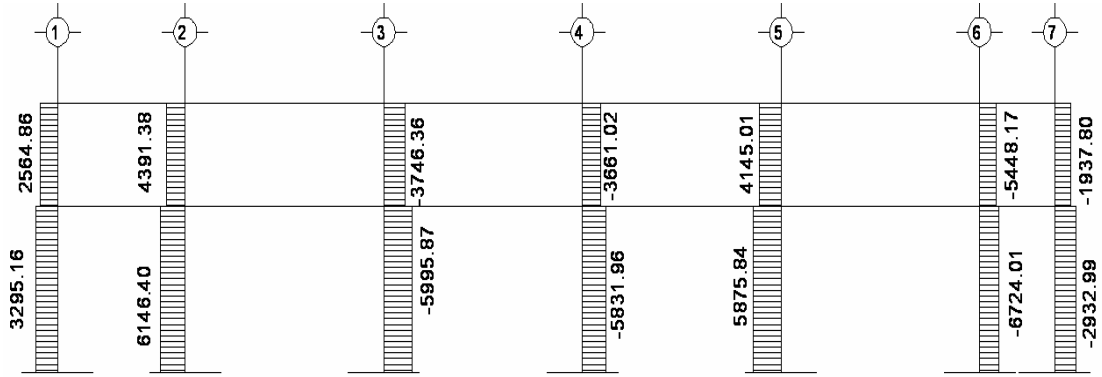


Figura 32. Cortante en vigas, eje 3

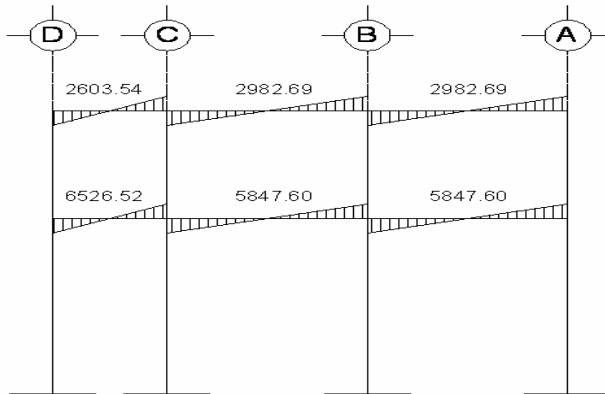
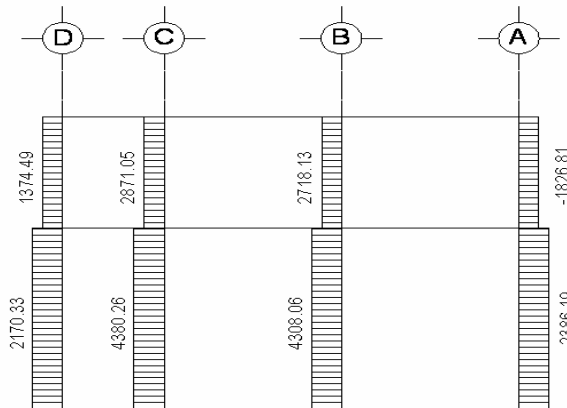


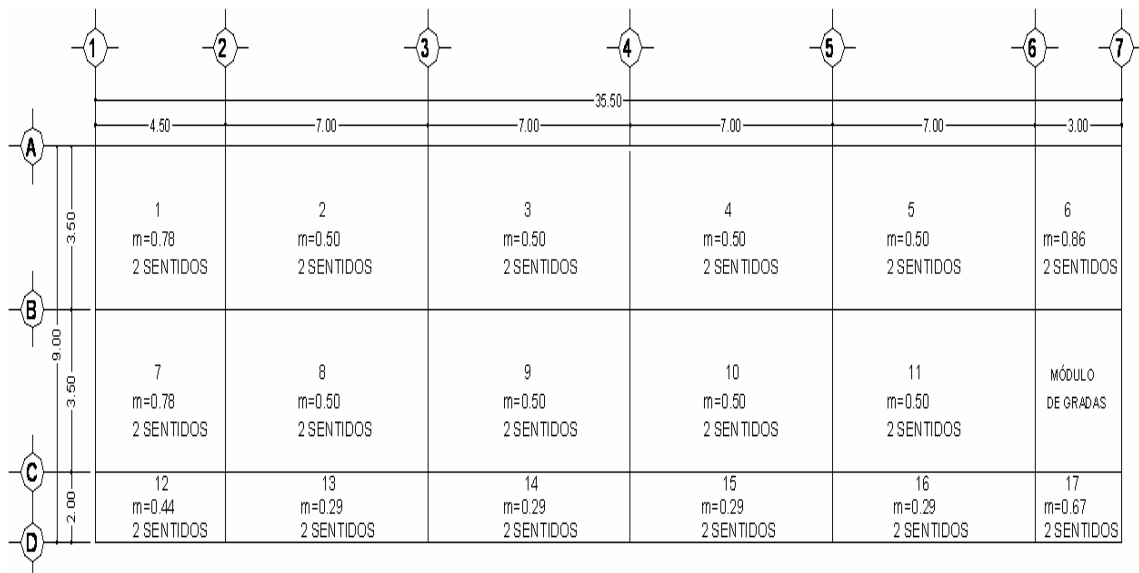
Figura 33. Cortante en columnas, eje 3



2.1.9.3 Diseño de losas

Las losas serán apoyadas en los cuatro lados, a modo de obtener una acción de losas en dos direcciones. El acero de refuerzo se colocará en dirección paralela a las superficies. El área de armadura en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que el área de acero mínima. El espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no deberá exceder de 2 veces el espesor de la losa. En el diseño se aplicó el método 3 del ACI.

Figura 34. Losa de entrespiso, primer nivel



Carga muerta

Losa = 288 kg/m²

Sobre carga y acabados = 100 kg/m²

Carga viva

Techos = 100 kg/m²

Pasillos (vestíbulos)= 500 kg/m²

Baños=200 kg/m²

Aulas= 200 kg/m²

Escaleras= 500 kg/m²

Depósito de libros= 600 kg/m²

$$t = (2 \cdot 3.5 + 2 \cdot 4.5) / 180 = 0.09 \text{ m} \quad t = (2 \cdot 7 + 2 \cdot 3.5) / 180 = 0.12 \text{ m}$$

$$t = (2 \cdot 3 + 2 \cdot 3.5) / 180 = 0.07 \text{ m} \quad t = 2 / 24 = 0.08 \text{ m}$$

Espesor de losa: $t = 0.12$

Carga muerta de losa

$$C_m = W_c \cdot t$$

$$C_m = 2400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.12 \text{ m} = 288 \text{ Kg/m}^2$$

Carga muerta última = C_{mu}

$$C_{mu} = 1.4 \cdot (C_m + 100 \text{ Kg/m}^2)$$

$$C_{mu} = 1.4 \cdot (288 + 100) = 543.20 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva última = C_{vu}

$$C_{vu} = 1.7 \cdot C_v$$

$$C_{vu} = 1.7 \cdot 200 \text{ Kg/m}^2 = 340.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_{vu} = 1.7 \cdot 500 \text{ Kg/m}^2 = 850.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_{vu} = 1.7 \cdot 600 \text{ Kg/m}^2 = 1020.00 \text{ Kg/m}^2$$

Carga última = C_u

$$C_u = C_{mu} + C_{vu} = 543.20 + 340 = 883.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_u = C_{mu} + C_{vu} = 543.20 + 850 = 1393.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_u = C_{mu} + C_{vu} = 543.20 + 1020 = 1563.20 \text{ Kg/m}^2$$

Tabla XVIII. Carga última en losas, primer nivel

losa	lado		m =a/b	sentido	t propuesto (m)	CMU Kg / m ²	CVU Kg / m ²	CUT Kg / m ²
	(a)	(b)						
1	3.50	4.50	0.78	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
2	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
3	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
4	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
5	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
6	3.00	3.50	0.86	2 sentido	0.12	543.20	1020.00	1,563.20
7	3.50	4.50	0.78	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
8	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
9	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
10	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
11	3.50	7.00	0.50	2 sentido	0.12	543.20	340.00	883.20
12	2.00	4.50	0.44	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20
13	2.00	7.00	0.29	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20
14	2.00	7.00	0.29	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20
15	2.00	7.00	0.29	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20
16	2.00	7.00	0.29	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20
17	2.00	3.00	0.67	2 sentido	0.12	543.20	850.00	1,393.20

Cálculo de momentos para losa en dos direcciones:

$$Ma^- = Ca^-(Cu) (a)^2 \quad Ma^+ = Ca^+ (Cmu) (a)^2 + Ca^+ (Cvu) (a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cu) (b)^2 \quad Mb^+ = Cb^+ (Cmu) (b)^2 + Cb^+ (Cvu) (b)^2$$

Losa 1, m = 0.78 Caso 4

$$Ma^- = (0.073) * 883.20 (3.5)^2 = 789.80 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = (0.027) * 883.20 (4.5)^2 = 482.89 \text{ kg-m}$$

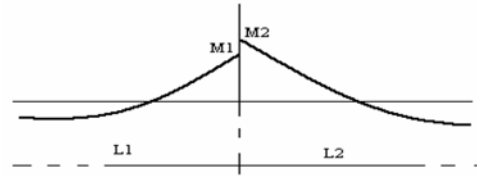
$$Ma^+ = (0.041) * 543.20 * 3.5^2 + (0.050) * 340.00 * 3.5^2 = 481.07 \text{ kg-m}$$

$$Mb^+ = (0.015) * 543.20 * 4.5^2 + (0.018) * 340.00 * 4.5^2 = 288.93 \text{ kg-m}$$

Tabla XIX. Momentos en losas, primer nivel

losa	lado		fac. m omento por CUT										fac. para CMU		fac. por CVU		por CUT		por CM + CV	
	(a)	(b)	m =a/b	caso	CMU	CVU	CUT	ca-	cb-	Ca+	Cb+	Ca+	Cb+	Ca+	Cb+	M-a	M-b	M+a	M+b	
1	3.50	4.50	0.78	4	543.20	340.00	883.20	0.073	0.027	0.041	0.015	0.05	0.018	0.05	0.018	789.80	482.89	481.07	288.93	
2	3.50	7.00	0.50	8	543.20	340.00	883.20	0.089	0.010	0.056	0.004	0.076	0.005	0.076	0.005	962.91	432.77	689.18	189.77	
3	3.50	7.00	0.50	8	543.20	340.00	883.20	0.089	0.010	0.056	0.004	0.076	0.005	0.076	0.005	962.91	432.77	689.18	189.77	
4	3.50	7.00	0.50	8	543.20	340.00	883.20	0.089	0.010	0.056	0.004	0.076	0.005	0.076	0.005	962.91	432.77	689.18	189.77	
5	3.50	7.00	0.50	8	543.20	340.00	883.20	0.089	0.010	0.056	0.004	0.076	0.005	0.076	0.005	962.91	432.77	689.18	189.77	
6	3.00	3.50	0.86	4	543.20	1020.00	1563.20	0.065	0.035	0.035	0.020	0.042	0.024	0.042	0.024	914.47	670.22	556.67	432.96	
7	3.50	4.50	0.78	9	543.20	340.00	883.20	0.076	0.016	0.030	0.009	0.044	0.015	0.044	0.015	822.26	286.16	382.89	202.27	
8	3.50	7.00	0.50	2	543.20	340.00	883.20	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	0.066	0.004	930.45	259.66	521.10	119.87	
9	3.50	7.00	0.50	2	543.20	340.00	883.20	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	0.066	0.004	930.45	259.66	521.10	119.87	
10	3.50	7.00	0.50	2	543.20	340.00	883.20	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	0.066	0.004	930.45	259.66	521.10	119.87	
11	3.50	7.00	0.50	2	543.20	340.00	883.20	0.086	0.006	0.037	0.002	0.066	0.004	0.066	0.004	930.45	259.66	521.10	119.87	

Balance de momentos



Cuando hay diferencia de momentos en un apoyo común, se aplican las siguientes condiciones:

1. Si $M1 > 0.8 * M2$; entonces, $MB = (M1 + M2) / 2$
2. Sí: $M1 < 0.8 * M2$; se distribuyen en forma proporcional a la rigidez de las losas.

$$K1 = \frac{1}{L1} \qquad K2 = \frac{1}{L2}$$

K1, K2 = rigideces de losas a y b

L₁, L₂ = longitudes de losa

D1, D2 = factores de distribución

Donde:

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2} \qquad D2 = \frac{K2}{K1 + K2}$$

La distribución se efectúa según el cálculo siguiente:

$$MB_1 = M \text{ menor} + (M \text{ mayor} - M \text{ menor}) * D1$$

$$MB_2 = M \text{ mayor} - (M \text{ mayor} - M \text{ menor}) * D2$$

Donde:

MB = Momento balanceado.

Balance de momentos en Losa 5 y 6 sentido X

$$M1 = 432.77 \text{ kg-m} \qquad L = 7.00 \text{ m}$$

$$M2 = 670.22 \text{ Kg-m} \quad L=3.00\text{m}$$

Chequeando sí $M1 > 0.80 M2$

$$0.80 * 670.22 \text{ Kg.-m} = 536.18 \text{ Kg. -m}$$

$M1 < 0.80 M2$, esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas.

$$K1 = \frac{1}{7.00} = 0.14 \quad K_2 = \frac{1}{3.00} = 0.33$$

$K1, K2$ = las rigideces de las losas a y b

L_1, L_2 =longitudes de losa consideradas

D_1, D_2 = los factores de distribución de las losas a y b

Donde:

$$D1 = \frac{0.14}{0.33 + 0.14} = 0.30 \quad D2 = \frac{0.33}{0.33 + 0.14} = 0.70$$

Para realizar la distribución se efectúa según el cálculo de la tabla siguiente:

$$MB = 432.77 + (670.22 - 432.77) * 0.30 = 504.01 \text{ Kg}$$

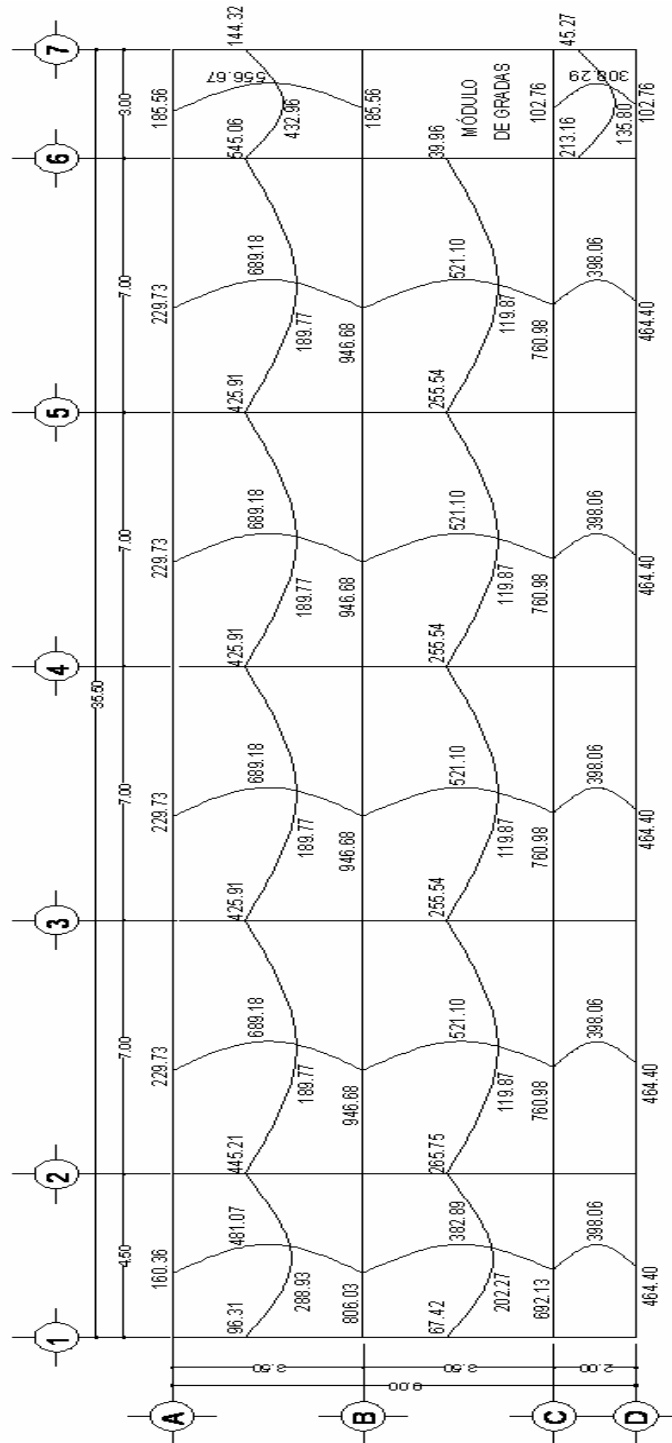
$$MB = 670.22 - (670.22 - 432.77) * 0.70 = 504.01 \text{ Kg}$$

El procedimiento anterior se aplica a losas de la estructura.

Tabla XX. Momentos balanceados, losas primer nivel

losas	M1	M2.	0,8 *M mayor	método	L1	L2	K2	K1	D1	D2	MB
1- 2	482.89	432.77	386.31	P	4.5	7					457.83
5 -6	432.77	670.22	536.18	R	7	3	0.14	0.33	0.30	0.70	504.00
7 -8	286.16	259.66	228.93	P	4.5	7					272.91
12- 7	464.40	822.26	657.81	R	2	3.5	0.50	0.29	0.64	0.36	692.13
7 -1	822.26	789.80	631.84	P	3.5	3.5					806.03
13- 8	464.40	930.45	744.36	R	2	3.5	0.50	0.29	0.64	0.36	760.98
8 -2	930.45	962.91	770.33	P	3.5	3.5					946.68
14 -9	464.40	930.45	744.36	R	2	3.5	0.50	0.29	0.64	0.36	760.98
9 -3	930.45	962.91	770.33	P	3.5	3.5					946.68
15 -10	464.40	930.45	744.36	R	2	3.5	0.50	0.29	0.64	0.36	760.98
10 -4	930.45	962.91	770.33	P	3.5	3.5					946.68
16- 11	464.40	930.45	744.36	R	2	3.5	0.50	0.29	0.64	0.36	760.98
11 -5	930.45	962.91	770.33	P	3.5	3.5					930.45

Figura 35. Diagrama de momentos balanceados de losas



Cálculo de acero

Pasos a seguir:

1. definir A_s mín. y momento resistente con A_s mín.
2. Calcular A_s , para momentos mayores al momento resistente con A_s mín.
3. Para momentos menores al resistente con A_s mín, colocar A_s mín.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 3,000 \text{ psi}$$

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 40,000 \text{ psi}$$

$$B = 100 \text{ cm (franja para un metro)}$$

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14.1 / F_y$$

Donde:

b = Franja unitaria.

t = Espesor de la losa.

d = Peralte efectivo.

Calculando:

$$d = 12 - 2.5 = \mathbf{9.5 \text{ cm}}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1 / 2,810) * 100 * 9.5 = \mathbf{4.77 \text{ cm}^2}$$

Separación para A_s mín con varillas No. 3

$$\begin{array}{r} 4.77 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ _____ } S \end{array}$$

$$S = 14.88 \text{ cm.}$$

Separación máxima

S máx = 2t, según ACI 13.3.2

Smáx = 2 (12 cm) = 24 cm

Momento que resiste $A_{s\text{mín}} = 4.77\text{cm}^2$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = \phi * \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right)$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 0.9 * (4.77\text{cm}^2 * 2,810\text{Kg/cm}^2 * \left(9.5\text{cm} - \frac{4.77\text{cm}^2 * 2,810\text{Kg/cm}^2}{1.7 * 210\text{Kg/cm}^2 * 100\text{cm}} \right))$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 1,100.72\text{Kg} - m$$

Para momentos menores al momento resistente con $A_{s\text{mín}}$, se colocará $A_{s\text{mín}}$. (No.3 @ 0.14 m), para momentos mayores se colocará según cálculo.

Tabla XXI. Armado propuesto de losa 1, primer nivel

losa 1	momentos	As req (cm ²)	S req (cm)	Propuesta de armado
Ma+	481.07	2.03	35.01	No. 3 @ 0.14 m
Mb+	288.93	1.21	58.60	No. 3 @ 0.14 m
Ma-	457.83	1.93	36.81	No. 3 @ 0.14 m
Ma- dis	160.36	0.67	105.93	No. 3 @ 0.14 m
Mb-	806.03	3.43	20.71	No. 3 @ 0.14 m
Mb-dis	96.31	0.40	176.68	No. 3 @ 0.14 m

Revisión por corte: el corte lo resiste únicamente el concreto, por lo que hay que comprobar si el espesor es suficiente.

Corte máximo actuante

$$V_{\text{máx}} = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1549.20 * 3.5}{2} = 2711.10 \text{ Kg}$$

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_{\text{res}} = \phi * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 9.5 = 11,701.79 \text{ Kg}$$

Comparar V_r con $V_{\text{máx}}$

Si $V_r > V_{\text{máx}}$, el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

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

Losas del segundo nivel

Para losas del segundo nivel se aplicó el procedimiento del primer nivel, el armado final se muestra en plano (7/9) del apéndice 2.

2.1.9.4 Diseño de vigas

Ejemplo de diseño: eje B, viga 3-4, primer nivel.

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

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 25 * 45 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 4 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(-)3 = -16,392.28 \text{ kg - m}$$

$$M(-)4 = -16,282.84 \text{ kg - m}$$

$$M(+) = 6435.00 \text{ kg - m}$$

$$V \text{ crítico} = 10,199.09 \text{ kg}$$

Límites de acero

$$\text{Fórmulas: } A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1}{F_y} b * d \quad A_{s \text{ máx}} = 0.50 * \rho_{bal} * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1}{2810} * 25 * 41 = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * f_c}{f_y} * \frac{6115}{6115 + f_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 210}{2810} * \frac{6115}{6115 + 2810} = 0.0370$$

$$A_s \quad máx = 0.50 * 0.0370 * 25 * 41 = 18.96 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

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

$$M(-)3 = -16,392.28 \text{ kg - m} \quad A_s=18.41 \text{ cm}^2$$

$$M(-)4 = -16,282.84 \text{ kg - m} \quad A_s=18.27 \text{ cm}^2$$

$$M(+) = 6435.00 \text{ kg - m} \quad A_s=6.53 \text{ cm}^2$$

El armado final de la viga, debe cumplir con los requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cáp. 21:

a) Cama superior al centro.

Colocar 2 varillas como mínimo, que cubra la mayor de las opciones siguientes:

Asmín	5.14 cm ²	}	→	colocar As=6.08 cm ²
33% As(-) mayor	6.08 cm ²			

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 6 + 1 No.5 = 7.68 cm²

b) Cama inferior en apoyos.

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones siguientes:

As mín.	5.14 cm ²	}	→	Colocar As=9.21 cm ²
50%As(+)	3.27 cm ²			
50%As(-) mayor	9.21 cm ²			

Armado propuesto 3 varillas corridas No. 6 +1 No.4 = 9.82 cm²

Tabla XXII. Armado viga 3-4, eje B, primer nivel

momentos		Armado propuesto en cada sección	sección
m3-	16392.28	2 No,6 +1 No.5 corridas + 4 No. 6 bastones	A
m4-	16282.84	2 No,6 +1 No.5 corridas + 4 No. 6 bastones	B
m+	6435	3 No.6 + 1 No.4 corridas	C

Corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 41 = 6691.57 \text{ Kg.}$$

Corte último=10,199.68 Kg

Comparar corte resistente con corte último

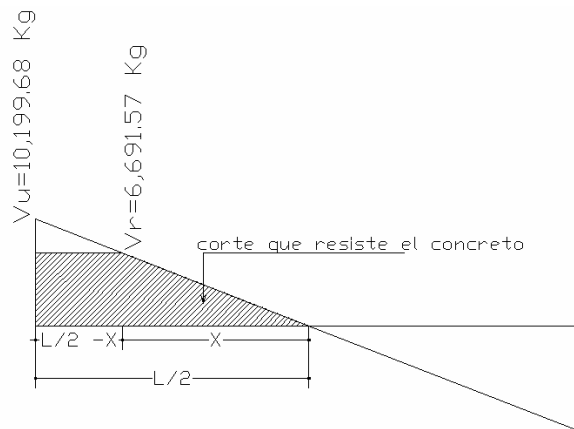
Si $V_r > V_u$, la viga necesita estribos solo por armado, a $S_{\text{máx.}} = d/2 < 30\text{cm.}$

Si $V_r < V_u$, se diseñan estribos por corte, donde la separación entre estribos es:

$$S = \frac{2A_v * F_y * d}{(V_u)}$$

$S_{\text{máx.}} = d/2 = 41/2=20.5 \text{ cm, usar varillas No.3 @ 20 cm.}$

Figura 36. Diagrama de corte, viga 3-4, eje B, primer nivel



Como, $V_r = 6,691.57 \text{ Kg} < V_u = 10,199.09 \text{ Kg}$, calcular longitud de confinamiento y separación.

$$3.5 = 10,199.68 \text{ Kg}$$

$$X = 6,691.57 \text{ Kg}$$

$$X = 6,691.57 * 3.5 \text{ m} / 10,199.68 \text{ Kg} = 2.30 \text{ m}$$

$L/2 - X = 3.5 \text{ m} - 2.3 \text{ m} = 1.20 \text{ m}$, longitud que no cubre la resistencia del concreto a corte.

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2,810 * 41}{(10,199.68)} = 16.04 \text{ cm}, \text{ separación de estribos en longitud de confinamiento.}$$

confinamiento.

Los requisitos mínimos para corte, en zona confinada, según ACI -318, artículo 21.3.3.

a 2d en extremos de viga a partir del rostro de columna, colocar estribos con la separación de las opciones siguientes:

Primer estribo a no más de 5 cm

- a) $d/4 = 41/4 = 10.25 \text{ cm}$
- b) 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal menor = $8 * 1.905 = 15.24 \text{ cm}$
- c) 24 veces el diámetro de la varilla de estribo = $24 * 0.95 = 22.86$
- d) No mayor de 30 cm

Colocar estribos en zona confinada a 10 cm

Figura 37. Armado, viga 3-4, eje B, primer nivel

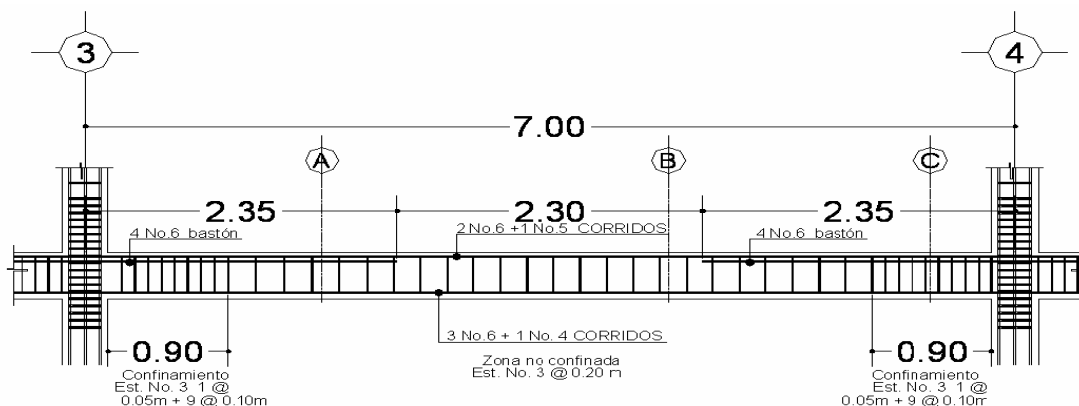
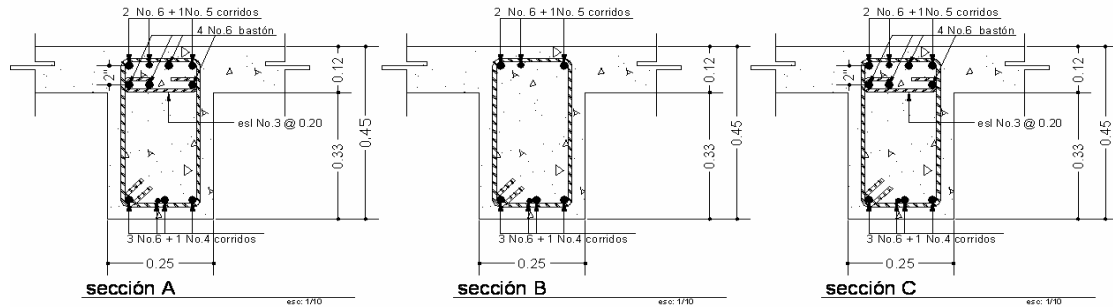


Figura 38. Secciones transversales, viga 3-4, eje B



2.1.9.5 Diseño de columnas

Son elementos estructurales sometidos a carga axial y momentos flexionantes. La carga axial, es el resultado de todas las cargas últimas verticales aplicadas a la columna, la que se determina por el área tributaria. Los momentos flexionantes provienen del análisis estructural. Para diseño, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en los extremos.

En el diseño, se selecciona la columna crítica y el resultado se aplica a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del módulo de aulas, aplicado en columnas del primer nivel.

Datos

Sección de columna = 35cm*35cm	$M_x = 8,376.57 \text{ kg} - \text{m}$
Sección de viga 1 = 25cm*45cm	$M_y = 6,143.73 \text{ kg} - \text{m}$
Sección de viga 2 = 20cm*45cm	$V_x = 5,995.87 \text{ Kg}$
Longitud de columna = 2.60 m	$V_y = 4,308.06 \text{ Kg}$

Longitud de vigas 1 = 7 m Área tributaria = 24.50 m²

Longitud de vigas 2 = 3.5 m

Espesor de losa = 0.12m

Carga Axial: CU = 1.4 CM + 1.7 CV

CU segundo nivel = 1.4 (348) + 1.7 (100) = 657.2 Kg/m²

CU primer nivel = 1.4 (528) + 1.7 (500) = 1,589.20 Kg/m²

CU = 657.2+1,093.20= 2,246.40 Kg/m²

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{2,246.40}{1,476.00} = 1.52$$

Carga axial: Pu = (A_T * CU) + PPcol*Fcu+(PP vigas * Fcu) =

$$Pu = (24.50*2,246.4)+0.35*0.35*2,400*1.52*2.4+ (0.25*0.45*2,400*7.00)*1.52*2+ (0.20*0.45*2,400*3.5)*1.52*2$$

$$Pu = 64,153.15 \text{ Kg} = 64.15 \text{ ton}$$

Esbeltez (E): por su esbeltez, las columnas se clasifican en; cortas (E < 22), intermedias (22 < E <100) y largas (E > 100). Según esta clasificación, para columnas cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, para intermedias, se magnifican los momentos actuantes y, si son largas, no se construyen.

Coeficiente del grado de empotramiento en las columnas (Ψ):

$$\psi = \frac{(\sum K_{col})}{(\sum kviga.)}$$

$K_{(rigidez)} = I/L$; I = Inercia, L = Longitud del elemento

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

Sentido X

$$I_{viga} = \frac{25 * 45^3}{12} = 189,843.75cm^4$$

$$I_{col} = \frac{35 * 35^3}{12} = 125,052.08cm^4$$

$$K_{viga - Li} = \frac{189,843.75cm^4}{665cm} = 285.48cm^3$$

$$K_{viga - Ld} = \frac{189,843.75cm^4}{665cm} = 285.48cm^3$$

$$K_{col} = \frac{125,052.08cm^4}{260cm} + \frac{125,052.08cm^4}{260cm} = 961.94cm^3$$

$$\psi = \frac{961.94cm^3}{285.48cm^3 + 285.48cm^3} = 1.68$$

$$\psi_p = \frac{\psi_a + \psi_b}{2} = 0.84$$

Coeficiente K

$$K = \frac{20 - \psi_p}{20} * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{Para } \psi_p \leq 2$$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{Para } \psi_p \geq 2$$

$$K = \frac{20 - 0.84}{20} * \sqrt{1 + 0.84} = 1.30$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * Lu}{\sigma} \quad \text{Donde } \sigma = 0.3 \text{ por el lado menor}$$

$$E = \frac{1.30 * 2.60}{0.30 * 0.35} = 32.19; \text{ como } 22 < E < 100, \text{ la columna es intermedia}$$

Sentido Y

$$I_{viga} = \frac{20 * 45^3}{12} = 151,875.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} = \frac{35 * 35^3}{12} = 125,052.08 \text{ cm}^4$$

$$K_{viga} - L_i = \frac{151,875.00 \text{ cm}^4}{315 \text{ cm}} = 482.14 \text{ cm}^3$$

$$K_{viga} - L_d = \frac{151,875.00 \text{ cm}^4}{315 \text{ cm}} = 482.14 \text{ cm}^3$$

$$K_{col} = \frac{125,052.08 \text{ cm}^4}{260 \text{ cm}} + \frac{125,052.08 \text{ cm}^4}{260 \text{ cm}} = 961.94 \text{ cm}^3$$

$$\psi - y = \frac{961.94}{482.14 + 482.14} = 1.00$$

$$\psi_p = \frac{\psi_a + \psi_b}{2} = 0.50$$

$$K = \frac{20 - 0.50}{20} * \sqrt{1 + 0.50} = 1.19$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * Lu}{\sigma}$$

$$E = \frac{1.19 * 2.60}{0.30 * 0.35} = 29.47 ; \text{ como } 22 < E < 100, \text{ la columna es intermedia}$$

Por lo tanto, se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

En un análisis estructural de segundo orden, donde se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga, 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 que se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos lateral de los miembros, se deben modificar los valores calculados, para obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento.

Sentido X

Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CM_u}{CU} = \frac{1.4 * 876}{2,246.40} = 0.55$$

El total del material

$$E_c = 15,100\sqrt{f'c} \quad I_g = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2.5 * (1 + \beta d)}$$

$$EI = \frac{15,100\sqrt{210} * (35 * 35^3)}{12 * 2.5 * (1 + 0.55)} = 7.06 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 706.16 \text{ ton} - \text{m}^2$$

Carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 706.16}{(1.30 * 2.60)^2} = 610.06 \text{ ton}$$

Magnificador de momentos

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

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{64.15}{0.70 * 610.06}} = 1.18$$

Momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1.18 * 8,376.57 = 9,884.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

Sentido Y

$\beta d = 0.55$

$$EI = 706.16 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 706.16}{(1.19 * 2.60)^2} = 727.89 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{64.15}{0.70 * 727.89}} = 1.14$$

$$M_{dy} = \delta * M_u = 1.14 * 6,143.73 = 7,003.85 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método BRESLER

En este método se hace una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además, es uno de los métodos más utilizados por ser un procedimiento sencillo que produce resultados satisfactorios.

El método Bresler aproxima el valor $1/P'u$, por un punto del plano, determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

El procedimiento es el siguiente:

Límites de acero: según ACI 318-99 sección 9.1, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$ en zona sísmica.

$$A_s \text{ mín} = 0.01 (35 \times 35) = 12.25 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ máx} = 0.06 (35 \times 35) = 73.50 \text{ cm}^2$$

Se inicia el cálculo proponiendo un área de acero, mejor si cercana al valor de A_s mín.

Propuesta 8 No. 6 = 22.80 cm², primer nivel

Con el apoyo de los diagramas de interacción para diseño de columnas, se definirá la carga axial resistente.

Valor de la gráfica

$$\gamma_x = \gamma_y = \frac{b - 2rec}{h} = \frac{0.35 - 2 * 0.035}{0.35} = 0.80$$

Valores de la curva:

$$\rho_{tu} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c A_g} = \frac{22.80 * 2,810}{0.85 * 210 * 1,225} = 0.29$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{Mdx}{P_u} = \frac{9,884.35}{64,153.15} = 0.15$$

$$e_y = \frac{Mdy}{P_u} = \frac{7,003.85}{64,153.15} = 0.11$$

Con las excentricidades, se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0.15/0.35 = 0.43 \quad e_y/h_y = 0.11/0.35 = 0.31$$

Con estos valores, se obtienen los coeficientes K_x y K_y , siendo estos: $K_x = 0.46$ y $K_y = 0.56$

Ver gráfica en anexo 3.

Carga axial resistente

Carga resistente a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.46)(210)(35 * 35) = 118,335.00 \text{ Kg.}$$

Carga resistente a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.56)(210)(35 * 35) = 144,060.00 \text{ Kg.}$$

Carga axial resistente:

$$P'_o = \phi(0.85 * f'_c(A_g - A_s) + A_s * F_y) = 0.70 * (0.85 * 210 * (1,225 - 22.80) + 22.80 * 2,810)$$

$$P'_o = 195,062.49 \text{ Kg.}$$

Carga resistente:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{118,335.00} + \frac{1}{144,060.00} - \frac{1}{195,062.49}} = 97,412.95 \text{ Kg}$$

Como $P'u > P_u$ el armado propuesto resiste las fuerzas aplicadas, caso contrario incrementar el área de acero, hasta que cumpla.

Refuerzo transversal

Se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, para que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna.

Comprobar V_r con V_u

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

Si $V_r < V_u$, se diseñan estribos por corte

Corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 32.5 = 7,426.02 \text{ Kg}$$

Corte actuante: según análisis estructural

$V_u = 5,995.87 \text{ Kg}$ $V_r > V_u$; estribos en zona no confinada a $d/2$, el diámetro mínimo es No.3, colocar estribos No.3 @ 15 cm.

Refuerzo por confinamiento

Longitud de confinamiento; la mayor de las siguientes opciones:

$$Lo \left\{ \begin{array}{l} Lu / 6 = 2.60 / 6 = 0.43 \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0.35 \text{ m} \\ 0.50 \text{ m} \end{array} \right.$$

Longitud de confinamiento: 0.50 m

Relación volumétrica.

$$\rho_s = 0.45 * \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right) : \text{ Pero debe cumplir con } \rho_s \geq 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{35^2}{29^2} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) = 0.0131$$

$$0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.12 * \left(\frac{210}{2,810} \right) = 0.009$$

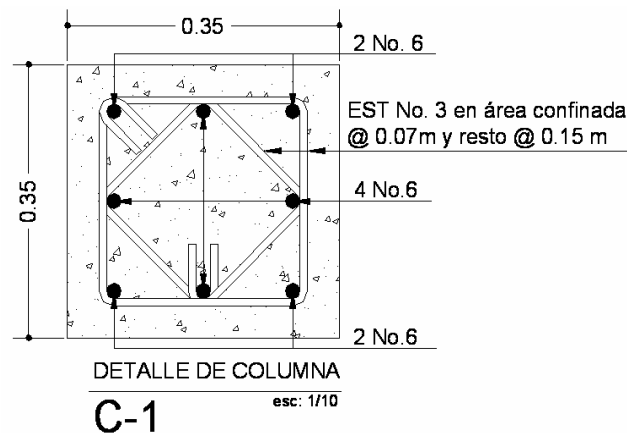
$0.0131 \geq 0.012$ Por lo que se utiliza ρ_s

Separación de estribos en zona confinada, con No.3.

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.0131 * 14.50} = 7.47 \text{ cm} , \text{ usar estribos No.3 @ 7.00 cm.}$$

Por tener varillas en las caras de la columna, se colocará estribos rotados a 45%, según el código ACI 318-99, artículo 7.10.5.3

Figura 39. Detalle de columna



2.1.9.6 Diseño de cimientos

Son elementos estructurales que reciben las cargas propias y las exteriores, las que son transmitidas al suelo donde se cimientan, el tipo de cimentación depende de: tipo de estructura, naturaleza de las cargas aplicadas, condiciones del suelo y el costo de la misma. En este proyecto se seleccionó una zapata concéntrica y cimiento corrido para los muros de mampostería.

Zapata tipo 1

$$M_x = 8.38 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 6.14 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 64.15 \text{ ton}$$

$$V_s = 23.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.18 \text{ ton/m}^3$$

$$W_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.52$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Desplante } D_f = 1.90 \text{ m}$$

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

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{64.15}{1.52} = 42.20 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{8.38}{1.52} = 5.51 \text{ ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{6.14}{1.52} = 4.04 \text{ ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z = \frac{1.5P't}{V_s} = \frac{1.5 * 42.20}{23.46} = 2.70 \text{ m}^2. \text{ Se propone zapata de } 1.9 \text{ m} \times 1.90 \text{ m}$$

Revisión de presión sobre el suelo:

$$q = \frac{P_{cg}}{A_z} \pm \frac{M_{tx} * \bar{x}}{I_y} \pm \frac{M_{ty} * \bar{y}}{I_x}$$

Donde:

q máx. < V_s

q mín. > 0

$$S_x = \frac{1.90 * 1.90^2}{6} = 1.14m^3$$

$$S_y = \frac{1.90 * 1.90^2}{6} = 1.14m^3$$

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

$$P = 42.02 + (0.35 * 0.35 * 1.5 * 2.4) + (1.18 * (1.50) * (1.90^2 - 0.35^2)) + (2.4 * 0.40 * 1.90 * 1.90)$$

$$P = 52.28 \text{ ton.}$$

$$q = P_t/A_z \pm M_{tx}/S_x \pm M_{ty}/S_y$$

$$q = \frac{52.28}{3.61} \pm \frac{5.51}{1.14} \pm \frac{4.04}{1.14}$$

$$q_{\text{máx}} = 22.86 \text{ ton/m}^2 < V_s$$

$$q_{\text{mín}} = 6.10 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Las dimensiones de la zapata resisten las cargas a que están sujetas.

Presión última:

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 22.86 * 1.52 = 34.75 \text{ ton / m}^2$$

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing_{var}/2$$

$$t \text{ asumido} = 0.40 \text{ m}$$

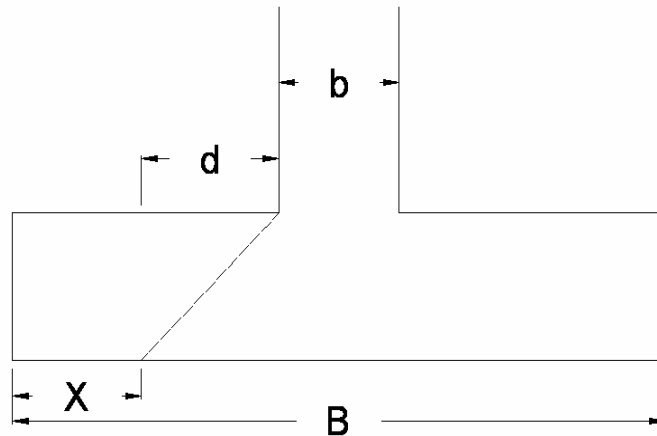
$$d = 0.40 - 0.075 - 0.0159/2$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

Corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia d (peralte efectivo) del borde de la columna, revisar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante.

Figura 40. Corte simple en zapata



t asumido = 0.40m

$$x = B/2 - b/2 - d$$

$$x = 1.90/2 - 0.35/2 - 0.32 = 0.46\text{m}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_u = 1.90 * .46 * 34.75 = 30.37 \text{ ton.}$$

$$V_r = \frac{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d}{1,000} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 190 * 32}{1,000} = 39.69 \text{ ton}$$

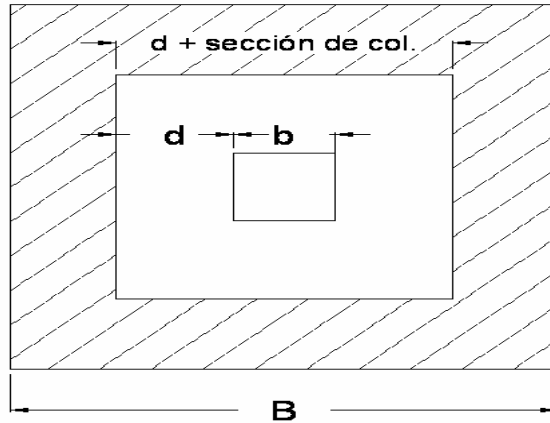
$$V_r = 39.69 \text{ ton}$$

$V_{act} < V_r$ si cumple; el peralte propuesto resiste el corte simple

Corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata por esfuerzos de corte producidos 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.

Figura 41. Corte punzonante en zapata



La revisión por punzonamiento es:

$$b_o = 4 \cdot (d + \text{sección de columna}) = 4 \cdot (32 + 35)$$

$$b_o = 4 \cdot 67 = 268.00 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (1.90^2 - 0.67^2) \text{ m}^2 \cdot 34.75 \text{ ton/m}^2 = 109.85 \text{ ton}$$

$$V_{act} = 109.85 \text{ ton}$$

$$V_r = \frac{\phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{1,000} = \frac{0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 268 \cdot 32}{1,000} = 111.97 \text{ ton}$$

$V_{act} < V_r$ cumple; el peralte propuesto resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo

Se diseña a flexión, de acuerdo al momento flector en la zapata.

Momento último

Se calcula como losa en voladizo.

$$M_{ux} = \frac{W_u \cdot L^2}{2} = \frac{(34.75 \cdot 1.90) \cdot (1.90 / 2 - 0.35 / 2)^2}{2} = 19.83 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

L: distancia del rostro de la columna al final de la zapata.

Área de acero:

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

$$A_{sx} = (190 * 32.00 - \sqrt{(190 * 32.00)^2 - \frac{19.83 * 1,000 * 190}{0.003825 * 210}}) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right)$$

$$A_s = 25.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 190 * 32.00 = 30.51 \text{ cm}^2$$

Como $A_s \text{ mín} > A_s$, usar $A_s \text{ mín}$.

Espaciamiento entre varillas en los dos sentidos de la zapata, usando varillas No.6

$$30.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow 190 \text{ cm}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$$

$$S = 2.85 * 190 / 30.51$$

$$S = 17.75 \text{ cm}$$

Usa No.6 en ambos sentidos @ 0.17m

Resumen de armado: varillas No.6 @ 0.17 m en ambos sentidos y en cama superior var. No. 4 @ 15 cm en ambos sentidos.

Figura 42. Detalle de zapata

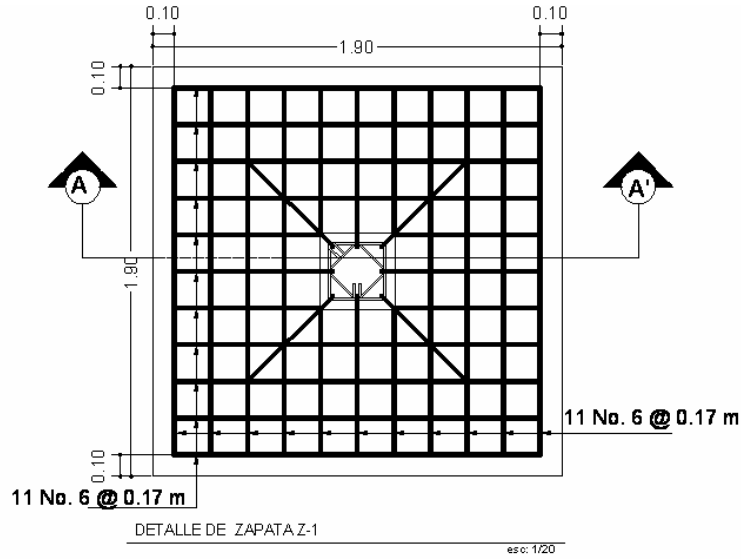
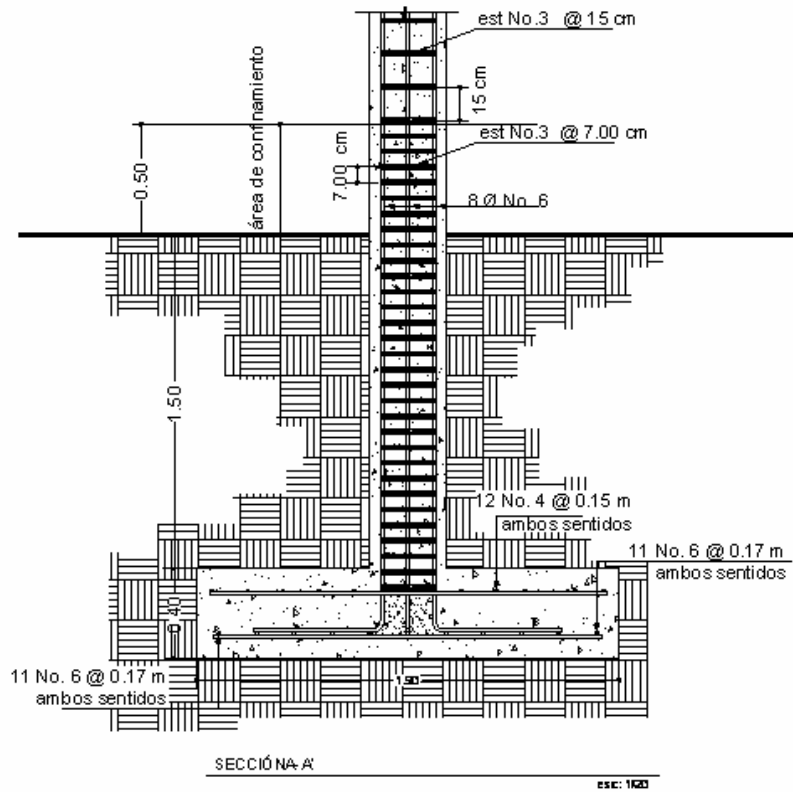


Figura 43. Sección de zapata



2.1.9.7 Diseño de gradas

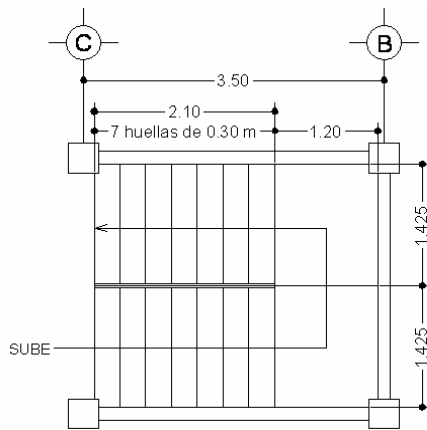
Una gradas debe ser cómoda y segura, para este caso se tiene que la contra huella es de 18 cm y la huella es de 30 cm

Espesor de la losa

$$t = L/24 = 2.55/24 = 0.106 \text{ m}$$

Usar $t = 11\text{cm}$

Figura 44. Dimensiones de gradas



Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la gradas} = \gamma_c \cdot (t + c/2)$$

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2,400 (0.11 + 0.18 / 2) = 480.00 \text{ Kg/m}^2$$

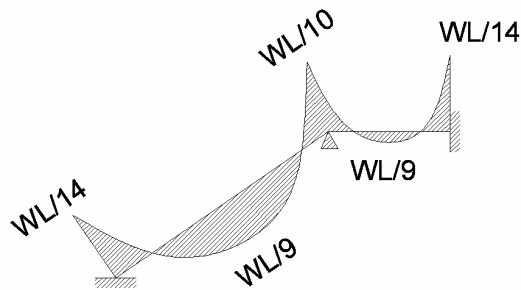
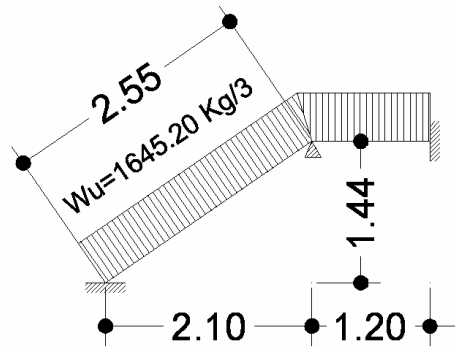
$$\text{Acabados} = 88.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 530.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.4 (568.00) + 1.7 (500.00) = 1,645.20 \text{ Kg/m}^2$$

Figura 45. Distribución de cargas y momentos



$$d = \sqrt{(2.10)^2 + (1.44)^2} = 2.55 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{1,645.20 * 2.55^2}{9} = 1,188.66 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{1,592.00 * 2.55^2}{14} = 764.14 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{1,592.00 * 2.55^2}{10} = 1,069.79 \text{ Kg-m}$$

$$As \text{ min} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 8.500 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$Asm \text{ max} = 0.50 \rho_b b d = 0.50 * 0.0370 * 100 * 8.5 = 15.73 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s(+) = (100 * 8.5 - \sqrt{(100 * 8.5)^2 - \frac{1,188.66 * 100}{0.003825 * 210}}) \frac{0.85 * 210}{2810} = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$5.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$$

$$S = 0.71 * 100 / 5.85$$

$$S = 12.13 = 12 \text{ cm}$$

$$M(+) = A_s = 5.85 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 3 @ 0.12 m}$$

$$A_s(-) = (100 * 8.5 - \sqrt{(100 * 8.5)^2 - \frac{1,069.79 * 100}{0.003825 * 210}}) \frac{0.85 * 210}{2810} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$5.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$$

$$S = 0.71 * 100 / 5.23$$

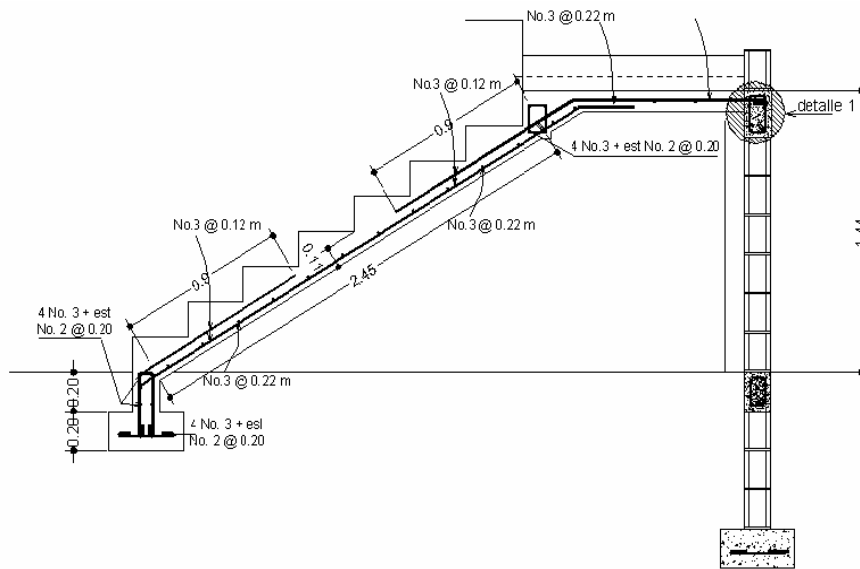
$$S = 13.57 = 12 \text{ cm}$$

$$M(-) = A_s = 5.23 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 3 @ 0.12 m}$$

$$\text{Acero por temperatura} = A_s = 0.002 * b * t = 0.002 (100) * (11) = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 2 * t = 2 * 11 = 22 \text{ cm}; \text{ Varilla No. 3 @ 0.22 m.}$$

Figura 46. Detalle de armado de gradas



2.1.10 Instalaciones

2.1.10.1 Agua potable

El circuito principal de agua potable, será por medio de un circuito cerrado, para que la presión sea la misma en cada punto, con tubería PVC ϕ $\frac{3}{4}$ " , los abastos a artefactos sanitarios y otros por medio de tubería PVC ϕ $\frac{1}{2}$ " . (ver plano 9/9, de apéndice 2)

2.1.10.2 Drenajes

Drenajes de aguas negras y aguas pluviales, se diseñaron en un sistema separativo, con tubería PVC de ϕ 4", 3" y 2". En la descarga del drenaje a la red municipal, se utilizara tubería PVC de ϕ 6". (ver plano 9/9, del apéndice 2)

2.1.10.3 Electricidad

El sistema de iluminación, se definió con tres circuitos por nivel y, cada uno tendrá un máximo de doce lámparas fluorescentes en cielo de 2*40W. El sistema de fuerza, tiene tres circuitos en el primer nivel y tres en el segundo nivel, con un máximo de nueve unidades, con tomacorrientes dobles de 110v a 30cm sobre el nivel del piso terminado. (ver plano 8/9, del apéndice 2)

2.1.11 Planos de construcción

Se elaboraron los siguientes planos:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Elevaciones y secciones
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de armado de Losas
- Detalles de armado de vigas y columnas
- Detalles de gradas y corte de muros
- Planta de instalación hidráulica
- Planta de instalación de drenajes
- Planta de instalación eléctrica - iluminación
- Planta de instalación eléctrica fuerza

2.1.12 Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, y se aplicó un 25% de costos indirectos.

Tabla XXIII. Presupuesto, módulo de aulas, primer nivel

PRESUPUESTO INTEGRADO PRIMER NIVEL

NO.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	PRELIMINARES	1	GLOBAL	Q10,000.00	Q10,000.00
2	ZAPATAS	28.00	u	Q4,450.00	Q140,959.75
3	COLUMNA C-1	120.40	ml	Q1,020.00	Q122,808.00
4	COLUMNA C-2	105.00	ml	Q145.25	Q15,251.25
5	COLUMNA TIPO E	159.80	ml	Q166.60	Q26,622.68
6	COLUMNA C-3	24.20	ml	Q130.10	Q3,148.42
7	COLUMNA C-4	14.40	ml	Q145.00	Q2,088.00
8	CIMIENTO CORRIDO CC-1	120.00	ml	Q210.00	Q25,200.00
9	CIMIENTO CORRIDO CC-2	13.30	ml	Q180.00	Q2,394.00
10	LEVANTADO SOBRE CIMIENTO CC-1	66.00	m²	Q175.00	Q11,550.00
11	LEVANTADO SOBRE CIMIENTO CC-2	8.00	m²	Q135.00	Q1,080.00
12	SOLERA HIDRÓFUGA	120.00	ml	Q190.00	Q22,800.00
13	SOLERA HIDRÓFUGA PARA MURO DE BLOCK DE 10 CM	13.30	ml	Q130.00	Q1,729.00
14	LEVANTADO DE MUROS DE BLOCK DE 0.14 X 0.19 X 0.39 M	172.00	m²	Q175.00	Q30,100.00
15	LEVANTADO DE MUROS DE BLOCK DE 0.10X0.19X0.39 M	28.61	m²	Q135.00	Q3,862.35
16	SOLERA INTERMEDIA	104.00	ml	Q190.00	Q19,760.00
17	SOLERA INTERMEDIA MURO DE BLOCK DE 10 CM	13.30	ml	Q130.00	Q1,729.00
18	SOLERA FINAL PARA MURO DE BLOCK DE 10 CM	13.30	ml	Q130.00	Q1,729.00
19	SOLERA SILLAR	6.85	ml	Q135.00	Q924.75
20	SOLERA FINAL PARA MUROS BLOCK DE 14 CM	110.90	ml	Q150.00	Q16,635.00
21	VIGA 1	143.00	ml	Q965.00	Q137,995.00
22	VIGA 2	64.40	ml	Q750.00	Q48,300.00
23	LOSA	322.60	m²	Q625.00	Q201,625.00
24	REPELLO + CERNIDO	1,092.20	m²	Q85.00	Q92,837.00
25	PISO IMITACIÓN GRANITO	321.00	m²	Q212.00	Q68,052.00
26	BANQUETAS	37.90	m²	Q126.00	Q4,775.40
27	PUERTAS P-1	4.00	u	Q1,900.00	Q7,600.00
28	PUERTAS P-2	3.00	u	Q1,800.00	Q5,400.00
29	PUERTAS P-3	6.00	u	Q800.00	Q4,800.00
30	VENTANAS	47.56	m²	Q600.00	Q28,536.00
31	INSTALACIÓN ELÉCTRICA	1.00	global	Q25,000.00	Q25,000.00
32	INSTALACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE	1.00	global	Q30,000.00	Q30,000.00
33	INSTALACIÓN DE SISTEMA HIDRÁULICO	1.00	global	Q15,000.00	Q15,000.00
34	MODULO DE GRADAS	1.00	global	Q25,000.00	Q25,000.00
35	PINTURA	1.00	global	Q10,000.00	Q10,000.00
COSTO TOTAL PRIMER NIVEL					Q1,165,291.60

Tabla XXIV. Presupuesto, módulo de aulas, segundo nivel

PRESUPUESTO: INTEGRADO SEGUNDO NIVEL

NO.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	SOLERA DE AMARRE	104.00	ml	Q170.00	Q17,680.00
2	SOLERA DE AMARRE PARA MURO DE 10 CM	13.30	ml	Q140.00	Q1,862.00
3	COLUMNA C-1'	83.30	ml	Q1,020.00	Q84,966.00
4	COLUMNA C-2	105.00	ml	Q180.00	Q18,900.00
5	COLUMNA TIPO E	114.56	ml	Q208.25	Q23,857.12
6	COLUMNA C-3	20.54	ml	Q162.70	Q3,341.86
7	COLUMNA C-4	11.40	ml	Q181.25	Q2,066.25
8	LEVANTADO DE MUROS DE BLOCK DE 0.14 X 0.19 X 0.39	182.85	m2	Q218.00	Q39,861.30
9	LEVANTADO DE MUROS DE BLOCK DE 0.10X0.19X0.39	28.00	m²	Q168.75	Q4,725.00
10	SOLERA INTERMEDIA	104.00	ml	Q237.50	Q24,700.00
11	SOLERA INTERMEDIA PARA MURO DE BLOCK DE 10 CM	13.30	ml	Q140.00	Q1,862.00
12	SOLERA FINAL PARA MURO DE BLOCK DE 10 CM	13.30	ml	Q140.00	Q1,862.00
13	SOLERA SILLAR	6.85	ml	Q168.75	Q1,155.94

14	SOLERA FINAL PARA MURO DE BLOCK DE 14 CM	110.90	ml	Q187.50	Q20,793.75
15	VIGA 1	143.00	ml	Q800.00	Q114,400.00
16	VIGA 2	64.40	ml	Q745.00	Q47,978.00
17	LOSA	348.75	m ²	Q780.00	Q272,025.00
18	ACABADOS REPELLO Y CERNIDO	1,133.36	m ²	Q90.00	Q102,002.40
19	PISO IMITACIÓN GRANITO	321.00	m ²	Q190.00	Q60,990.00
20	PUERTAS P-3	6.00	u	Q800.00	Q4,800.00
21	PUERTAS P-4	4.00	u	Q1,900.00	Q7,600.00
22	PUERTAS P-5	1.00	u	Q1,800.00	Q1,800.00
23	PUERTAS P-6	2.00	u	Q1,800.00	Q3,600.00
24	VENTANAS	30.90	m ²	Q600.00	Q18,540.00
25	BARANDA DE PROTECCIÓN + COLUMNA DE CONCRETO	38.80	ml	Q500.00	Q19,400.00
26	INSTALACIÓN ELÉCTRICA	1.00	global	Q25,000.00	Q25,000.00
27	INSTALACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE	1.00	global	Q30,000.00	Q30,000.00
28	INSTALACIÓN AGUA POTABLE	1.00	global	Q10,000.00	Q10,000.00
29	PINTURA	1.00	global	Q10,000.00	Q10,000.00
COSTO TOTAL SEGUNDO NIVEL					Q975,768.62
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q2,141,060.22

CONCLUSIONES

1. como resultado del diagnóstico de servicios básicos e infraestructura, se evidenció que el altiplano marquense necesita instalaciones para educación, ya que la demanda estudiantil es mucha y poca la oferta que presentan los planteles educativos existentes. Por lo que la población estudiantil debe emigrar a la cabecera departamental, es por este motivo que se tomó la decisión de realizar la planificación y diseño del complejo escolar para el Instituto Tecnológico, con lo que se espera formar técnicos de nivel medio, muy necesarios para el desarrollo económico del área.
2. El edificio para aulas, fue diseñado con base a características que se requieren para una zona sísmica, garantizando la resistencia de la estructura para eventos de este tipo. Para esto se usaron códigos como; A.C.I 318-99, AGIES, SEAOC y otros.
3. El proyecto desarrollado es factible económicamente, debido a que los municipios que se verán beneficiados tienen la misma necesidad. Por lo que la inversión puede ser financiada por distintas entidades, de carácter gubernamental o extranjeras.
4. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de ingeniería civil tiene la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la solución de problemas reales, adquiriendo experiencia, criterio y madurez.

RECOMENDACIONES

A la mancomunidad ADIMAM

1. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que así se crean fuentes de trabajo en el municipio, así también los materiales de construcción se adquirirán localmente para beneficiar a los distintos sectores de la mancomunidad.
2. Contratar una empresa que cuente con profesionales de la ingeniería civil, que permanezcan en la obra como ingenieros residentes, esto para garantizar que todo sea ejecutado, según la planificación realizada.
3. Contratar a un profesional de la Ingeniería Civil, para que a través de él, se garantice la supervisión técnica y el control de calidad de los materiales, durante la construcción del edificio.
4. Actualizar los presupuestos de los proyectos antes de su cotización o contratación, ya que tanto materiales como salarios, están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.

BIBLIOGRAFÍA

1. Código ACI – 318-99. American Concrete Institute. **Código de diseño de hormigón armado y comentarios.** (Chile 2000)
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). **Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala.** (Guatemala 2002)
3. Carlos Crespo Villalaz. Mecánica **De Suelos y cimentaciones.** (4ª Edición; México: editorial Limusa, 1999) p. 640
4. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto.** (13ª Edición; Colombia: Editorial McGraw-Hill, 2001) p. 772
5. Ángel Roberto Sic García. **Guía teórica para el curso de “Concreto Armado 2”**, (Guatemala: Facultad de Ingeniería; Usac 1988)

ANEXO 1

Figura 47. Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial

SERVICIOS DE INGENIERÍA "EL PILAR"

1a CALLE 1-45 "A" ZONA 4, LA ESPERANZA. QUETZALTENANGO
TELÉFONOS: 5918-1682, 7772-0817, FAX 7772-0835

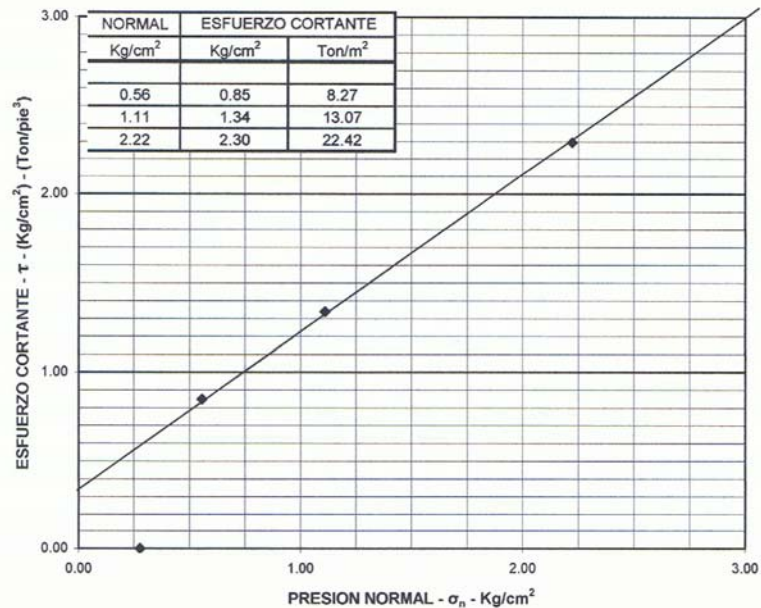
No. DE LABORATORIO: 01-07.
 PROYECTO: INSTITUTO TECNOLÓGICO, IXCHIGUAN SAN MARCOS
 EJECUTADO POR: ADIMAM
 PROCEDENCIA: IXCHIGUAN SAN MARCOS
 MATERIAL DE: SUELO NATURAL

No.	FECHA	PERFORACIÓN No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD HUMEDA (Kg/m ³)	COHESIÓN (Kg/cm ²)	φ (°)
1	13/Ago/2007	1	1	2.10	29.19	1,525.40	0.37	40.91°

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: ARENA LIMOSA CONSOLIDADA

ÚLTIMA RESISTENCIA DEL SUELO 70.39 TON/M²

VALOR SOPORTE MÁXIMO DE DISEÑO 23.46 TON/M²



NOTA: LA MUESTRA FUE TRABAJADA COMO INGRESÓ A NUESTRO LABORATORIO.


ING. JOSÉ ENRIQUE BARRIOS M.
 GERENTE GENERAL

SERVICIOS DE INGENIERIA EL PILAR
 Ing. Enrique Barrios Montes
 Quetzaltenango.

ANEXO 2

Figura 45. Mapa de zonificación sísmica en Guatemala

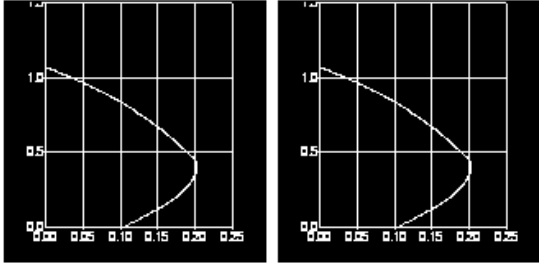


Tabla XXV Método SEAOC, factor Z para sismos

RIESGO	ZONA	COEFICIENTE Z
Ausencia de daño sísmico	0	0.00
Daño menor (intensidades de 5 y 6 EMM)	1	0.25
Daño moderado (intensidad 7 EMM)	2	0.50
Daño mayor (intensidad 8 y mas EMM)	3	1.00

ANEXO 3

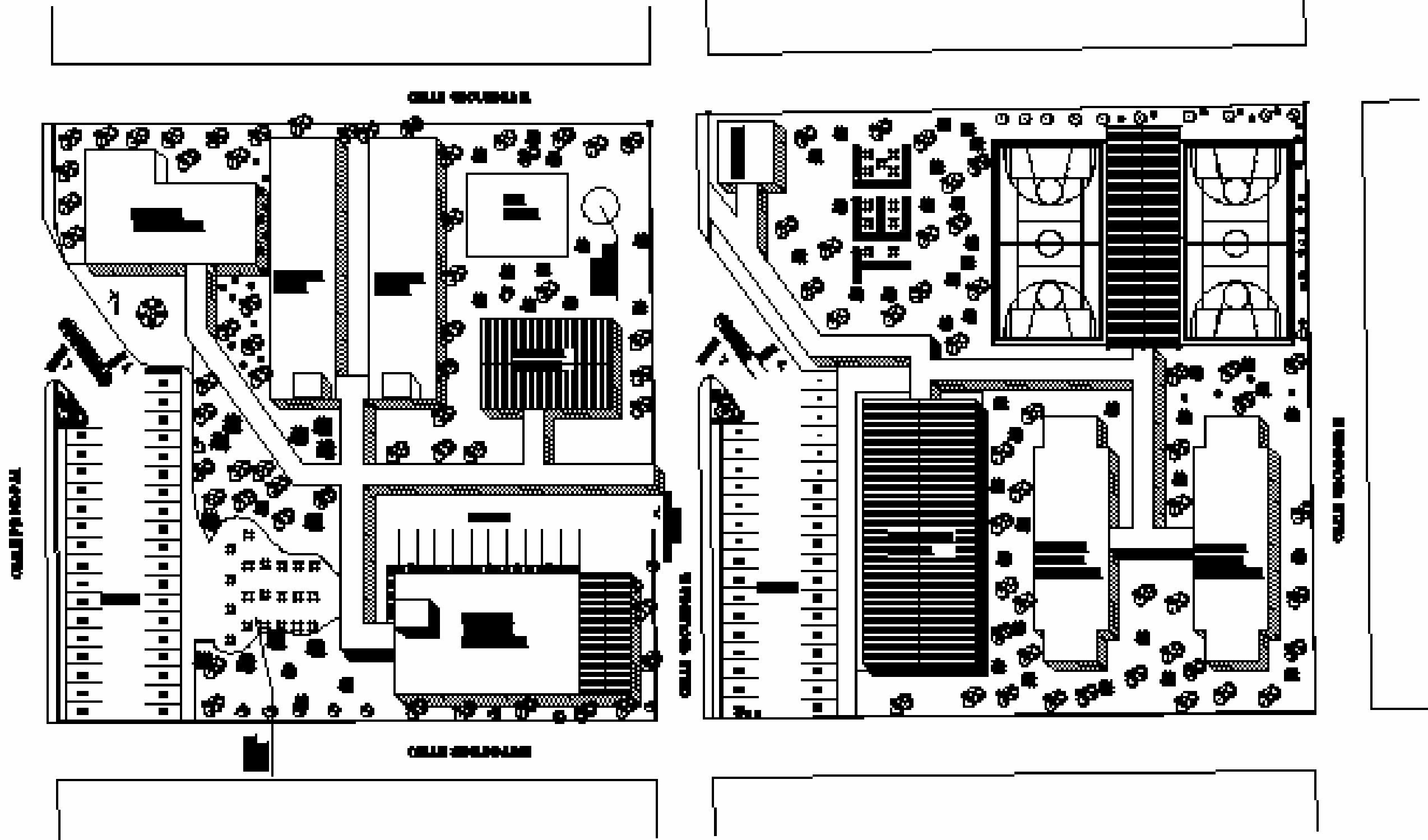
Figura 46. Valor de K'_x y K'_y

Magnificar	Axial + 1 Momento	Axial + 2 Momentos	Confinamiento
Datos de Columna b : 35 cm h : 35 cm rb : 3.5 cm rh : 3.5 cm		Comprobación de Diseño	
<hr/> Pu : 64.15 Ton δM_{ux} : 9.8844 T-m δM_{uy} : 7.0039 T-m			
<hr/> As : 22.80 cm ²		$\rho\mu$ 0.29 $\rho\mu$ 0.29 γ_x 0.80 γ_y 0.80 K'_x 0.46 K'_y 0.56	
<hr/> f'c 210 ▼ fy 2810 ▼		P'u 96.72 Tons Pu' > Pu Si Resiste	
<input type="button" value="Comprobar"/>			

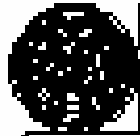
Fuente: Julio Corado Franco, **Programa para el diseño completo de marcos de concreto reforzado, Jc Diseño concreto**. Facultad de ingeniería USAC 1998

APÉNDICE

1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL COMPLEJO ESCOLAR, PARA EL INSTITUTO TECNOLÓGICO SECTOR 1, IXCHIGUÁN, MANCOMUNIDAD ADIMAM, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS
2. PLANOS CONSTRUCTIVOS PARA EL MÓDULO DE AULAS DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO.

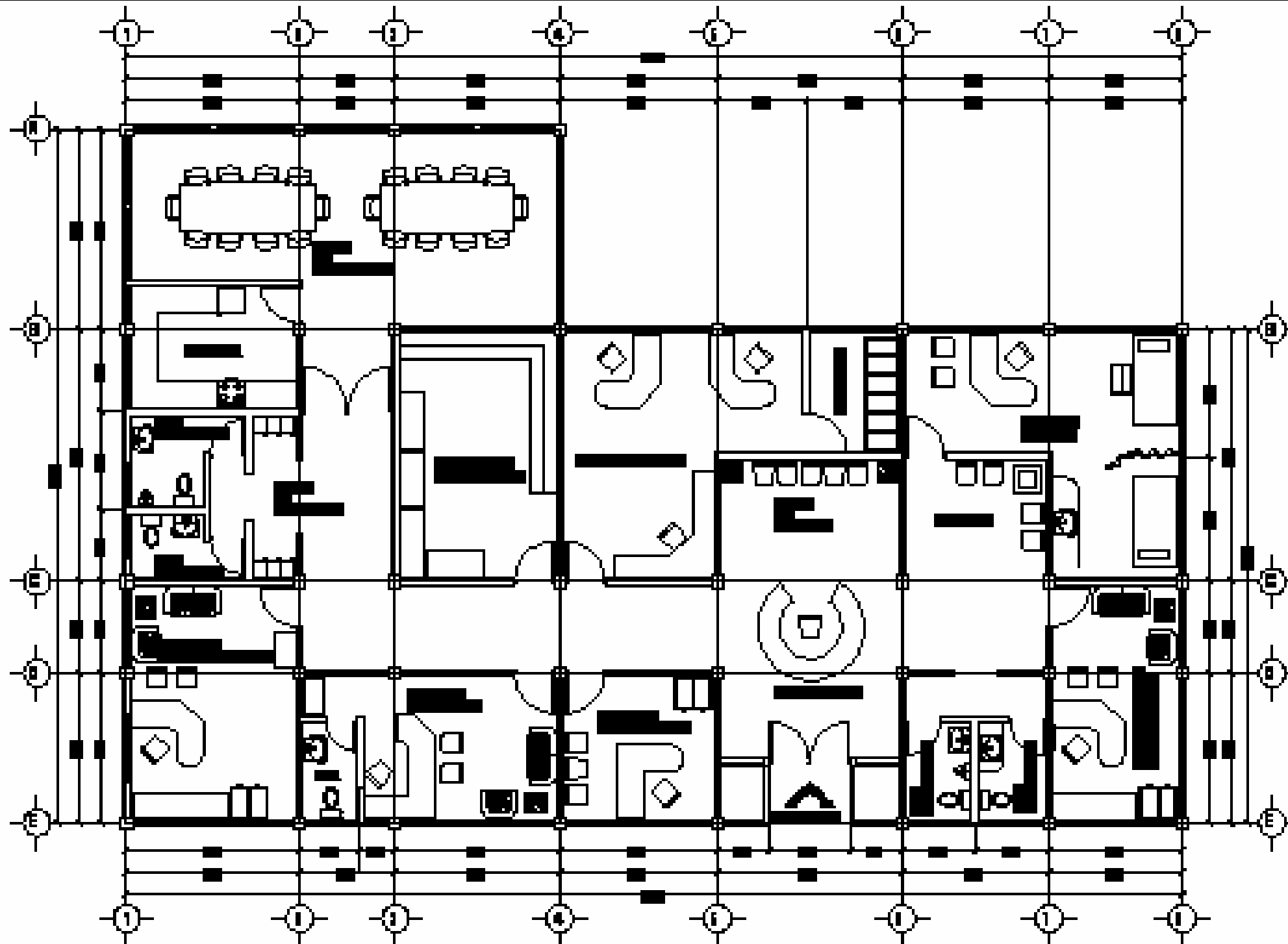


PLATA DE CONJUNTO

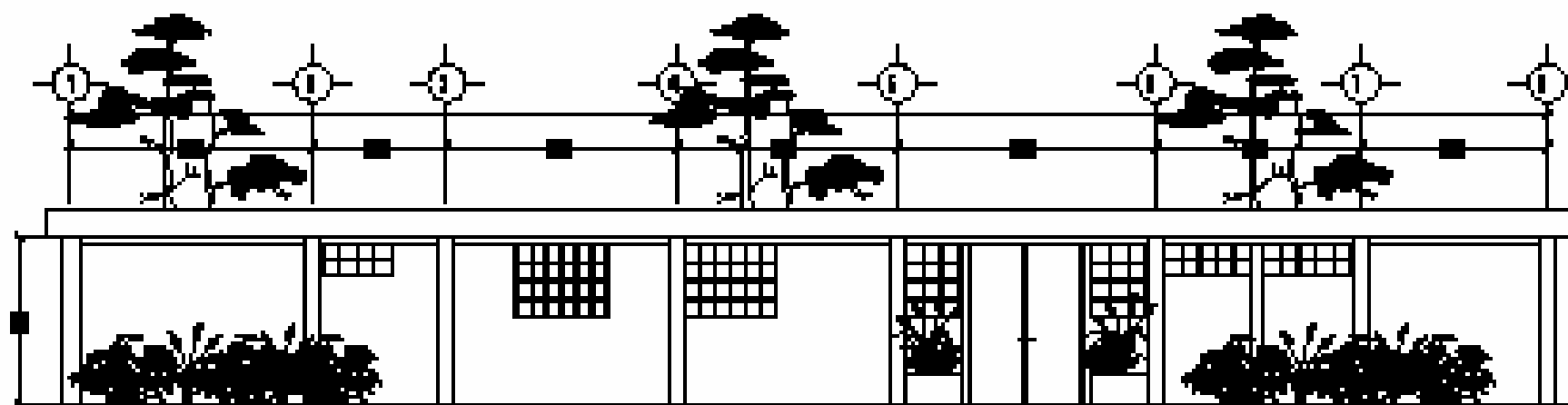


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

[Redacted]	
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]

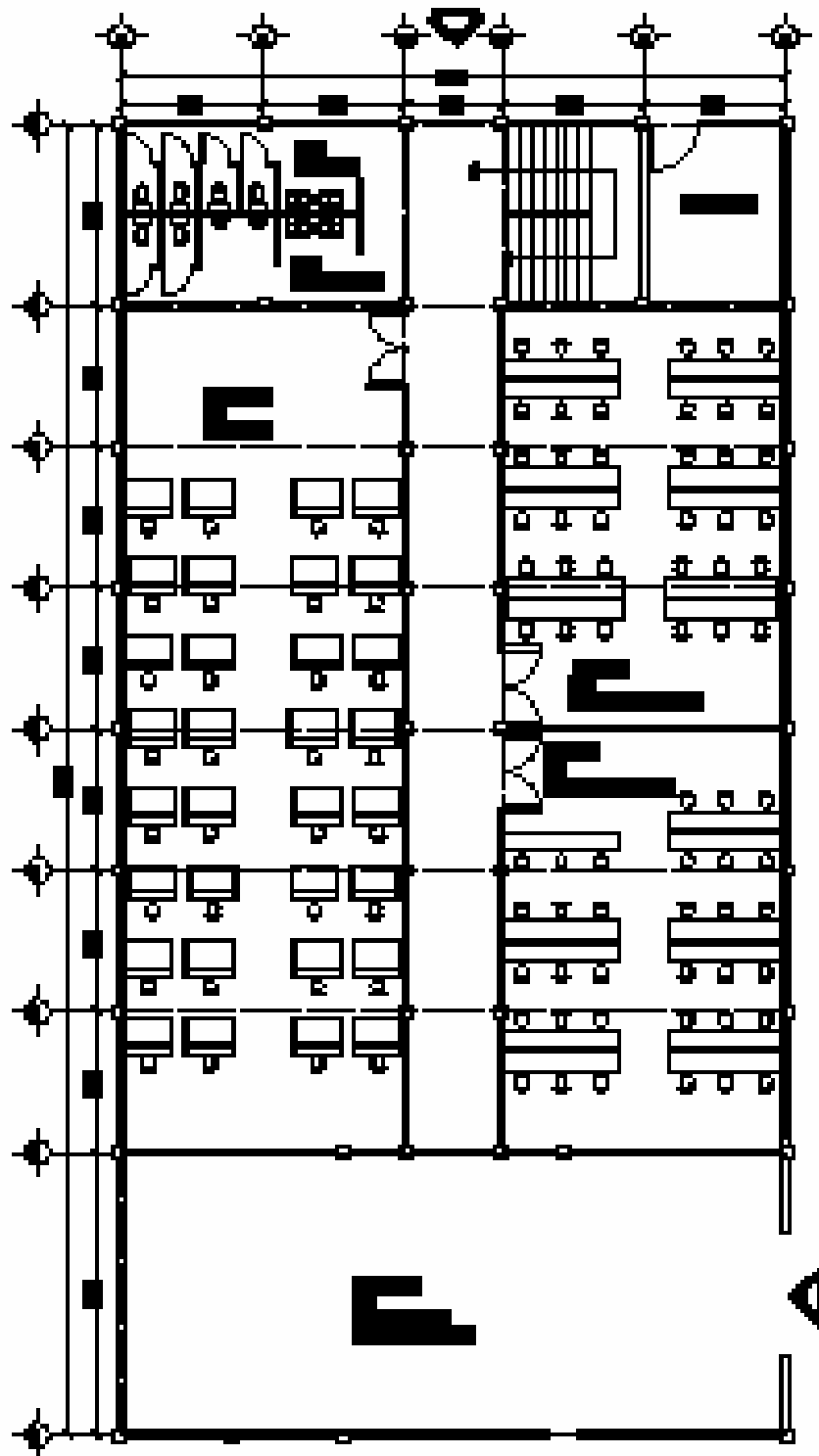


PLANTA DE ADMINISTRACIÓN

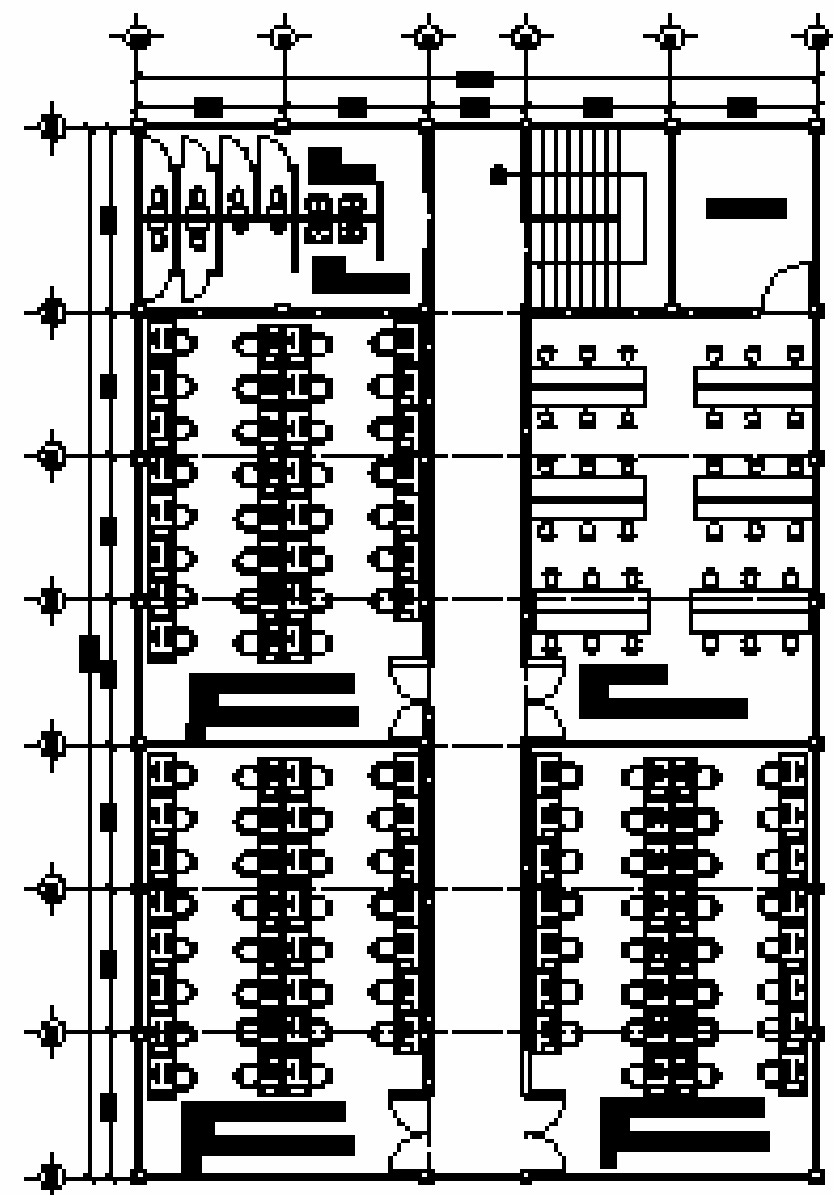


ELEVACIÓN FRONTAL DE ADMINISTRACIÓN

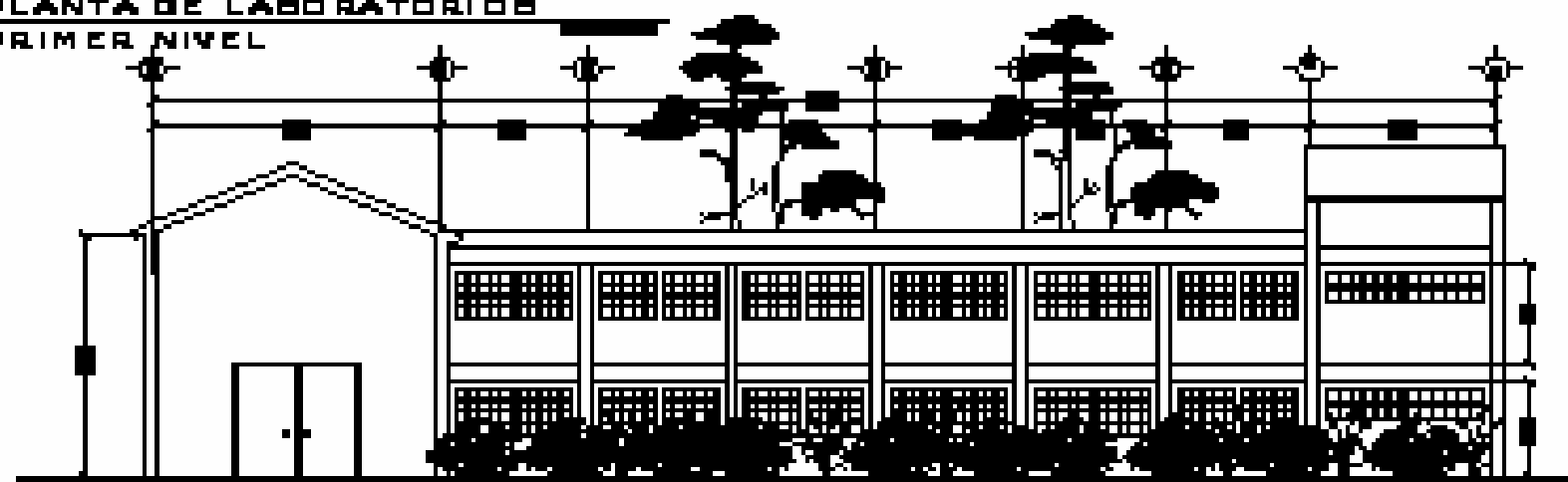
UNIVERSIDAD DE BACHULAM	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERIOR	
[Redacted]	
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]



PLANTA DE LABORATORIOS
PRIMER NIVEL

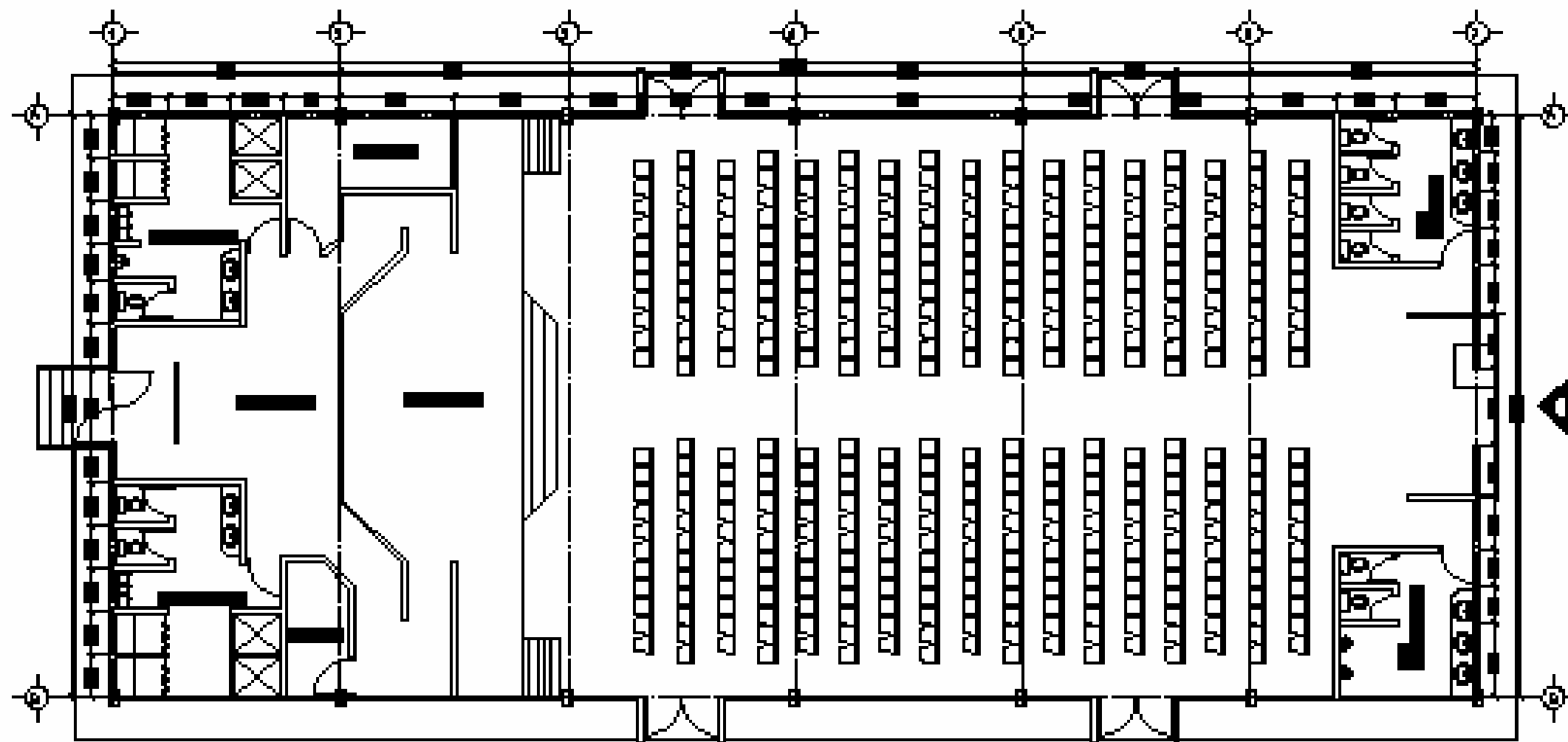


PLANTA DE LABORATORIOS
SEGUNDO NIVEL

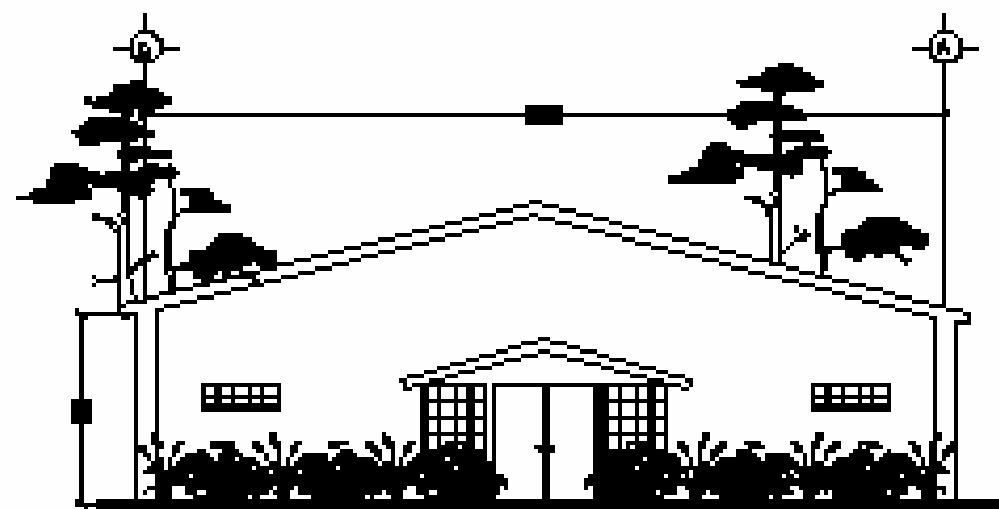


ELEVACION LATERAL DE
MÓDULO DE LABORATORIOS

UNIVERSIDAD DE BARRIOCELLOS	
FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPLENTE 2000	
_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____

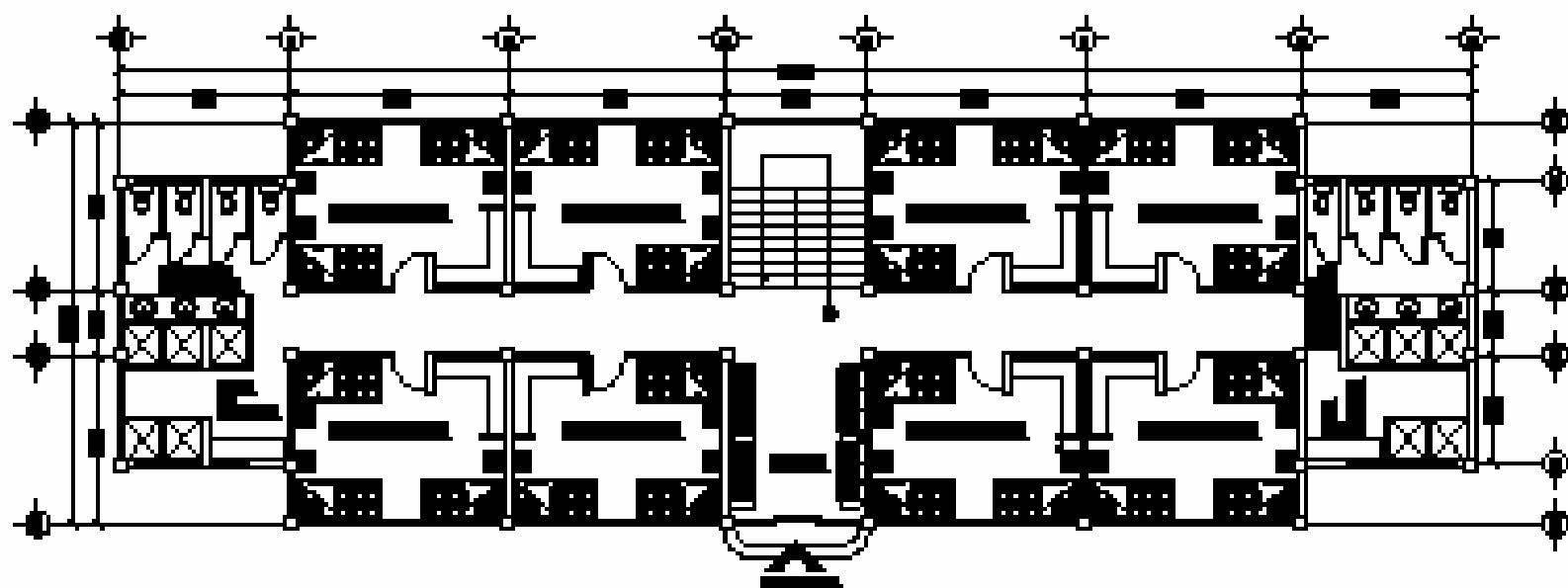


PLANTA DE SALÓN DE USOS
MÚLTIPLES

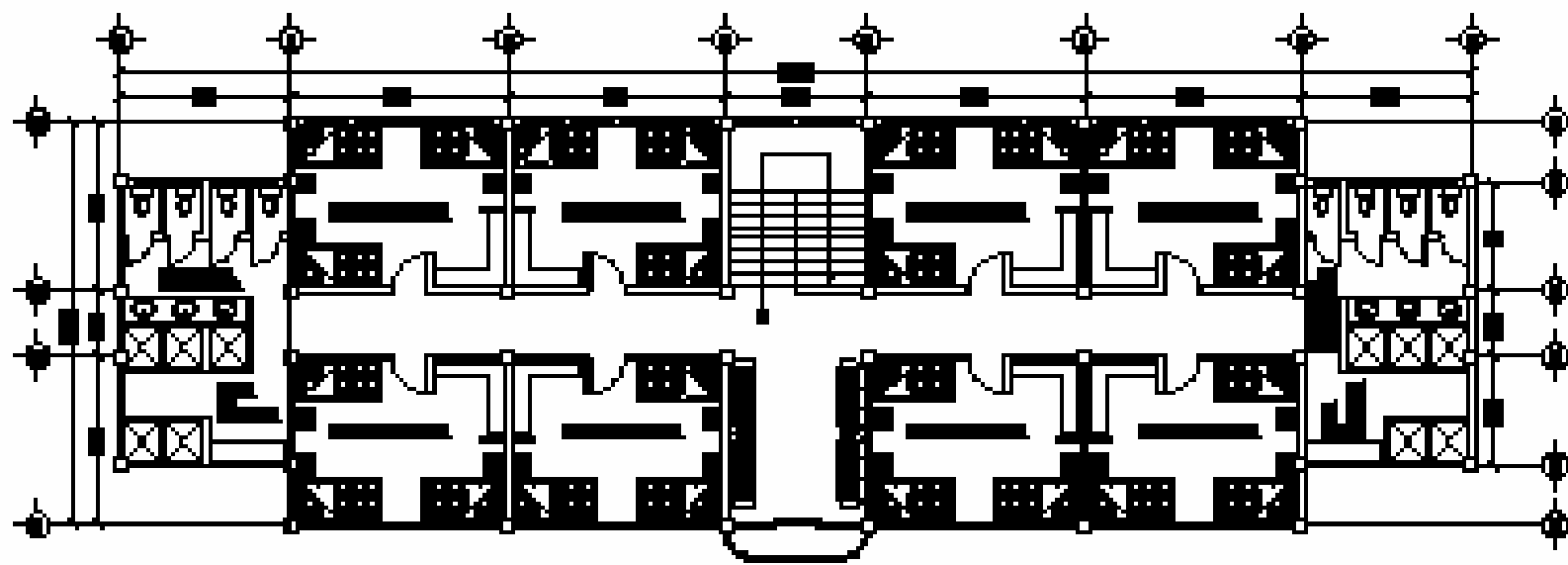


ELEVACIÓN FRONTAL DE
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES

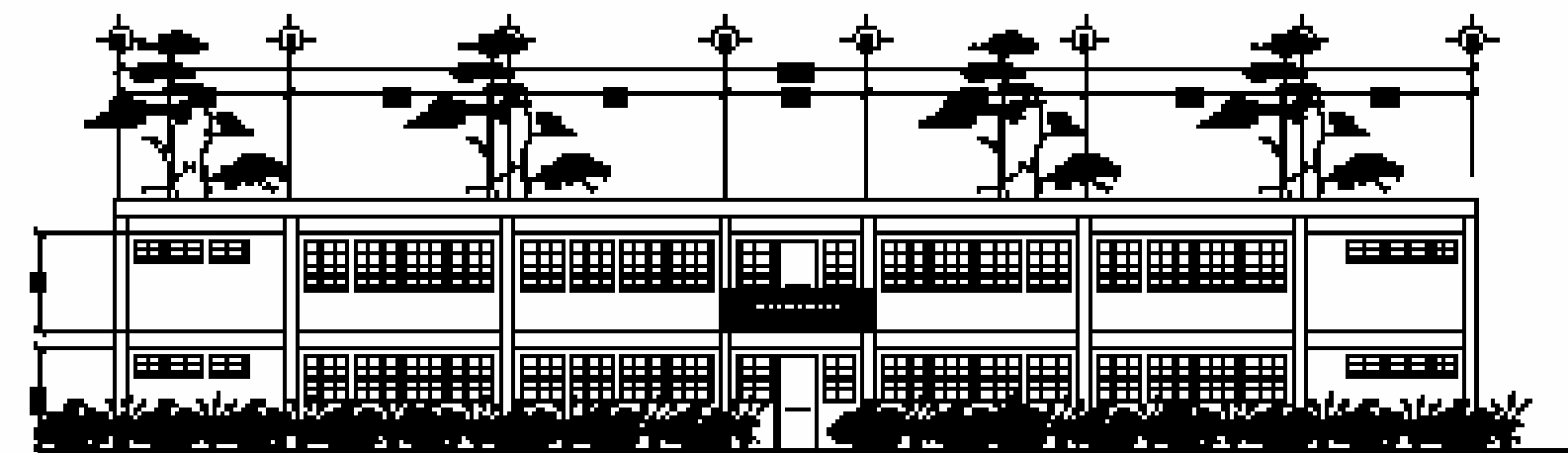
UNIVERSIDAD DE MANIZALES	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
INGENIERÍA PROFESIONAL EN PERMISOS	
[Redacted]	
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]



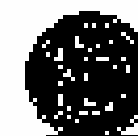
PLANTA DE MÓDULO DE INTERNADO PARA HOMBRES Y MUJERES
PRIMER NIVEL



PLANTA DE MÓDULO DE INTERNADO PARA HOMBRES Y MUJERES
SEGUNDO NIVEL

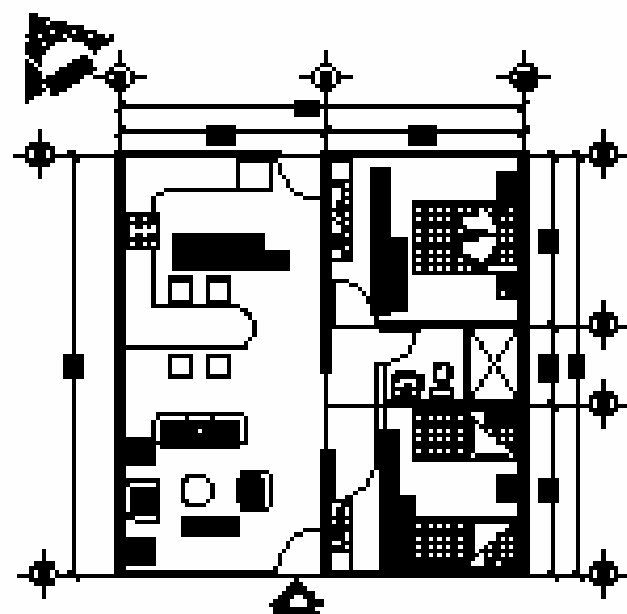


ELEVACIÓN FRONTAL DE MÓDULO DE INTERNADO PARA
HOMBRES Y MUJERES

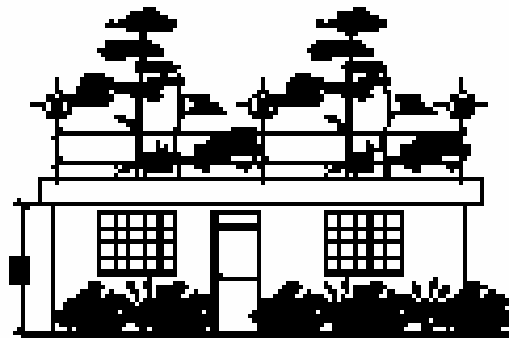


UNIVERSIDAD DE BANGALOR
FACULTAD DE INGENIERIA
SERVICIO PROFESIONAL DEL P.E.M. 1980

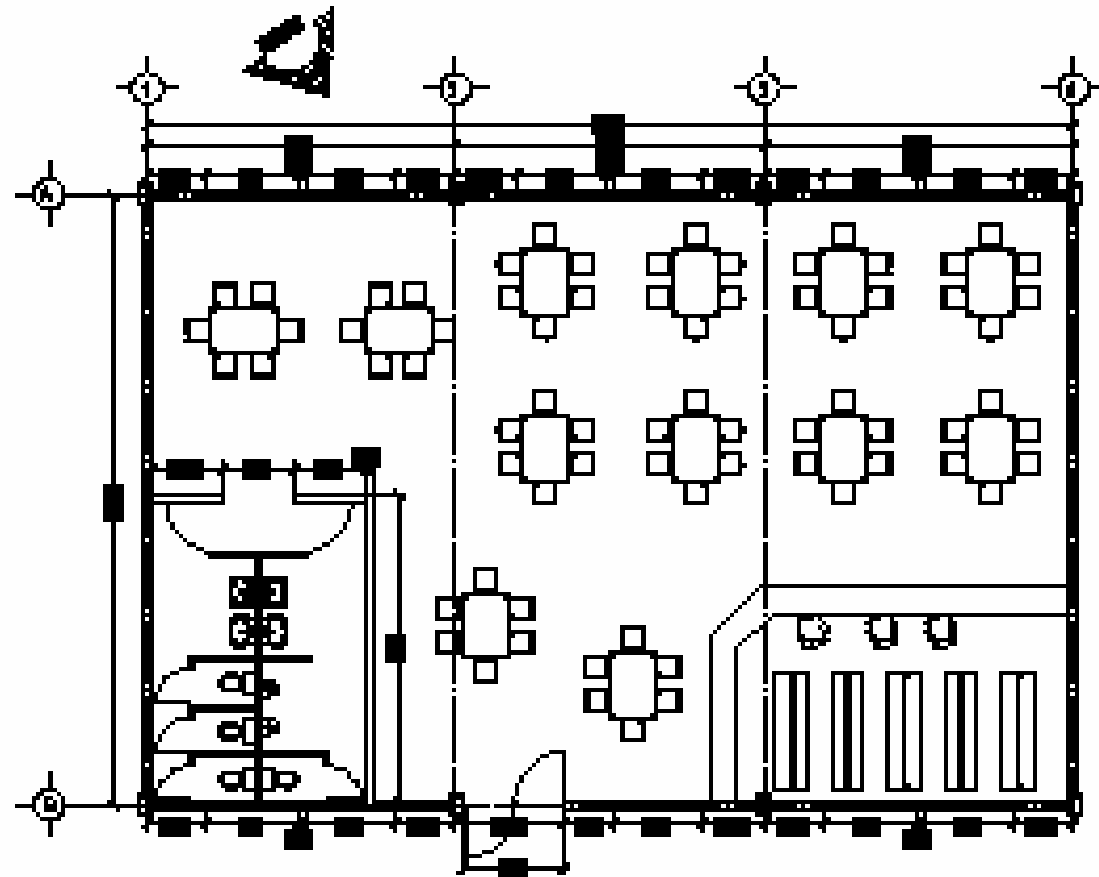
[Redacted]	
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]



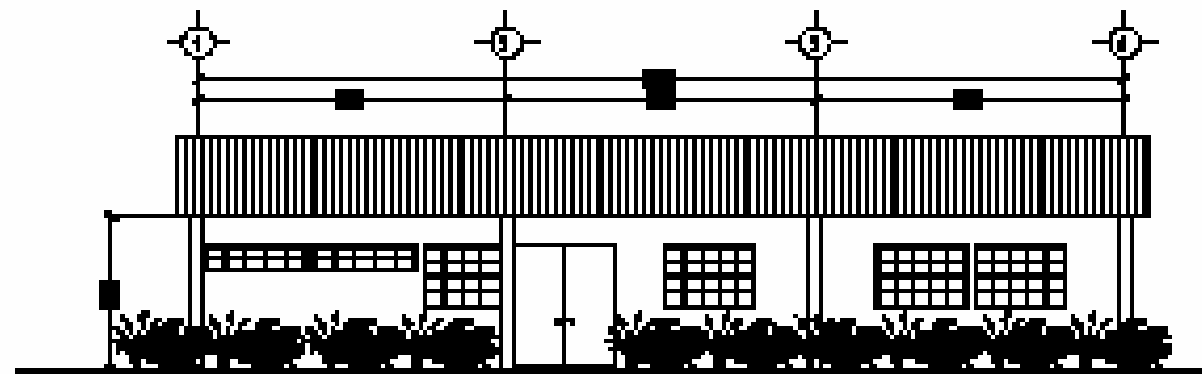
PALANTA DE GUARDIANA



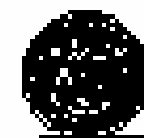
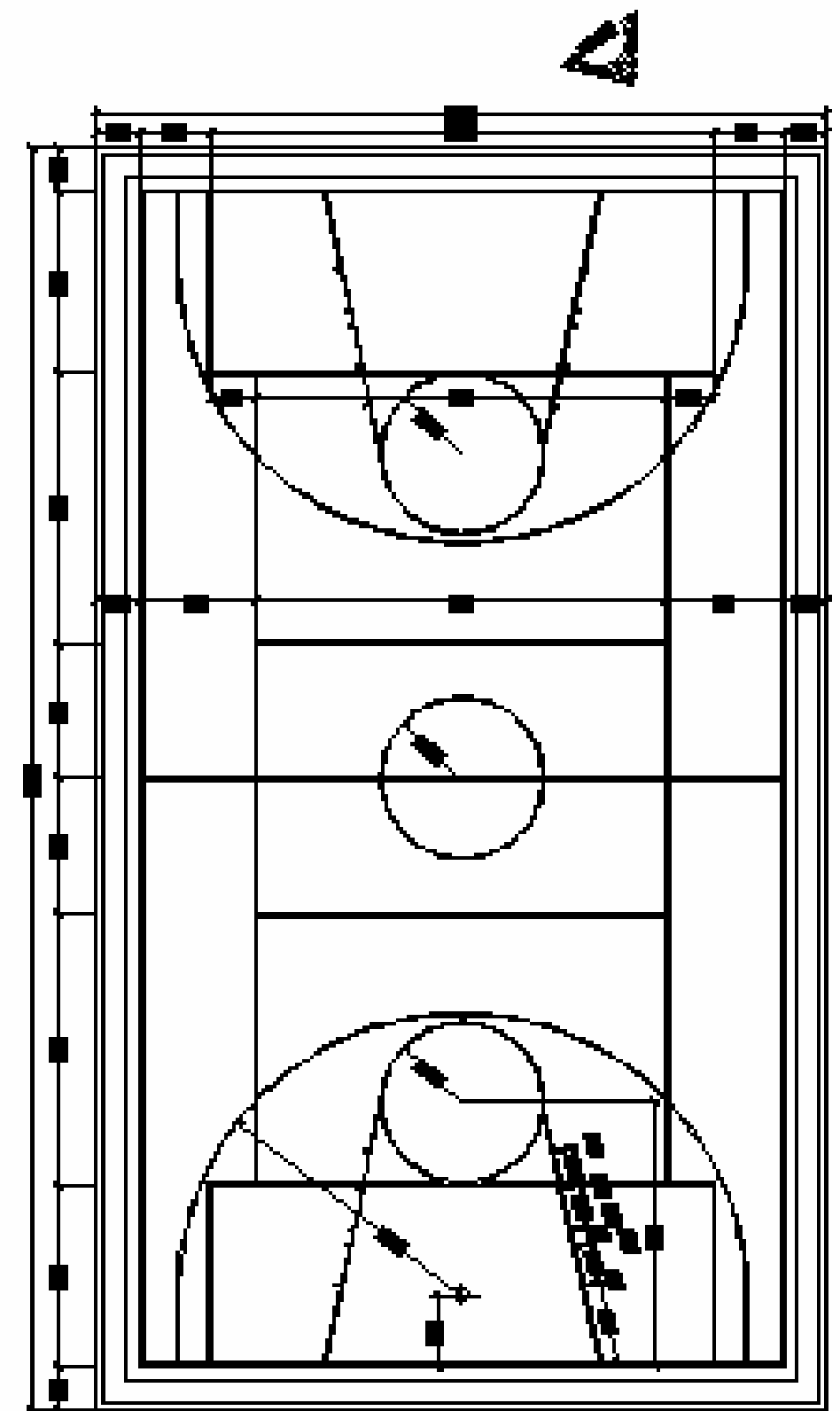
ELEVACIÓN GUARDIANA



PLANTA DE BIBLIOTECA



ELEVACIÓN FRONTAL DE BIBLIOTECA

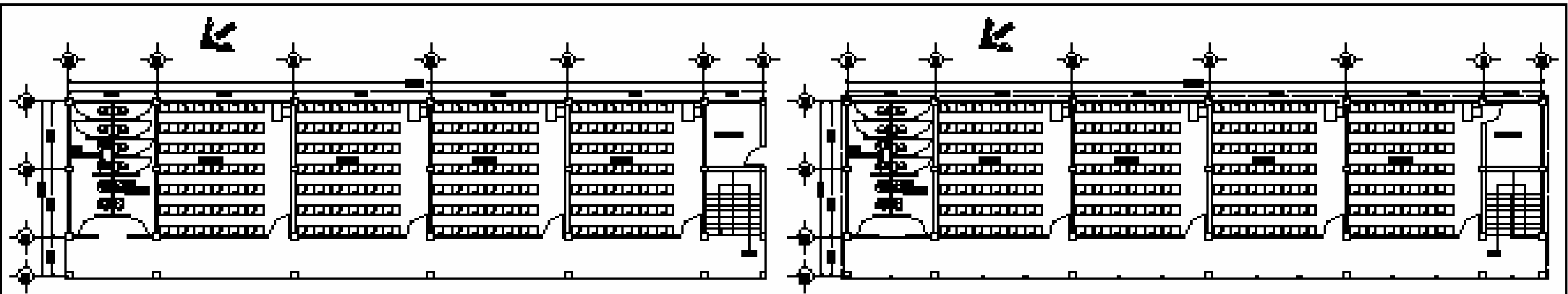


NUMERO DE INSCRIPCIÓN

FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____
_____	_____

LA

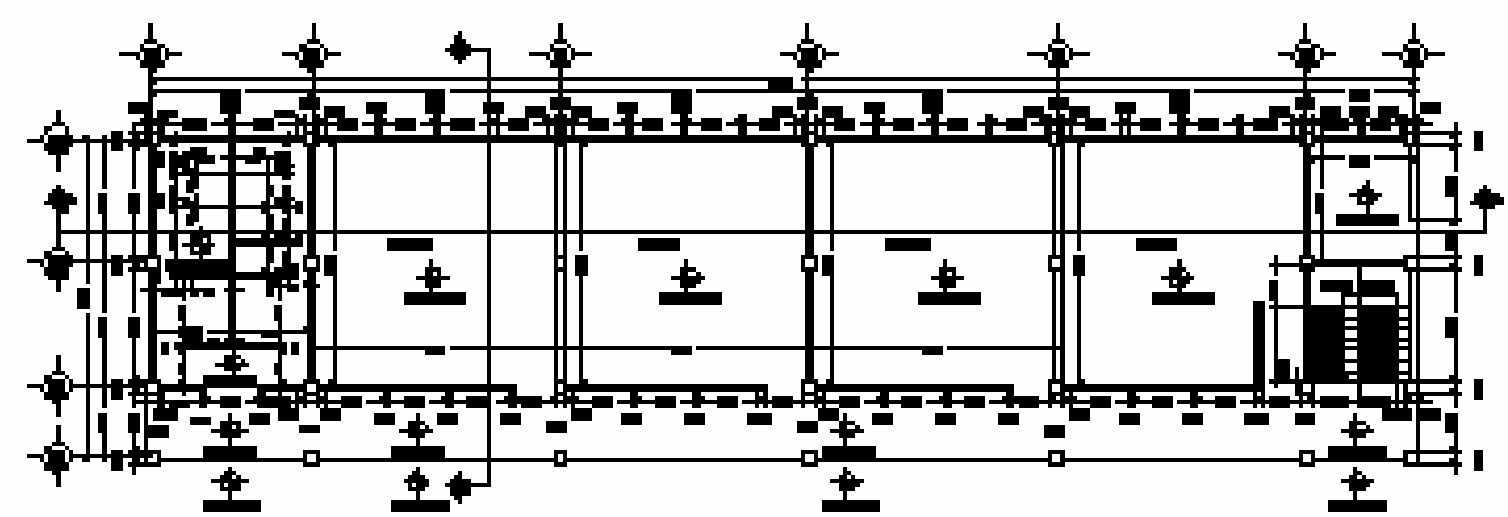


PRIMER NIVEL
PLANTA AMUEBLADA

ESCALA: 1/100

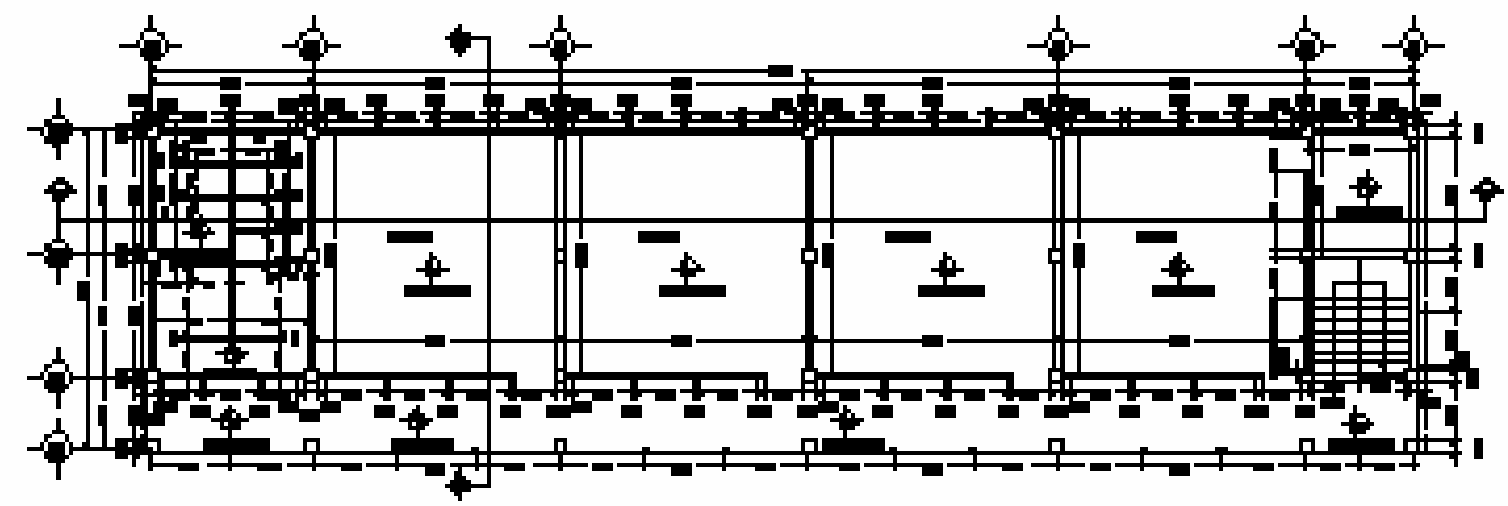
SEGUNDO NIVEL
PLANTA AMUEBLADA

ESCALA: 1/100



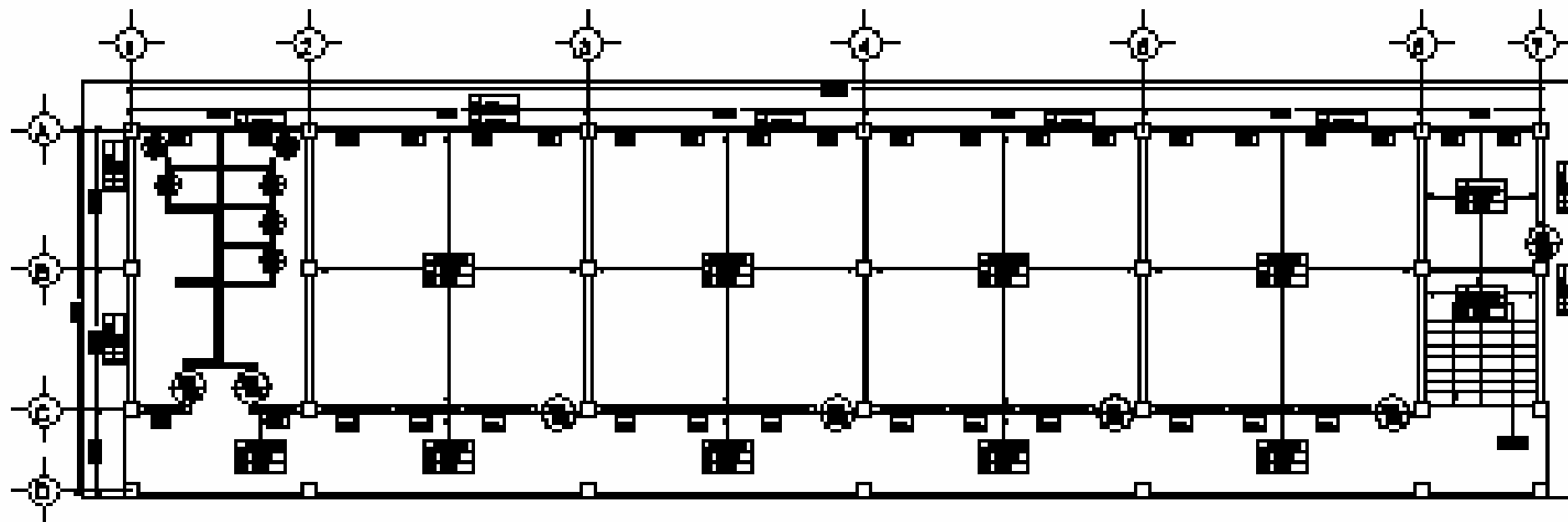
PRIMER NIVEL
PLANTA DE COTAS + NIVELES

ESCALA: 1/100



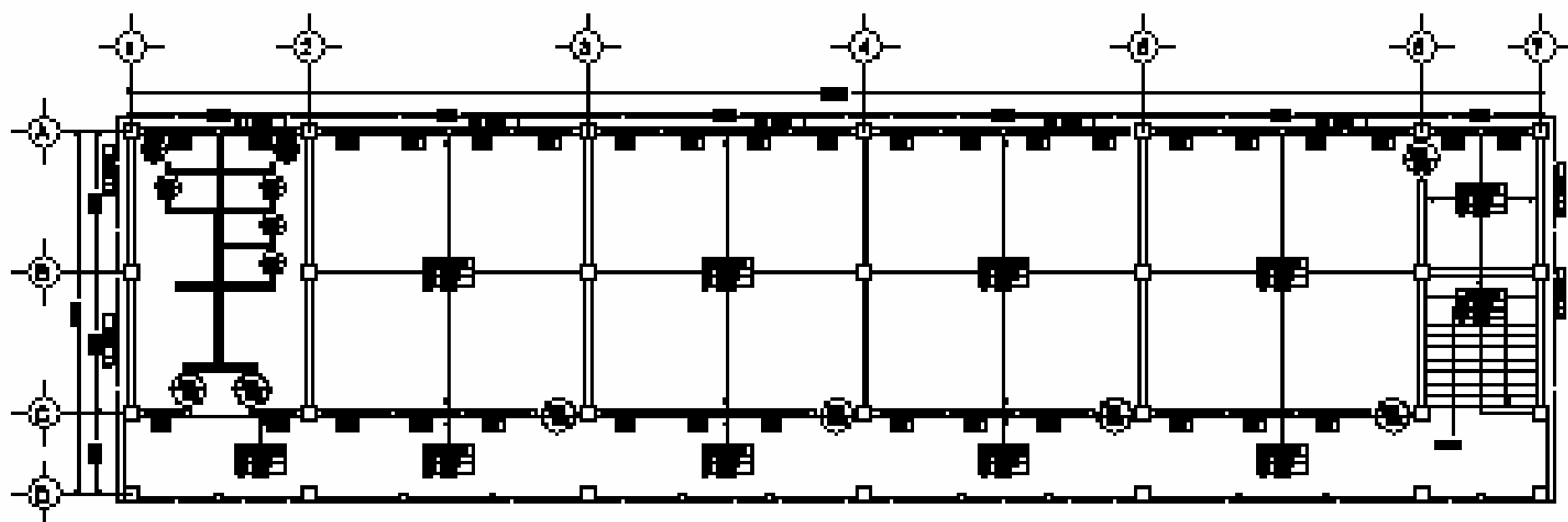
SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE COTAS + NIVELES

PROYECTO	
CLIENTE	
ARQUITECTO	
FECHA	
ESCALA	
OTROS	



PRIMER NIVEL
PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1/75



SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1/75

PLANTA DE VENTANAS

Columna	Fila	Ventana
1	A	
1	B	
1	C	
1	D	
2	A	
2	B	
2	C	
2	D	
3	A	
3	B	
3	C	
3	D	
4	A	
4	B	
4	C	
4	D	
5	A	
5	B	
5	C	
5	D	
6	A	
6	B	
6	C	
6	D	
7	A	
7	B	
7	C	
7	D	

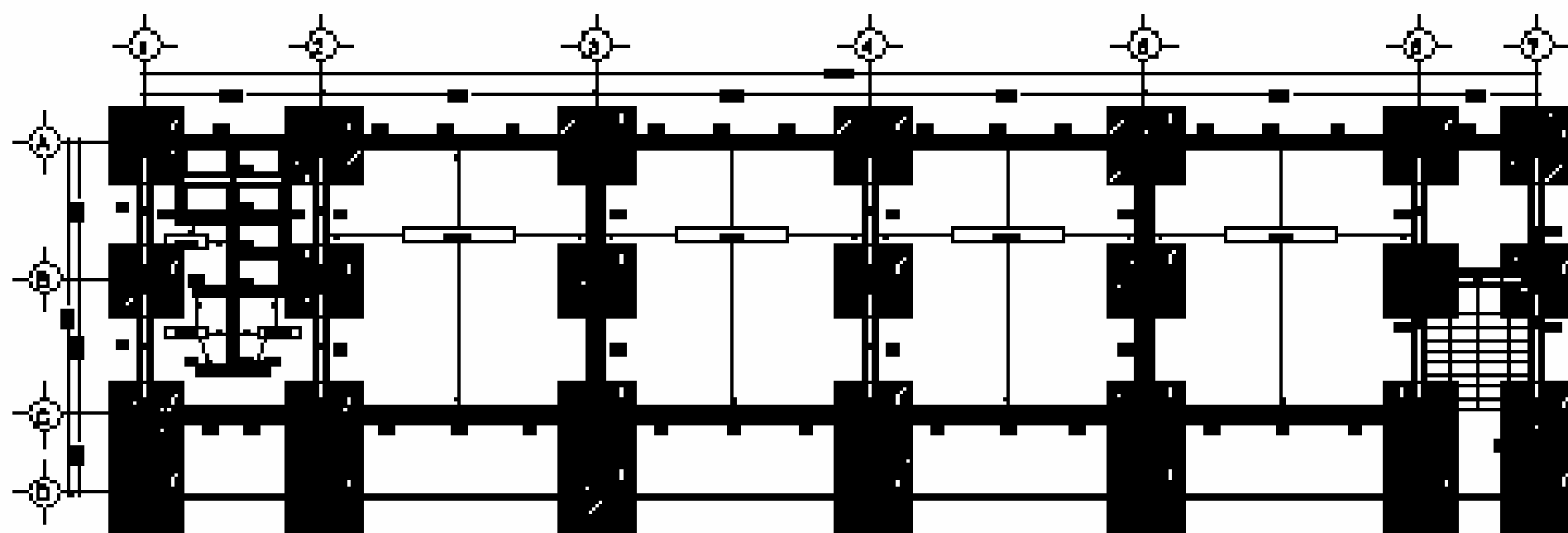
PLANTA DE PUERTAS

Columna	Fila	Puerta
1	A	
1	B	
1	C	
1	D	
2	A	
2	B	
2	C	
2	D	
3	A	
3	B	
3	C	
3	D	
4	A	
4	B	
4	C	
4	D	
5	A	
5	B	
5	C	
5	D	
6	A	
6	B	
6	C	
6	D	
7	A	
7	B	
7	C	
7	D	

NOE MINISTRADA

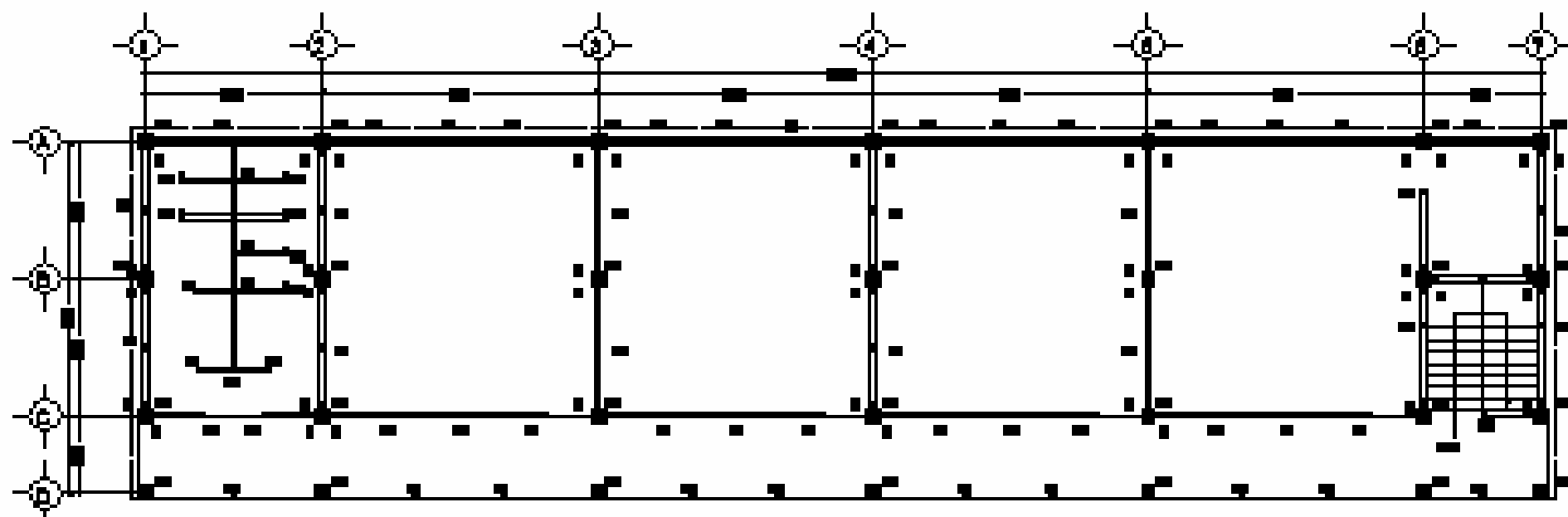
Columna	Fila	Ministrada
1	A	
1	B	
1	C	
1	D	
2	A	
2	B	
2	C	
2	D	
3	A	
3	B	
3	C	
3	D	
4	A	
4	B	
4	C	
4	D	
5	A	
5	B	
5	C	
5	D	
6	A	
6	B	
6	C	
6	D	
7	A	
7	B	
7	C	
7	D	

[Redacted]	
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]



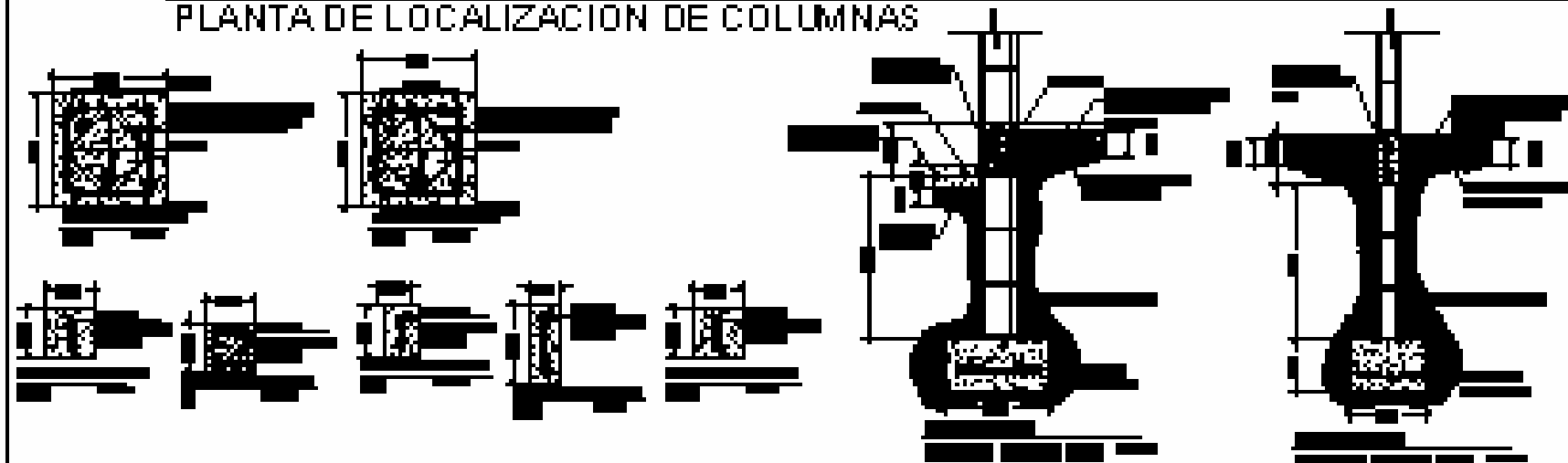
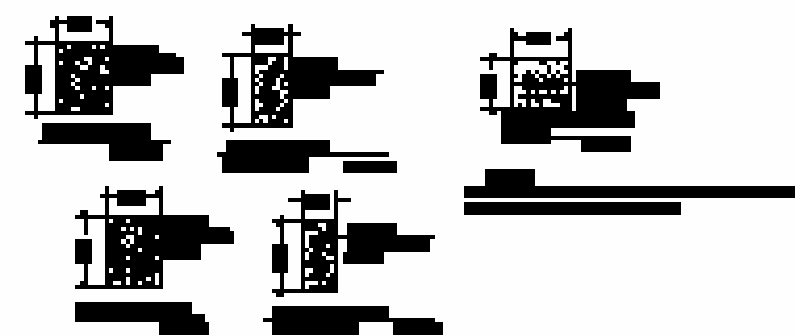
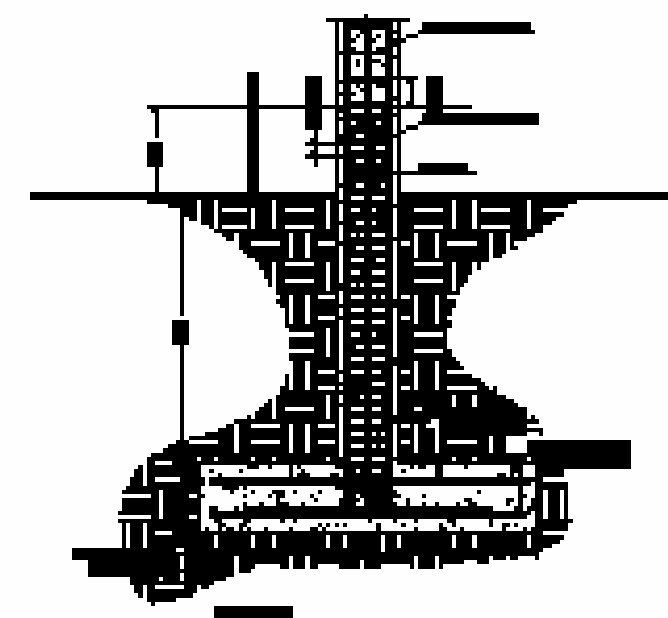
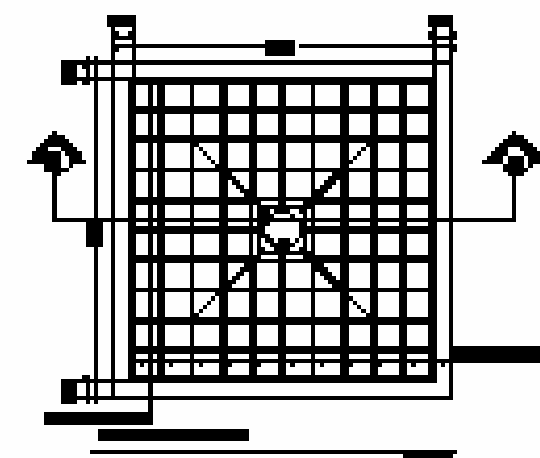
PRIMER NIVEL
PLANTA DE CIMENTACION

ESCALA: 1/75



PRIMER NIVEL
PLANTA DE LOCALIZACION DE COLUMNAS

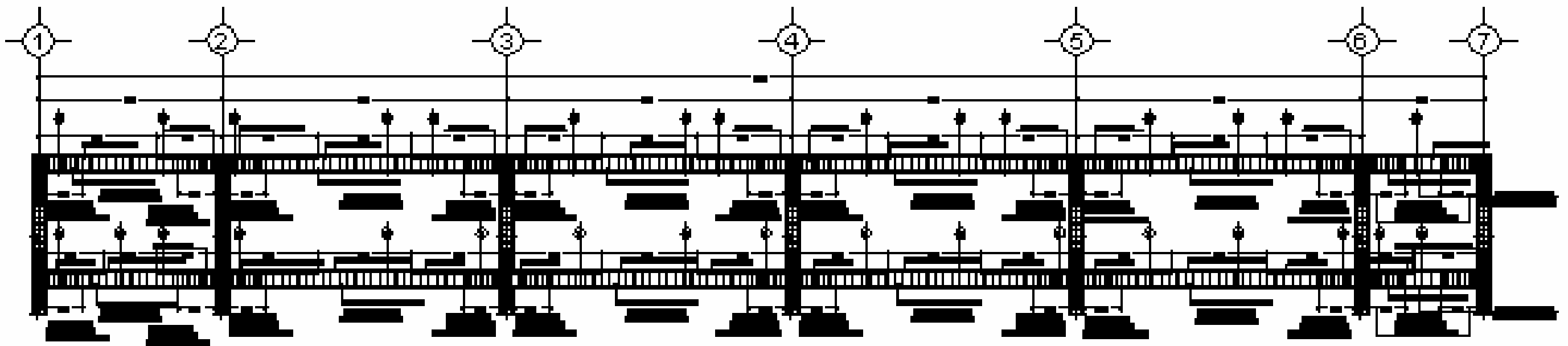
ESCALA: 1/75



ESPECIFICACIONES

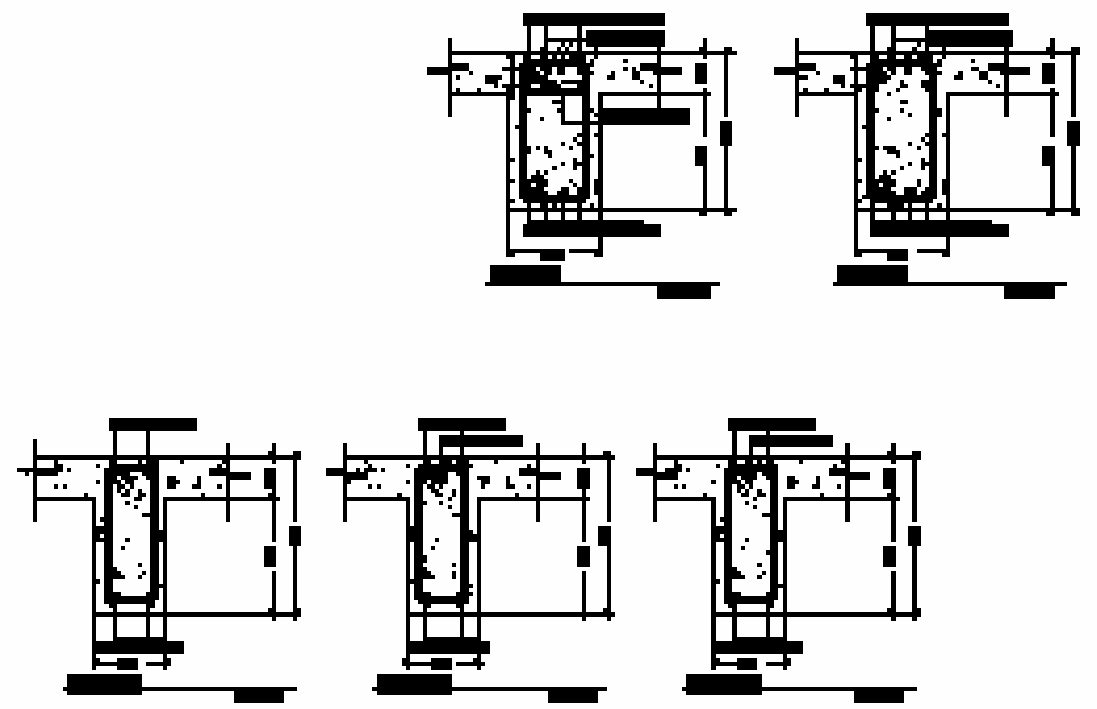
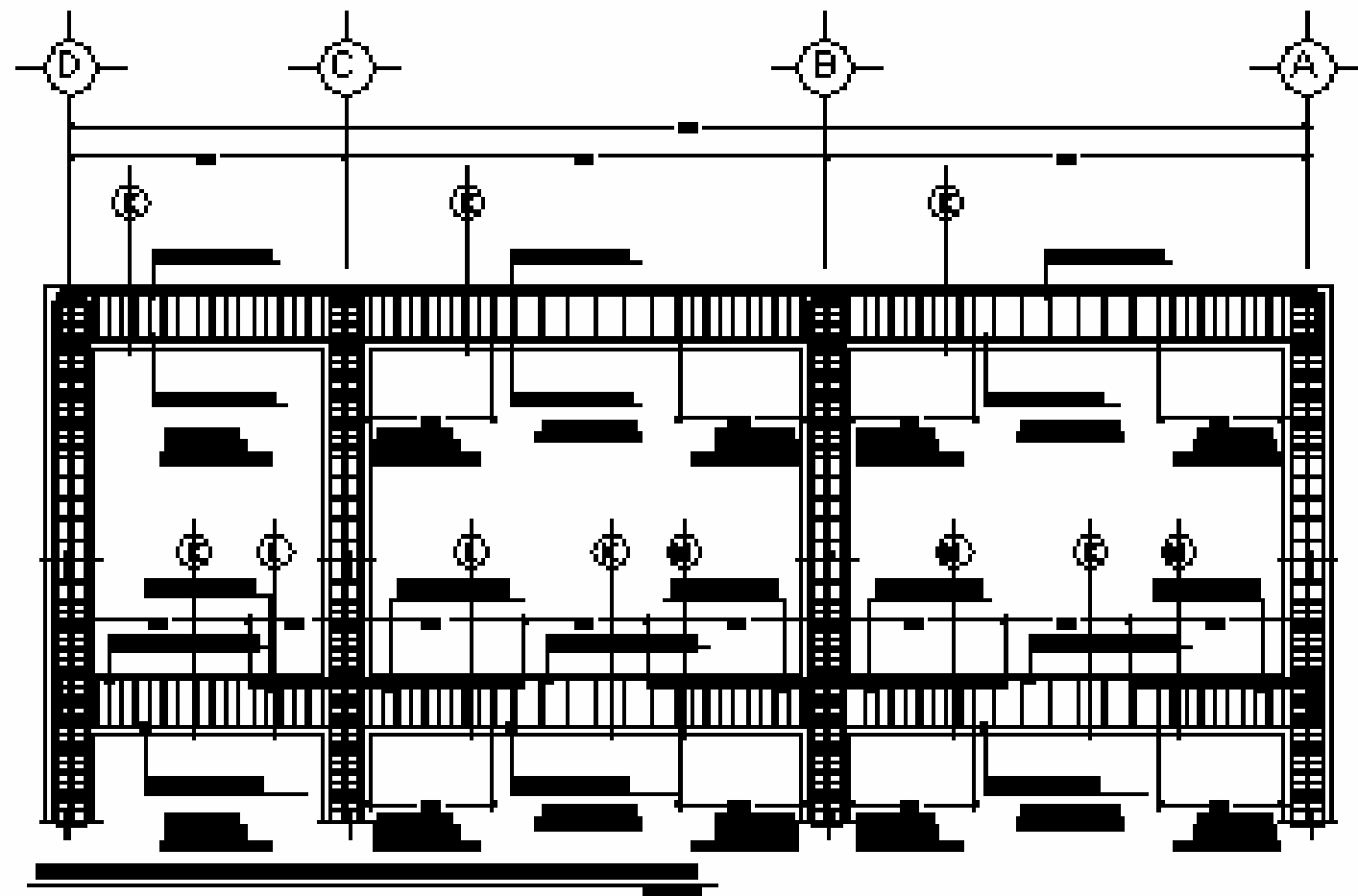
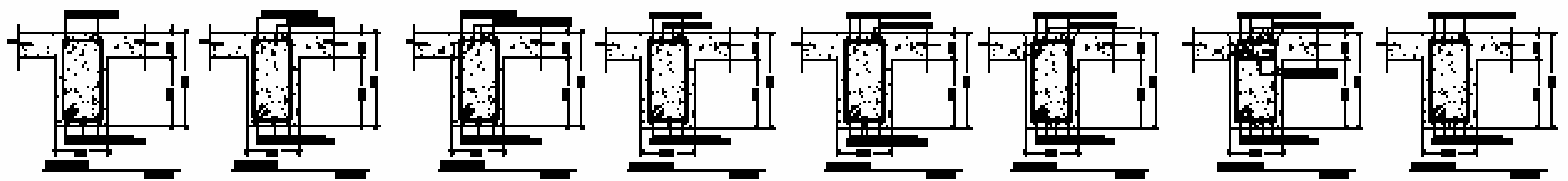
Item	Description	Quantity	Unit
1	Columnas de concreto armado		m ³
2	Columnas de concreto		m ³
3	Columnas de acero		m ³
4	Columnas de aluminio		m ³
5	Columnas de hierro		m ³
6	Columnas de cobre		m ³
7	Columnas de zinc		m ³
8	Columnas de plomo		m ³
9	Columnas de plata		m ³
10	Columnas de oro		m ³

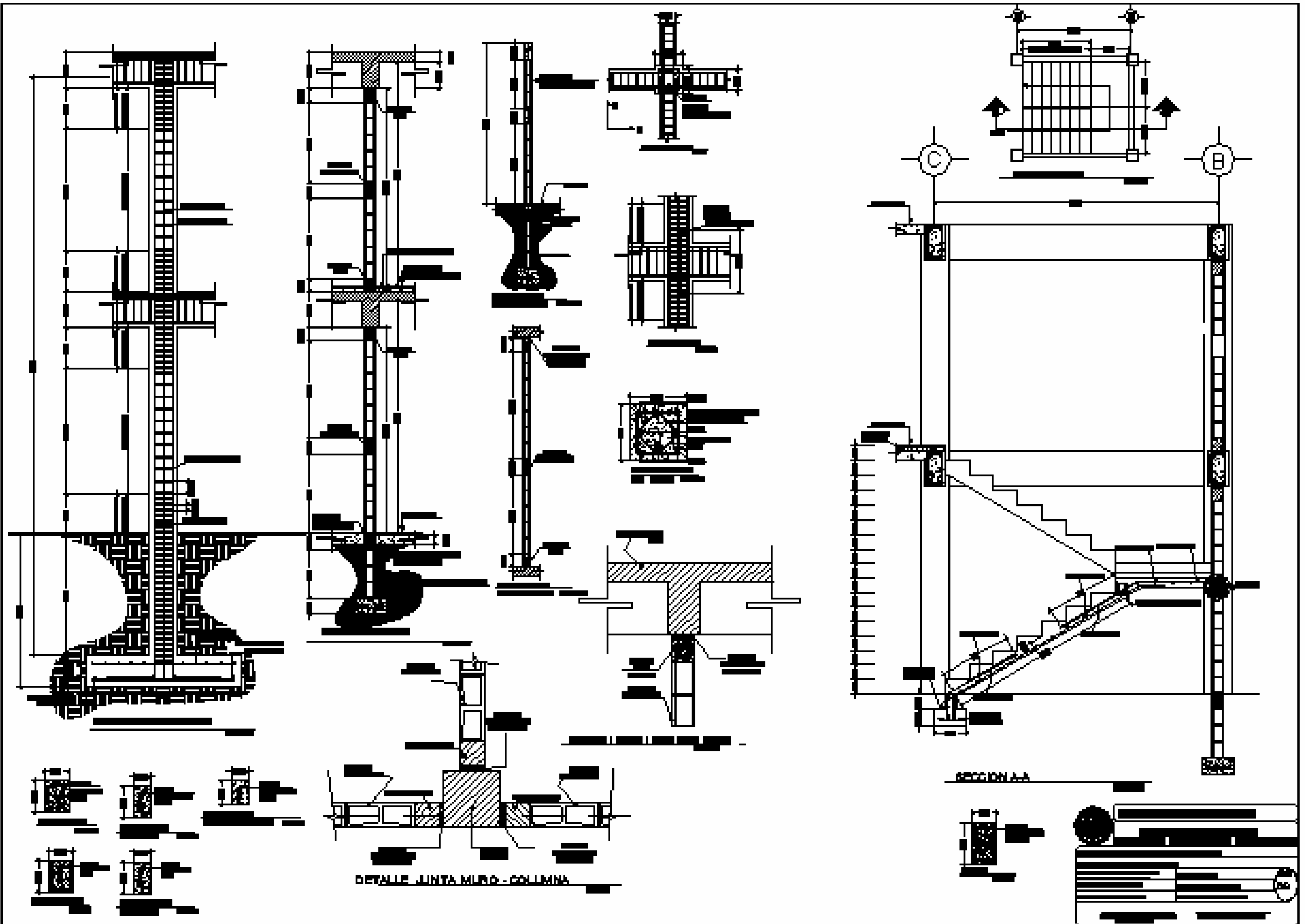
Item	Description	Quantity	Unit
11	Columnas de titanio		m ³
12	Columnas de niobio		m ³
13	Columnas de tantalio		m ³
14	Columnas de molibdeno		m ³
15	Columnas de cobalto		m ³
16	Columnas de níquel		m ³
17	Columnas de aluminio		m ³
18	Columnas de magnesio		m ³
19	Columnas de zinc		m ³
20	Columnas de hierro		m ³

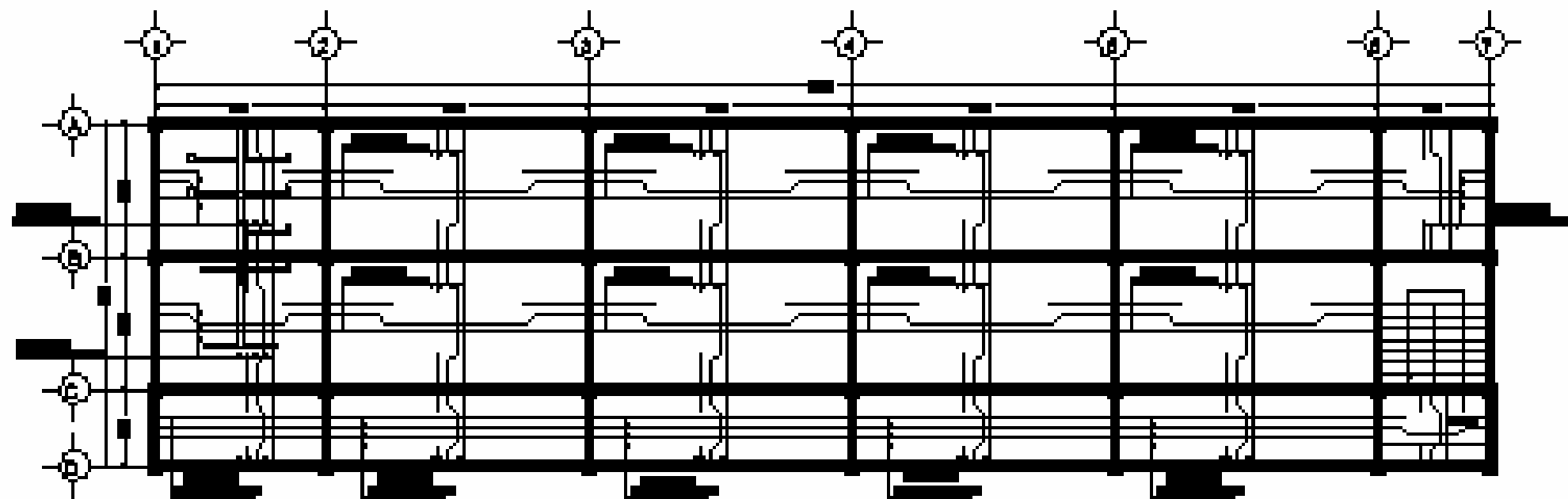


DETALLE ARMADO DE VIGAS EL BENTID LARGO PARA TODAS LAVABOS DE 0.25 X 0.45

ESCALA: 1/20

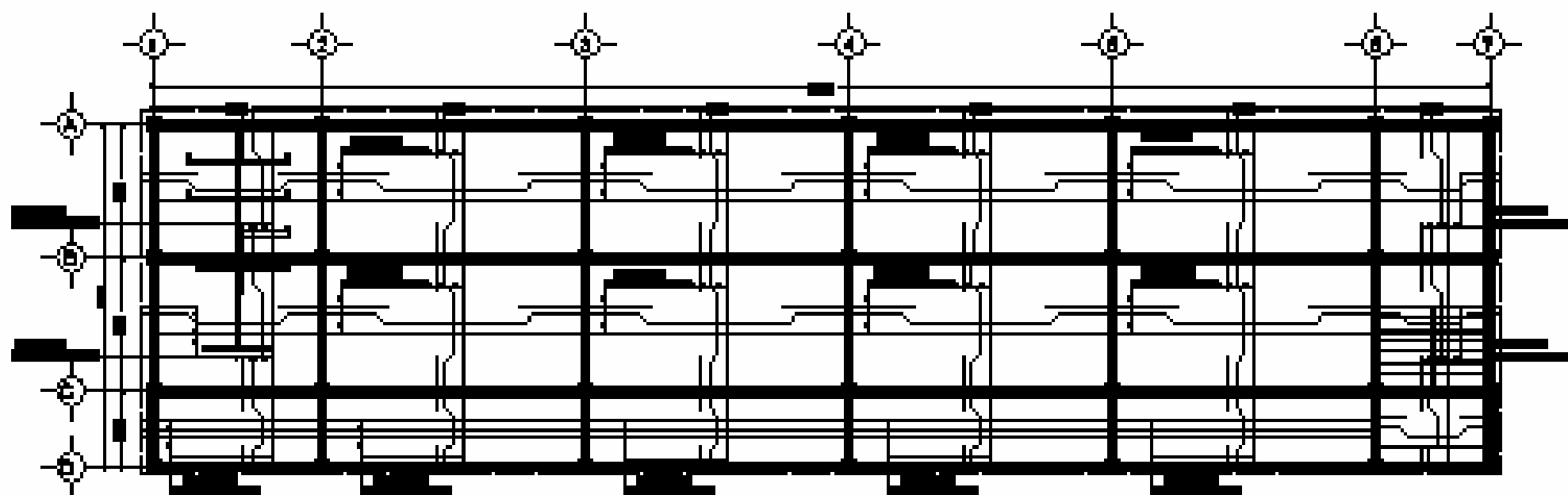






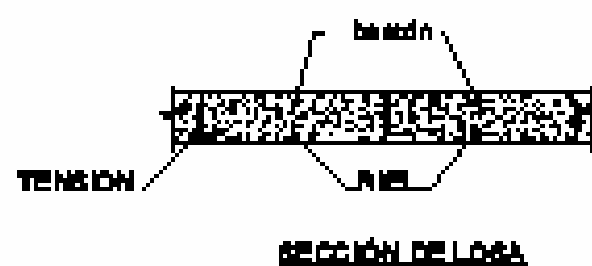
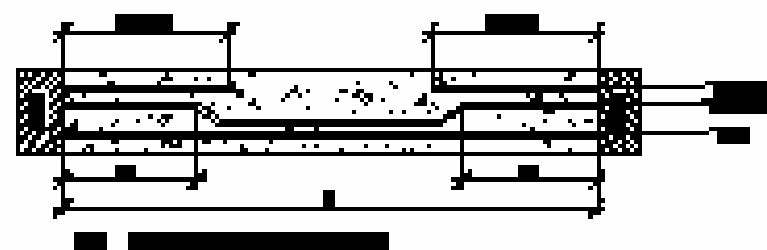
PRIMER NIVEL
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

CASA: 105

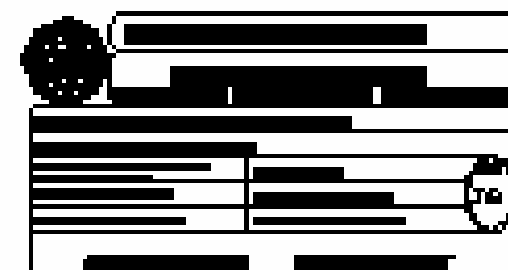


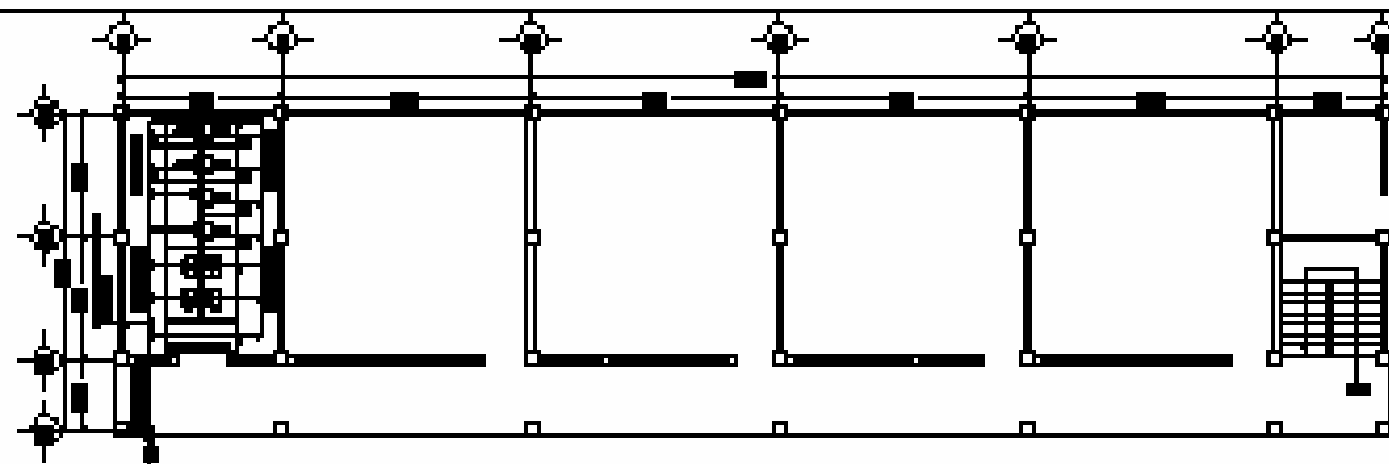
PRIMER NIVEL
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

CASA: 105



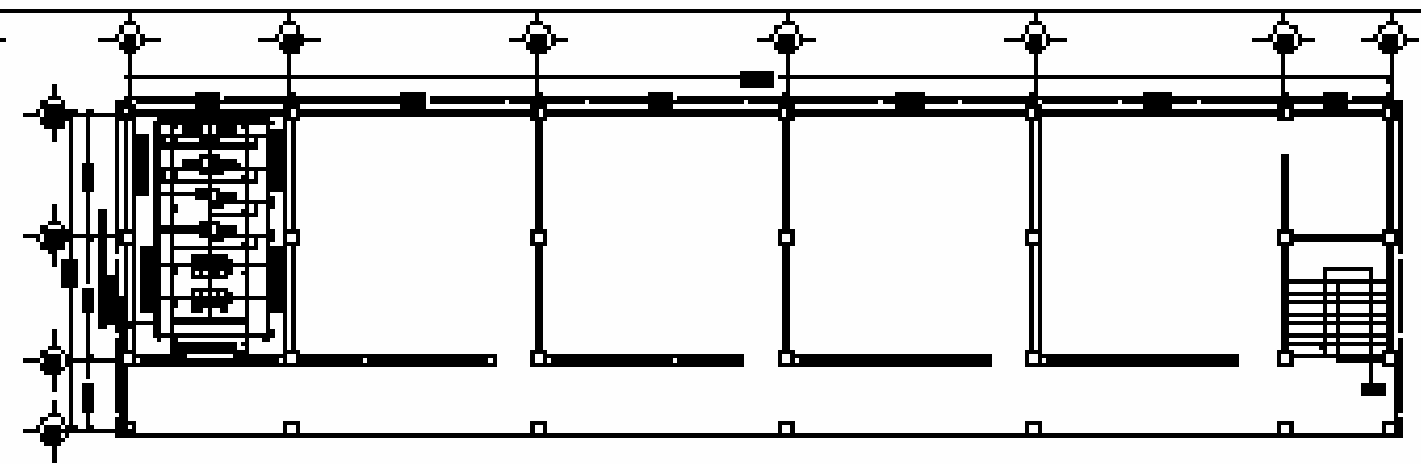
SECCIÓN DE LOSA





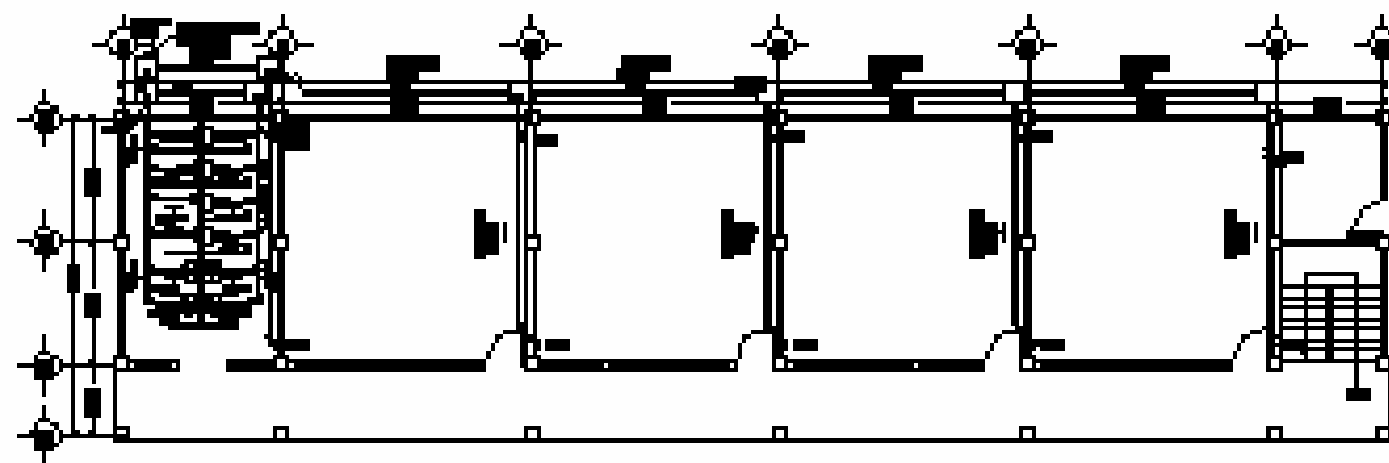
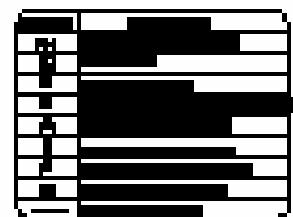
PRIMER NIVEL
PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS

ESCALA: 1/100



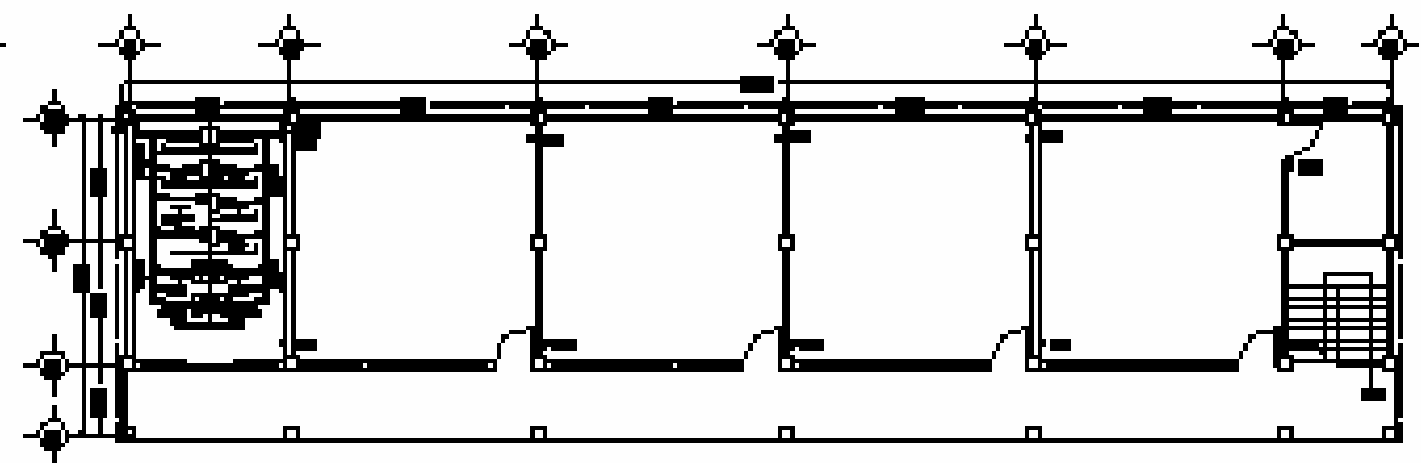
SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE INSTALACIONES HIDRAULICAS

ESCALA: 1/100



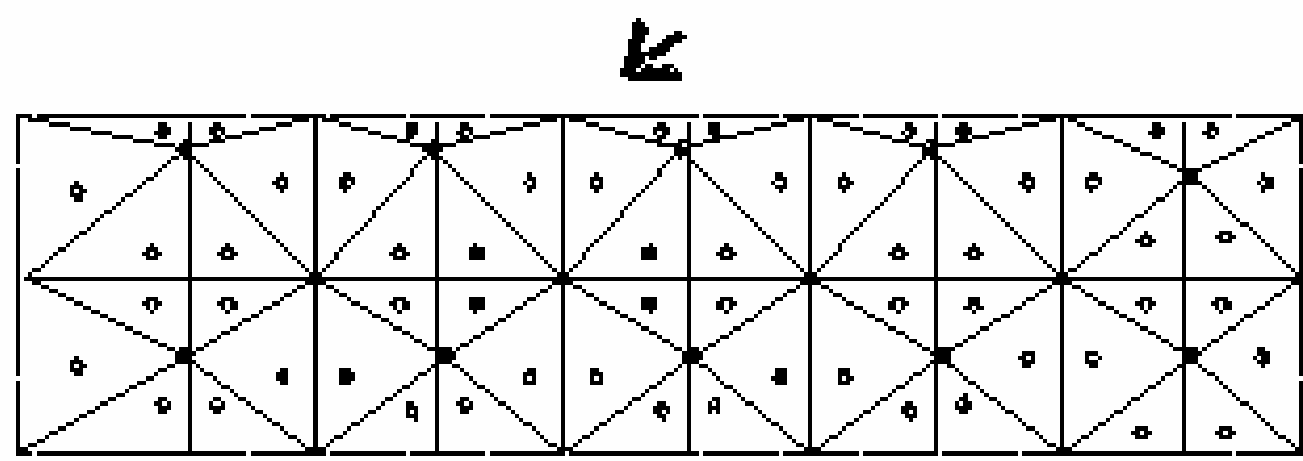
PRIMER NIVEL
PLANTA DE INSTALACIONES SANITARIAS

ESCALA: 1/100

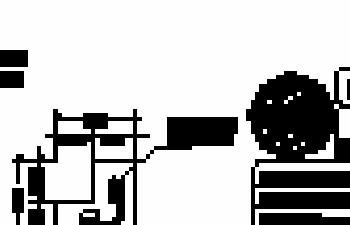
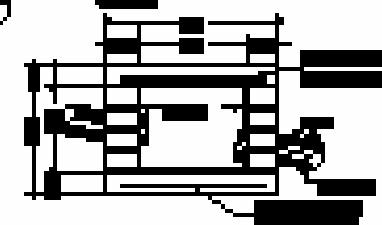
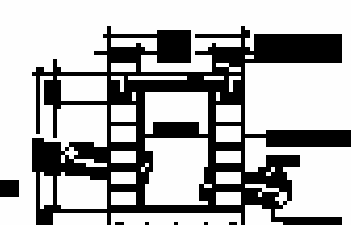
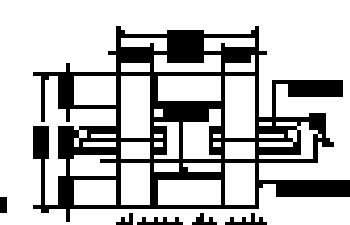
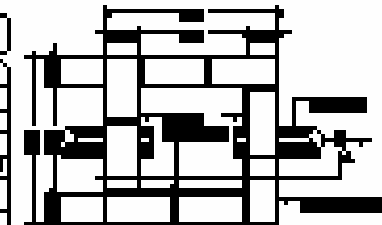
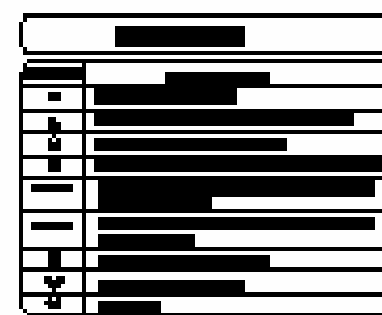


SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE INSTALACIONES SANITARIAS

ESCALA: 1/100



PLANTA DE PANELES



Detalle de reg. lav.

Detalle de reg. lav.

SECCION A

