



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE
CAPACITACIÓN DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA,
QUETZALTENANGO.**

Nelson Estuardo Ochoa Franco
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL
CENTRO DE CAPACITACIÓN DE LA MUJER, COLOMBA COSTA
CUCA, QUETZALTENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympos 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. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympos Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Jeovany Rudamán Miranda Castañón
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de julio de 2007.

Nelson Estuardo Ochoa Franco

AGRADECIMIENTOS A:

Dios, ser supremo que me dio la vida, me guió y me fortaleció, me brindó su compañía y bendiciones para obtener este triunfo.

Universidad de San Carlos de Guatemala y en especial a la Facultad de Ingeniería, por darme el conocimiento en estos años.

Ing. Juan Merck Cos, por su valiosa ayuda en el desarrollo de este trabajo de graduación.

La mancomunidad MANDIMU y a los compañeros de E.P.S., por compartir grandes momentos.

ACTO QUE DEDICO A

Mis padres	Francisco Ochoa Hernández Irma Yolanda Franco Ortiz, por su gran esfuerzo para darme la oportunidad de estudiar y obtener este título.
Mi hermano	Héctor, por ayudarme incondicionalmente en este camino.
Mis hermanos	José Francisco (D.E.P), Susana, Claudia, Gladys, Carlos, Antonio, por su cariño y apoyo que me han dado.
Mis sobrinos, cuñados y toda mi familia	Por darme su calor humano y afecto, por ser tan especiales.
Mis amigos	Que hemos convivido en las buenas y en malas.
Al pueblo de Guatemala	Por darme la oportunidad de poder estudiar en esta gloriosa Universidad.

ÍNDICE GENERAL

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

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Diagnóstico participativo con los Comités Comunitarios de Desarrollo (COCODES) de las comunidades que componen la mancomunidad MANDIMU.	1
1.1.1. Introducción	1
1.1.2. Objetivos, generales y específicos	2
1.1.3. Metodología a utilizar	3
1.1.4. Técnicas o criterios	4
1.1.5. Instrumentos a utilizar	5
1.1.6. Recursos	5
1.1.7. Evaluación	6
1.1.8. Limitantes existentes	7
1.1.9. Croquis	8
1.2. Presentación de las necesidades priorizadas encontradas en el diagnóstico participativo.	9

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de edificio para el centro de capacitación de la mujer	
--	--

2.1.1. Descripción del proyecto	11
2.1.2. Descripción del área disponible	11
2.1.3. Evaluación de la calidad de suelos	12
2.1.3.1. Determinación del valor soporte	12
2.1.4. Normas para el diseño de edificios para oficinas públicas	14
2.1.4.1 Criterios generales	14
2.1.4.2 Criterios de conjunto	15
2.1.4.3 Criterios de iluminación	15
2.1.4.4 Instalaciones	17
2.1.4.5 Otros criterios	17
2.1.5. Diseño arquitectónico	18
2.1.5.1 Ubicación del edificio dentro del terreno	18
2.1.5.2 Distribución de ambientes	18
2.1.5.3 Alturas del edificio	19
2.1.6. Selección del tipo de estructura	19
2.1.7. Diseño estructural	19
2.1.7.1 Predimensionamiento de elementos estructurales	19
2.1.7.2 Cargas de diseño	23
2.1.7.2.1 Cargas verticales en marcos dúctiles	23
2.1.7.2.2 Cargas horizontales en marcos dúctiles	30
2.1.7.2.3 Fuerzas sísmicas	30
2.1.7.3 Modelos matemáticos de marcos dúctiles	39
2.1.7.4 Análisis de marcos dúctiles por medio del programa ETABS.	39
2.1.7.5 Momentos últimos por envolvente de momentos	46
2.1.7.6 Diagrama de corte y momento	49

2.1.7.7 Diseño de losas	52
2.1.7.8 Diseño de vigas	63
2.1.7.9 Diseño de columnas	67
2.1.7.10 Diseño de cimientos	80
2.1.8. Instalaciones	86
2.1.8.1 Agua potable	86
2.1.8.2 Drenajes	86
2.1.8.3 Electricidad	87
2.1.9. Planos de construcción	87
2.1.10. Presupuesto	87
2.1.10.1 Materiales	87
2.1.10.2 Mano de obra	88
2.1.10.3 Costo total del proyecto	88
2.1.11. Cronograma de ejecución	90
CONCLUSIONES	91
RECOMENDACIONES	93
BIBLIOGRAFÍA	95
ANEXOS	97
APÉNDICE	101

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Ubicación y localización de la mancomunidad MANDIMU	8
2	Área tributaria columna crítica	21
3	Carga muerta y carga viva – marco 2	29
4	Carga muerta y carga viva – marco C	29
5	Planta típica – distribución de marcos	36
6	Carga por sismo – marco 2	38
7	Carga por sismo – marco C	38
8	Momentos por carga muerta vigas – marco 2	40
9	Momentos por carga muerta columnas – marco 2	40
10	Momentos por carga viva vigas – marco 2	41
11	Momentos por carga viva columnas – marco 2	41
12	Momentos por carga de sismo vigas – marco 2	42
13	Momentos por carga de sismo columnas – marco 2	42
14	Momentos por carga muerta vigas – marco C	43
15	Momentos por carga muerta columnas – marco C	43
16	Momentos por carga viva vigas – marco C	44
17	Momentos por carga viva columnas – marco C	44
18	Momentos por carga de sismo vigas – marco C	45
19	Momentos por carga de sismo columnas – marco C	45
20	Envolvente de momento en vigas – marco 2	47
21	Envolvente de momento en vigas – marco C	47
22	Envolvente de momentos en columnas – marco 2	48
23	Envolvente de momentos en columnas – marco C	48
24	Envolvente de corte en vigas – marco 2	50

25	Envolvente de corte en vigas – marco C	50
26	Envolvente de corte en columnas – marco 2	51
27	Envolvente de corte en columnas – marco C	51
28	Planta de losas del primer nivel	52
29	Diagrama de momentos balanceados en losas	59
30	Secciones de vigas	66
31	Sección longitudinal de viga	67
32	Detalle de columna, nivel 1	78
33	Detalle de columna, nivel 2	79
34	Corte simple en zapata	82
35	Corte punzonante en zapata	83
36	Detalle de zapata	86
37	Mapa de zonificación sísmica en Guatemala	97
38	Valor de K_x y K_y	99
39	Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial	101

TABLAS

I	Municipios integrantes de la mancomunidad	1
II	Tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318	20
III	Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	24
IV	Peso total de la estructura por nivel	33
V	Armado para momentos en cada losa 1, 4, 9, 12	61
VI	Armado para momentos en cada losa 2, 3, 10	61
VII	Armado para momentos en cada losa 6, 7	62
VIII	Armado para momentos en cada losa 5,8	62
IX	Cálculo del área de acero para viga tipo 9	64
X	Armado de viga tipo 9	65
XI	Cálculo de columnas nivel 1 y 2	77
XII	Presupuesto general por precios unitarios	88
XIII	Cronograma de actividades	90
XIV	Método SEAOC, factor Z para sismos	97

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
At	Área tributaria
Av	Área de la varilla
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
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
Wm	Carga muerta 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 está conformado por las siguientes fases: fase de investigación y fase de servicio técnico profesional.

En la fase investigación, se realizó un diagnóstico participativo sobre las necesidades de servicios básicos, infraestructura, comunicación social y producción agrícola, de las comunidades que integran la mancomunidad MANDIMU, Colomba Costa Cuca, Flores Costa Cuca, Génova Costa Cuca y Coatepeque, Quetzaltenango.

En la fase de servicio técnico profesional se desarrolló el diseño de una edificación de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer, utilizando un sistema estructural a base de marcos espaciales dúctiles unidos con nudos rígidos, losa tradicional y muros tabiques de mampostería de block pómez.

El área de terreno destinado es de 625.00m² para el edificio. En el primer nivel están distribuidos los siguientes ambientes: recepción, área de repostería, área de cocina, bodega, salón de usos múltiples, servicios sanitarios. En el segundo nivel: oficinas administrativas, sala de espera, dormitorios, corte y confección, salón de belleza y servicios sanitarios. Además, para el acceso a los dos niveles contará con un módulo de gradas.

OBJETIVOS

General

Desarrollar el diseño de la edificación de dos niveles, para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango.

Específicos

- 1 Realizar un diagnóstico participativo sobre necesidades de servicios básicos, infraestructura, comunicación social y producción agrícola, de las comunidades de los municipios que conforman la Mancomunidad de Desarrollo Integral de Municipios “MANDIMU”, realizado en equipo como parte del programa EPSUM (Ejercicio Profesional Supervisado Multidisciplinario) y Municipios Democráticos (MD).
- 2 Capacitar al personal de la unidad técnica de la mancomunidad sobre aspectos de mantenimiento del edificio y lectura de planos.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Colomba Costa Cuca está localizado a 222 km de la ciudad capital, por la carretera CA-2, rumbo a la frontera con México.

Este municipio presenta muchas necesidades que afectan su desarrollo, entre los problemas encontrados están: infraestructura, educación, salud, seguridad, ornato, entre los más importantes. Colomba es uno de los 4 municipios que integran la Mancomunidad de Desarrollo Integral de Municipios MANDIMU, que tienen como fin el desarrollo de estos municipios.

Como proyecto del Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S., se realizó el diseño de la edificación de dos niveles, para centro de capacitación de la mujer, en el municipio de Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango, ya que no cuentan con instalaciones adecuadas.

Por lo que el presente trabajo graduación, contiene el desarrollo del proyecto en cuestión, abarcando desde la arquitectura y distribución de ambientes, hasta el diseño de miembros estructurales y de instalaciones hidráulicas y eléctricas. Dando como resultado los planos, presupuesto y cronograma de actividades.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Diagnóstico participativo con los Comités Comunitarios de Desarrollo (COCODES) que integran la mancomunidad MANDIMU.

Descripción de la región MANDIMU

La Mancomunidad de Desarrollo Integral de Municipios MANDIMU es una asociación de cuatro municipios con personalidad jurídica, constituida de conformidad con la ley, para la formulación común de políticas públicas municipales, planes, programas y proyectos, ejecución de obras y la prestación eficiente de servicios de su competencia. Se rige por sus propios estatutos, y sus órganos directivos están representados por todos los Concejos Municipales de los municipios que la integran.

1.1.1 Introducción

Los cuatro municipios que la integran, están localizados en el departamento de Quetzaltenango, en la región sur-occidente del territorio nacional.

Tabla I Municipios integrantes de la mancomunidad

SUB REGIÓN		
Departamento	Nombre de la mancomunidad	Municipios integrantes
QUETZALTENANGO	MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS -MANDIMU-	1. Colomba Costa Cuca 2. Flores Costa Cuca 3. Génova Costa Cuca 4. Coatepeque

1.1.2 Objetivos

1.1.2.1 Generales

El diagnóstico participativo servirá para conocer los principales problemas y necesidades de las comunidades de los municipios que conforman la mancomunidad, mediante el análisis de la realidad, en cuanto a infraestructura, medio ambiente, etc., así contribuir al desarrollo integral y bienestar de la población.

1.1.2.2 Específicos

- Implementar y equipar la unidad técnica y administrativa de la mancomunidad, para brindar un apoyo adecuado a los municipios que la integran.
- Definir acciones encaminadas a resolver los problemas comunes de las municipalidades que conforman la mancomunidad, especialmente en lo relacionado con el manejo y disposición final de los desechos sólidos.
- Fortalecer a las autoridades y empleados municipales con conocimientos que permitan mejorar la administración municipal en respuesta a las demandas de las comunidades, principalmente de las poblaciones más excluidas como las mujeres, los indígenas, los jóvenes y los campesinos.

- Fortalecer la mancomunidad promoviendo la incorporación de otras municipalidades.

1.1.3 Metodología a utilizar

El proceso metodológico llevado a cabo en la elaboración del diagnóstico participativo en las comunidades de los municipios de Colomba, Flores y Coatepeque fue desarrollado en varias fases, las cuales se describen a continuación:

- Entrevistas a autoridades municipales con el objetivo de recopilar datos generales de los municipios.
- Entrevistas a instituciones locales, como Ministerio de Educación, Ministerio de Salud, para recopilar datos de la población.
- Consultas de folletos de planes estratégicos del municipio de Colomba y Flores.
- Mapa de los municipios integrados de la mancomunidad, para su localización.
- Boleta o guía dirigida a los comunitarios, para realizar el diagnóstico.
- Se realizaron entrevistas grupales con los COCODES de los municipios, para conocer las necesidades enfrentadas como en educación, infraestructura, salud, medio ambiente, agrícola, participación ciudadana.

- Digitalización de los datos.
- Análisis e interpretación de los datos.

1.1.4 Técnicas o criterios

Para poder llevar a cabo el diagnóstico participativo en los municipios se utilizaron las siguientes técnicas o criterios:

Técnicas:

- Fijar el objetivo, el cual consistía en conocer las diferentes necesidades que están enfrentando las comunidades de los municipios.
- Selección de los participantes potenciales, como COCODES, Oficinas Técnicas Municipales y entidades locales.
- Se elaboró una guía de investigación (contenidos del diagnóstico: participación ciudadana, salud, educación, infraestructura, comunicación, ambiental, servicios públicos en general, entre otros).
- Con base a la guía de investigación, se distribuirán responsabilidades y tareas a cada integrante del equipo.
- Revisión bibliográfica: se buscó información en las municipalidades y otras instituciones para tener guía de datos generales del municipio.

1.1.5 Instrumentos:

Como instrumentos, se utilizaron consultas bibliográficas, entrevistas a autoridades municipales, entrevistas a representantes de COCODES, guías de entrevistas, boletas para datos generales de cada COCODES.

1.1.6 Recursos

Recursos humanos:

- Integrantes del equipo de mancomunidad MANDIMU como coordinadores de la actividad.
- Autoridades municipales, oficinas técnicas, Oficina de la Mujer, etc.
- Autoridades institucionales, como ONG'S, cooperativas.
- Representantes de COCODES.

Recursos físicos:

- Salones municipales.
- Sillas.
- Mesas.

Recursos tecnológicos:

- Computadoras.
- Impresoras.
- Fotocopiadora.

Recursos-materiales:

- Hojas, lapiceros, fólderes, fastenes, almohadilla, marcadores, sobres manila.

Recursos financieros:

- Refacción.
- Compra de materiales.

1.1.7 Evaluación

De acuerdo con la opinión de la población y autoridades municipales de Colomba Costa Cuca, se comprobó que existen muchas necesidades de infraestructura tales como:

- Centro de salud, en el caserío Nuevo San Juan.
- Edificio para el centro de capacitación de la mujer, cabecera municipal.
- Cancha polideportiva, en el caserío Piedra Blanca.

Flores Costa Cuca:

- Salón comunal, en la aldea Las Brisas.
- Centro de salud, en el caserío Los Laureles.
- Pavimentación de la carretera que conduce a la aldea Los Paz.

Coatepeque:

- Ampliación de escuela, en el caserío El Pomal.
- Pavimentación de la carretera que conduce a la aldea San Rafael 2.
- Cancha polideportiva, en la aldea La Unión.

En cuanto a necesidades básicas se tienen:

- Introducción de agua potable, en el caserío Nuevo San Juan, Colomba Costa Cuca.
- Introducción de agua potable, en la aldea Las Brisas, Flores Costa Cuca.
- Ampliación del sistema de agua potable, aldea San Rafael, Coatepeque.

Evaluando la situación y los problemas ocasionados, se determinó que las necesidades más urgentes a cubrir son:

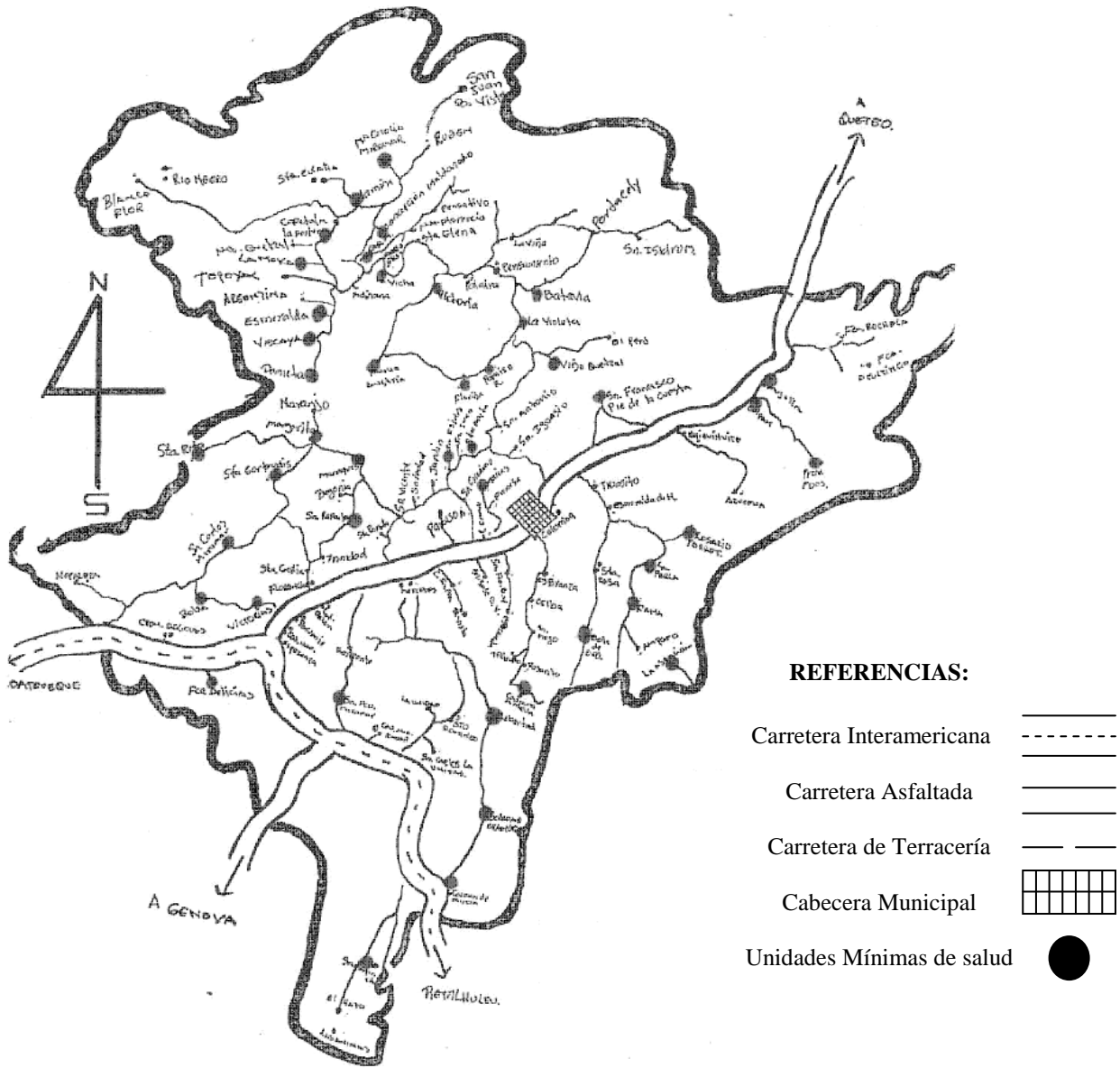
- El diseño del edificio para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca.
- Introducción de agua potable, para el caserío Nuevo San Juan.

1.1.8 Limitantes existentes

Durante el proceso del diagnóstico participativo se encontraron algunas debilidades como: falta de equipo tecnológico, suministros e insumos, apoyo logístico entre otros.

1.1.9 Croquis

Figura 1. Municipio de Colomba, Costa Rica.



1.2 Priorización de las necesidades

Tomando en cuenta las necesidades expuestas por los vecinos del lugar, como de la expuesta por los funcionarios de la administración municipal y de los recursos disponibles, la priorización se hace de la siguiente manera:

- 1 La construcción de un nuevo edificio para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca.
- 2 Ampliación de escuela, en el caserío El Pomal, Coatepeque.
- 3 Introducción de agua potable, para el caserío Nuevo San Juan, Colomba Costa Cuca.
- 4 La construcción de un centro de salud, en el caserío Los Laureles, Flores Costa Cuca.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de edificio de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto a diseñar consiste en un edificio de dos niveles, siendo la distribución de ambientes en el primer nivel: salón de usos múltiples, bodega del salón de usos múltiples, recepción, cocina, repostería, servicios sanitarios, bodega de repostería y cocina. En el segundo nivel: sala de espera, oficinas administrativas, dormitorios, salón de corte y confección, salón de belleza y servicios sanitarios. Además contará con un módulo de gradas.

La estructura del edificio se hará por medio del sistema de marcos espaciales dúctiles, losa tradicional, según el código ACI-318 en edición de 1999 y normas AGIES, los muros de división serán de mampostería de block pómez, las ventanas serán de madera y aluminio, puertas de madera y el piso cerámico.

2.1.2 Descripción del área disponible

Localización del terreno

El terreno donde se construirá el edificio, es en la finca Las Marías, la cual se encuentra a dos kilómetros de la cabecera municipal, sobre la carretera que conduce a Coatepeque.

Topografía del terreno

La forma del terreno es rectangular y plana con un área de 625 m².

2.1.3 Evaluación de la calidad de suelos

2.1.3.1 Determinación del valor soporte

El ensayo que se realizó fue el Triaxial, efectuado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), se hizo sobre una muestra inalterada extraída en el lugar del proyecto a una profundidad de 1.50m.

El método que se aplicó para el cálculo del valor soporte fue el del Dr. Karl Terzagui.

Datos obtenidos del ensayo.

Ver apéndice 1

Tipo de ensayo	No consolidado y no drenado
Descripción del suelo	Arena limosa color café
Dimensión y tipo de la probeta	2.5" x 5.0"
Ángulo de fricción interna	$\phi = 17.23^\circ$
Cohesión	$C_u = 4.9 \text{ ton/m}^2$

Datos para hallar el valor soporte

Base	1.00	m
Peso específico γ_s	1.53	ton/m ³
Ángulo de fricción interna θ	17.23	grados
C_u	4.9	ton/m ²

Desplante 1.5 m
 Factor de seguridad F.S. 3

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180} = \frac{17.23 * \pi}{180} = 0.30$$

Factor de flujo de carga = Nq

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \varphi_{rad}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.30\right) \tan 0.30}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{0.30}{2}\right)}$$

$$Nq = 5.58$$

Factor de flujo de carga última

$$Nc = \cot \varphi * (Nq - 1) = \cot 0.30 * (5.58 - 1)$$

$$Nc = 14.77$$

Factor de flujo de γ

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi$$

$$N\gamma = 2 * (5.58 + 1) * \tan 0.30$$

$$N\gamma = 4.08$$

Capacidad portante última

$$q_0 = 0.4 * \gamma_s * B * N\gamma + 1.3 * C * Nc + \gamma_s * D * Nq$$

$$q_o = 0.4*1.53*1*4.08 + 1.3*4.9*14.77 + 1.53*1.5*5.58$$

$$q_o = 109.41$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * Dq$$

$$q_{on} = 109.41 - 1.53*1.5$$

$$q_{on} = 107.12$$

$$V_s = q_{on} / F.S. = 35.71 T/m^2$$

Por lo tanto, se diseñará utilizando un valor soporte de 35 ton/m²

2.1.4 Normas para el diseño de edificios para oficinas públicas

Primordialmente se aplicaran los criterios de arquitectura e ingeniería, para la distribución de ambientes y su geometría, combinada con las normas contenidas en los códigos ACI, AGIES y SEAOC.

2.1.4.1 Criterios generales

Se tomaran en cuenta las necesidades actuales y futuras que requiere la estructura, ubicación dentro del terreno, iluminación, orientación, relación de ambientes, forma de la estructura, altura del edificio, acabados, etc.

2.1.4.2 Criterios de conjunto

Conjunto arquitectónico

La fachada se diseñó tomando en cuenta las construcciones del entorno, integrando la arquitectura del lugar. La distribución de ambientes se tomó como criterio que en el primer nivel funcione la oficina de atención al público y en el segundo nivel las oficinas administrativas.

Orientación del edificio

La orientación se tomó de Norte a Sur, para optimizar la luz solar.

2.1.4.3 Criterios de iluminación

Generalidades de iluminación en el edificio

La iluminación debe de ser abundante y uniforme, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios.

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

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

- Iluminación natural unilateral: este caso se da cuando sólo un lado del ambiente tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25 a 30% del área total de piso; el techo y el muro opuesto a la ventana deben ser claros; el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2.5 veces la altura del muro de ventana.
- Iluminación natural bilateral: este caso se da cuando existen ventanas en las paredes laterales al ambiente; las ventanas deben tener un área de iluminación entre 25 y 30%.
- Iluminación natural cenital: en este caso, la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del ambiente, para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15 al 20% del área total de piso.
- Iluminación artificial: este caso se acepta únicamente cuando sea muy justificado; debe ser difuso, para evitar molestias en la vista; también debe ser lo más parecido a la iluminación natural.

La iluminación del edificio es natural y artificial para esto se utilizó ventanas y lámparas.

2.1.4.4 Instalaciones

Las instalaciones son un factor importante para el correcto y eficiente funcionamiento del centro de capacitación, regularmente se colocan dentro de éste, las instalaciones hidráulica, drenaje y eléctrica.

2.1.4.5 Otros criterios

Ventilación

La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de las actividades administrativas.

Criterios de color

Los colores claros hacen que el ambiente parezca más espacioso y cómodo, además que influye en el estado de ánimo del usuario.

Confort acústico

Es importante que en un edificio de oficinas exista confort acústico, ya que éste influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración en las actividades administrativas. Para el confort acústico es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

2.1.5 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en distribuir de forma adecuada y armónica los ambientes.

Para lograrlo, se debe diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan dentro del área disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan; se debe tomar cuenta el número de personas que utilizará cada ambiente, la ubicación y localización del terreno y los recursos financieros.

En el diseño arquitectónico se tomó en cuenta los ambientes necesarios para el centro de capacitación, para este caso el edificio necesita un salón de usos múltiples con su respectiva bodega, área de cocina con su respectiva bodega, área de repostería, área de recepción, área de corte y confección, salón de belleza, 4 dormitorios, sala de espera, servicios sanitarios para damas y caballeros, además contará con un módulo de gradas.

2.1.5.1 Ubicación del edificio dentro del terreno

La ubicación de la construcción dentro del terreno será por la parte frontal, ya que se ubica sobre la calle principal, el área con la que se cuenta es de 625m^2 , la edificación ocupará un área de 484m^2 .

2.1.5.2 Distribución de ambientes

El tamaño de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hizo de forma que queden ubicados conforme su función y la relación existente entre ellos, en el primer nivel se destinó para atención al público y en el segundo nivel oficinas administrativas.

2.1.5.3 Alturas del edificio

El edificio es de dos niveles, cada nivel tendrá tres metros de piso a cielo, la altura total será de seis metros.

2.1.6 Selección del tipo de estructura

La selección del tipo de estructura depende de ciertos factores como son: economía, materiales disponibles, área de terreno, dimensiones de cada ambiente, forma, mano de obra disponible.

Con base a estos aspectos, se optó por utilizar un sistema de marcos espaciales dúctiles, losa tradicional de concreto reforzado y muros (tipo tabique) de mampostería reforzada de block pómez.

2.1.7 Diseño estructural

2.1.7.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

Predimensionamiento de viga

El predimensionamiento de la viga se puede realizar con los siguientes criterios, por cada metro lineal libre de luz, ocho centímetros de peralte y la base equivale a $\frac{1}{2}$ del peralte.

El método ACI 318 en el capítulo 9 tabla 9.5(a). Ver tabla II, da diferentes situaciones para predimensionamiento, en este caso se tomó cuando una viga es continua en ambos extremos.

Se optó por un promedio de los dos métodos, para determinar el peralte.

Tabla II tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318-99

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	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.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Longitud de viga = 5.0 m

$$h_{viga} = 8\% * \text{Longitud de viga}$$

$$h_{viga} = 0.08 * 5.0m = .40m$$

$$h_{promedio} = \frac{0.40 + 0.24}{2} = 0.32m \approx 0.35m$$

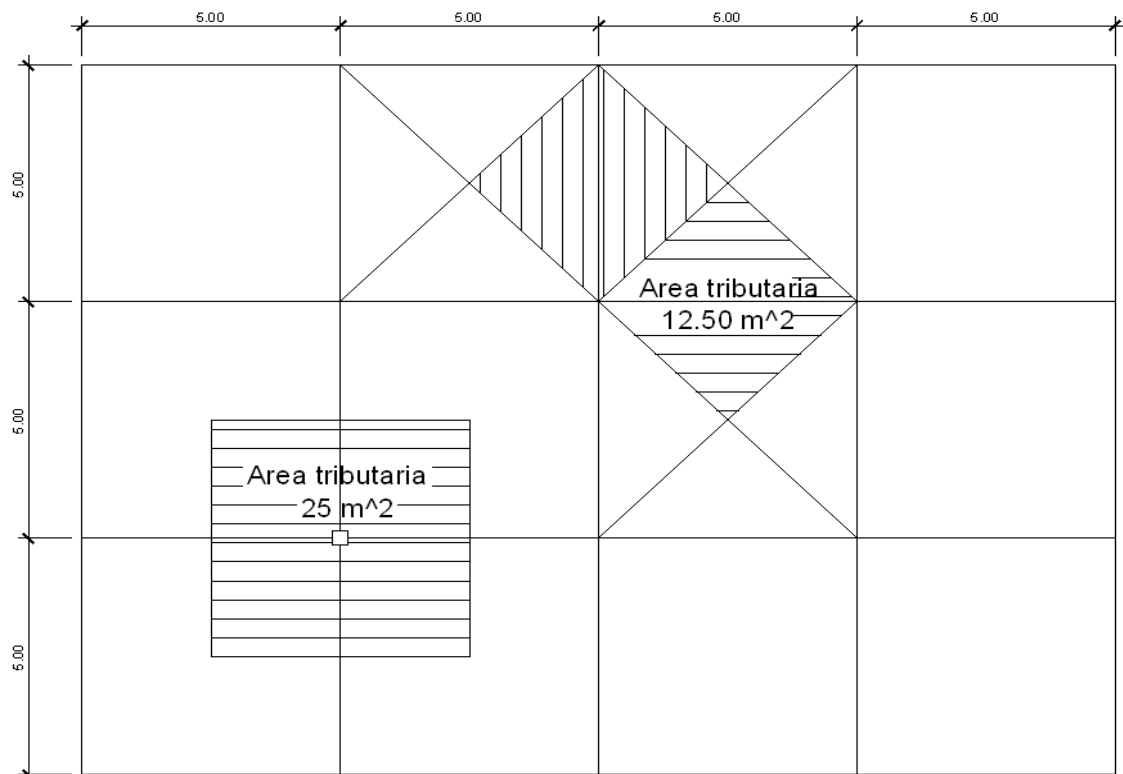
$$h_{viga} = \frac{L}{21} = \frac{5.0}{21} = 0.24m$$

Se propone una sección de viga de 25cm x 35cm.

Predimensionamiento de columna:

Como lo considera el código ACI-318 99, en su capítulo 10. Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual se obtiene el área gruesa de la columna.

Figura 2 Área tributaria columna crítica



Datos

Área Tributaria = 25.00 m²

Peso específico del concreto = 2400 kg/m³

Conociendo estos datos se obtiene la carga puntual

$$P = \text{PesoEsp.} * A_t = 2400 \text{Kg} / \text{m}^3 * 25.00 \text{m}^2 = 60,000.00 \text{Kg}$$

Este se multiplica por dos niveles

$$P = 60,000.00 \text{Kg} * 2 = 120,000.00 \text{Kg}$$

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

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

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

$$Ag = \left[\frac{120,000.00}{0.80[0.85 * 281 * (1 - 0.01) + 2810 * 0.01]} \right] \quad \text{Donde } \rho = \text{cuantía de acero} = 1\%$$

$$Ag = 566.98 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de 30cm x 30cm = 900cm² > 566.98 cm²

Predimensionamiento de losa

Se utilizó el criterio del perímetro de la losa dividido 180. Para predimensionar, se utilizó la losa de mayor dimensión.

Donde t = espesor de losa

$$t = \frac{(5 * 2 + 5 * 2)}{180} = 0.11 \approx 0.12 \text{ m}$$

Se propone losa tradicional con espesor de 12 cm.

Predimensionamiento de zapatas

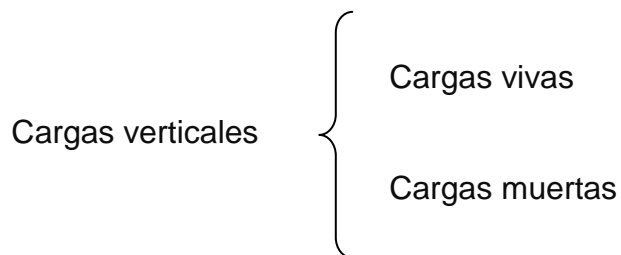
Los cimientos se diseñaran como zapatas aisladas.

Ver predimensionamiento de zapatas en la sección 2.1.7.10 diseño de cimientos.

2.1.7.2 Cargas de diseño

Son todas las cargas que actúan sobre la estructura.

2.1.7.2.1 Cargas verticales en marcos dúctiles



Cargas vivas:

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

En tabla III, se muestran los valores de carga viva para diferentes clasificaciones de ocupación, como lo especifica la norma AGIES y otros códigos. Estas cargas se deben a seres humanos, equipo y almacenamiento en general.

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

Continúa

Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	400
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	
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 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 sus densidades y tamaños, ayudado por tablas de códigos para algunos materiales.

Integración de cargas para el marco 2

Cargas vivas utilizadas (CV)

En techos = 100 kg/m^2

En pasillos y gradas de acceso = 400 kg/m^2

En oficinas = 250 kg/m^2

Carga viva (CV), según especificaciones de AGIES NR-2:2000 cuadro 8.1

Cargas muertas (CM)

Concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Muros = 100 Kg/m^2

Acabados = 100 Kg/m^2

Nivel 2

Sentido X

$$CM = W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{acabados}}$$

= (área tributaria * peso específico del concreto * espesor de losa) + (sección de viga * longitud de viga * peso específico del concreto)

$$CM = (12.5\text{m}^2 * 0.12\text{m} * 2400\text{kg/m}^3) + (0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 5.00\text{m} * 2400\text{kg/m}^3) + (12.5\text{m}^2 * 100\text{kg/m}^2) = 5900.00\text{kg}$$

$$CM_{\text{distribuida}} = \frac{5900\text{kg}}{5.0\text{m}} = 1180.0\text{kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CV_{\text{techo}} = 12.5\text{m}^2 * 100\text{kg/m}^2 = 1250.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{1250.0kg}{5.0m} = 250.0kg/m$$

Sentido Y

$$CM = (12.5m^2 * 0.12m * 2400kg/m^3) + (0.25m * 0.35m * 5.00m * 2400kg/m^3) \\ + (12.5m^2 * 100kg/m^3) = 5900kg$$

$$CM_{\text{distribuida}} = \frac{5900kg}{5.00m} = 1180.0kg/m$$

$$CV = 12.5m^2 * 100kg/m^2 = 1250.00 kg$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{1250.0kg}{5.00m} = 250.0kg/m$$

Nivel 1

Sentido X

$$CM = W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}} \\ = (\text{área tributaria} * \text{peso específico del concreto} * \text{espesor de losa}) + \\ (\text{sección de viga} * \text{longitud de viga} * \text{peso específico del concreto}) + (\text{área} \\ \text{de muro} * \text{peso de muro})$$

$$CM = (12.5m^2 * 0.12m * 2400kg/m^3) + (0.25m * 0.35m * 5.00m * 2400kg/m^3) \\ + (5.00m * 5.00m * 100kg/m^3) + (12.5m^2 * 100kg/m^3) = 8400.00 kg$$

$$CM_{\text{distribuida}} = \frac{8400kg}{5.0m} = 1680.0kg/m$$

$$CV = \text{área tributaria} * CV_{\text{intermedia}} = 12.5m^2 * 250kg/m^2 = 3125 kg$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{3125.0kg}{5.0m} = 625.0kg/m$$

$$CV = \text{área tributaria} * CV_{\text{intermedia}} = 12.5m^2 * 400kg/m^2 = 5000 kg$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{5000kg}{5.0m} = 1000.0kg/m$$

Sentido Y

$$\begin{aligned} CM &= (12.5\text{m}^2 * 0.12\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3) + (0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 5.0\text{m} * 2400\text{kg/m}^3) \\ &\quad + (5.00\text{m} * 5.00\text{m} * 100\text{kg/m}^2) + (12.5\text{m}^2 * 100\text{kg/m}^3) \\ &= 8400\text{kg} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{distribuida}} = \frac{8400\text{kg}}{5.00\text{m}} = 1680.0\text{kg} / \text{m}$$

$$CV = 12.5\text{m}^2 * 250\text{kg/m}^2 = 3125\text{kg}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{3120\text{kg}}{5.00\text{m}} = 625.0\text{kg} / \text{m}$$

$$CV = 12.5\text{m}^2 * 400\text{kg/m}^2 = 5000\text{kg}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{5000\text{kg}}{5.00\text{m}} = 1000.0\text{kg} / \text{m}$$

Este mismo procedimiento se aplicó a todos los marcos de la estructura para integrar las cargas.

En las figuras 3 y 4 se muestran los modelos que se obtienen de la carga muerta y carga viva

Figura 3 Carga muerta y viva - marco 2

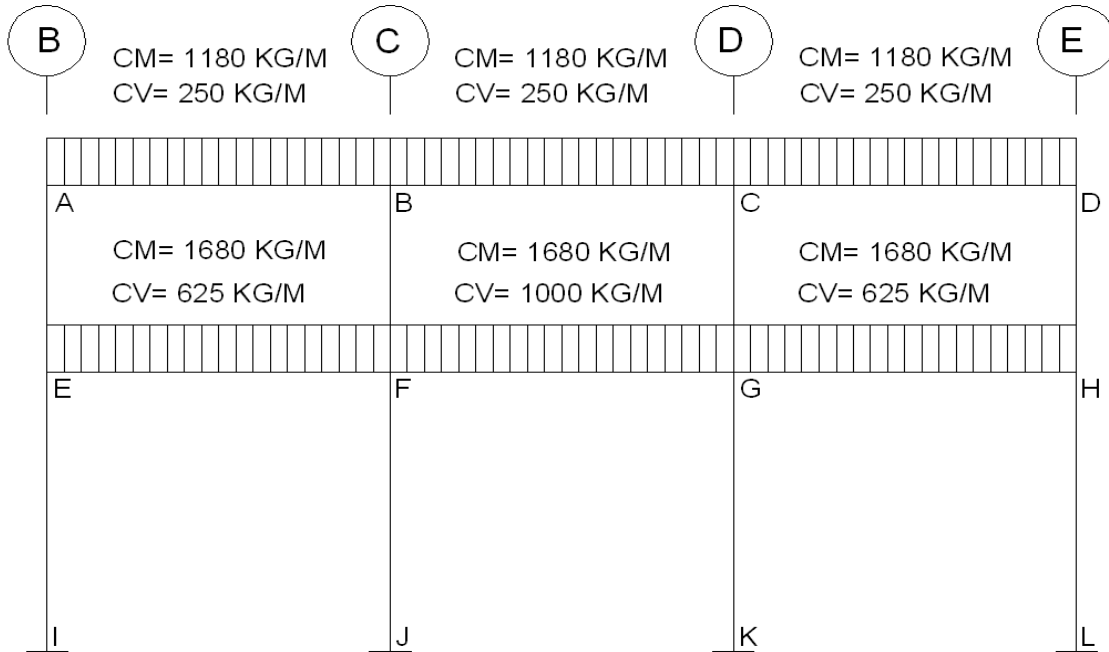
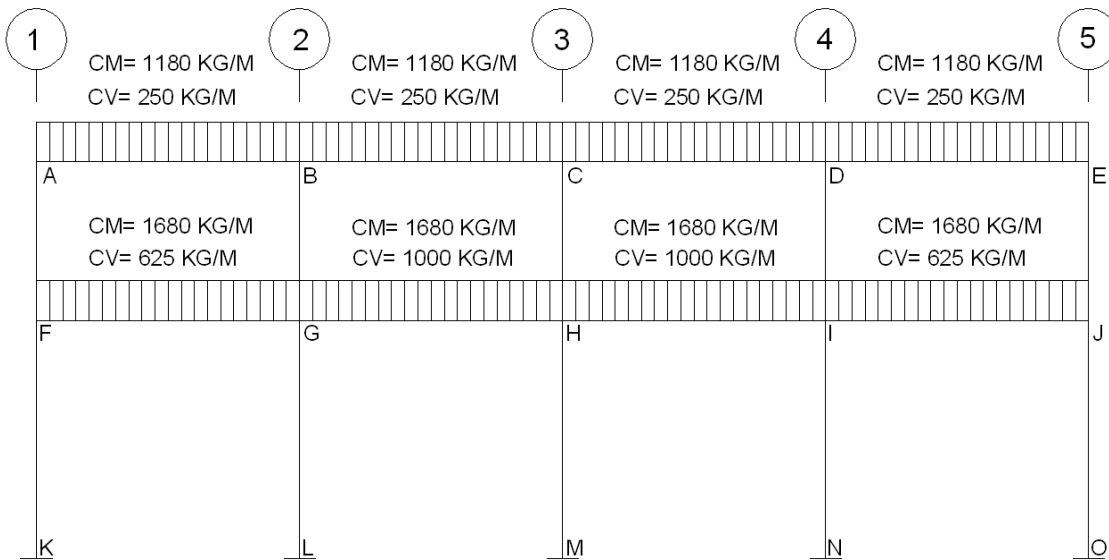


Figura 4 Carga muerta y viva - marco C



2.1.7.2.2 Cargas horizontales en marcos dúctiles

Son las cargas producidas por el viento, impacto o 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.

2.1.7.2.3 Fuerzas sísmicas

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), 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, se aplicó el método SEAOC, el cual se describe a continuación.

$$V = ZIKCSW$$

Donde: $ZIKCSW$ 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 Quetzaltenango se encuentra localizado en la zona 3, que es de alto peligro sísmico (normas estructurales de construcción recomendadas para Guatemala). Ver anexo 1 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. La T es el período

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

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 y, 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 de lo contrario se usará este último.

En sentido X

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \quad T = \frac{0.09 * H}{\sqrt{B}}$$

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.09 * 6.00}{\sqrt{20.00}} = 0.12$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.12}} = 0.18 \text{ por tanto usar } 0.12$$

En sentido Y

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \quad T = \frac{0.09 * H}{\sqrt{B}}$$

$$t = \frac{0.09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.09 * 6.00}{\sqrt{15}} = 0.14$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.14}} = 0.177 \quad \text{por tanto usar } 0.12$$

S = 1.5; 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 $K = 0.67$, valor sugerido por la Uniform Building Code, para marcos dúctiles con nudos rígidos.

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio. Por tal razón, se necesita evaluar el corte basal en las direcciones x e y (longitudinal y transversal respectivamente). Con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

Cálculo del peso de la estructura

$$W = W_{\text{nivel1}} + W_{\text{nivel2}}$$

$$W_{\text{nivel}} = W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{acabados}} + 0.25CV$$

$$W_{\text{losas}} = \text{Área} \cdot t \cdot \gamma_C$$

$$W_{\text{vigas}} = H \cdot B \cdot L_{\text{total}}$$

$$W_{\text{columnas}} = B \cdot B \cdot H \cdot L_{\text{total}} \cdot \gamma_C$$

$$W_{\text{muro}} = C_{\text{muros}} \cdot L_{\text{total}}$$

Tabla IV. Peso total de la estructura por nivel

Wnivel	0.25*CV	Wtotal nivel
kg	kg	kg
211205	20625	231830
204455	7500	211955
	Wtotal	443785

Ahora, sustituyendo en la fórmula de corte basal

$$V_x = 1 * 1.3 * 0.14 * 1.5 * 0.67 * 443785 = 54115 \text{ kg} = 54.11 \text{ ton}$$

$$V_y = 1 * 1.3 * 0.14 * 1.5 * 0.67 * 443785 = 54115 \text{ kg} = 54.11 \text{ ton}$$

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; si no calcular $F_t = 0.07 * T * V$

Donde

T = período fundamental de la estructura

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir 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:

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

Fuerza en la cúspide F_t es igual a 0, en los dos sentidos, ya que T_x y T_y < 0.25

Fuerza por nivel

Sentido Y

$$F_1 = \frac{(54115 - 0)(231830 * 4.2)}{231830 * 4.2 + 211955 * 7.2} = 33037 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = \frac{(54115 - 0)(211955 * 7.2)}{211955 * 7.2 + 231830 * 4.2} = 21079 \text{ Kg.}$$

Como comprobación = F_t+F₁+F₂ = 0+33037+21079 = 54115 kg

Fuerzas por marco

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

En las estructuras con marcos simétricos se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza. Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso (Fi) proporcional a la rigidez de los marcos.

CR = Centro de rigidez

$$CR = \frac{\sum KM * L}{KM}$$

CM = centro de masa

$$CM = \frac{B}{2}$$

e = excentricidad de la estructura.

$$e_y = CM - CR$$

Cálculo de la excentricidad (e)

Marco en sentido Y

$$CR_y = \frac{30}{4} = 7.5mt$$

$$CM_y = \frac{B}{2}$$

$$CM_y = \frac{15}{2} = 7.5mts$$

$$e_y = 7.5 - 7.5$$

$$e_y = 0.0$$

no existe torsión en el sentido Y

Marco en sentido X

$$CR_x = \frac{50}{5} = 10mts$$

$$CM_x = \frac{20}{2} = 10mts$$

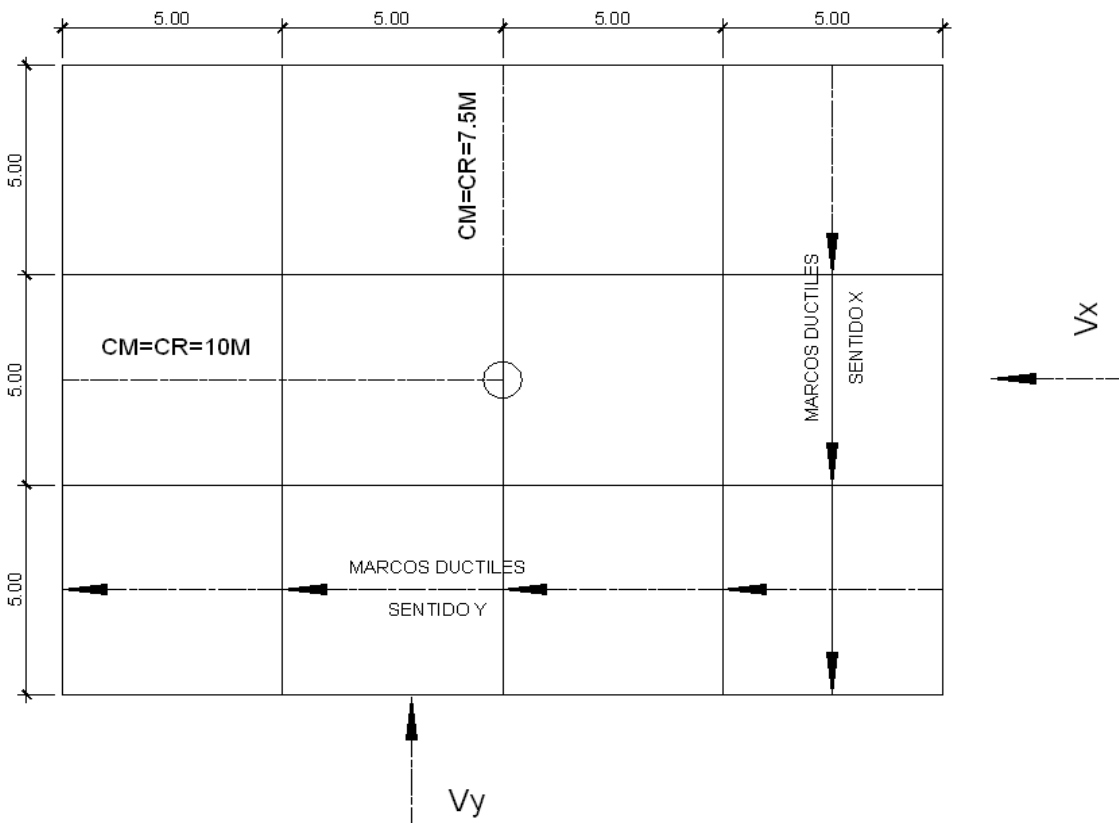
$$e_x = CM - CR$$

$$e_x = 10 - 10$$

$$e_x = 0.0$$

no existe torsión en el sentido X

Figura 5. Planta típica (niveles 1 y 2) - distribución de marcos



En este caso la estructura es simétrica, por lo que las fuerzas por marco se calcularán dividiendo el corte por nivel, dentro del número de marcos que tenga en la dirección que se esté analizando.

Como se conoce que en el sentido X e Y actúan cinco y cuatro marcos respectivamente, se operan de la siguiente manera:

En el sentido X:

$$f1x = 33027 \div 5 = 6605.4\text{Kg.}$$

$$f2x = 21079 \div 5 = 4215.8\text{Kg.}$$

En sentido Y:

$$f1y = 33027 \div 4 = 8256.75\text{Kg.}$$

$$f2y = 21079 \div 4 = 5269.75\text{Kg.}$$

Modelo del marco 2 y marco C, por carga sísmica. Ver figura 6 y 7

Figura 6 Carga por sismo - marco 2

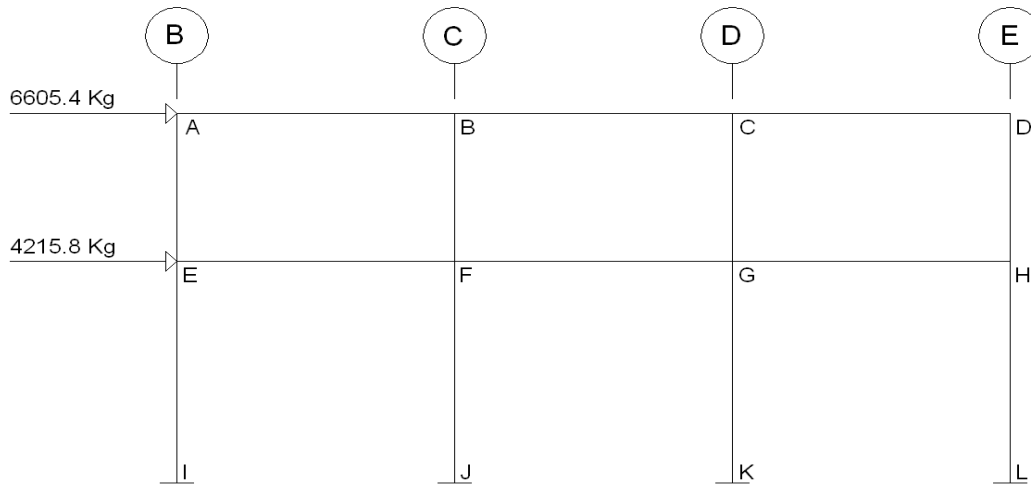
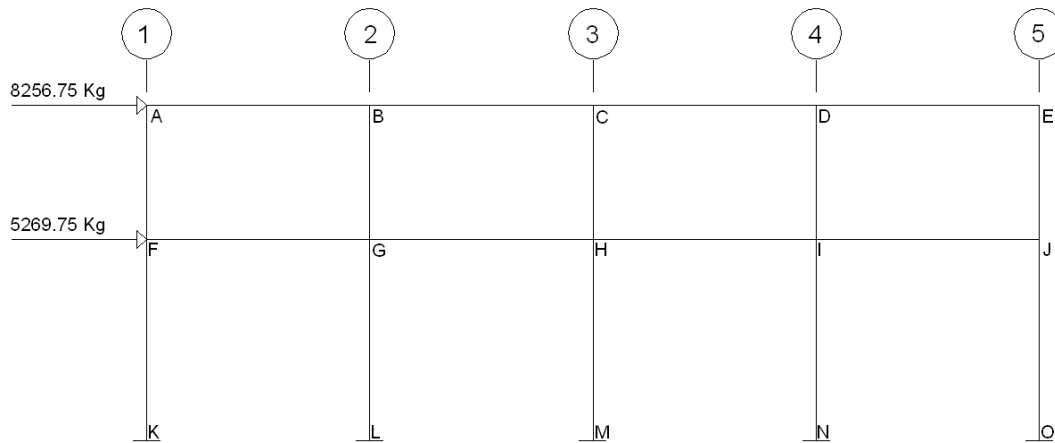


Figura 7 Carga por sismo - marco C



2.1.7.3 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

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

2.1.7.4 Análisis de marcos dúctiles por medio del programa ETABS.

Propuesto el tipo de sección que se usará en el análisis y diseño se procede a la determinación de las cargas que actuarán sobre la estructura; estas producen esfuerzos de corte, flexión, de torsión, etc.

En este caso, se consideran únicamente las cargas verticales producidas por los entrepisos que se suponen uniformemente distribuidas sobre vigas y las fuerzas horizontales de sismo.

El análisis de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos, se realizó por medio del Software ETABS V8, a manera de comprobación, se analizó la estructura por el método de *Kanni*; llegando a la conclusión que los resultados variaron en un margen del 2%, para este caso se tomaron los datos obtenidos por el método de *Kanni*.

El análisis estructural se realizó para las diferentes cargas utilizadas: muerta, viva y sismo. Los siguientes modelos presentan los resultados del análisis para cada tipo de carga. Ver figuras 8 a la 19

Figura 8 Momentos por carga muerta vigas – marco 2

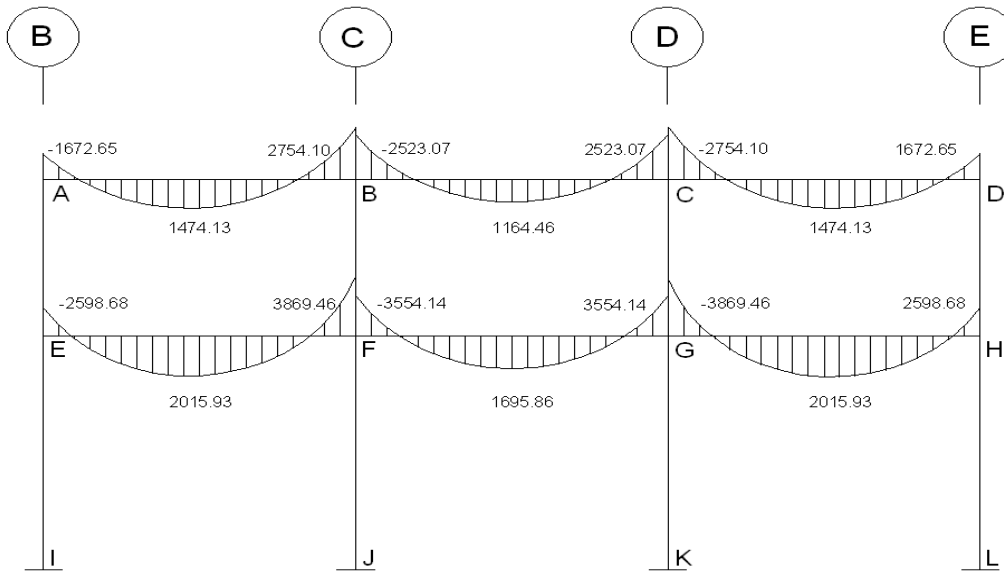


Figura 9 Momentos por carga muerta columnas – marco 2

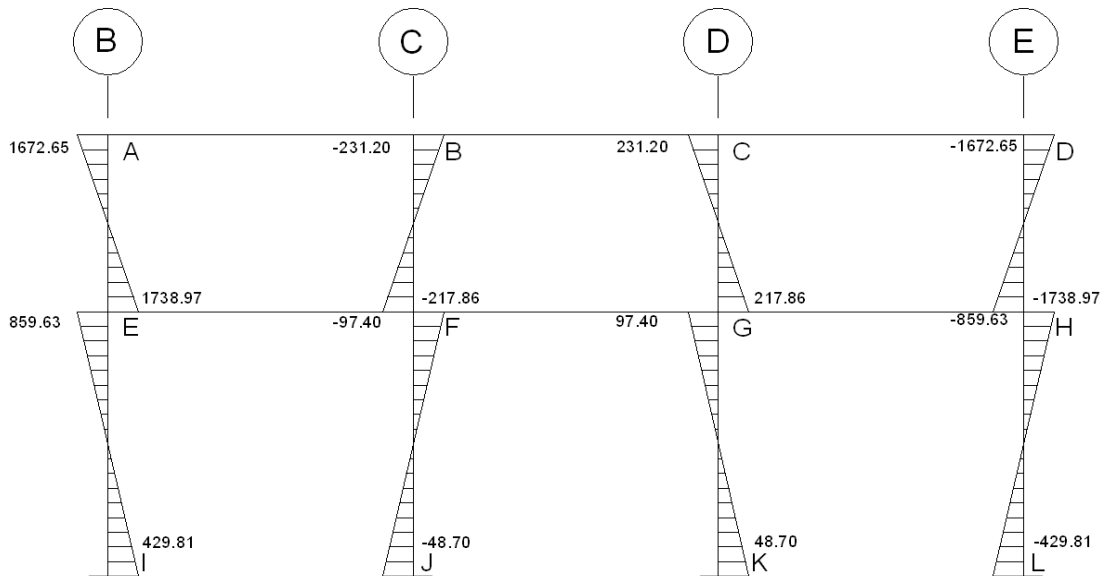


Figura 10 Momento por carga viva vigas – marco 2

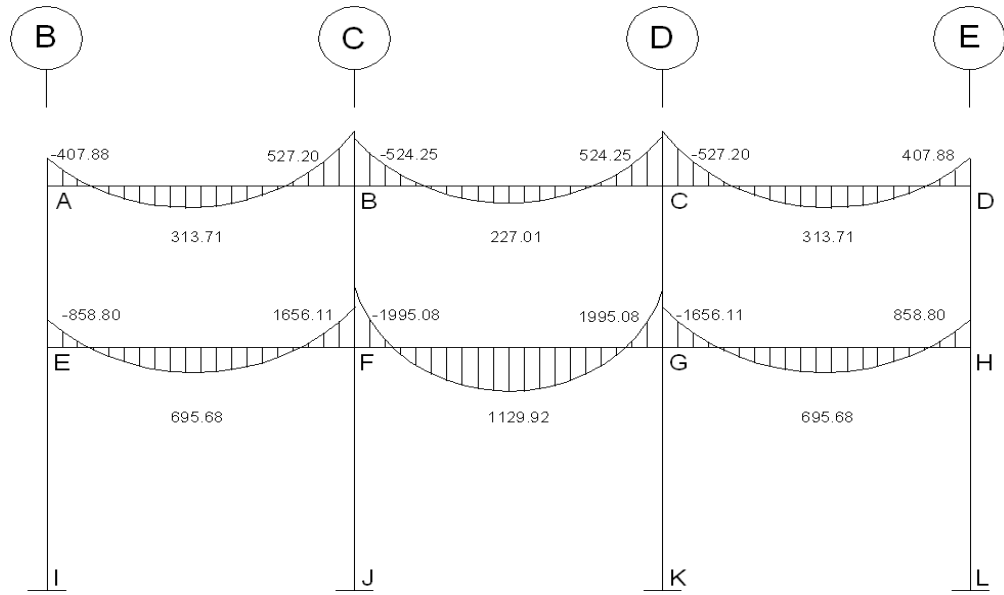


Figura 11 Momentos por carga viva columnas – marco 2

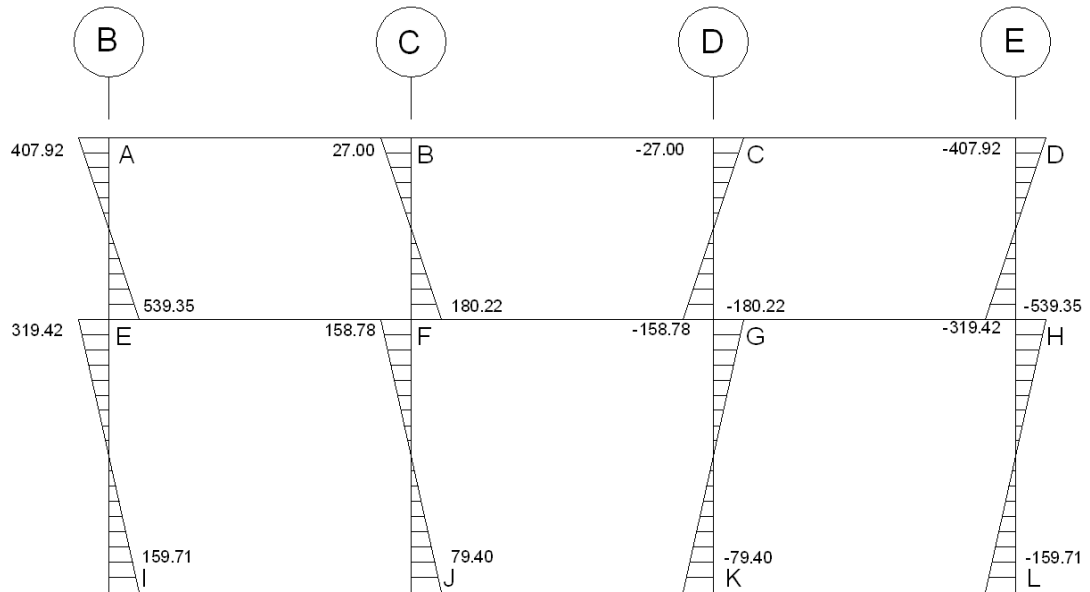


Figura 12 Momentos por carga de sismo vigas – marco 2

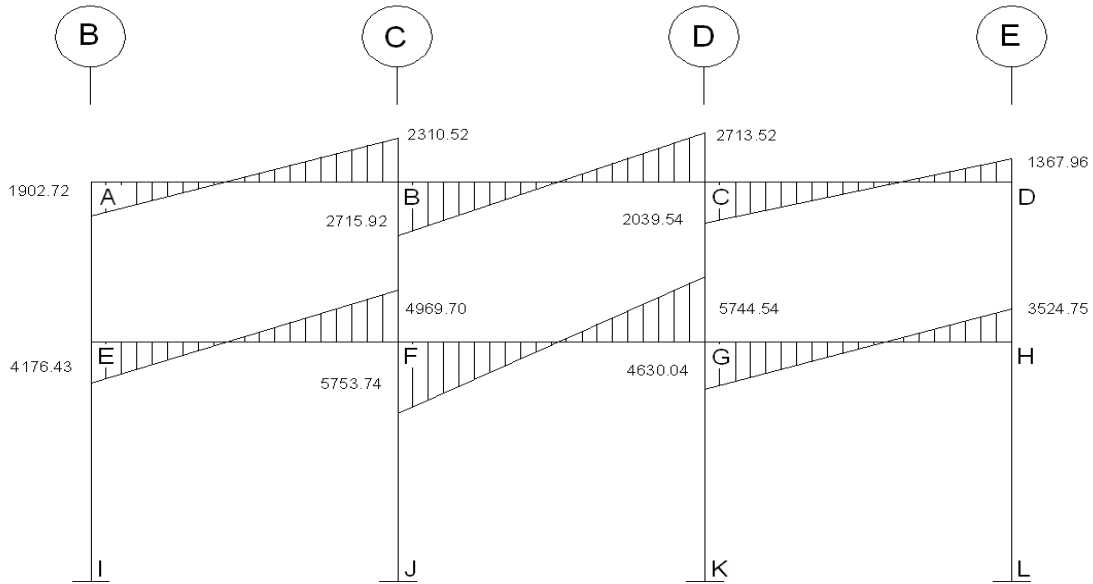


Figura 13 Momentos por carga de sismo columnas – marco 2

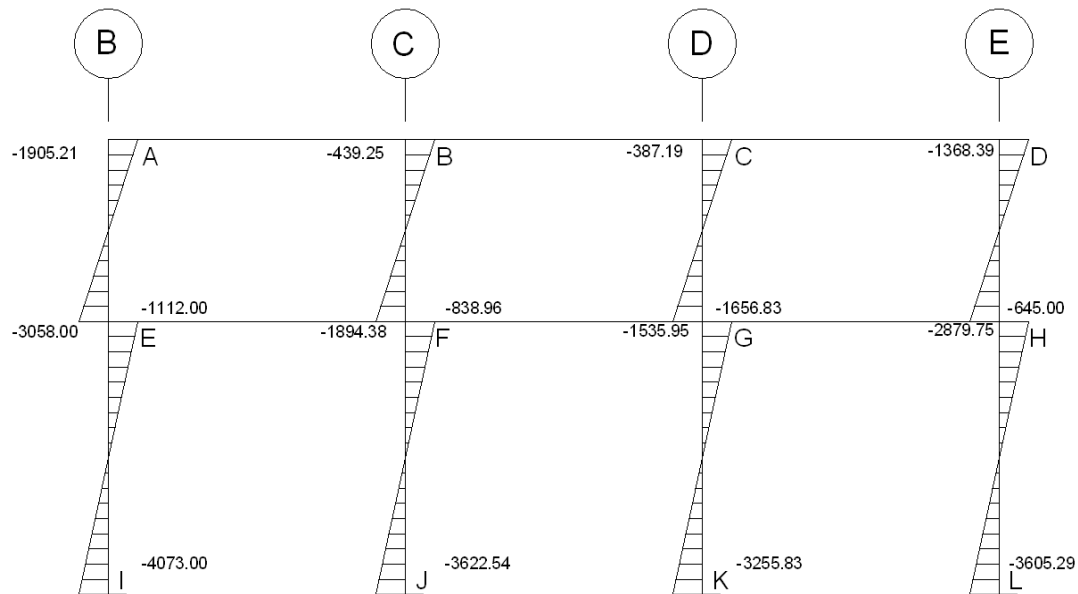


Figura 14 Momentos por carga muerta vigas – marco C

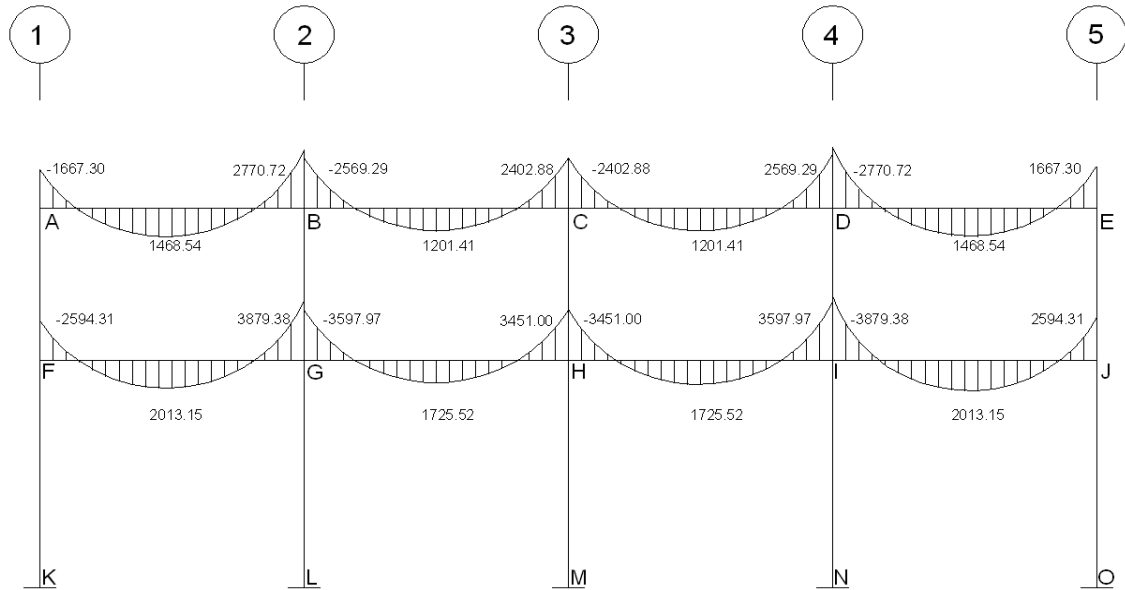


Figura 15 Momentos por carga muerta columnas – marco C

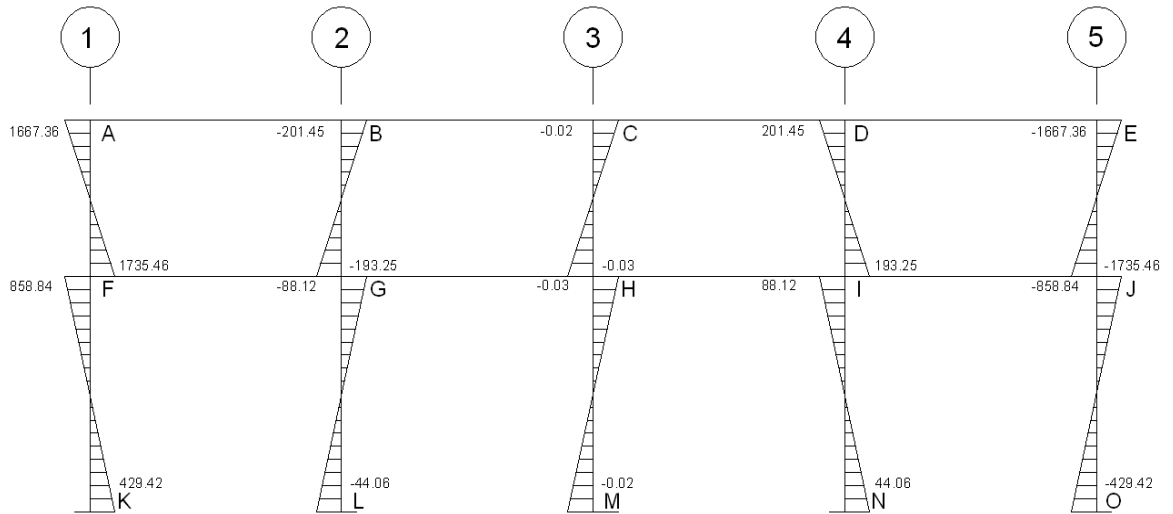


Figura 16 Momentos por carga viva vigas – marco C

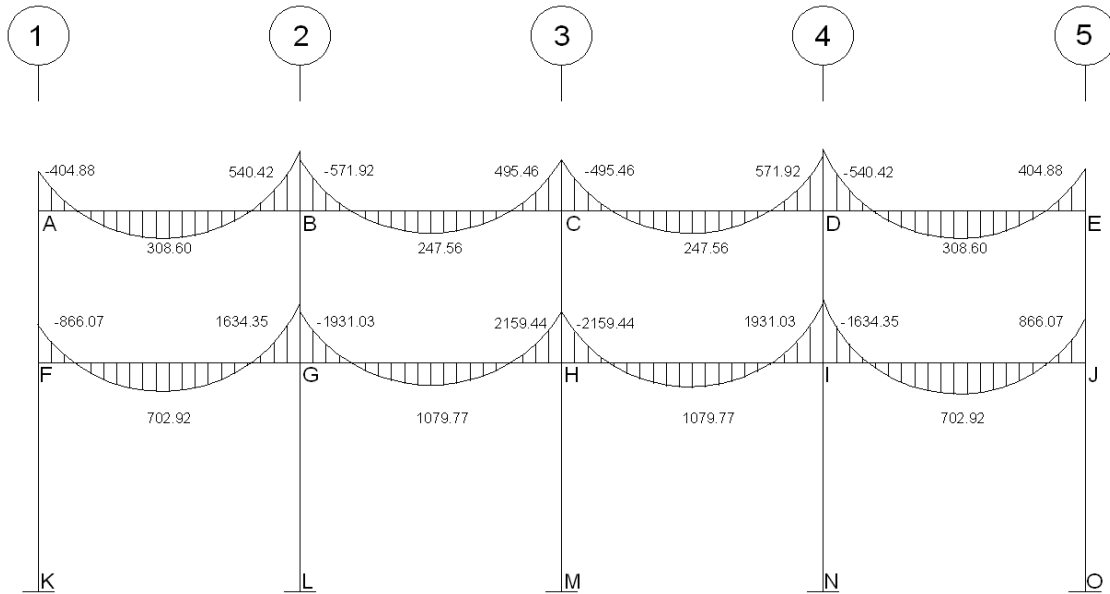


Figura 17 Momentos por carga viva columnas – marco C

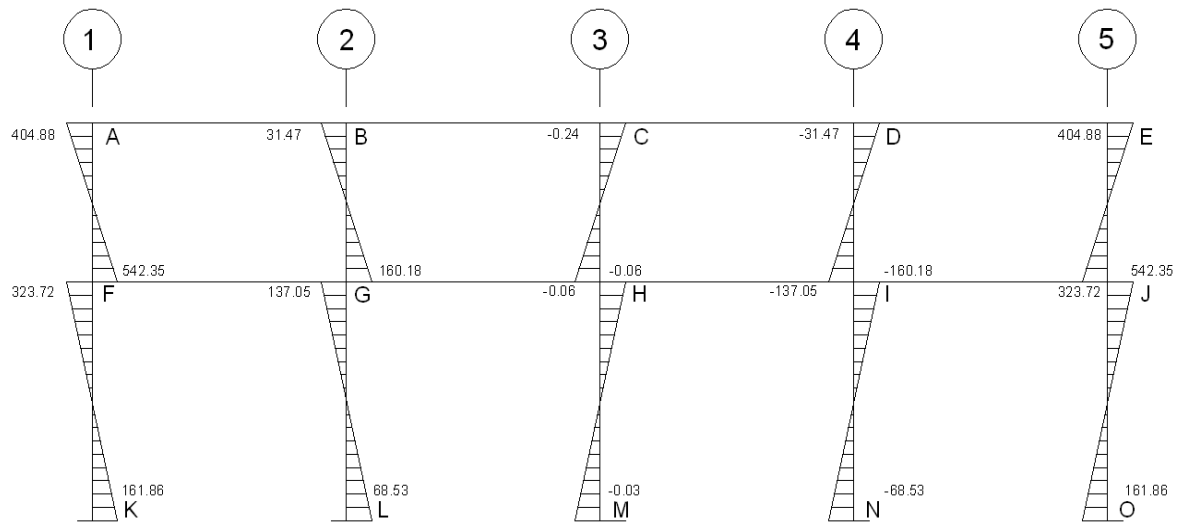


Figura 18 Momentos por carga de sismo vigas – marco C

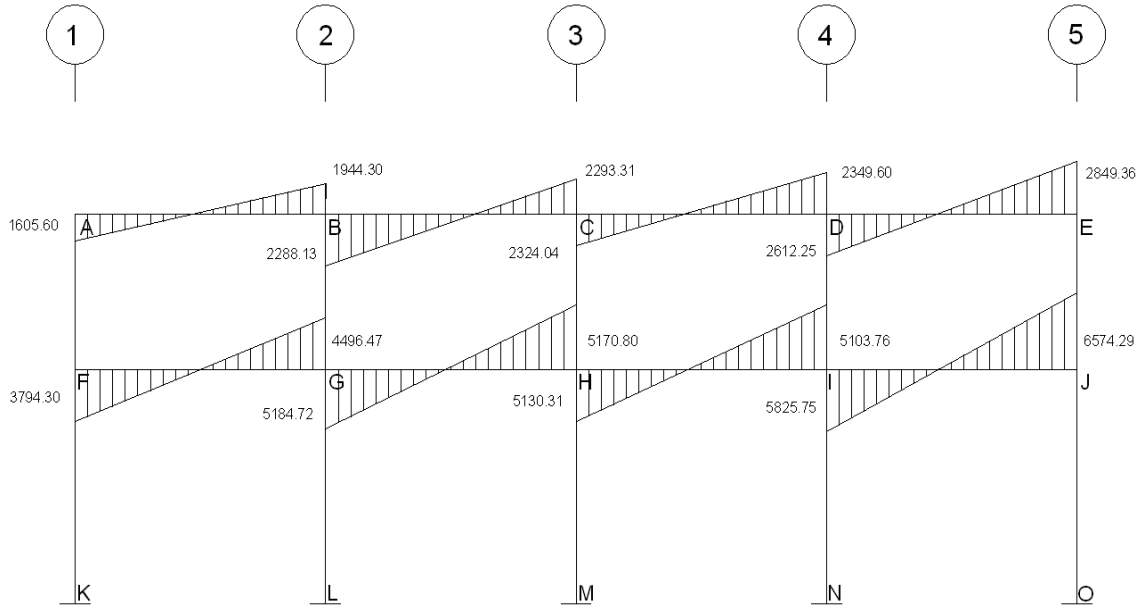
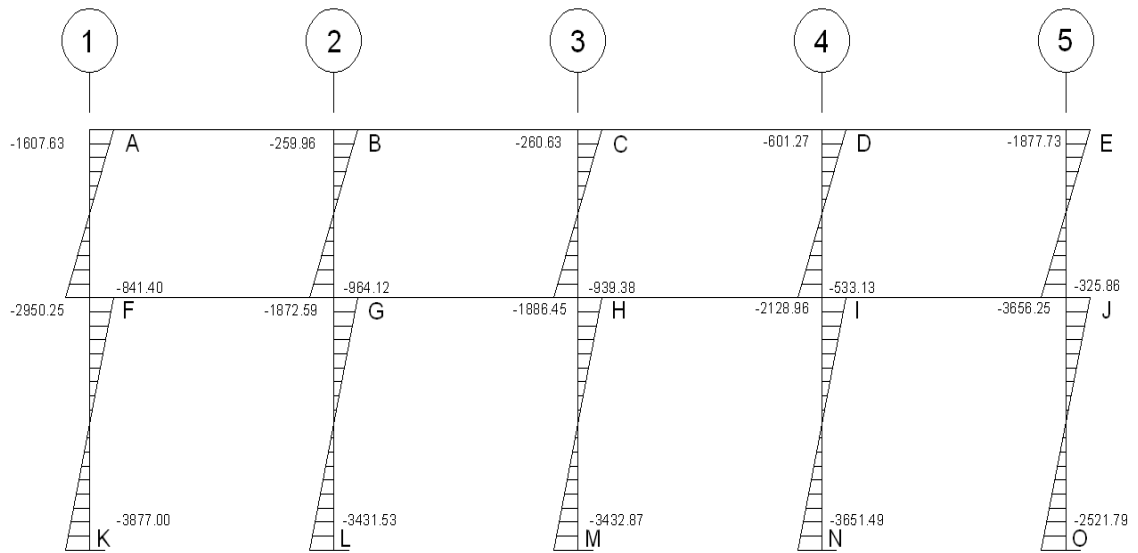


Figura 19 Momentos por carga de sismo columnas – marco C



2.1.7.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, viva, y sismo; las combinaciones que se usan son del código ACI para concreto reforzado.

La fuerza de corte y momentos flectores, deben tomarse a rostro para el diseño estructural. Las combinaciones propuestas por el código son varias, se tomaran aquellas cuyos valores sean los máximos.

$$M = 1.4MCM + 1.7MCV$$

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

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

$$M = 0.9MCM + 1.43MS$$

$$M = 0.9MCM - 1.43MS$$

Cálculo del momento positivo en vigas

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

$$M(+)= CU + \frac{\sum M(-)}{2} = (1.4 * M_{cm} + 1.7M_{cv}) + \frac{\sum M(-)}{2}$$

$$\text{Vigas: } MBC(-) = 1.4 * (1165) + 1.7 * (227) + \frac{|2716 + 2714|}{2} = 4731.90Kg - m$$

Ver los diagramas de envolvente de momentos en vigas y columnas para los marco 2 y marco C, figuras de la 20 a la 23.

Figura 20 Envolvente de momentos vigas – marco 2

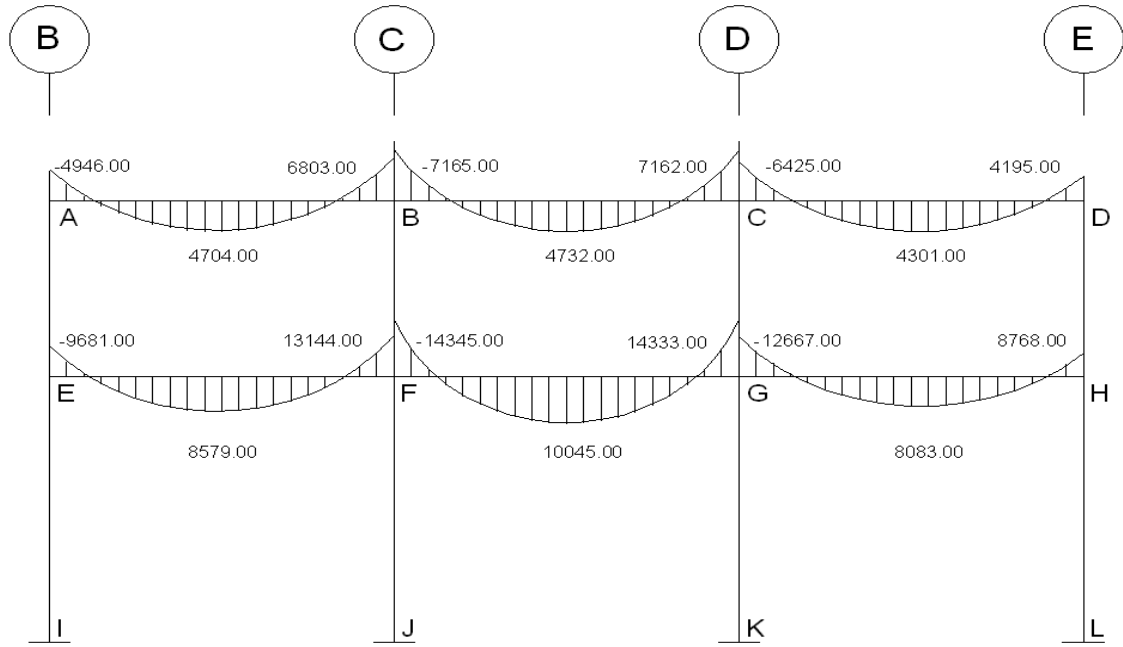


Figura 21 Envolvente de momentos vigas – marco C

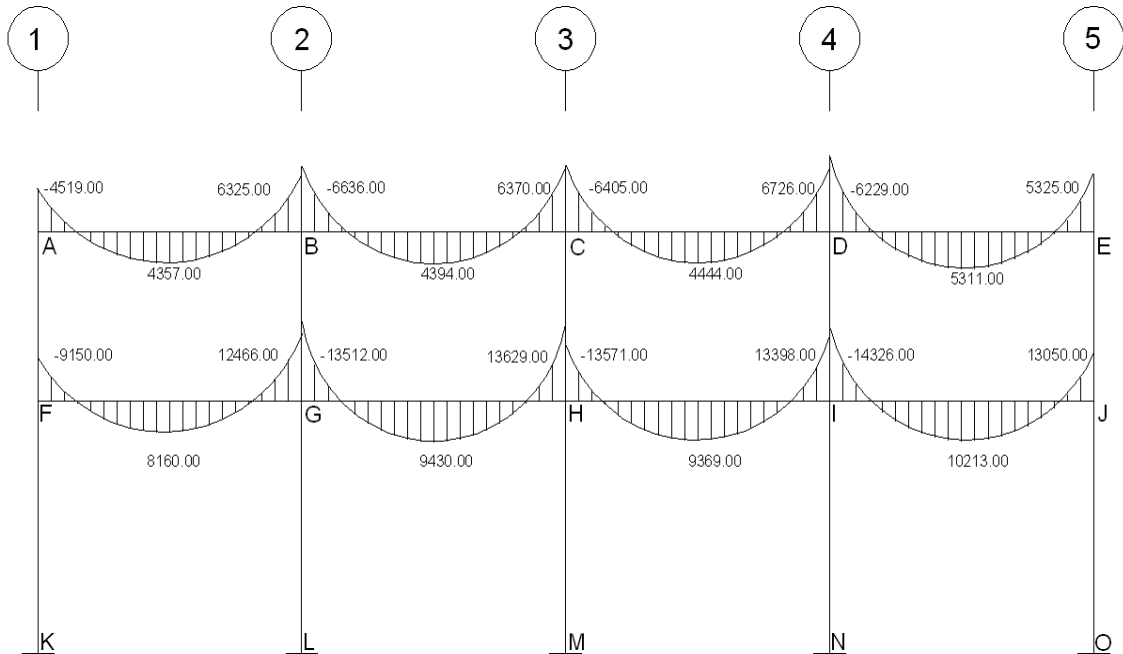


Figura 22 Envolvente de momentos columnas – marco 2

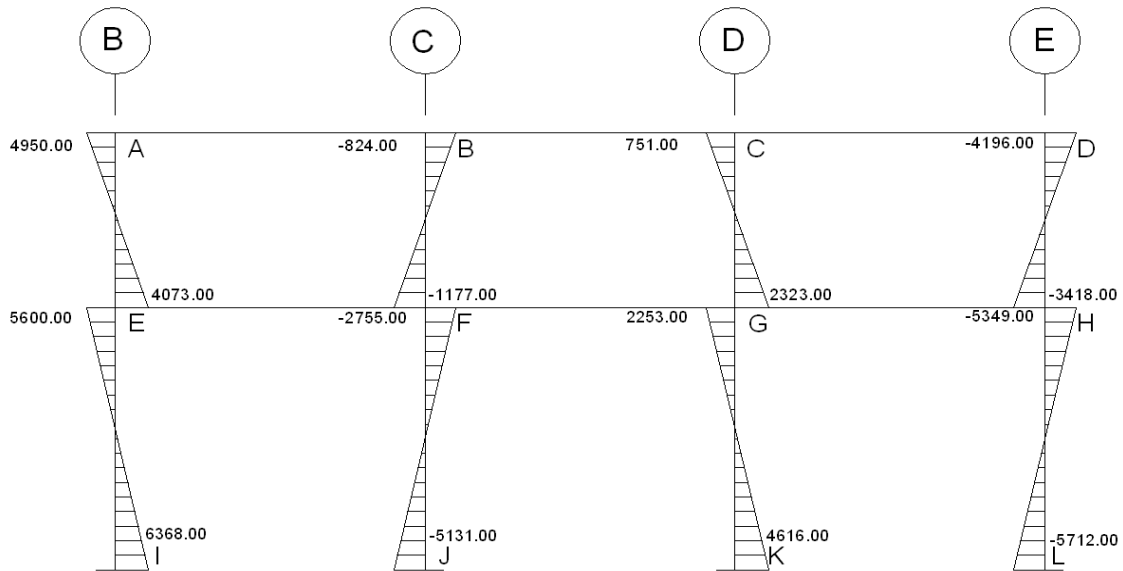
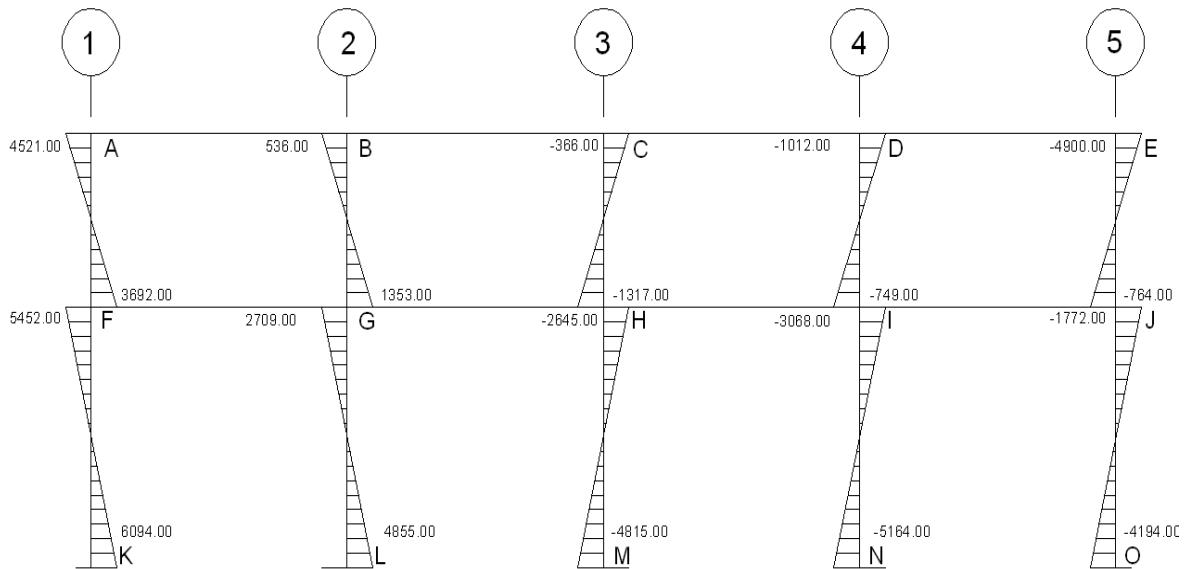


Figura 23 Envolvente de momentos columnas – marco C



2.1.7.6 Diagrama de corte y momento

Los cortes en los marcos, se calculan con las fórmulas siguientes:

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

Para carga muertas

$$V_{v_{E-F}} = 0.75 * \left[\frac{1.4(1680 * 5.0)}{2} + \frac{1.7(625 * 5.0)}{2} + \frac{1.87(4176 + 4970)}{2.70} \right] = 8967.64 \text{ Kg.}$$

$$V_{c_{E-F}} = \frac{5600 + 6368}{3.00} = 3989.33 \text{ Kg}$$

Resultados ver figuras de la 24 a la 27.

Figura 24 Envoltentes de corte vigas – marco 2

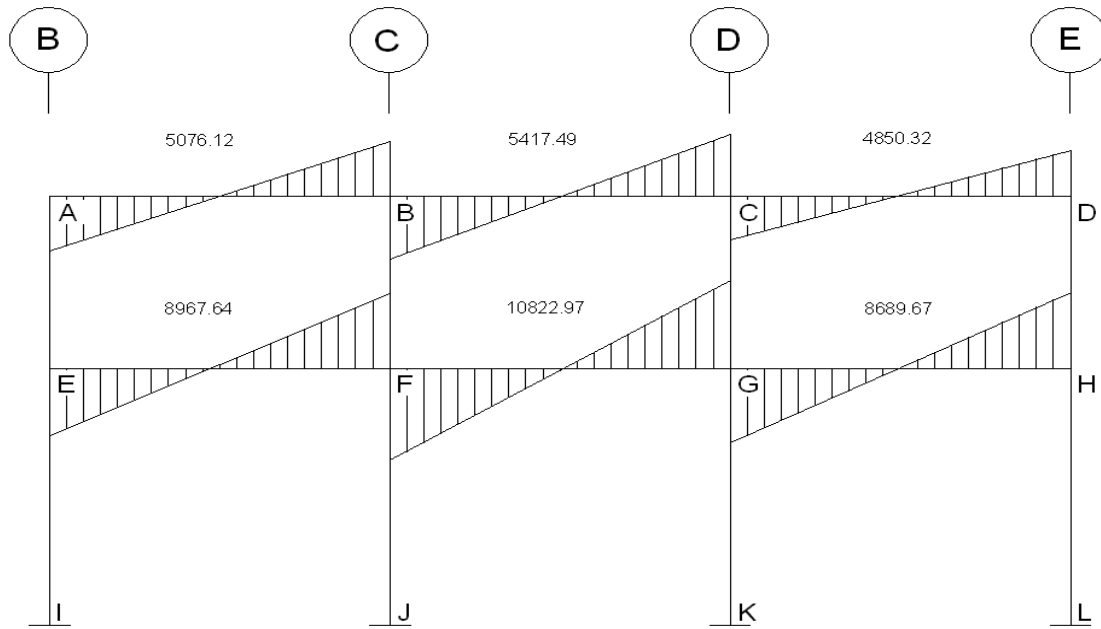


Figura 25 Envoltente de corte vigas – marco C

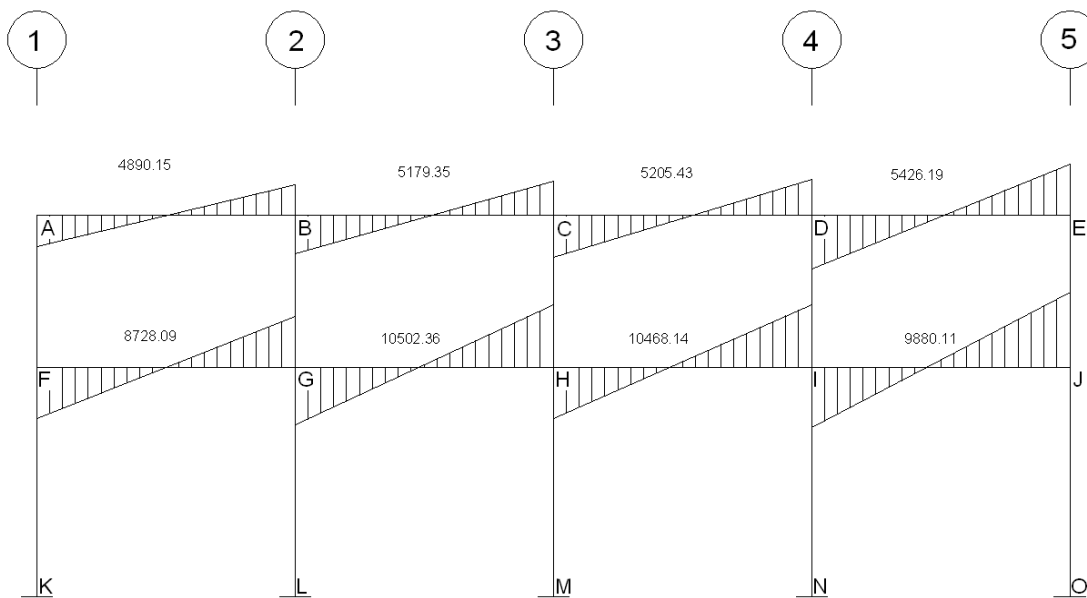


Figura 26 Envoltorio de corte columnas – marco 2

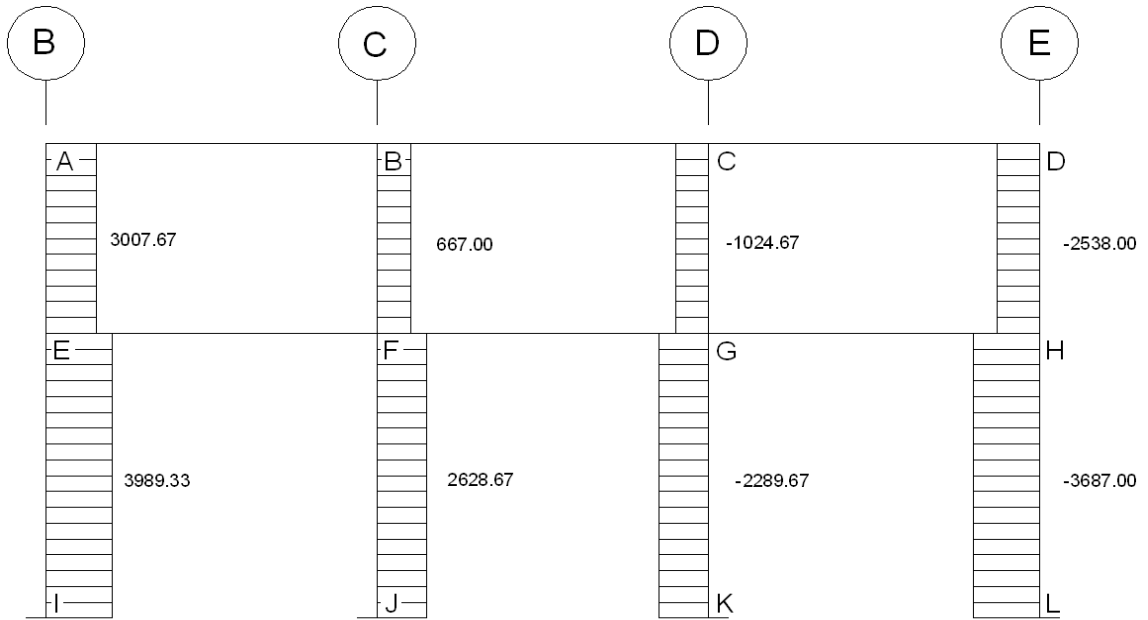
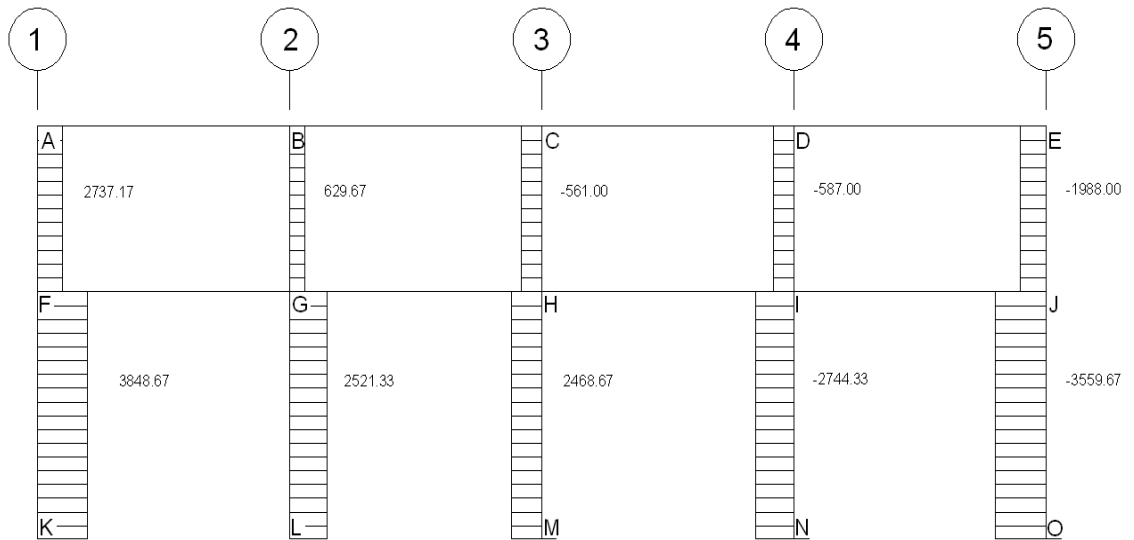


Figura 27 Envoltorio de corte columnas – marco C



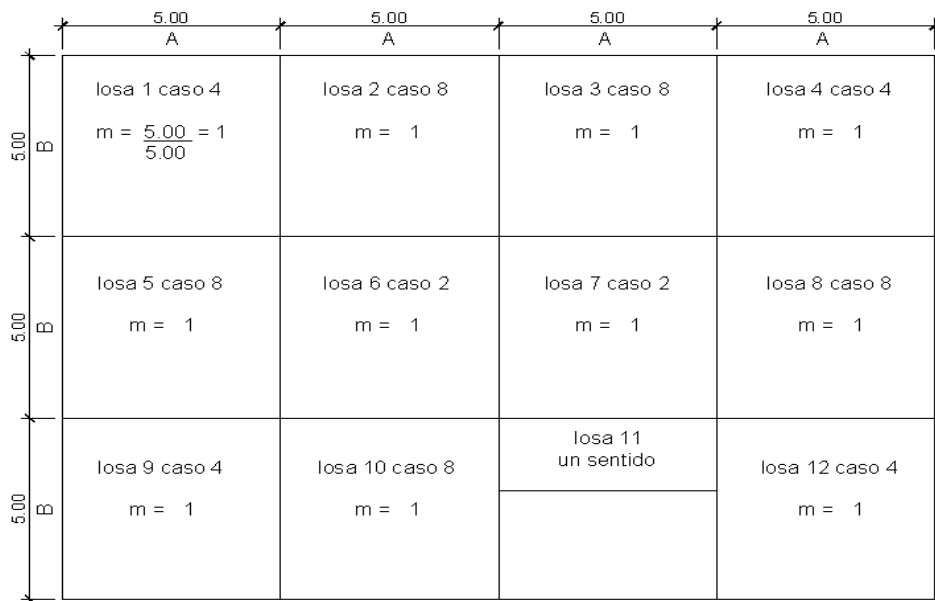
2.1.7.7 Diseño de losas

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

En esta sección se detalla el procedimiento aplicado en el diseño de las losas del edificio para oficinas, del nivel 1. Para diseñarlas existen varios métodos, en éste caso se utilizó el método 3 ACI. Ver figura 28 planta de losas del primer nivel.

Figura 28 **Planta losas del primer nivel**

Planta típica de distribución de losas



losa nivel 1

Datos

Peso específico de concreto =	2400	Kg/cm ³
Acabados =	100	Kg/m ²
f'c =	281	kg/cm ²
fy =	2810	kg/cm ²

Cargas Vivas

En pasillos =	400	Kg/m ²
En oficina =	250	Kg/m ²
En techos =	100	Kg/m ²

$$t = (2 \cdot 5.0 + 2 \cdot 5.0) / 180 = 0.11 \text{ m}$$

El espesor de losa final será $t = 0.12 \text{ m}$

Cálculo de la carga última o carga de diseño

$$CM = t \cdot W_c + W_{\text{acabados}} + W_{\text{muros}}$$

$$CM = 0.12 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m} + 100 \text{ kg/m} + 100 \text{ kg/m} = 488 \text{ kg/m}$$

$$CV = 250 \text{ kg/m (oficinas)}$$

$$CV = 400 \text{ kg/m (pasillos)}$$

$$CMU = 1.4 \cdot 488 = 683.2 \text{ kg/m}$$

$$CVU = 1.7 \cdot 250 = 425 \text{ kg/m (oficinas)}$$

$$CVU = 1.7 \cdot 400 = 680 \text{ kg/m (pasillos)}$$

$$CUT = CMU + CVU$$

$$CUT = 1108.2 \text{ kg/m (oficinas)}$$

$$CUT = 1363.2 \text{ kg/m (pasillos)}$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1m.

$$CMU = 683.2 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 786.8 \text{ kg/m}$$

$$CVU = 680 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 680 \text{ kg/m (pasillos)}$$

$$CVU = 425 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 340 \text{ kg/m (oficinas)}$$

$$CUT = 1108.2 \text{ kg/m (oficinas)}$$

$$CUT = 1363.2 \text{ kg/m (pasillos)}$$

Cálculo de momentos:

Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^-(Cut)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+(Cmu)(a)^2 + Ca^+(Cvu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(Cmu)(b)^2 + Cb^+(Cvu)(b)^2$$

Ca (-) y Cb (-): coeficientes para momentos negativos en losas

Ca (+) C_V y Cb (+) C_V : coeficientes para momentos por carga viva

Ca (+) C_M y Cb (+) C_M : coeficientes para momentos por carga muerta

Cut: carga última total

Cvu: carga viva última

Cmu: carga muerta última

a: lado corto de la losa

b: lado largo de la losa

En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

$$Ma^- = 1/3 * Ma^+$$

$$Mb^- = 1/3 * Mb^+$$

Losa 1, m = 1.00 caso 4

a

$$Ma (-) = Ca (-) \cdot CUT \cdot a^2$$

$$Ma (-) = 0.05 \cdot 1108.2 \cdot 5.0^2 = \mathbf{1385.25 \text{ kg-m}}$$

$$Ma (+) = Ca (+) C_V \cdot CVU \cdot a^2 + Ca (+) C_M \cdot CMU \cdot a^2$$

$$Ma (+) = 0.032 \cdot 425 \cdot 5.0^2 + 0.027 \cdot 683.2 \cdot 5.0^2 = \mathbf{801 \text{ kg-m}}$$

b

$$Mb (-) = Cob (-) \cdot CUT \cdot b^2$$

$$Mb (-) = 0.05 \cdot 1108 \cdot 5.0^2 = \mathbf{1385.25 \text{ kg-m}}$$

$$Mb (+) = Cb (+) C_V \cdot CVU \cdot b^2 + Cb (+) C_M \cdot CMU \cdot b^2$$

$$Mb (+) = 0.032 \cdot 425 \cdot 5.0^2 + 0.027 \cdot 683 \cdot 5.0^2 = \mathbf{801 \text{ kg-m}}$$

Losa 2, m = 1.00 caso 8

a

$$Ma (-) = Ca (-) \cdot CUT \cdot a^2$$

$$Ma (-) = 0.033 \cdot 1108 \cdot 5.0^2 = \mathbf{914.26 \text{ kg-m}}$$

$$Ma (+) = Ca (+) C_V \cdot CVU \cdot a^2 + Ca (+) C_M \cdot CMU \cdot a^2$$

$$Ma (+) = 0.028 \cdot 425 \cdot 5.0^2 + 0.02 \cdot 1683 \cdot 5.0^2 = \mathbf{639.1 \text{ kg-m}}$$

b

$$Mb (-) = Cb (-) \cdot CUT \cdot b^2$$

$$Mb (-) = 0.061 \cdot 1108 \cdot 5.0^2 = \mathbf{1690 \text{ kg-m}}$$

$$Mb (+) = Cb (+) C_V \cdot CVU \cdot b^2 + Cb (+) C_M \cdot CMU \cdot b^2$$

$$Mb (+) = 0.03 \cdot 425 \cdot 5.0^2 + 0.023 \cdot 683 \cdot 5.0^2 = \mathbf{711.59 \text{ kg-m}}$$

Losa 3, m = 1 caso 2

a

$$M_a (-) = C_a (-) \cdot C_{UT} \cdot a^2$$

$$M_a (-) = 0.045 \cdot 1108 \cdot 5.0^2 = \mathbf{1533.6 \text{ kg-m}}$$

$$M_a (+) = C_a (+) \cdot C_{VU} \cdot a^2 + C_a (+) \cdot C_{CM} \cdot C_{MU} \cdot a^2$$

$$M_a (+) = 0.018 \cdot 680 \cdot 5.0^2 + 0.018 \cdot 683 \cdot 5.0^2 = \mathbf{766.44 \text{ kg-m}}$$

b

$$M_b (-) = C_b (-) \cdot C_{UT} \cdot b^2$$

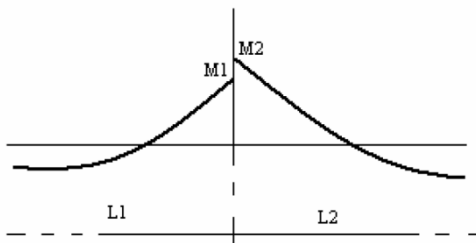
$$M_b (-) = 0.045 \cdot 1108 \cdot 5.0^2 = \mathbf{1533.6 \text{ kg-m}}$$

$$M_b (+) = C_b (+) \cdot C_{VU} \cdot b^2 + C_b (+) \cdot C_{CM} \cdot C_{MU} \cdot b^2$$

$$M_b (+) = 0.018 \cdot 680 \cdot 5.0^2 + 0.018 \cdot 683 \cdot 5.0^2 = \mathbf{766.44 \text{ kg-m}}$$

Balance de momentos

Cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez; esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente:



Sí: $M_2 > M_1$

1. Si $M_1 > 0.8 \cdot M_2$; entonces, $MB = (M_1 + M_2) / 2$

2. Sí: $M1 < 0.8 * M2$; esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas como:

$$K1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

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

L_1, L_2 =longitudes de losa consideradas

Da, Db = los factores de distribución de las losas a y b

Donde:

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

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

D1	D2
M1+	M2-
$(M2 - M1) * D1 + M1$	$(M2 - M1) * -D2 + M2$
MB	MB

Donde:

MB = Momento balanceado.

Balance de momentos en losa 1 y 2

$$M1 = 1385.25 \text{ Kg-m}$$

$$M2 = 914 \text{ kg-m}$$

$$0.80 * 1385.25 = 1108.4$$

$914 < 1108.4$, esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas como:

$$K_1 = \frac{1}{5.00} = 0.2$$

$$K_2 = \frac{1}{5.00} = 0.2$$

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

L₁, L₂ = longitudes de losa consideradas

Da, Db = los factores de distribución de las losas a y b

Donde:

$$D_1 = \frac{0.2}{0.2 + 0.2} = 0.5$$

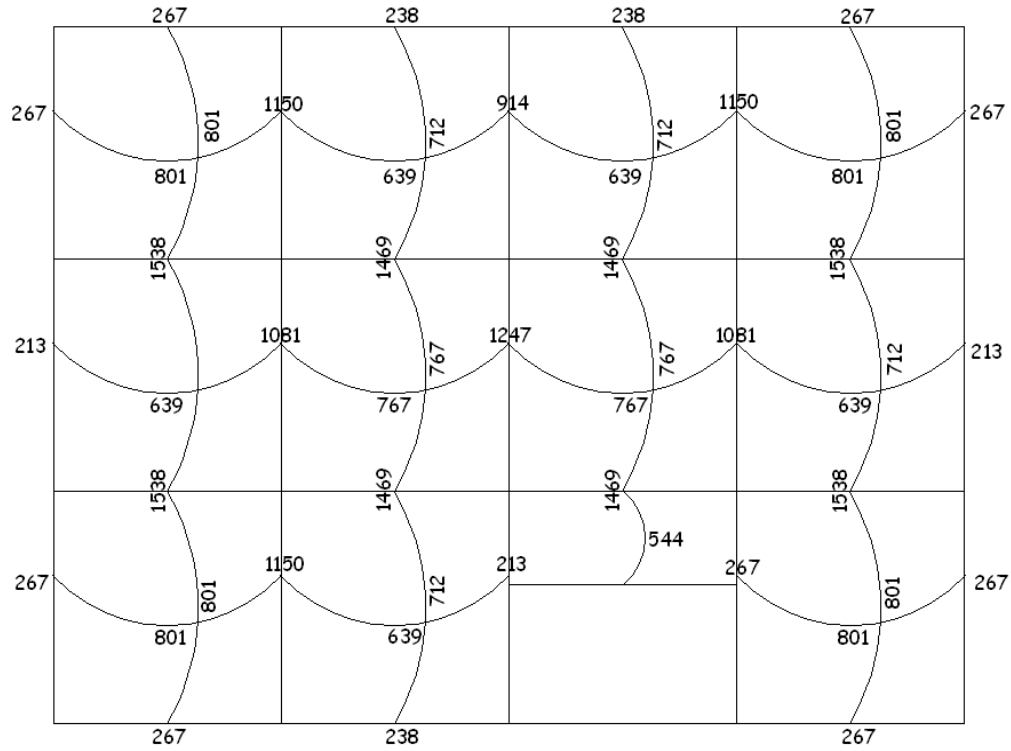
$$D_2 = \frac{0.2}{0.2 + 0.2} = 0.5$$

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

0.5	0.5
914	1385
$(1385 - 914) * 0.5 + 914$	$(1385 - 914) * 0.5 - 1385$
1150 Kg-m	1150 Kg-m

El procedimiento anterior se realiza para todas las demás losas de la estructura, en la figura 29 se muestran los momentos balanceados.

Figura 29 Diagrama de momentos balanceados de losas



Diseño del armado de losa

Primero establecer el acero mínimo y el momento que resiste, luego calcular el acero de refuerzo para los momentos mayores al mínimo. Basado en el Código del ACI 318-99.

Datos:

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

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

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

Para calcular del acero mínimo:

$$A_{smín} = \rho_{mín} * b * d$$

$$\rho_{mín} = 14.1 / F_y$$

Donde:

b = Franja unitaria.

t = Espesor de la losa.

d = Peralte efectivo.

Entonces:

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

$$A_{smín} = (14.1 / 2810) * 100 * 9.5 = \mathbf{4.77 \text{ cm}^2}$$

Separación para $A_{smín}$ con varillas No. 3

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

$$S = 14.89 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{máx} = 2t$$

$$S_{máx} = 2 (12\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

Separación máxima será entre varillas de 14 cm.

Cálculo del momento que resiste el $A_{smín} = 4.77\text{cm}^2$

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

$$M_{A_{smín}} = 0.9 * \left(4.77\text{cm}^2 * 2810\text{Kg/cm}^2 * \left(9.5\text{cm} - \frac{4.77\text{cm}^2 * 2810\text{Kg/cm}^2}{1.7 * 281\text{Kg/cm}^2 * 100\text{cm}} \right) \right)$$

$$M_{A_{smín}} = 1112\text{Kg} - m$$

Para los momentos menores que resiste el Asmín, se armarán con el $S_{m\acute{a}x} = 14\text{cm}$ y para momentos mayores se armaran según indique el cálculo.

El resumen de los cálculos de cada momento para las losas se encuentra en las siguientes tablas:

Ejemplo del cálculo de acero y separación mínima para cada momento de las losas 1 a la 6 y las losas iguales. (las demás losas se calcularon de la misma manera)

Tabla V Armado para momentos en cada losa 1, 4, 9, 12.

Losas 1,4,9,12	Momentos	AS req Cm^2	S req m	Armado	Observaciones
Ma(+)	801	3.40	20.85	Utilizar #3 @ 14 cm	
Mb(+)	801	3.40	20.85	Utilizar #3 @ 14 cm	
Ma(-)	1150	4.95	14.38	Utilizar #3 @ 14 cm	
Mb(-)	1538	6.68	10.63	Utilizar #3 @ 14 cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón
Ma(-)dis	267	1.12	63.44	Utilizar #3 @ 14 cm	
Mb(-)dis	267	1.12	63.44	Utilizar #3 @ 14 cm	

Tabla VI Armado para momentos en cada losa 2, 3, 10

Losas 2,3,10	Momentos	AS req cm^2	S req cm	Armado	Observaciones
Ma(+)	639	2.70	26.25	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(+)	712	3.02	23.51	Utilizar #3 @ 14cm	
Ma(-)	914	3.90	18.21	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(-)1	1469	6.68	11.15	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón
Ma(-)dis	213	0.89	79.65	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(-)2	237	.99	71.43	Utilizar #3 @ 14cm	

Tabla VII Armado para momentos en cada losa 6, 7

losas 6, 7	Momentos	AS req cm2	S req cm	Armado	Observaciones
Ma(+)	767	3.26	21.79	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(+)	767	3.26	21.79	Utilizar #3 @ 14cm	
Ma(-)	1247	5.37	13.22	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón
Mb(-)1	1469	6.37	11.15	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón
Ma(-)2	1081	4.63	15.32	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(-)dis	1469	6.36	11.15	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón

Tabla VIII Armado para momentos en cada losa 5, 8

Losas 5, 8	Momentos	AS req cm2	S req cm	Armado	Observaciones
Ma(+)	639	2.70	32.47	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(+)	712	3.02	23.51	Utilizar #3 @ 14cm	
Ma(-)	1081	4.63	15.33	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(-)1	1538	6.68	10.63	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón
Ma(-)dis	360	1.51	46.90	Utilizar #3 @ 14cm	
Mb(-)2	1538	6.68	10.63	Utilizar #3 @ 14cm	Intercalar un bastón entre tensión y bastón

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

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\max} = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1363 * 5}{2} = 3407.5 \text{Kg}$$

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

B= base, franja unitaria, 100cm

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_{res} = \phi \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{281} * 100 * 9.5 = 13536.17Kg$$

Comparar Vr con Vmáx

Si Vr > Vmáx el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como Vr > Vmáx el espesor es adecuado.

Losas del segundo nivel

El procedimiento es similar al anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta, el armado final se presentan en planos ver Apéndice 2.

2.1.7.8 Diseño de vigas

Son elementos estructurales que transmiten cargas externas, de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Las vigas soportan el peso de la losa y el propio y las transmiten a las columnas y muros si es el caso.

El procedimiento seguido para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga tipo 9. Los datos se obtienen del análisis estructural.

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

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 25 * 35 \text{ cm}$$

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

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

$$M(-)1 = -4946 \text{ kg - m}$$

$$M(-)2 = 6803 \text{ kg - m}$$

$$M(+) = 4704 \text{ kg - m}$$

$$V_{\text{crítico}} = 5706 \text{ kg}$$

Limites de acero

Fórmulas: $A_{s \min} = \frac{14.1}{F_y} b * d$ $A_{s \max} = 0.50 * \rho_{bal} * b * d$

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{2810} * 25 * 31 = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6115}{6115 + f_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 281}{2810} * \frac{6115}{6115 + 2810} = 0.0495$$

$$A_{s \max} = 0.5 * 0.05 * 25 * 31 = 19.38 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

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

$$A_s = \left(25 * 31 - \sqrt{(25 * 31)^2 - \frac{6803 * 25}{0.003825 * 281}} \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2810} \right) \rightarrow A_s = 9.34 \text{ cm}^2$$

Los resultados para los momentos se observan en la tabla IX.

Tabla IX. Cálculo del área de acero para viga tipo 9

	Momento	As Req cm ²	As min
M(-)1	4946 kg-m	6.64	3.89 cm ²
M(-)2	6803 kg-m	9.34	3.89 cm ²
M(+)	4703 kg-m	6.30	3.89 cm ²

Para calcular el armado de la viga, se deben cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cáp. 21:

a) Cama superior:

Colocar 2 varillas como mínimo

Asmín	3.89 cm ²	}	→ Se coloca el mayor
33% As(-) mayor	3.08 cm ²		

As mín. = 3.89 cm²

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 5 = 3.96 cm² si cumple

b) Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo

As mín	3.89 cm ²	}	→	Se coloca el mayor
50%As(+)	3.15 cm ²			
50%As(-) mayor	4.67 cm ²			

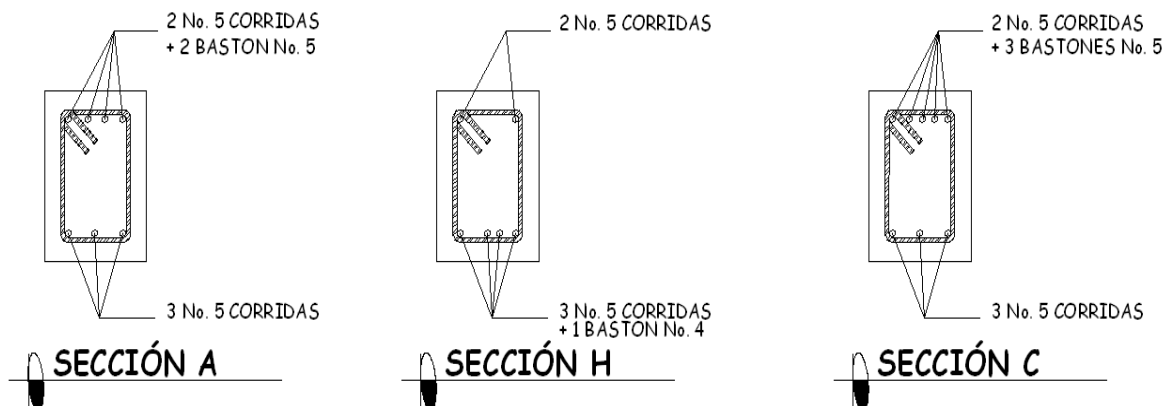
50%As(-) mayor = 4.67 cm²

Armado propuesto 3 varillas corridas No. 5 = 5.94 cm² si cumple

Tabla X Armado de viga tipo 9

	Momento	As Req cm ²	Armado de la viga	chequeo	Ver figura 30
M(-)1	4946 kg-m	6.64	2 corridas No. 5 + 2 bastones No. 5 = 7.92 cm ²	Si cumple	Sección A
M(+)	4703 kg-m	6.30	3 corridas No. 5 + 1 baston No. 4 = 7.21 cm ²	Si cumple	Sección H
M(-)2	6803 kg-m	9.34	2 corridas No. 5 + 3 bastones No.5 = 9.90 cm ²	Si cumple	Sección C

Figura 30 Secciones de vigas



Cálculo de corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 25 * 31 = 5853 \text{Kg.}$$

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, por medio de las expresiones

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

$S_{\text{máx}} = d/2 = 15 \text{ cm}$, usar diámetro mínimo No. 3

En este caso, $V_r = 5853 \text{ Kg} > V_u = 57063\text{kg}$, entonces la viga necesita estribos sólo por armado; el espaciamiento de éstos es, $S_{\text{máx}}=d/2$

$$S = \frac{31}{2} = 15.5\text{cm}, S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm},$$

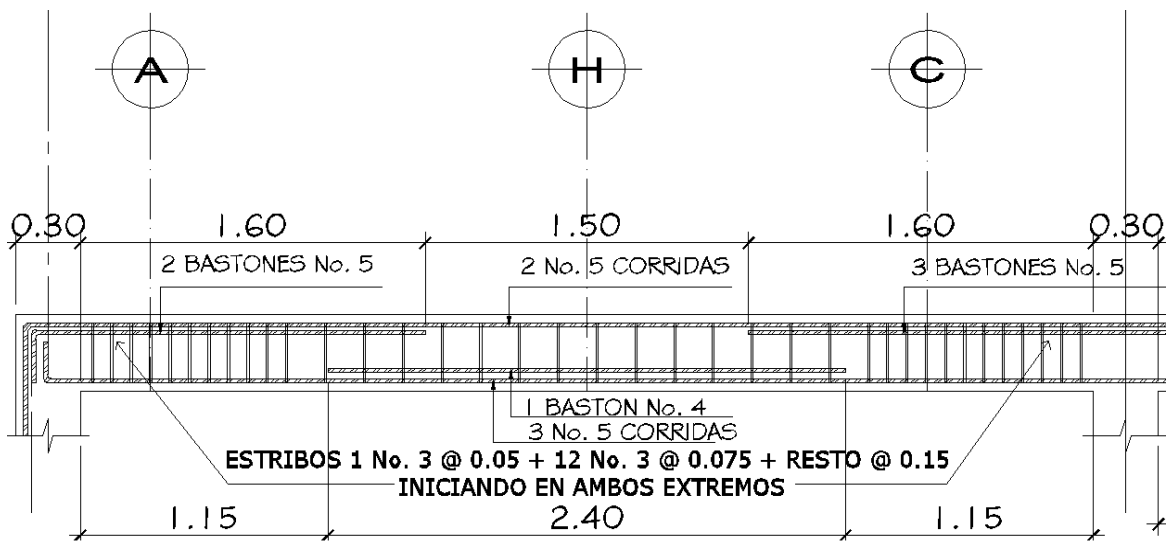
Los requisitos mínimos para corte en zona confinada según el código ACI-318 en el artículo 21.3.3.

- a) $2d$ en ambos extremos = $2 * 31 = 62 \text{ cm}$
 - b) Primer estribo a no más de 5 cm
 - c) S no debe ser mayor que
 - $d/4 = 31/4 = 7.75 \text{ cm}$
 - $8db$ longitudinal menor diámetro = $8 * 1.59 = 12.72\text{cm}$
 - $24db$ estribo = $24 * 0.95 = 22.8\text{cm}$
 - No mayor de 30 cm
- } se coloca el menor de todos

S en zona confinada es de 7.5 cm .

El armado de estribos es el siguiente: el primer estribo No. 3 @ 0.05m, 12 estribos No. 3 @ 0.075m en zona confinada en ambos extremos y el resto @ 0.15m, en zona no confinada. Ver figura 31 de sección longitudinal de viga

Figura 31 Sección longitudinal de viga



2.1.7.9 Diseño de columnas

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

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño

resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio, aplicado en la columna del nivel 1.

Datos

Sección de columna = 30cm*30cm	$M_x = 6094 \text{ kg} - \text{m}$
Sección de viga 1 = 25cm*35cm	$M_y = 6368 \text{ kg} - \text{m}$
Sección de viga 2 = 25cm*35cm	$V_x = 3849 \text{ Kg}$
Longitud de columna = 3.00 m	$V_y = 3989 \text{ Kg}$
Longitud de vigas = 9.40 m	Área tributaria = 25.00 m ²
Espesor de losa = 0.12m	

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

$$CU_2 = 1.4 (388) + 1.7 (100) = 713.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_1 = 1.4 (488) + 1.7 (650) = 1788.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 713.2 + 2501.4 = 2501.4 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{2501.4}{1626} = 1.54$$

Cálculo de la carga axial: $P_u = (A_T * CU) + (PP \text{ vigas} * F_{cu}) =$

$$P_u = (25.00 * 2501.4) + (0.25 * 0.35 * 2,400 * 9.40) * 1.54$$

$$P_u = 65,575 \text{ Kg.}$$

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): por la relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son

cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, si son largas no se construyen.

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

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

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

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

$$I_{viga} = \frac{25 * 35^3}{12} = 89323 cm^4$$

$$I_{col} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67500 cm^4$$

$$K_{viga} = \frac{89323}{4.70} + \frac{89323}{4.70} = 38010$$

$$K_{col} = \frac{67500}{2.65} + \frac{67500}{2.65} = 50944$$

$$\psi = \frac{50944}{38010} = 1.34$$

Extremo inferior

$$\psi_p = \frac{\psi_a + \psi_b}{2} = 0.67$$

Coeficiente K

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

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

$$K = \frac{20 - 0.67}{20} * \sqrt{1 + 0.67} = 1.25$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * Lu}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0,3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E = \frac{1.25 * 2.65}{0.30 * 0.30} = 36.80 > 22 \text{ y } < 100$$

Por lo tanto es una columna intermedia

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

$$\Psi_p = 0.67$$

$$K = 1.25$$

$$E = 36.80 > 22 \text{ y } < 100$$

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

Magnificación de momentos

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

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta d = \frac{CMu}{CU} = \frac{638}{6094} = 0.108$$

Cálculo del EI total del material

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

$$EI = \frac{Ec * Ig}{2.5 * (1 + \beta d)}$$

$$EI = \frac{15100\sqrt{281} * (67500)}{2.5 * (1 + 0.108)} = 6.168 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 616.8 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 616.8}{(1.25 * 2.65)^2} = 554.8 \text{Ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

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

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{65.57}{0.70 * 554.8}} = 1.20$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta * Mu = 1.20 * 6094 = 7312.8 \text{Kg} - m$$

Sentido Y

$$\beta_d = 0.13$$

$$EI = 604.8 \text{T-m}^2$$

$$P_{cr} = 544.00 \text{ Ton}$$

$$\delta = 1.20$$

$$M_{dy} = \delta * Mu = 1.20 * 6368 = 7641.6 \text{Kg} - m$$

Cálculo del acero longitudinal por el método BRESLER

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

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

El procedimiento a seguir es el siguiente:

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

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 (30*30) = 9.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.06 (30*30) = 54.00 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{s\text{mín}}$.

$$\text{Armado propuesto } 4 \text{ No. } 8 + 4 \text{ No. } 6 = 4*(5.07) + 4*(2.85) = 31.68 \text{ cm}^2$$

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

Valor de la gráfica

$$Y = X = \frac{H_{\text{nucleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2\text{rec}}{h} = \frac{0.30 - 2*0.035}{0.30} = 0.77$$

Valores de la curva:

$$\rho_{\text{m}} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c A_g} = \frac{31.68 * 2,810}{0.85 * 281 * 900} = 0.41$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{7312.8}{6558} = 1.11$$

$$e_y = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{7641.6}{6558} = 1.16$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 1.11/0.30 = 3.70$$

$$e_y/h_y = 1.16/0.30 = 3.86$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , según los diagramas de interacción (ver anexo 2) entonces son: $K_x = 0.56$ y $K_y = 0.54$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.56)(281)(30 * 30) = 141624 \text{Kg.}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.54)(281)(30 * 30) = 136566 \text{Kg.}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \phi(0.85 * f'_c (A_g - A_s) + A_s * F_y) = 0.70 * (0.85 * 281 * (900 - 31.68) + 31.68 * 2,810)$$

$$P'_o = 207493.32 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{141624} + \frac{1}{136566} - \frac{1}{207493.32}} = 104.56 \text{Ton} > 65.58 \text{Ton}$$

Como $P'_u > P_u$ el armado propuesto sí resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

Refuerzo transversal

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

Se debe chequear V_r con V_u con los siguientes criterios:

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

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

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 30 * 27 = 6116.9 \text{Kg}$$

Corte actuante

$V_u = 3989 \text{Kg}$ $V_r > V_u$; los estribos se colocaran en zona no confinada a $d/2$.

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla utilizada en este diseño será la No. 3.

En este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 27/2 = 13.5$

Los estribos se colocaran a cada 13 cm con varillas No. 3

Refuerzo por confinamiento

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

$$\text{Lo} \left\{ \begin{array}{l} Lu / 6 = 2.65 / 6 = 0.44 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0.30 \text{ m} \\ 48\emptyset \text{ varilla transv.} = 0.4572 \text{m} \\ 16\emptyset \text{ varilla long.} = 0.305 \text{m} \end{array} \right.$$

Longitud de confinamiento: 0.45 m

Cálculo de la relación volumétrica.

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

$$\rho_s \geq 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{30^2}{24^2} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2810} \right) = 0.0215156$$

0.021515631 \geq 0.012 Por lo que se utiliza ρ_s

$$0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.12 * \left(\frac{281}{2810} \right) = 0.012$$

utilizando varillas No. 3 para los estribos, el espaciamiento en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.0215 * 24} = 2.75 \text{ cm. } \approx 3 \text{ cm}$$

Por tener varillas en la cara de la columna, se colocará estribos rotados a 45° alternados, según el código ACI 318, artículo 7.10.5.3

Nota: este procedimiento se aplica a la columna del segundo nivel.

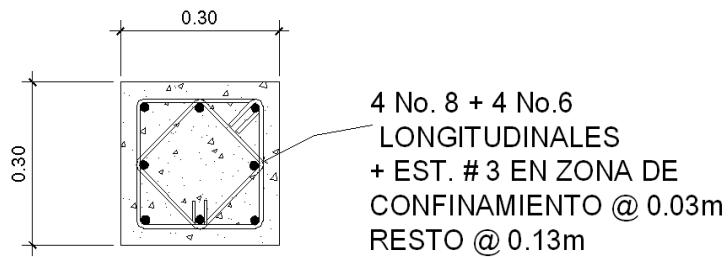
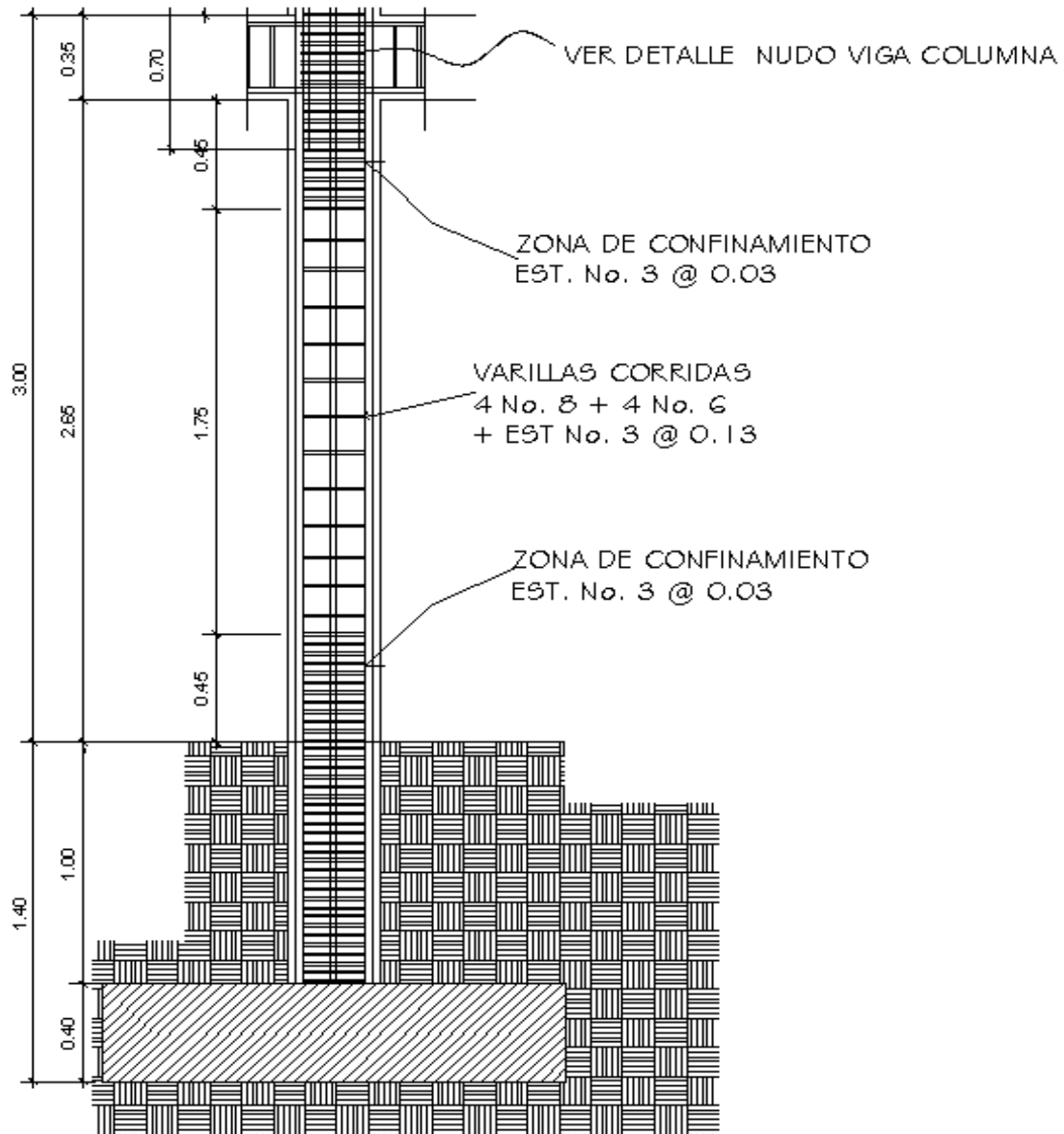
Los resultados del diseño de la columna típica, niveles 1 y 2 se encuentran en la tabla XI.

Ver detalle de columna del nivel 1 y 2, figura 32 y 33

Tabla XI. Cálculo de columnas, centro de capacitación

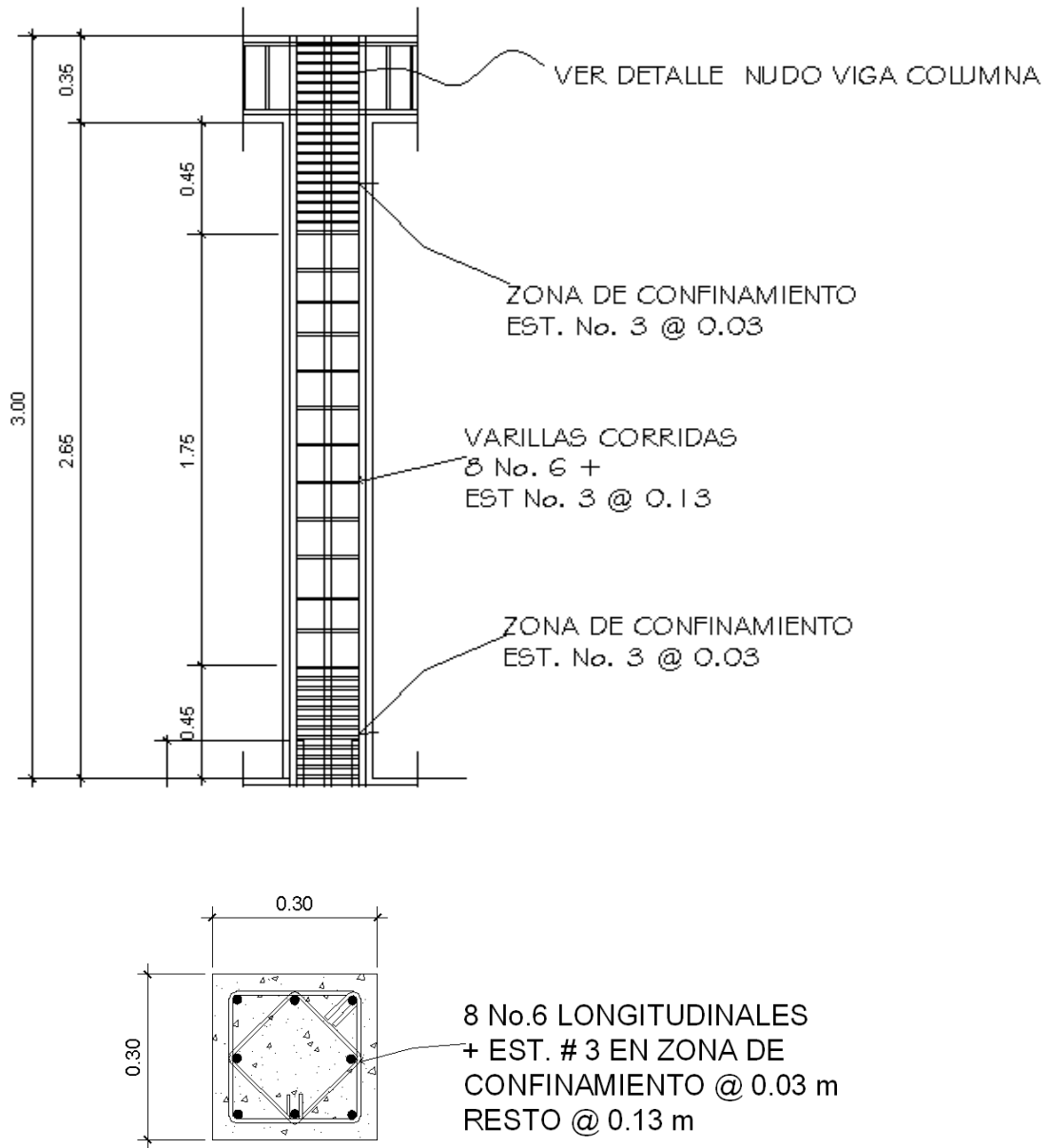
Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
1 - Nivel 1 Sección = 0.30 x 0.30m Lu = 2.65m	Mx = 6.09 ton-m My = 6.36 ton-m Pu = 65.58 ton Mdx = 7.31 ton-m Mdy = 7.64 ton-m P'u = 104.56 ton	4 No. 8 + 4 No. 6 corridas	Vux = 3849 kg Vuy = 3989 kg Vr = 6117 kg	Lo = 0.45m S1 = 0.03m	Estribos No. 3 @ 0.03m hasta 0.45m en extremos resto No. 3 @ 0.13m
2 - Nivel 2 Sección = 0.30 x 0.30m Lu = 2.65m	Mx = 4.9 ton-m My = 4.95 ton-m Pu = 20.90 ton Mdx = 5.88 ton-m Mdy = 5.94 ton-m P'u = 33.83 ton	8 No. 6 corridas	Vux = 2738 kg Vuy = 3008 kg Vr = 6117 kg	Lo = 0.45m S1 = 0.03m	Estribos No. 3 @ 0.03m hasta 0.45m en extremos resto No. 3 @ 0.13m

Figura 32 Detalle de columna, primer nivel.



COLUMNA TÍPICA 1ER NIVEL

Figura 33 Detalle de columna, segundo nivel.



COLUMNA TÍPICA 2DO. NIVEL

2.1.7.10 Diseño de cimientos

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

Zapata tipo 1

$$M_x = 6.09 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 62.859 \text{ Ton}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.53 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.5$$

$$\text{Desplante } D_f = 1.40\text{m}$$

$$M_y = 6.368 \text{ Ton-m}$$

$$V_s = 35 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{62.86}{1.5} = 41.906 \text{ Ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{6.09}{1.5} = 4.06 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{6.368}{1.5} = 4.245 \text{ Ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z = \frac{1.5P't}{V_s} = \frac{1.5 * 41.90}{35} = 1.80 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$A_z = 1.75 * 1.75 = 3.06 \text{ m}^2. > 1.8 \text{ m}^2$$

Revisión de presión sobre el suelo:

$$q = \frac{P_{cg}}{Az} \pm \frac{M_{tx} * \bar{x}}{Iy} \pm \frac{M_{ty} * \bar{y}}{Ix}$$

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

$$Sx = Sy = \frac{1.75 * 1.75^2}{6} = 0.89 \text{ m}^3$$

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

$$P = 41.91 + (0.30 * 0.30 * 7.4 * 2.4) + (1.5 * 1.40 * (1.75^2)) + (2.4 * 0.40 * 1.75^2)$$

$$P = 52.96 \text{ Kg.}$$

$$q = P/Az \pm Mtx/Sx \pm Mty/Sy$$

$$q = \frac{52.96}{3.06} \pm \frac{4.06}{\frac{1}{12} * 0.30 * 0.30^3} \pm \frac{4.24}{\frac{1}{12} * 0.30 * 0.30^3}$$

$q_{\text{máx}} = 26.59 \text{ Ton/m}^2$ cumple, no excede el Vs

$q_{\text{mín}} = 8.00 \text{ Ton/m}^2$ cumple, sólo compresiones

Por lo que las dimensiones de la zapata son correctas.

Presión última:

$$q_u = q_{\text{máx}} * Fcu = 26.59 * 1.5 = 39.89 \text{ Ton/m}^2$$

Peralte efectivo

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

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

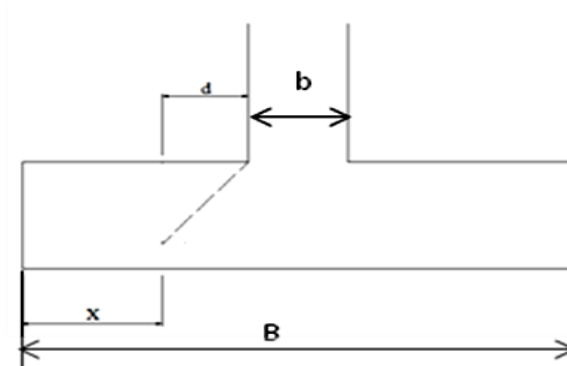
$$d = 0.40 - 0.075 - 2.54/2$$

$$d = 31 \text{ cm}$$

Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a **d** (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 34

Figura 34 Corte simple en zapata



t asumido = 0.40m

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

$$x = 1.75/2 - 0.30/2 - 0.31 = 0.415\text{m}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_u = 1.75 * 0.415 * 39.89 = 28.97 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 1.75 * 0.31$$

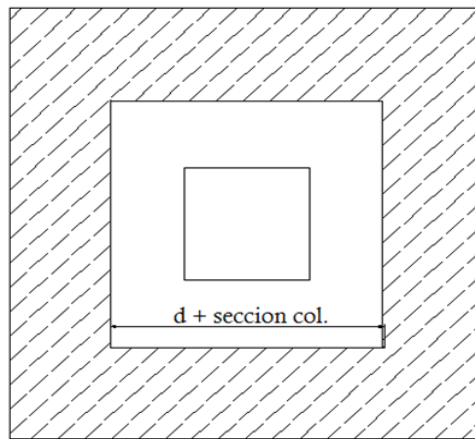
$$V_r = 41.06 \text{ Ton}$$

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

Revisión de corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d / 2$ del perímetro de la columna. Ver figura 35.

Figura 35 Corte punzonante en zapata.



La revisión que se realiza es

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

$$d + \text{sección de columna} = 31.02 + 30.00 = 61.02 \text{ cm}$$

$$b_o = 4 \cdot 61.02 = 244.08 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (1.75 \cdot 1.75 - 0.61 \cdot 0.61) \cdot 39.89$$

$$V_{act} = 107.32 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{281} \cdot 244.08 \cdot 0.31$$

$$V_r = 114.67 \text{ Ton.}$$

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

Diseño del refuerzo

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

Momento último

Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = \frac{qu * L^2}{2} = \frac{39.89 * (1.75/2 - 0.30/2)^2}{2} = 10.48 \text{ Ton-m}$$

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

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

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * b}{0.003825 * 281} \right)} \right) * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left((100 * 31.00) - \sqrt{(100 * 31.00)^2 - \left(\frac{10480 * 100}{0.003825 * 281} \right)} \right) * \left(\frac{0.85 * 281}{2810} \right)$$

$$A_s = 13.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 31.00$$

$A_{s_{\min}} = 15.55 \text{ cm}^2$. Por tanto colocar $A_{s_{\min}}$.

Por ser una masa de concreto grande se distribuirá el acero en dos camadas (superior e inferior)

Espaciamiento entre varillas.

Usando var # 6

$$15.55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 87.5 \text{ cm}$$

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

$$S = 2.85 * 87.5 / 15.55$$

$$S = 16.04 \text{ cm}$$

$$S = 16 \text{ cm.}$$

Cama superior

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002 * b * t$$

$$A_{st} = 0.002 * 175 * 40 = 14 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas con varilla No. 5

$$14.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow 175 \text{ cm}$$

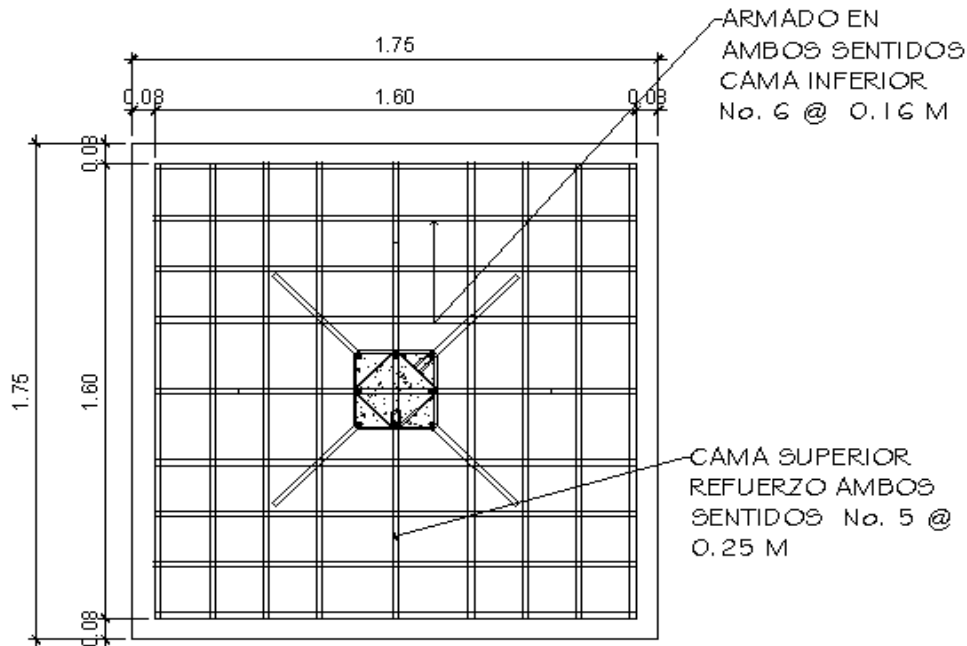
$$2.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow S$$

$$S = 2.00 * 175 / 14$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el armado de la zapata será var. No. 6 @ 16 cm en ambos sentidos en cama inferior, en la cama superior var. No. 5 @ 25 cm en ambos sentidos. Ver figura 36. Detalle de zapata

Figura 36 Detalle de zapata



2.1.8 Instalaciones

2.1.8.1 Agua potable

Todo el sistema de agua potable será por medio de circuito cerrado para que la presión sea la misma en cada punto, con tubería PVC ϕ $\frac{3}{4}$ ", y los abastos por medio de tubería PVC ϕ $\frac{1}{2}$ ".

2.1.8.2 Drenajes

Las instalaciones de aguas negras y aguas pluviales se trabajaron en sistemas separativos, será por medio de tubería PVC de ϕ 4", 3" y 2". En la descarga del drenaje a la red municipal se utilizará tubería PVC de ϕ 6".

2.1.8.3 Electricidad

Las instalaciones de iluminación cuentan con dos circuitos en primer nivel y tres en el segundo nivel, cada uno tendrá un máximo de doce unidades. Las instalaciones de fuerza, cuentan con dos circuitos en el primer nivel y tres en el segundo nivel, con un máximo de doce unidades.

2.1.9 Planos de construcción

Para este proyecto se realizaron 13 planos que están divididos en tres fases: Arquitectura, Estructuras e Instalaciones

Los siguientes planos son:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Elevaciones y secciones
- Planta de acabados
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de losas
- Detalles 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

2.1.10 Presupuesto

2.1.10.1 Materiales

Los precios de los materiales para la elaboración del presupuesto se obtuvieron, mediante cotizaciones en centros de distribución de la región.

2.1.10.2 Mano de obra

Los salarios de mano de obra tanto calificada como no calificada, se aplicó la que se asigna para casos similares en la región.

2.1.10.3 Costo total del proyecto

El presupuesto se realizó a base de precios unitarios. A éste se le aplicó un factor de indirectos del 30%. Ver tabla XII.

Tabla XII Presupuesto general, por precios unitarios del centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca Quetzaltenango

No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-total
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	LIMPIEZA Y NIVELACIÓN	m ²	507.00	Q7.00	Q3,549.00
1.2	TRAZO Y ESTAQUEADO	ml	195.56	Q13.50	Q2,640.06
2	CIMENTACIÓN				
2.1	EXCAVACIÓN	ml	273.65	Q44.37	Q12,141.86
2.2	ZAPATA TIPO 1	u	20.00	Q4,541.89	Q90,837.76
2.3	CIMIENTO CORRIDO CC-1	ml	151.00	Q177.05	Q26,734.73
2.4	RELLENO	m ³	22.00	Q129.26	Q2,843.76
3	MUROS				
3.1	MUROS DE 15 CM 1ER NIVEL	m ²	291.73	Q172.75	Q50,396.88
3.2	MUROS DE 15 CM 2DO NIVEL	m ²	198.71	Q172.75	Q34,327.51
3.3	MURO DE 10cm DE GROSOR	m ²	40.18	Q156.22	Q6,276.80
3.4	SOLERA HIDRÓFUGA 20X15	ml	221.00	Q246.78	Q54,539.08
3.5	SOLERA INTERMEDIA 20X15	ml	286.22	Q246.78	Q70,634.28
3.6	SOLERA FINAL 20X15	ml	221.00	Q246.78	Q54,539.08
3.7	SOLERA EN SILLAR 15 X 25	ml	19.78	Q123.28	Q2,438.50
3.8	SOLERA EN DINTEL 10 X 15	ml	36.00	Q110.49	Q3,977.49
3.9	COLUMNA T- 3	ml	371.00	Q150.63	Q55,884.56
3.1	COLUMNA T- 4	ml	106.00	Q106.73	Q11,313.74
3.11	COLUMNA T- 5	ml	26.50	Q69.16	Q1,832.78
3.12	COLUMNA T- 6	ml	21.20	Q64.66	Q1,370.74
4	ESTRUCTURAS				
4.1	COLUMNAS 1ER NIVEL	u	20.00	Q3,831.65	Q76,632.98
4.2	COLUMNAS 2DO NIVEL	u	20.00	Q2,746.42	Q54,928.33

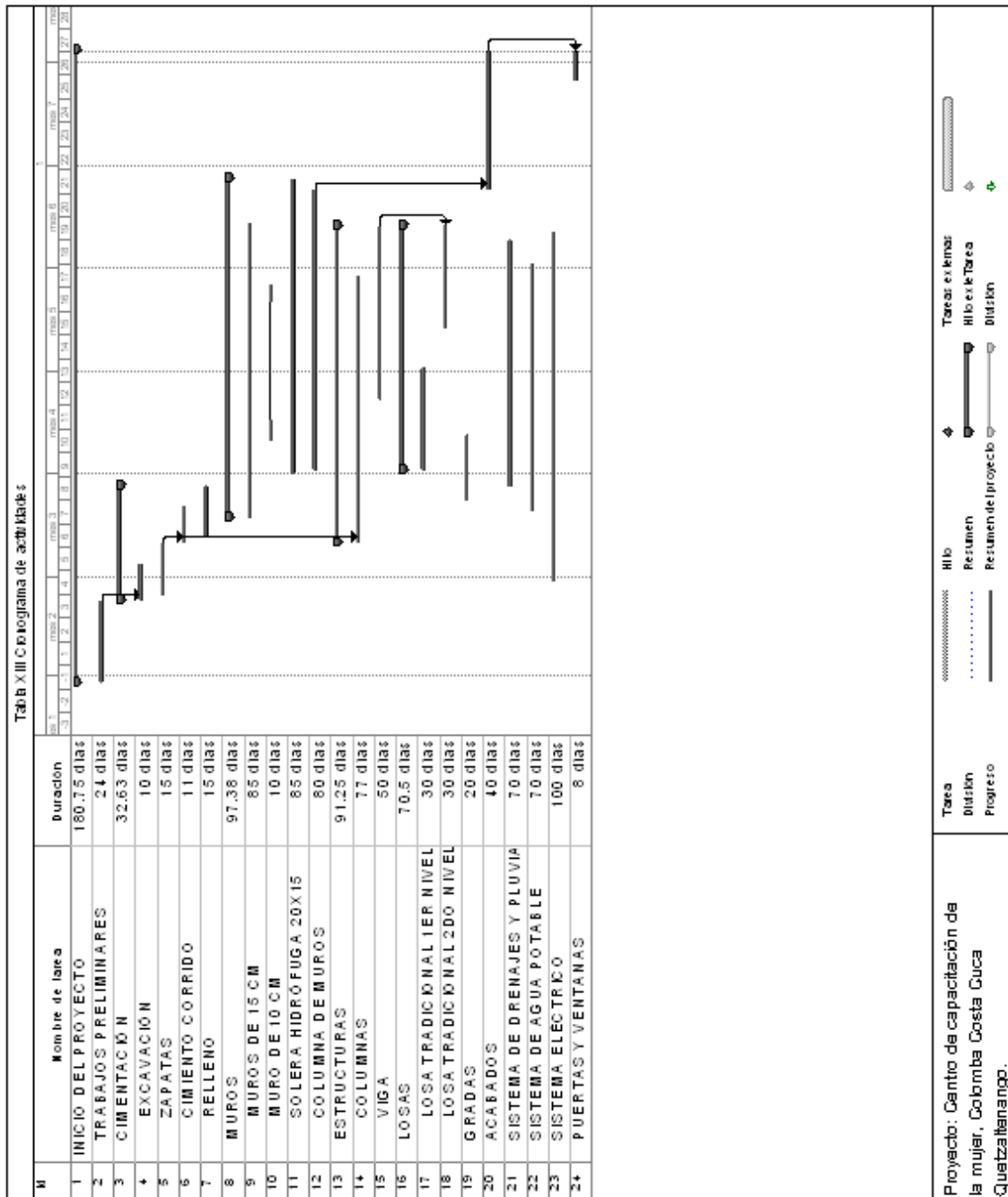
Continúa

4.3	VIGA TIPO 1	ml	19.50	Q568.75	Q11,090.70
4.4	VIGA TIPO 2	ml	19.50	Q571.52	Q11,144.64
4.5	VIGA TIPO 3	ml	19.50	Q571.52	Q11,144.64
4.6	VIGA TIPO 4	ml	19.50	Q571.52	Q11,144.64
4.7	VIGA TIPO 5	ml	19.50	Q632.68	Q12,337.17
4.8	VIGA TIPO 6	ml	19.50	Q632.68	Q12,337.17
4.9	VIGA TIPO 7	ml	19.50	Q632.68	Q12,337.17
4.10	VIGA TIPO 8	ml	19.50	Q653.09	Q12,735.22
4.11	VIGA TIPO 9	ml	24.50	Q632.68	Q15,500.66
4.12	VIGA TIPO 10	ml	24.50	Q642.72	Q15,746.64
4.13	VIGA TIPO 11	ml	24.50	Q598.94	Q14,674.14
4.14	VIGA TIPO 12	ml	24.50	Q640.36	Q15,688.82
4.15	VIGA TIPO 13	ml	24.50	Q655.51	Q16,059.95
4.16	VIGA TIPO 14	ml	24.50	Q634.46	Q15,544.27
5	LOSAS				
5.1	LOSA TRADICIONAL 1ER NIVEL	m ²	296.00	Q507.19	Q150,127.32
5.2	LOSA TRADICIONAL 2DO NIVEL	m ²	311.00	Q481.84	Q149,853.62
6	MÓDULO DE GRADAS				
6.1	GRADAS	global	1.00	Q10,418.26	Q10,418.26
7	ACABADOS				
7.1	PISO CERÁMICO	m ²	548.92	Q160.56	Q88,135.39
7.2	BASE DE CONCRETO PARA PISO	m ²	302.50	Q75.57	Q22,860.16
7.3	REPELLO EN MUROS	m ²	2561.20	Q71.34	Q182,706.28
7.4	CERNIDO VERTICAL EN MUROS	m ²	2561.20	Q49.39	Q126,486.65
7.5	AZULEJO	m ²	40.00	Q186.00	Q7,439.85
7.6	PINTURA	m ²	2561.00	Q56.52	Q144,737.99
8	SISTEMA DE DRENAJES Y PLUVIALES				
8.1	DRENAJES PLUVIALES	global	1.00	Q15,133.46	Q15,133.46
9	SISTEMA DE AGUA POTABLE				
9.1	AGUA POTABLE	global	1.00	Q13,924.78	Q13,924.78
10	SISTEMA ELÉCTRICO				
10.1	ILUMINACIÓN Y FUERZA	global	1.00	Q36,689.12	Q36,689.12
11	PUERTAS Y VENTANAS				
11.1	INSTALACIÓN DE PUERTAS Y VENTANAS	global	1.00	Q52,180.00	Q52,180.00
11.2	PORTÓN GARAGE	global	1.00	Q7,000.00	Q7,000.00
13	INSTALACIÓN DE ARTEFACTOS SANITARIOS				
13.1	INSTALACIÓN DE ARTEFACTOS	global	1.00	Q8,321.56	Q8,321.56
14	OTROS				
14.1	JARDINIZACIÓN	u	1.00	Q1,000.00	Q1,000.00
14.2	BARANDAS	ml	10.00	Q184.28	Q1,842.75
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1,824,187.13

2.1.11 Cronograma de ejecución

Este cronograma servirá para determinar el tiempo de ejecución del proyecto.

Tabla XIII Cronograma de actividades



CONCLUSIONES

1. En el diseño estructural de la edificación para el centro de capacitación de la mujer, se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como económicos, en lo particular se le dio más importancia a los que establece el código A.C.I., AGIES, SEAOC y otros, esto con el propósito de garantizar una estructura segura, por estar ubicada en una zona sísmica.
2. Para la realización del diagnóstico participativo en el municipio de Colomba Costa Cuca, Flores Costa Cuca y Coatepeque, se tomó en cuenta a los COCODES a COMUDE y ONG'S que trabajan en el área, establecimientos educativos y autoridades municipales, para determinar los problemas y necesidades. Como resultado de este diagnóstico se determinó, que en el municipio se necesita mayor cobertura en infraestructura, sistemas de agua potable, saneamiento, capacitación a las autoridades municipales, etc. Por estas razones, este trabajo de graduación se orientó a plantear una solución factible en el área de infraestructura.
3. Este trabajo de graduación muestra el desarrollo del diseño de un edificio de uso público, para el cual se aplicaron los conocimientos adquiridos durante la formación académica y haciendo de estos una solución a los problemas reales que afrontan los municipios del país.

RECOMENDACIONES

A la mancomunidad MANDIMU

1. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así como también la compra de materiales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
2. 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.
3. 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.
4. Gestionar los recursos necesarios para darles seguimiento a los proyectos priorizados del diagnóstico participativo.

A la Facultad de Ingeniería

5. Que se siga apoyando a la unidad de E.P.S., para que siga su labor de seguir prestando este servicio social, que contribuye grandemente al desarrollo de nuestro país.

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. Luís Arnoldo Estrada González. Diseño de edificio para oficinas municipales y alcantarillado sanitario de los cantones tercero y cuarto de la cabecera municipal de San Juan Alotenango, Sacatepéquez. (Guatemala: Facultad de Ingeniería; USAC, 2004)
6. Jorge Mario García Bautista. Diseño de la edificación de dos niveles para oficinas municipales y red de distribución de agua potable para la aldea san Luis Pueblo Nuevo, municipio de Pastores, Sacatepéquez. (Guatemala: Facultad de Ingeniería, USAC, 2006)

ANEXO 1

Figura 37 Mapa de zonificación sísmica en Guatemala

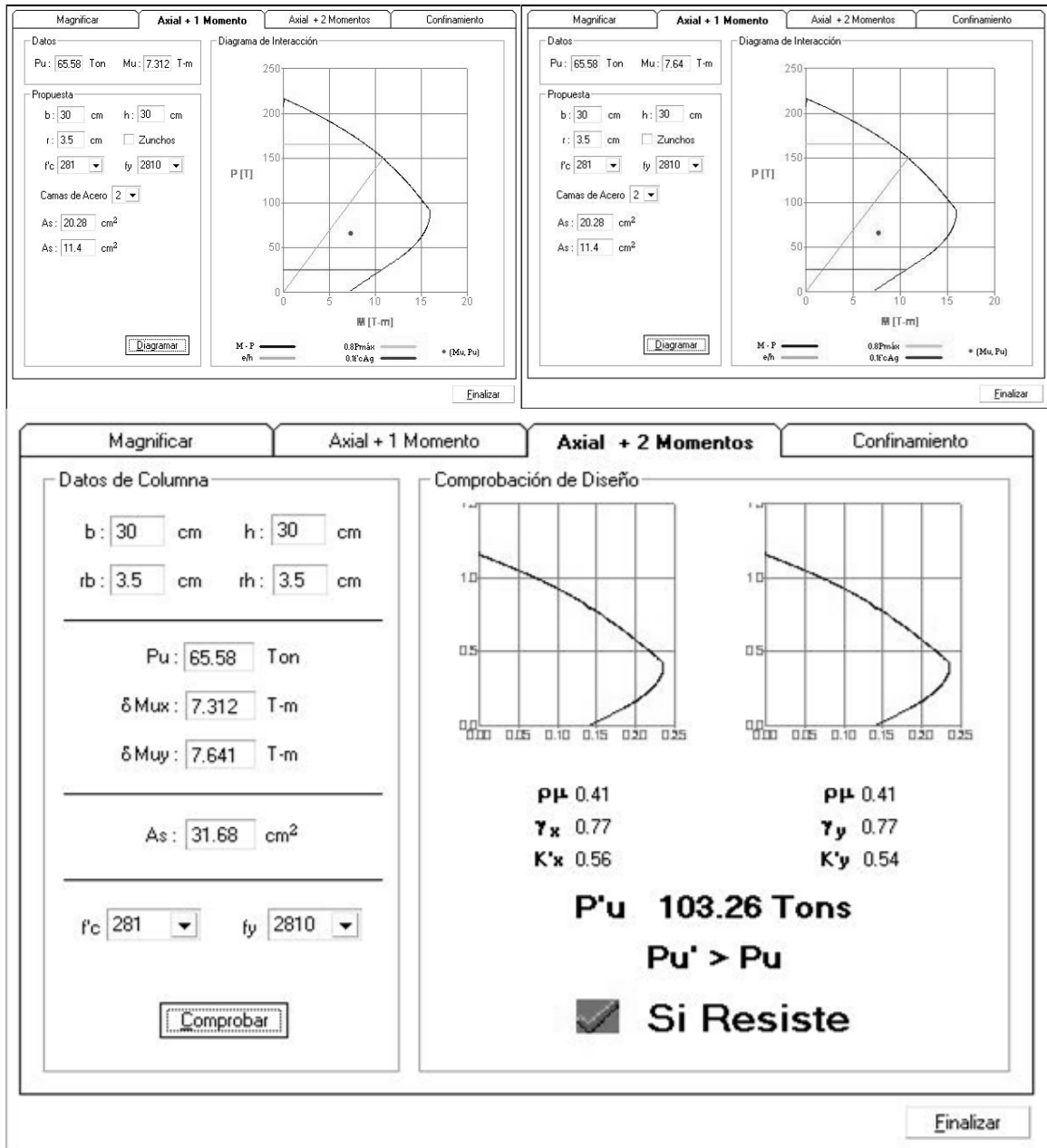


Tabla XIV Método SEAOC, factor Z para sismos

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 más EMM)	3	1.00

ANEXO 2

Figura 38 Valor de K'_x y K'_y



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

APÉNDICE 1

Figura 39 Estudio de suelos, ensayo de compresión triaxial



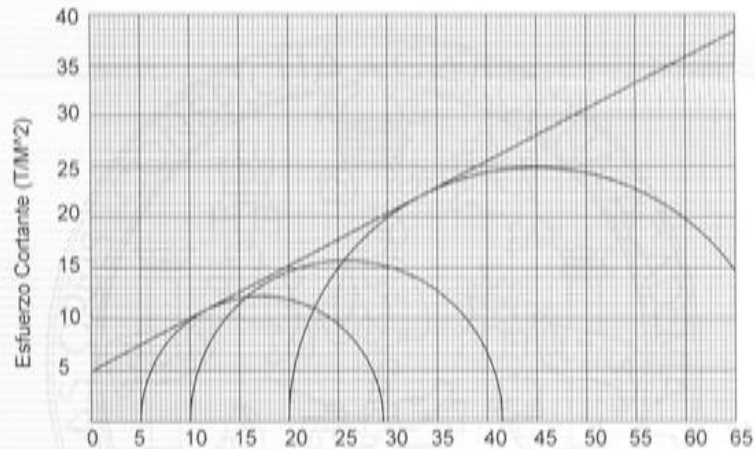
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0290 S.S. O.T.No.: 21,952

INTERESADO: Nelson Ochoa Franco
 PROYECTO: Trabajo de Graduación -EPS-
 UBICACIÓN: Colomba, Quetzaltenango
 pozo: 1 Profundidad: x Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 17,23^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 4,9 \text{ T/m}^2$
---	---

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena limosa color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

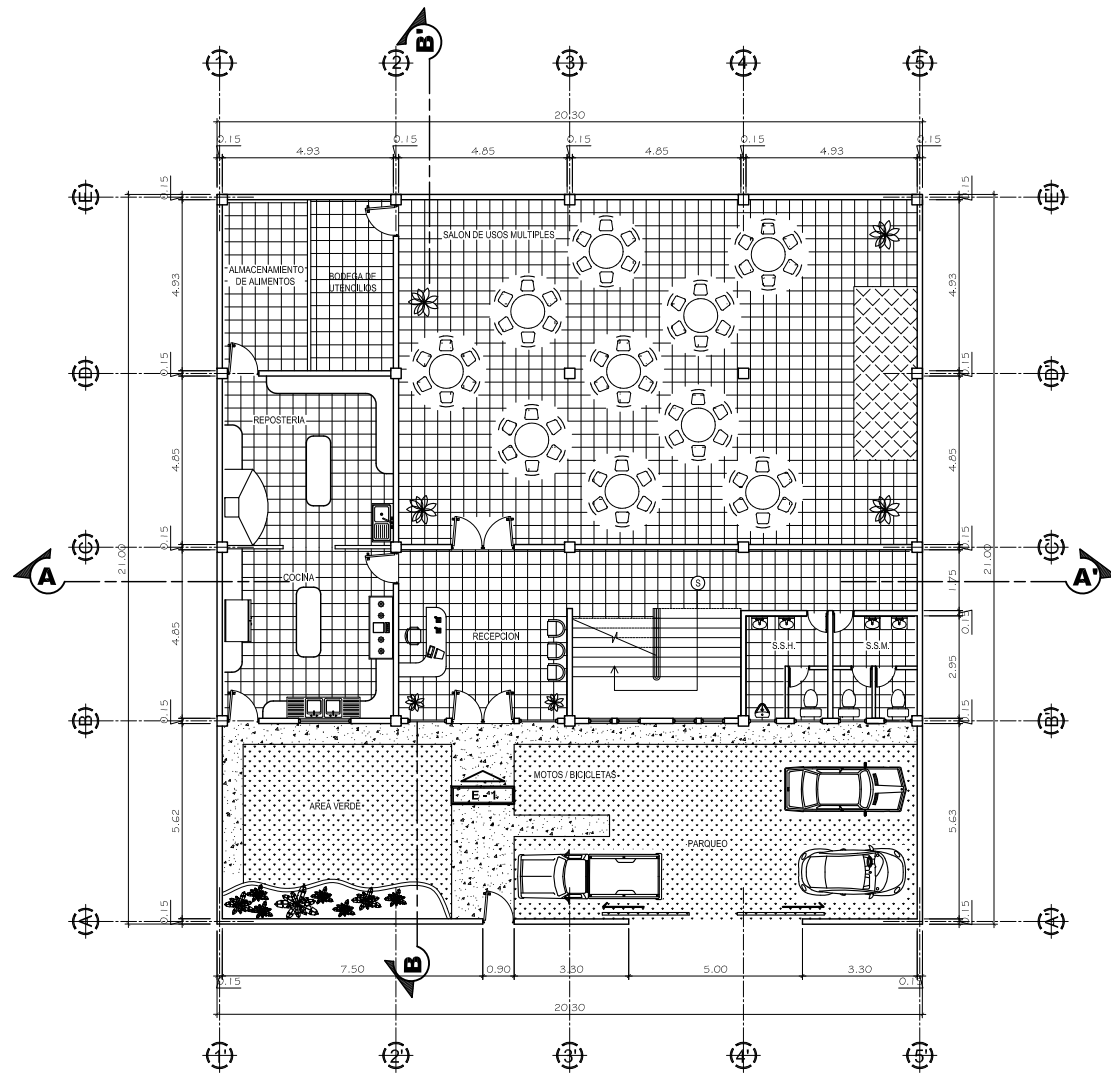
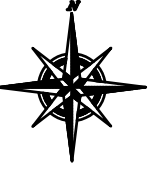
PROBETA No	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	24,52	31,51	49,82
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3,0	6,0	10,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,19	1,19	1,19
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1,53	1,53	1,53
HUMEDAD (%H)	28,0	28,0	28,0

Vo. Bo. *Atentamente*
 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarado Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 DIRECTOR: CI/USAC Jefe Sección Mecánica de Suelos

APÉNDICE 2

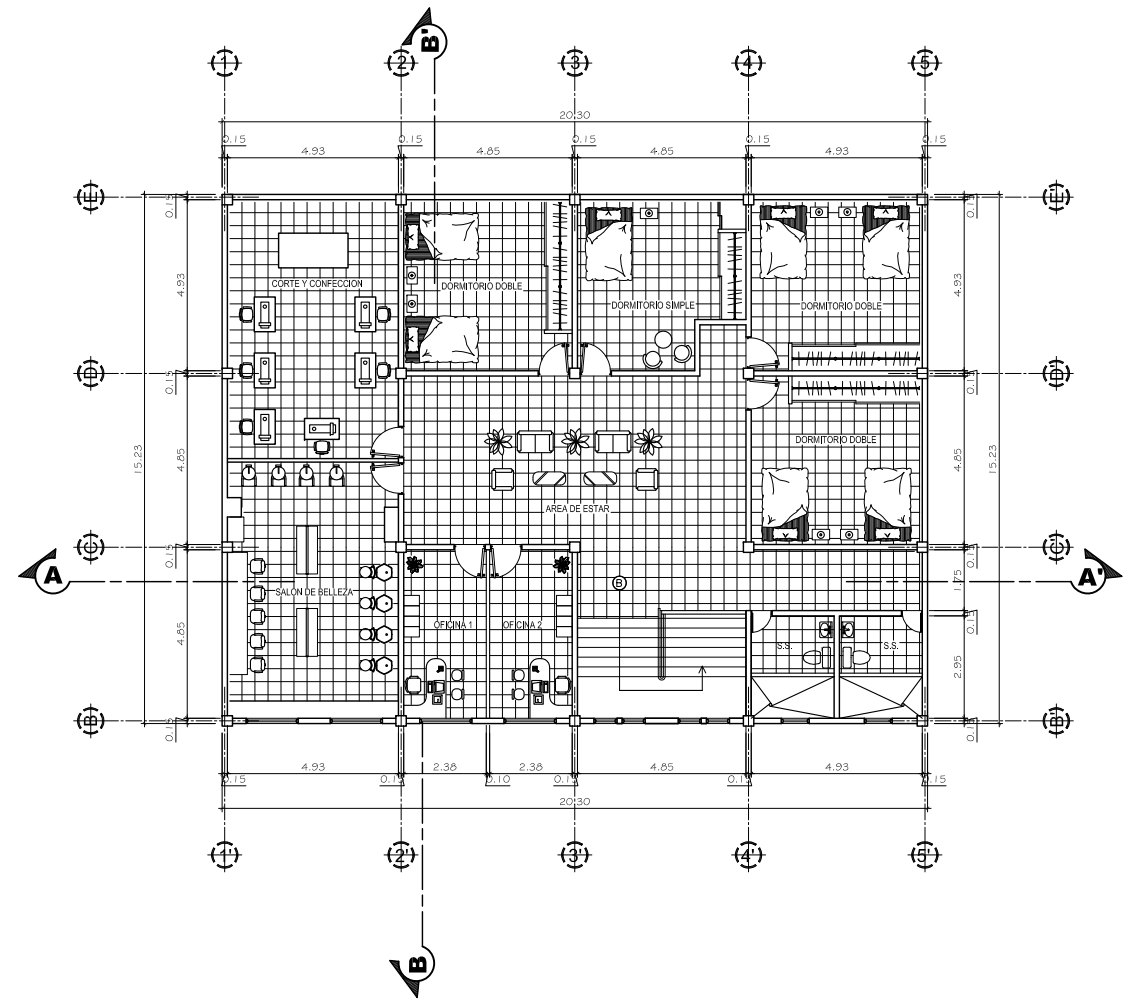
Planos constructivos, centro de capacitación.

(La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo.)



PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100



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

EPS

CONVENIO:
EPSUMMANDIMU
DIBUJO:
NELSON OCHOA

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO
INTEGRAL DE MUNICIPIOS
MANDIMU

CALCULO:
NELSON OCHOA
FECHA:
2008

PROYECTO:

CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER,
COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

CONTENIDO:

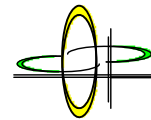
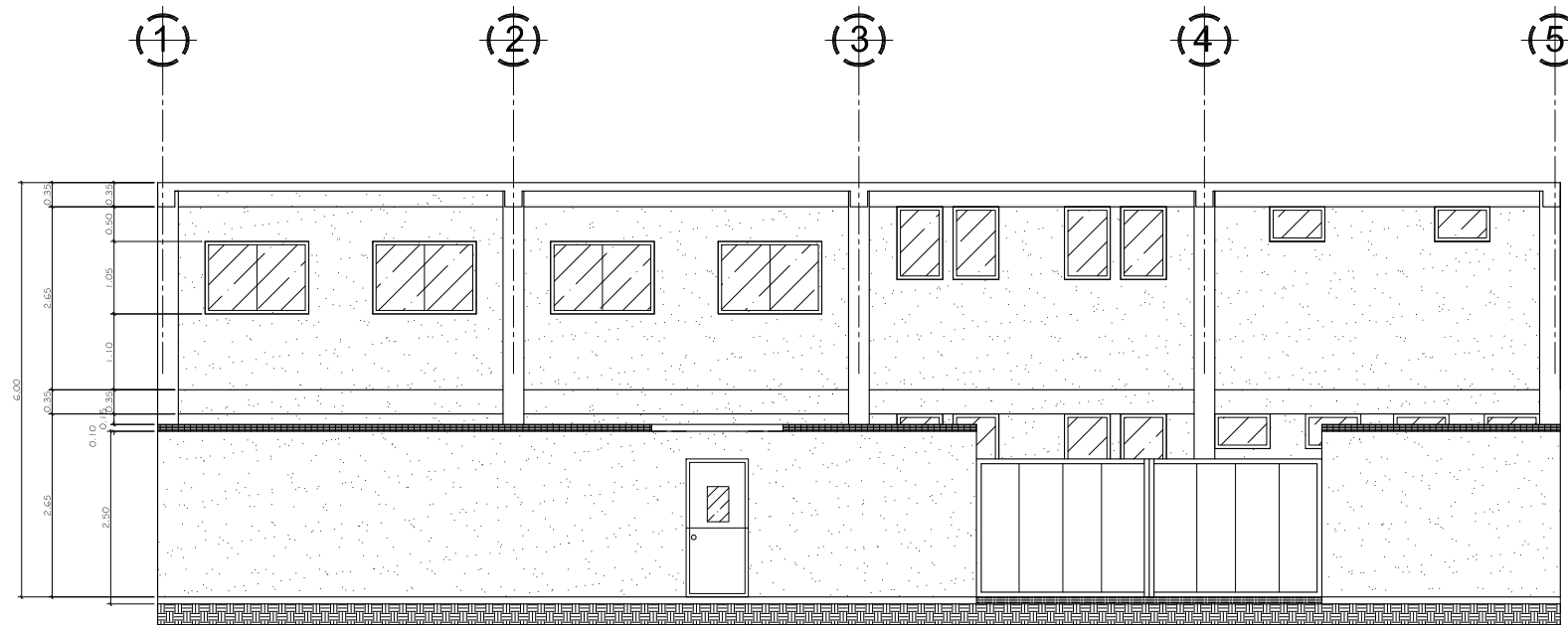
PLANTA AMUEBLADA

ESCALA:
INDICADA

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR EPS

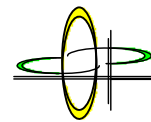
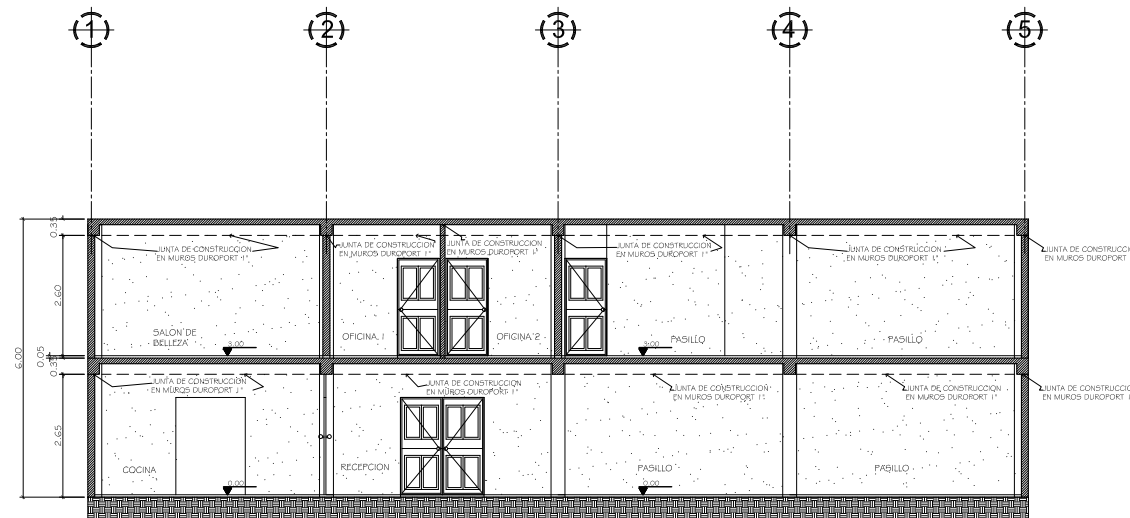
NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
EPS

HOJA
1 / 13



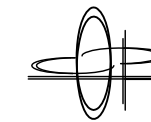
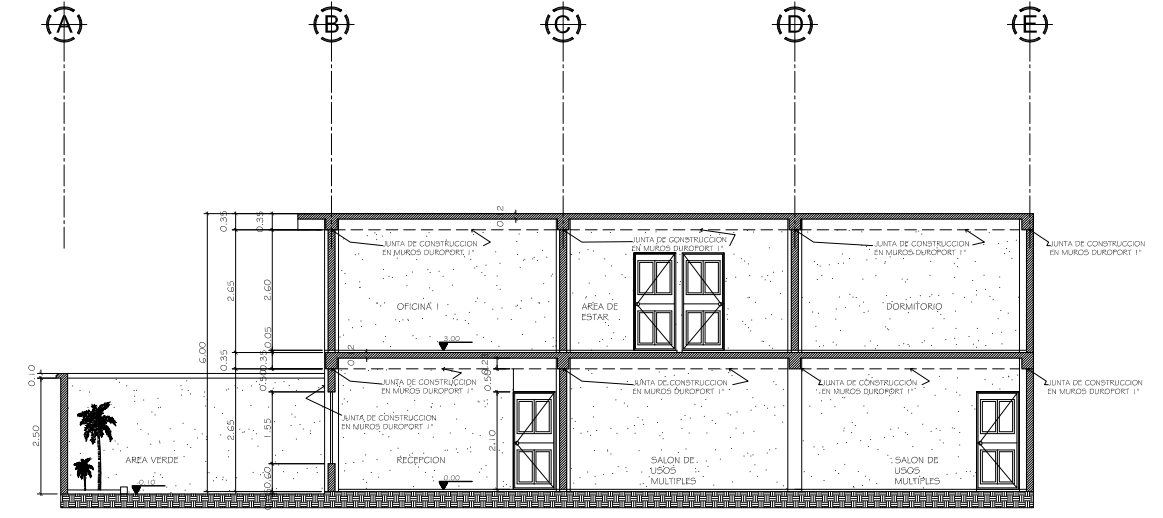
ELEVACION FRONTAL

ESC 1/50



SECCION TRANSVERSAL A-A'

ESC 1/75



SECCION LONGITUDINAL B-B'

ESC 1/75



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

EPS

CONVENIO:
EPSUMMANDIMU

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

CALCULO:
NELSON OCHOA

DIBUJO:
NELSON OCHOA

PROYECTO:
CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

FECHA:
2008

CONTENIDO:

ELEVACIONES Y SECCIONES

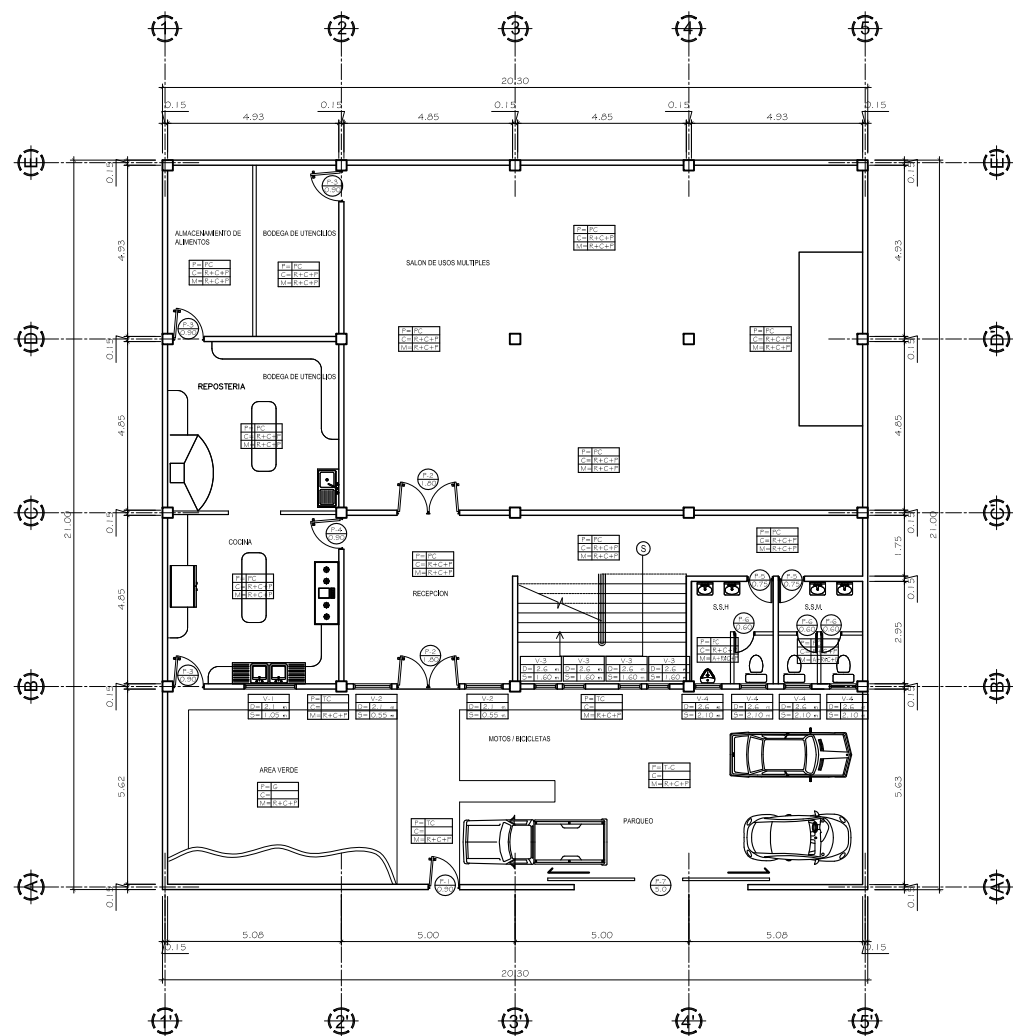
ESCALA:
INDICADA

ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS

NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS

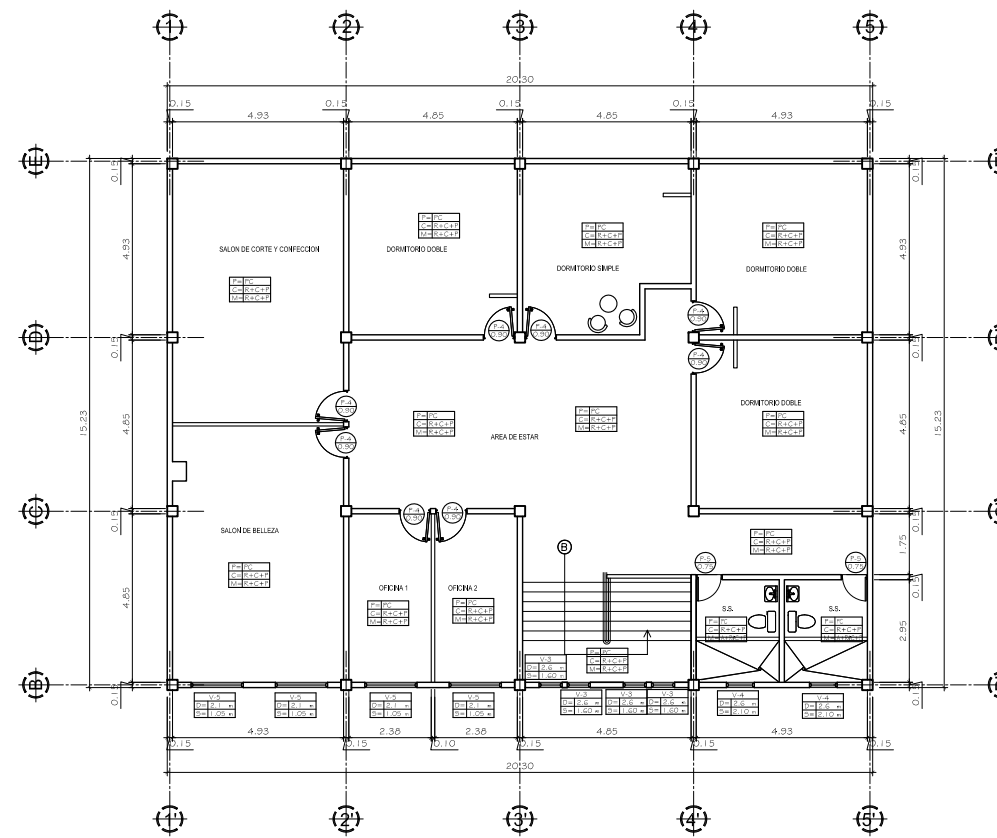
HOJA

3 / 13



PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL

ESC 1/100



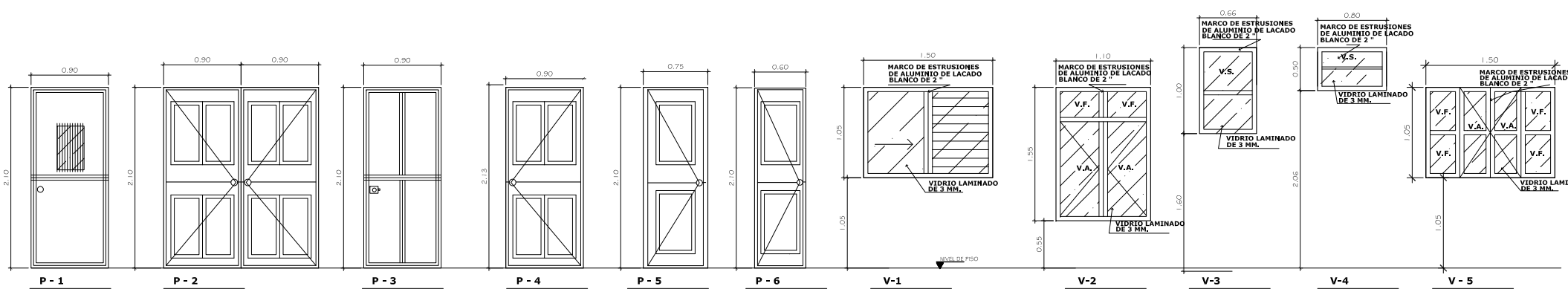
PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

PLANILLA DE PUERTAS						
TIPO	DINTEL	ANCHO	UNIDADES	MATERIALES	TIPOLOGIA	
P-1	2.10 M. SOBRE N.P.T	0.90	1	METAL	1 HOJA	
P-2	2.10 M. SOBRE N.P.T	1.80	2	CAOBILLA ENCHAPADA	2 HOJAS	
P-3	2.10 M. SOBRE N.P.T	0.90	3	METAL	1 HOJA	
P-4	2.10 M. SOBRE N.P.T	0.90	9	CAOBILLA ENCHAPADA	1 HOJA	
P-5	2.10 M. SOBRE N.P.T	0.75	4	CAOBILLA ENCHAPADA	1 HOJA	
P-6	2.10 M. SOBRE N.P.T	0.60	3	CAOBILLA ENCHAPADA	1 HOJA	
P-7	2.00 M. SOBRE N.P.T	5.00	3	METAL	2 HOJAS	

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	ALTURA DE SILLAR	ALTURA DINTEL	ANCHO	ALTURA	UNIDADES	MATERIALES
V-1	1.05 M. SOBRE N.P.T	2.10 M. SOBRE N.P.T	1.50	1.05	1	MARCO DE ESTRUJONES DE ALUMINIO LACADO BLANCO DE 2" + VIDRIO LAMINADO DE 3 MM.
V-2	0.55 M. SOBRE N.P.T	2.10 M. SOBRE N.P.T	1.10	1.55	2	MARCO DE ESTRUJONES DE ALUMINIO LACADO BLANCO DE 2" + VIDRIO LAMINADO DE 3 MM.
V-3	1.60 M. SOBRE N.P.T	2.60 M. SOBRE N.P.T	0.66	1.00	8	MARCO DE ESTRUJONES DE ALUMINIO LACADO BLANCO DE 2" + VIDRIO LAMINADO DE 3 MM.
V-4	2.10 M. SOBRE N.P.T	2.60 M. SOBRE N.P.T	0.80	0.50	6	MARCO DE ESTRUJONES DE ALUMINIO LACADO BLANCO DE 2" + VIDRIO LAMINADO DE 3 MM.
V-5	1.05 M. SOBRE N.P.T	2.10 M. SOBRE N.P.T	1.50	1.05	4	MARCO DE ESTRUJONES DE ALUMINIO LACADO BLANCO DE 2" + VIDRIO LAMINADO DE 3 MM.

SIMBOLOGIA Y NOMENCLATURA	
	INDICA ACABADO EN PISO, CIELO Y MUROS
	INDICA TIPO DE PUERTA Y ANCHO DE VANO
	INDICA TIPO DE VENTANA
LTL	LOSETA DE GRANITO DE MARMOL TIPO LAJA DE 0.40 x 0.40 x 0.03 MRS. DE 115 LBS. DE COLOR TEJA Y ESTUCCO PARA PISO DE GRANITO
G	GRAMA TIPO SAN AGUSTIN DE ALTO 2.5 CMS CON TIERRA NEGRA Y ABONO
P.C.	PISO CERAMICO
TCB	TORTA DE CEMENTO ACABADO FINAL BARRIDO
R+C+P	REPELLO MAS CERNIDO VERTICAL Y PINTURA LATEX
A+R+C+P.	AZULEJO DE 0.20X0.30 M HASTA UNA ALTURA DE 1.30 M S.N.P.T. + REPELLO + CERNIDO Y PINTURA
V.F.	INDICA VENTANA CON VIDRIO FIJO
V.A.	INDICA VENTANA CON ABATIMIENTO VERTICAL
V.S.	INDICA VENTANA TIPO SIFON



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

EPS

CONVENIO: EPSUMMANDIMU
DISEÑO: NELSON OCHOA

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

CALCULO: NELSON OCHOA
FECHA: 2008

PROYECTO:

CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

CONTENIDO:

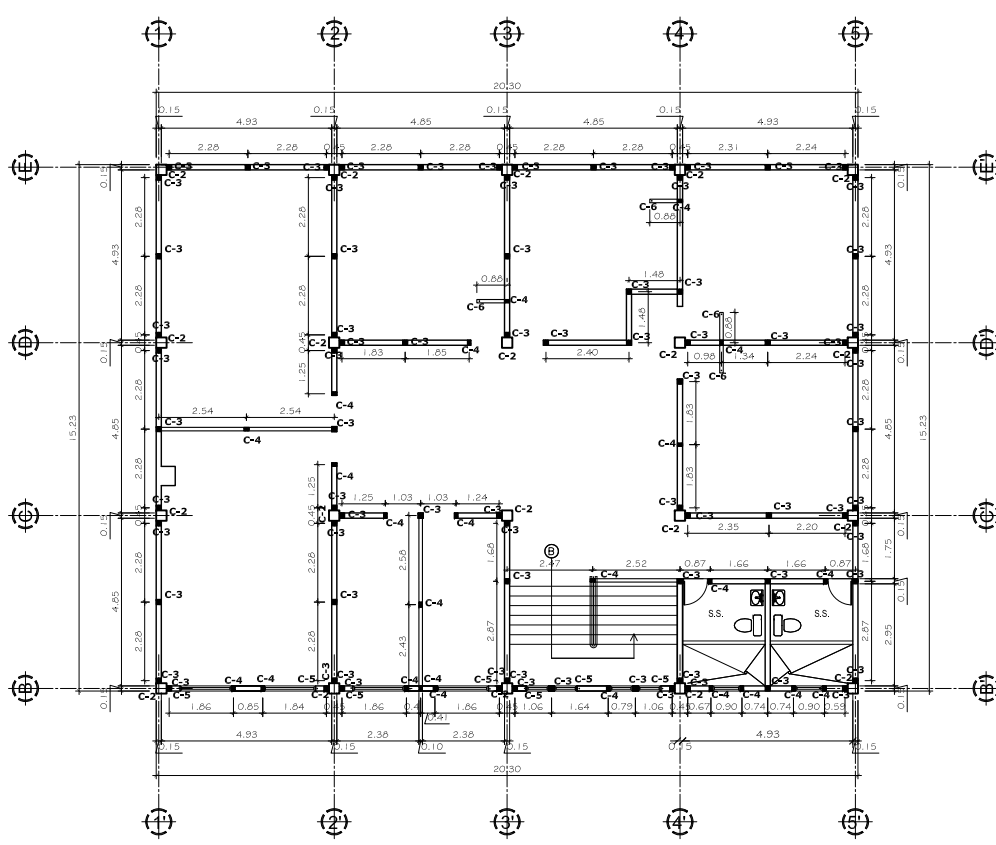
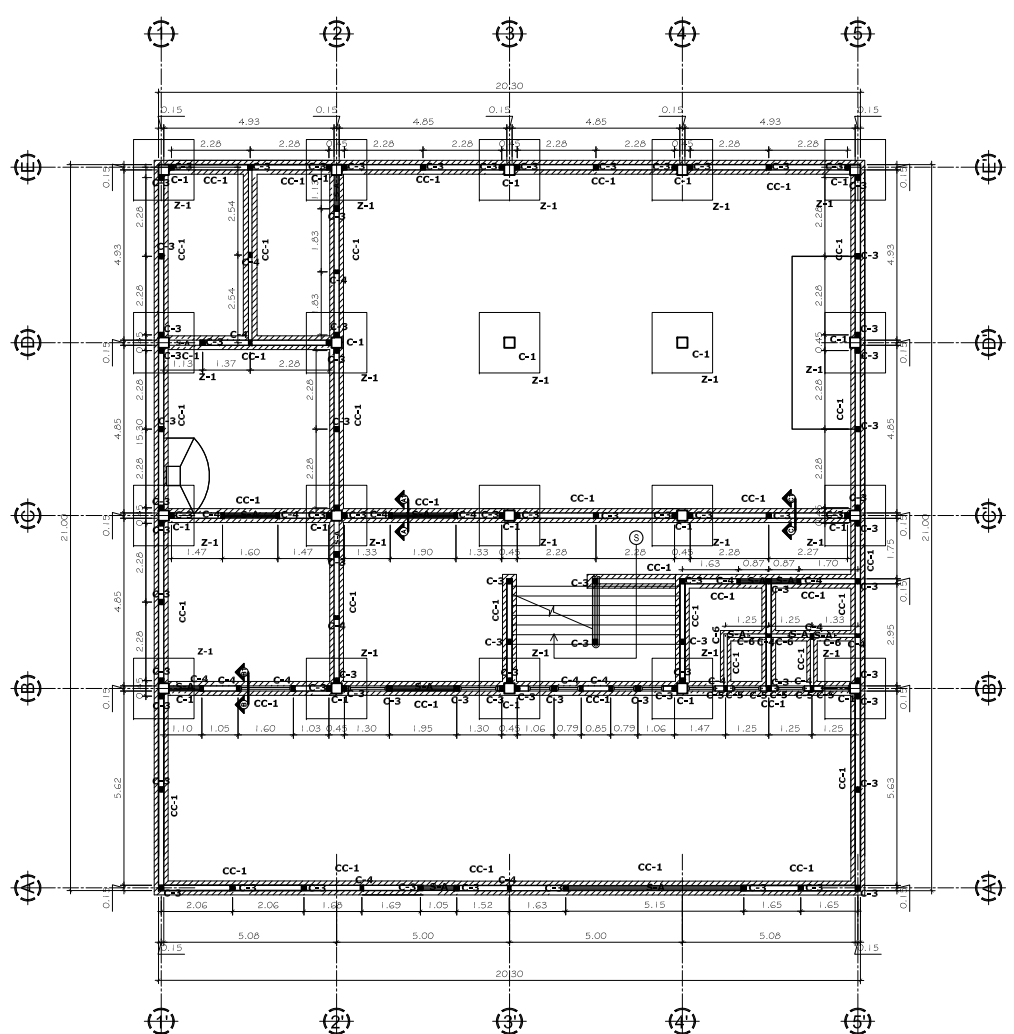
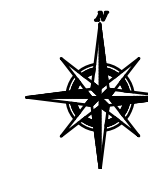
PLANTA ACABADOS Y DETALLES DE PUERTAS Y VENT.

ESCALA: INDICADA

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR EPS

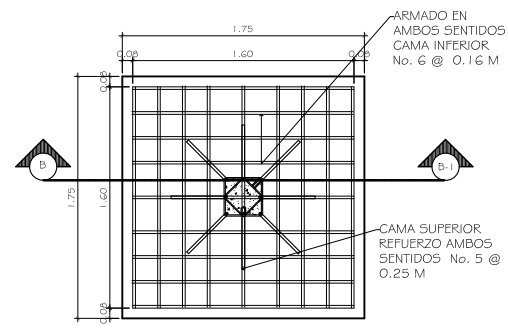
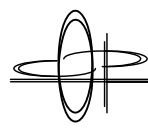
NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
EPS

HOJA
4 / 13

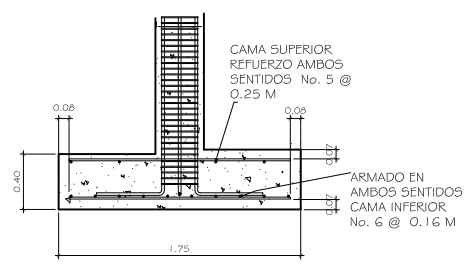


PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS PRIMER NIVEL

ESC 1/100

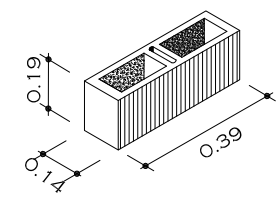


PLANTA TIPO Z-1
CAPATA TIPO - 1
ESC: 1:25



SECCION B-B1
CAPATA TIPO - 1
ESC: 1:25

Las dimensiones del block a utilizarse tanto en interiores como en exteriores serán de 0.14x0.19x0.39 m



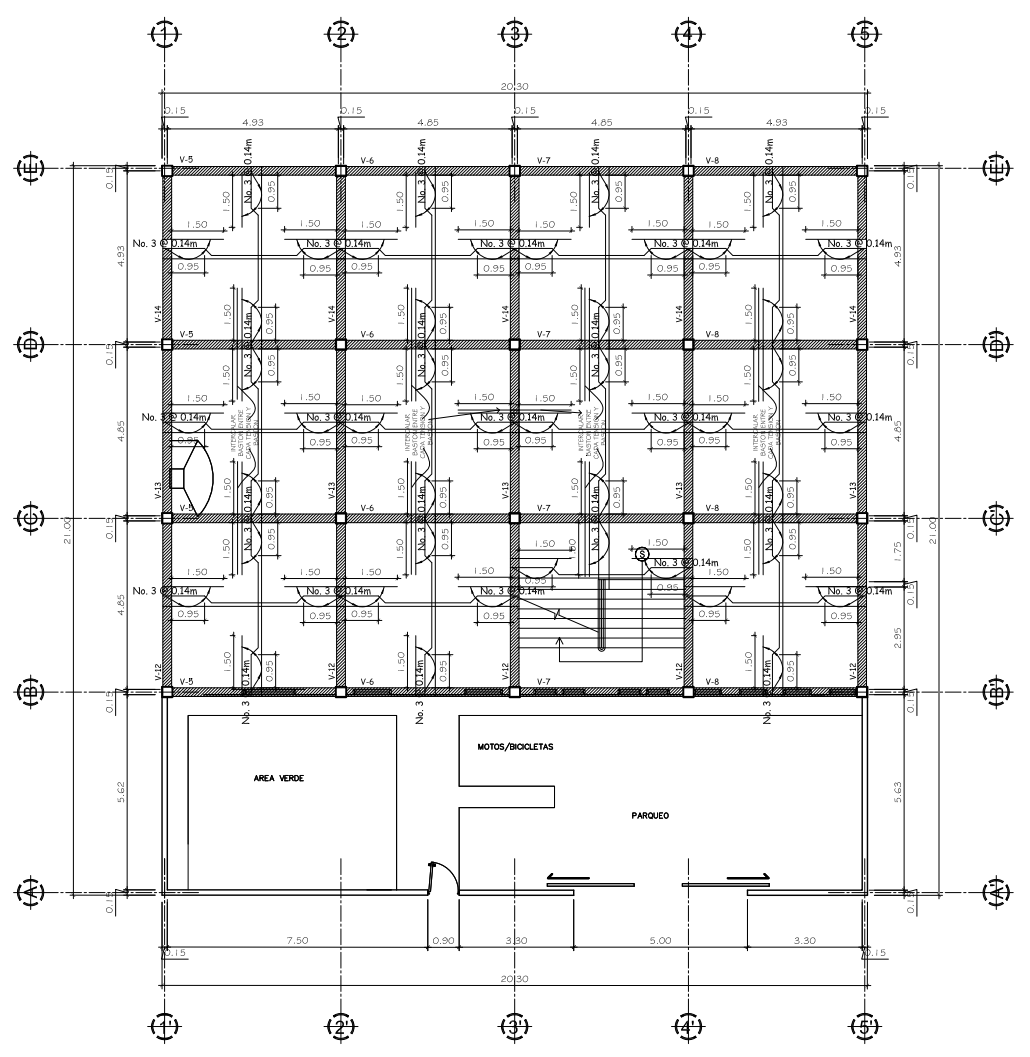
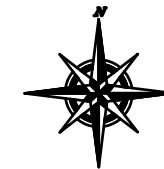
PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

ESPECIFICACIONES

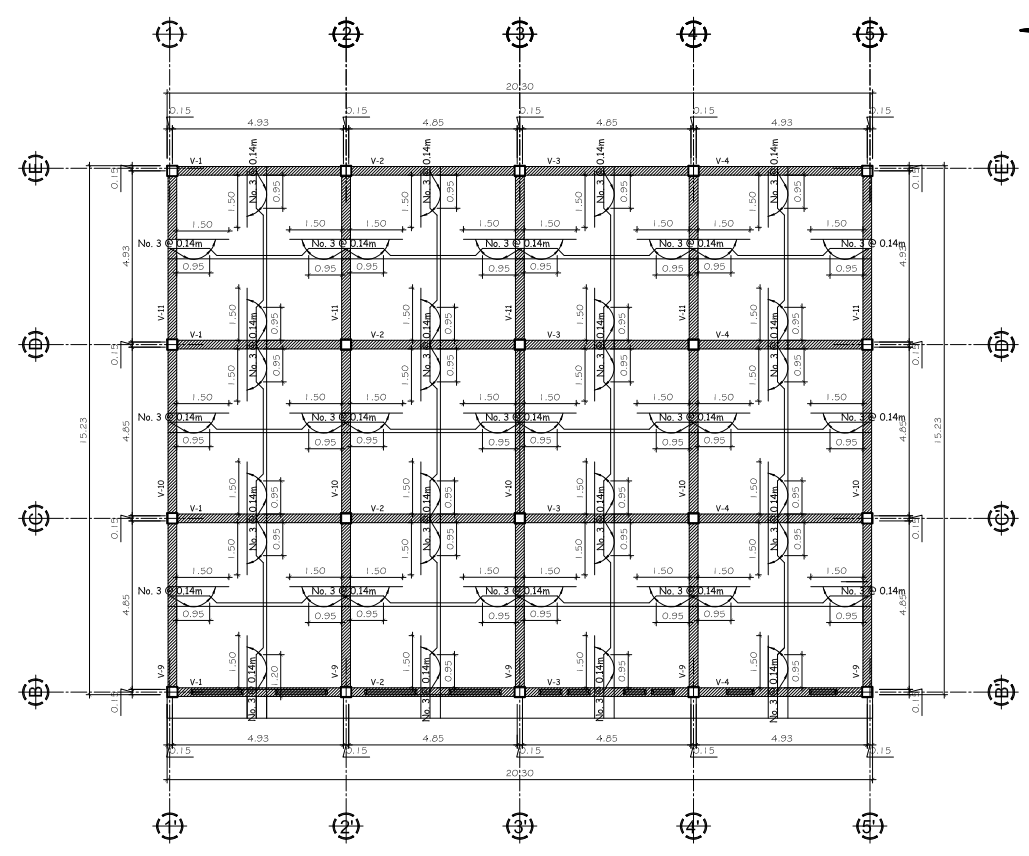
- $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ o $4,000 \text{ psi}$
- $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o $40,000 \text{ psi}$
- BLOCK DE POMEZ $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
- AGREGADO GRUESO = 1/2"
- Valor Soporte del Suelo (Triaxial) = 35 kg/cm^2
- CARGAS VIVAS UTILIZADAS
- DORMITORIOS = 250 kg/cm^2
- AULAS = 250 kg/cm^2
- PASILLOS = 400 kg/cm^2
- TECHOS = 100 kg/cm^2
- SOBRE CARGAS = 100 kg/cm^2
- GANCHOS STANDAR A 135°
- El doblez para cualquier gancho normal será de 4 veces el \emptyset de la varilla, no menor de 6.5 cm, ni mayor de 10 cm.
- TRASLAPES MINIMOS
- No 3 = 0.35
- No. 4 = 0.50
- No. 5 = 0.60
- No. 6 = 0.75
- El reubrimiento sobre acero sera de:
 - Lateral 0.03 mts. para columnas
 - Inferior de 0.075 mts. en cimentaciones.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU	
CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO	PLANTA CIMENTACION Y COLUMNAS	HOJA 5 / 13
ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS	NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS	



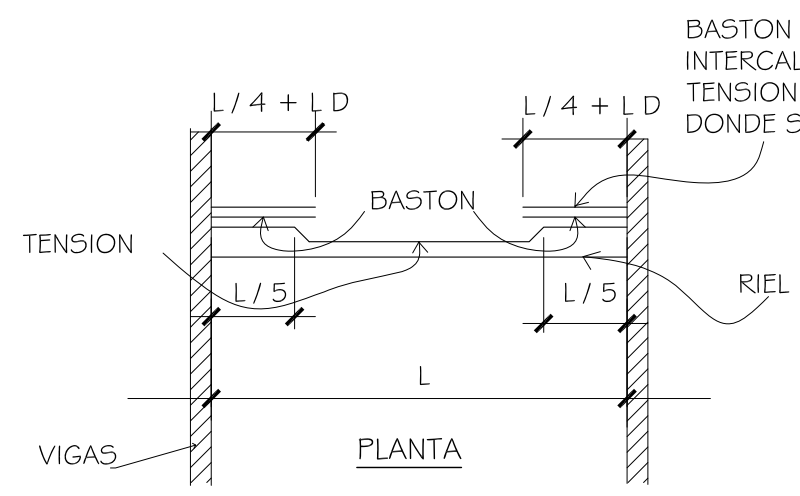
PLANTA DE LOSAS Y VIGAS PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE LOSAS Y VIGAS SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100



L.D. = LONGITUD DE DESARROLLO = 0.30m

BASTON INTERCALADO ENTRE TENSION Y BASTON DONDE SE INDIQUE

BASTON

BASTON INTERCALADO ENTRE TENSION Y BASTON DONDE SE INDIQUE

BASTON

RIEL

RIEL TENSION RIEL TENSION

SECCION LOSA

ESPECIFICACIONES

$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ o $4,000 \text{ psi}$
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o $40,000 \text{ psi}$
 BLOCK DE POMEZ $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
 AGREGADO GRUESO = 1/2"

Valor Soporte del Suelo (Triaxial) = 35 kg/cm^2
 CARGAS VIVAS UTILIZADAS
 DORMITORIOS = 250 kg/cm^2
 AULAS = 250 kg/cm^2
 PASILLOS = 400 kg/cm^2
 TECHOS = 100 kg/cm^2
 SOBRE CARGAS = 100 kg/cm^2
 GANCHOS STANDAR A 135°

El doblez para cualquier gancho normal será de 4 veces el \emptyset de la varilla, no menor de 6.5 cm, ni mayor de 10 cm.

TRASLAPES MINIMOS

No. 3 = 0.35
 No. 4 = 0.50
 No. 5 = 0.60
 No. 6 = 0.75



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

EPS

CONVENIO: EPSUMMANDIMU
 DIBUJO: NELSON OCHOA

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

CALCULO: NELSON OCHOA
 FECHA: 2008

PROYECTO:

CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

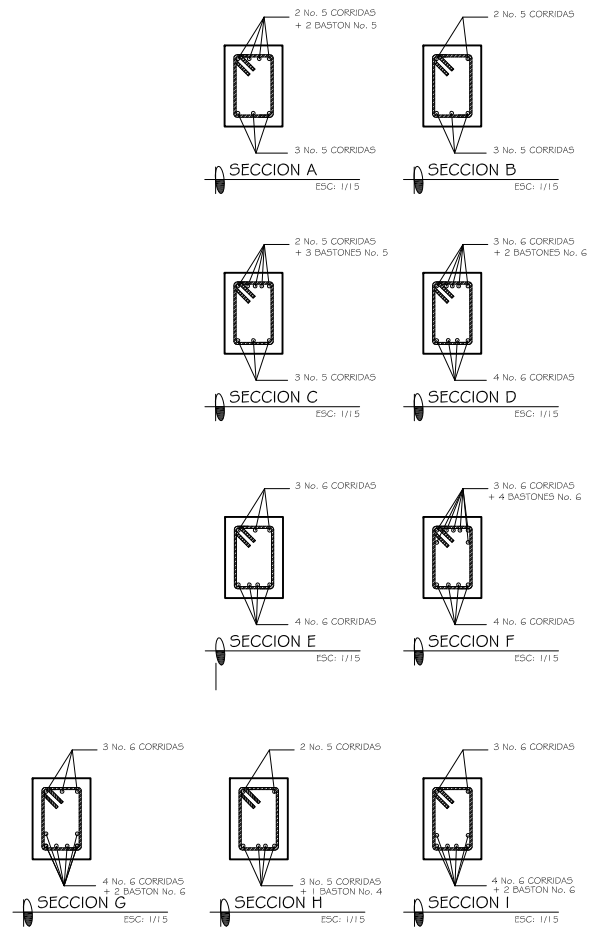
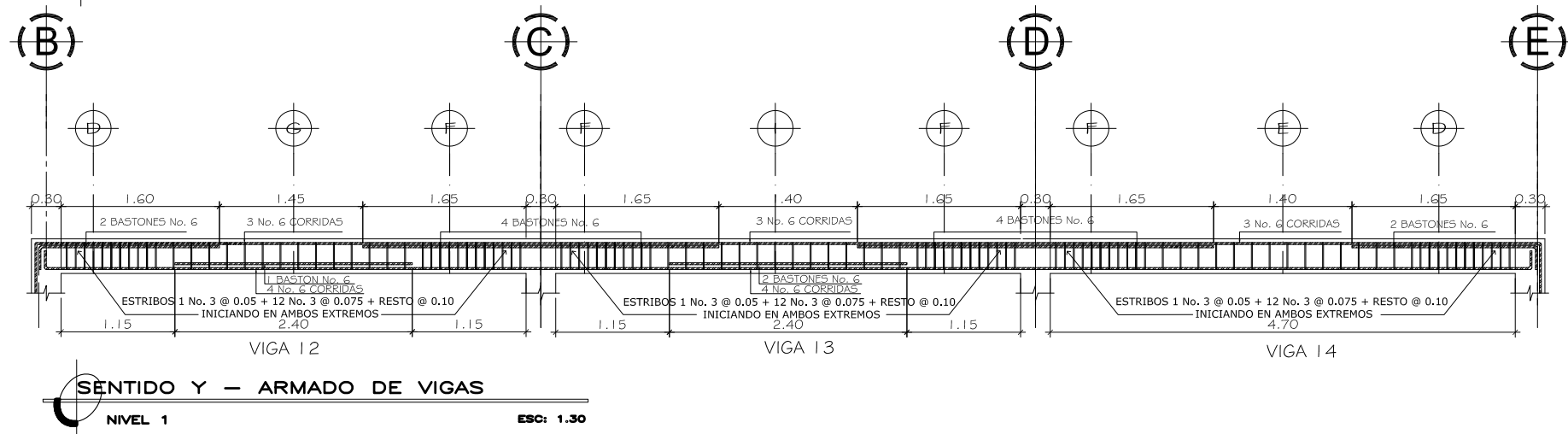
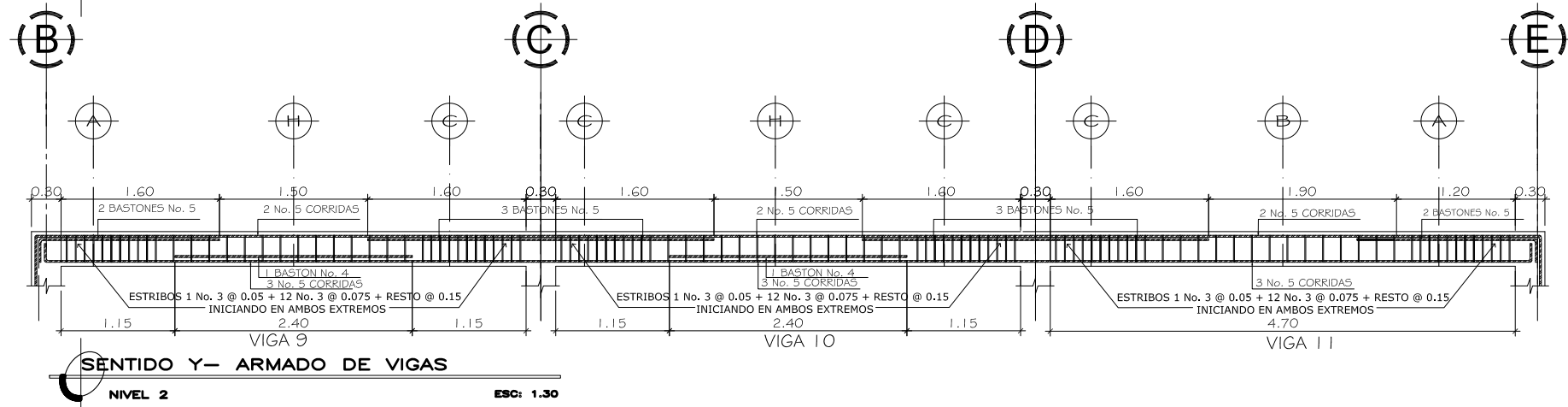
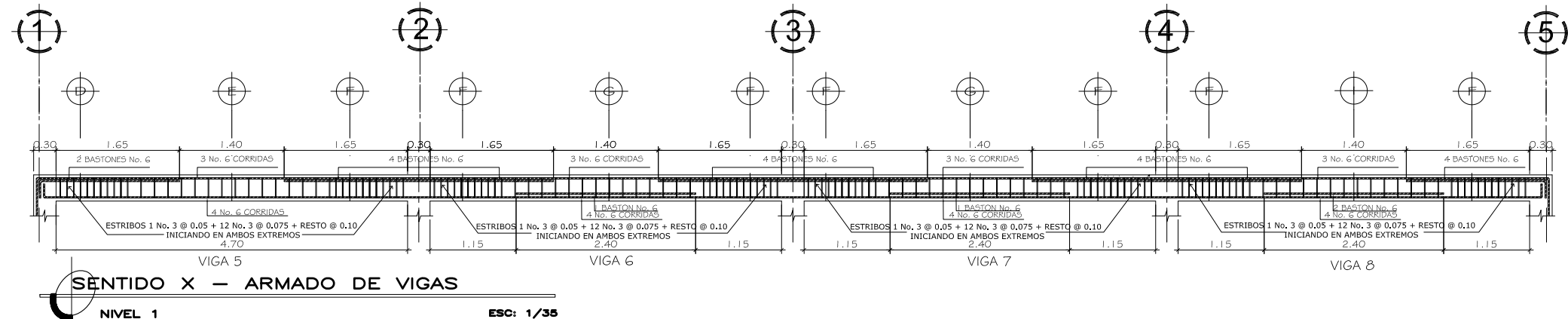
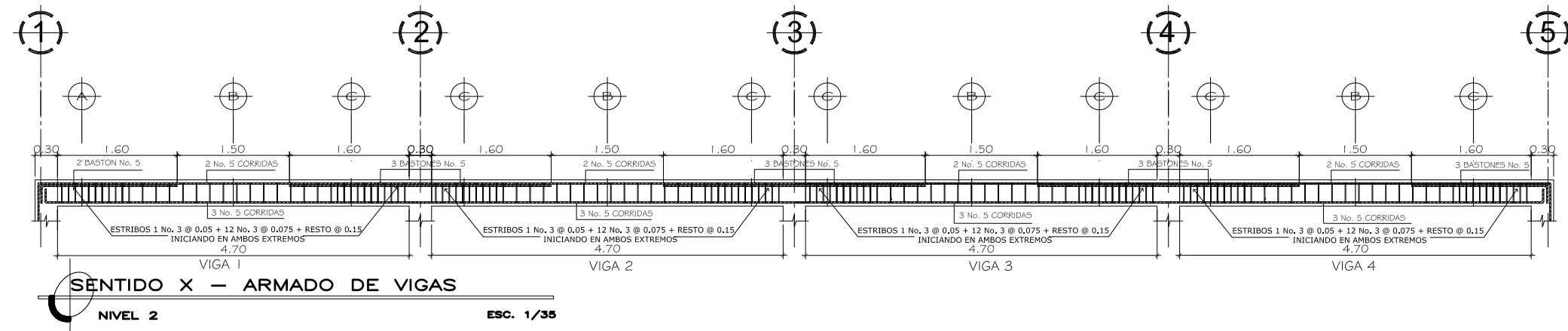
CONTENIDO:

PLANTA DE LOSAS Y VIGAS

ESCALA: INDICADA

ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS
 NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS

HOJA
 6 / 13

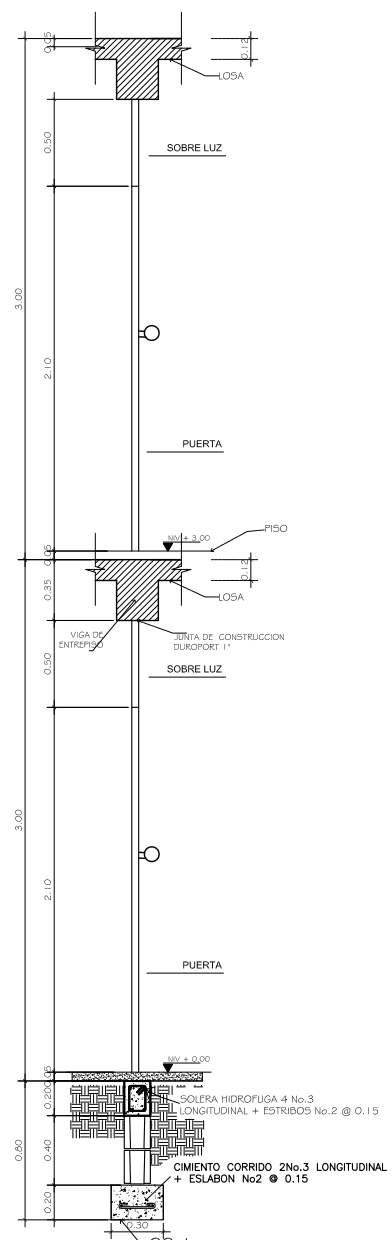


ESPECIFICACIONES

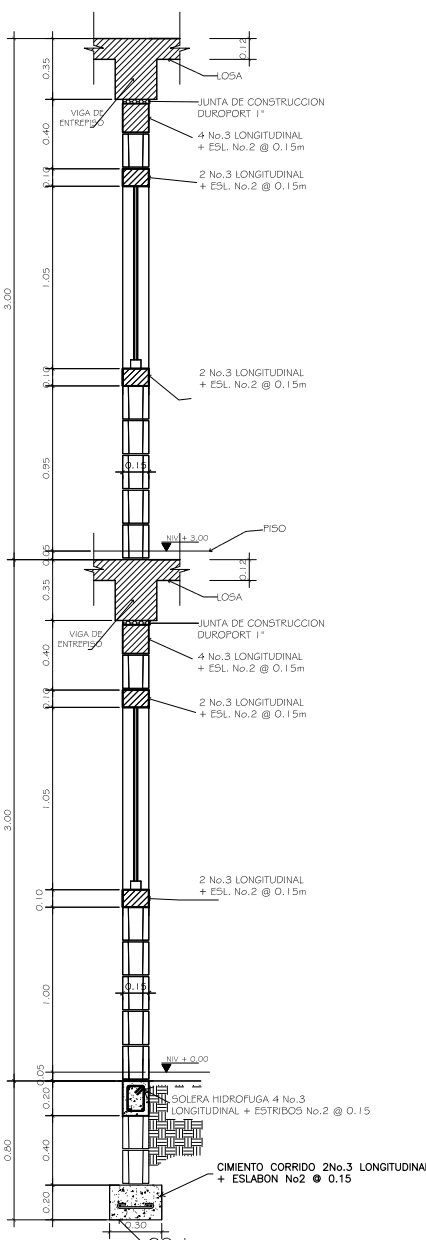
$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$ o 4,000 psi
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o 40,000 psi
 BLOCK DE POMEZ $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
 AGREGADO GRUEZO = 1/2"
 Valor Soporte del Suelo (T_{axial}) = 35 kg/cm^2

GANCHOS STANDAR A 135°
 El doblez para cualquier gancho normal será de 4 veces el \emptyset de la varilla, no menor de 6.5 cm, ni mayor de 10 cm.

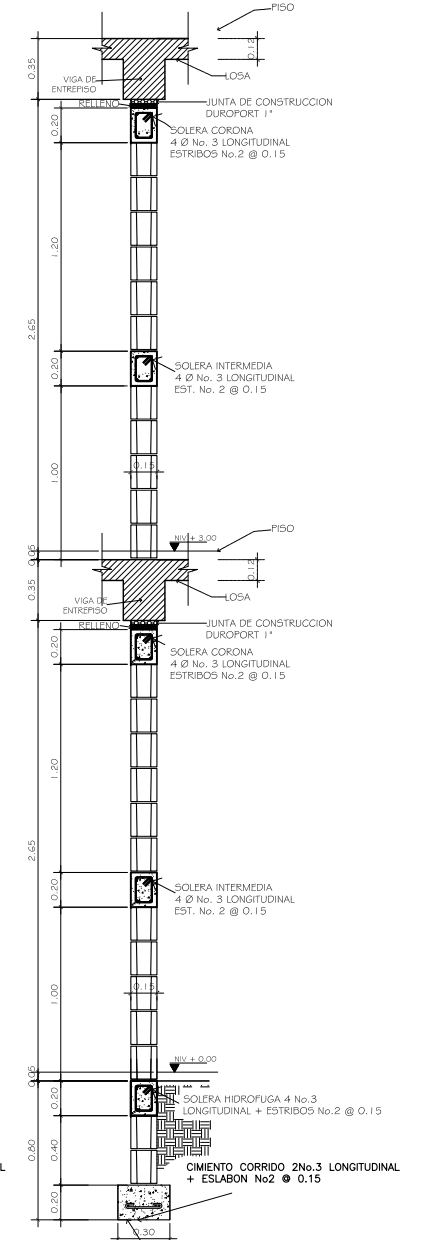
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU	
CONVENIO: EPBDM/MANDIMU DIBUJO: NELSON OCHOA	CALCULO: NELSON OCHOA FECHA: 2008	
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS	HOJA 7 / 13	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS	NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS	



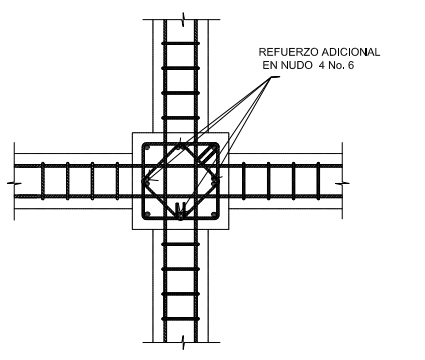
CORTE A-A1
DETALLES DE MURO CON PUERTA 1:20



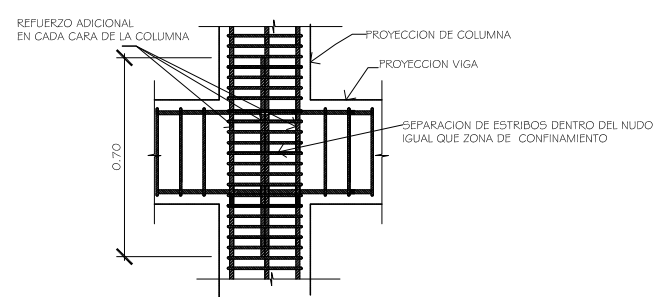
CORTE B-B1
DETALLES DE MURO CON VENTANA 1:20



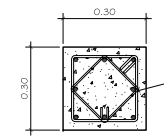
CORTE C-C1
DETALLES DE MURO 1:20



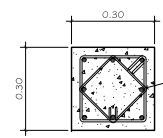
PLANTA VIGA-COLUMNA
DETALLE DE NUDO VIGA-COLUMNA SIN ESCALA



SECCION VIGA-COLUMNA
DETALLE DE NUDO VIGA-COLUMNA SIN ESCALA



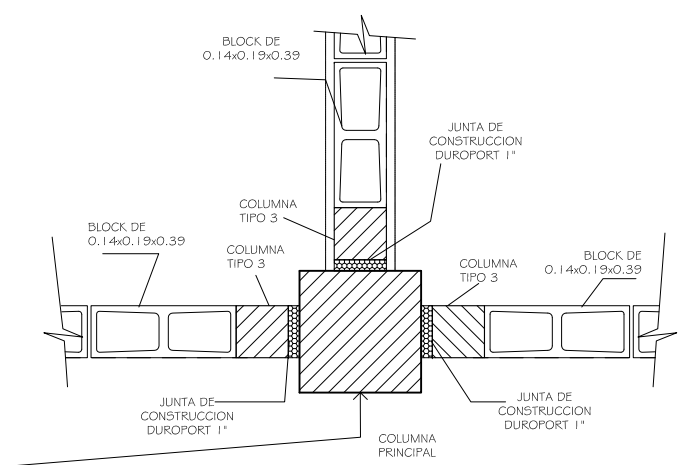
COLUMNA TIPICA 2DO. NIVEL
ESC: 1: 12.5



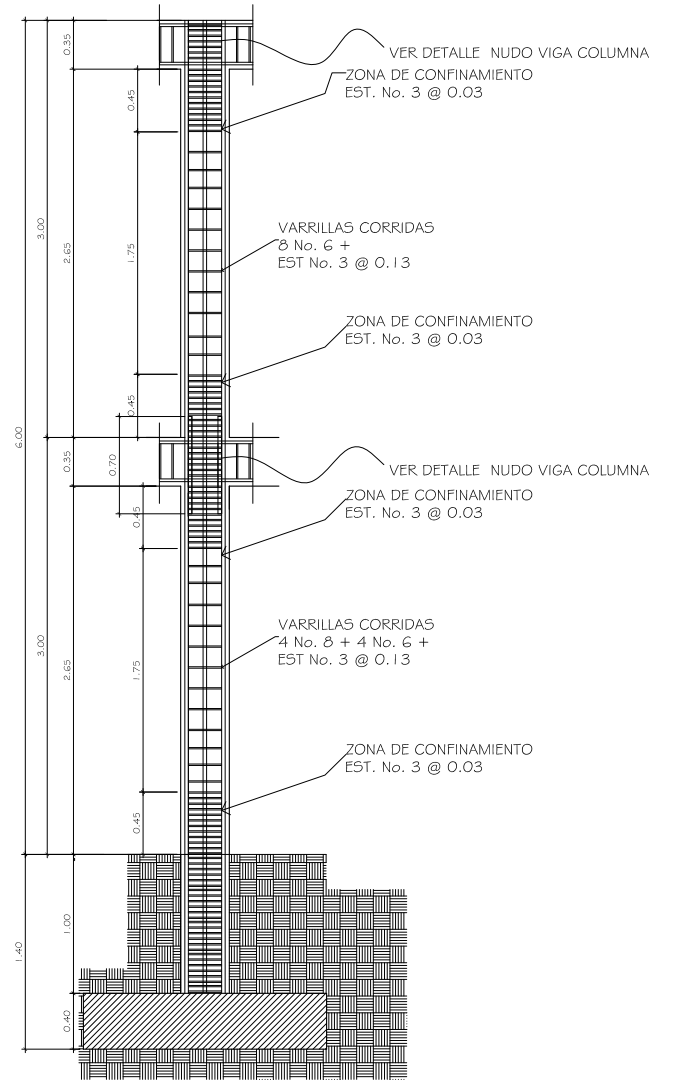
COLUMNA TIPICA 1ER NIVEL
ESC: 1: 12.5

NOTA:

- LOS MUROS SON DE DIVISION, NO TIENEN FUNCION ESTRUCTURAL.
- EL CIMENTO CORRIDO SE COLOCA POR SEGURIDAD EN LOS MUROS.
- LOS MUROS NO DEBEN ESTAR CONECTADOS A LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES. (COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, ZAPATAS.) SE UTILIZARÁ JUNTA DE CONSTRUCCION-DUROPORT DE 1".

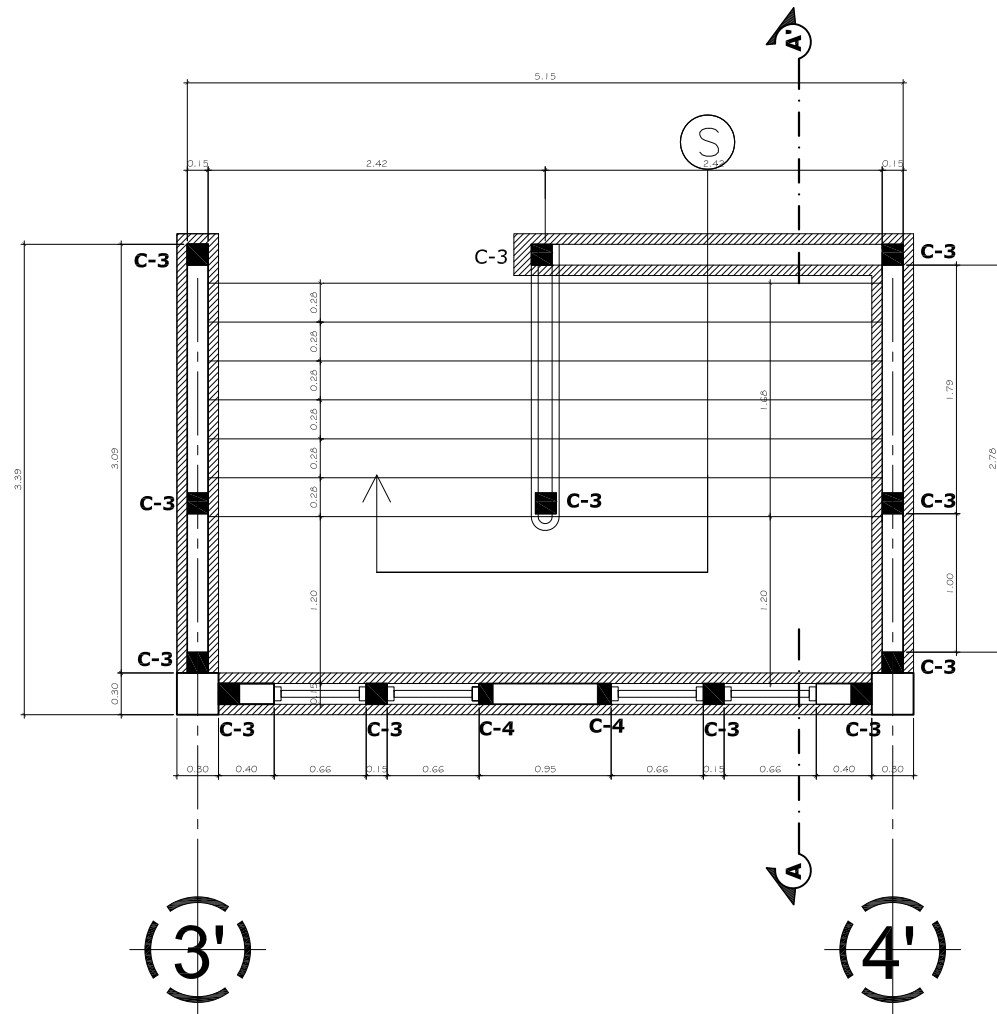


DETALLE JUNTA MURO - COLUMNA
Esc: 1:20

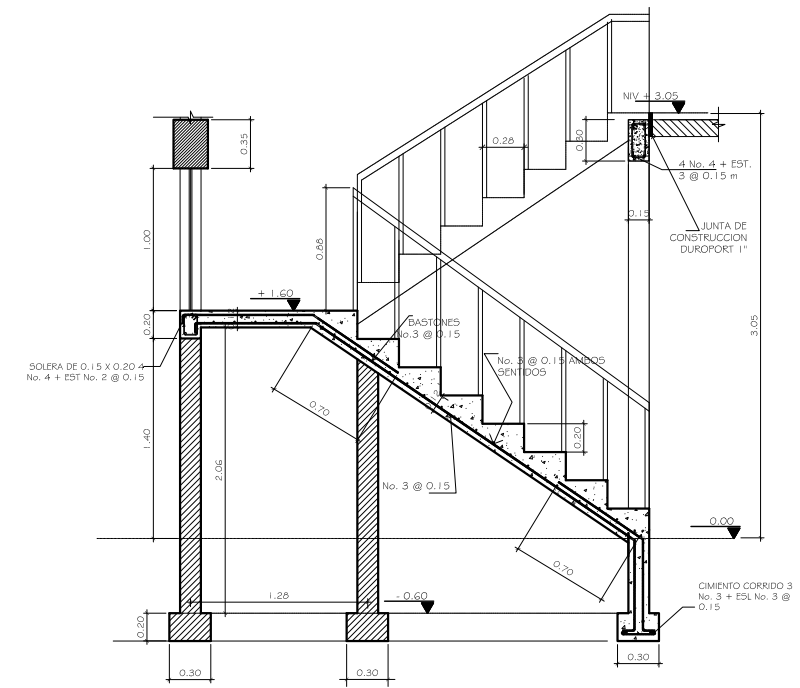


DETALLE COLUMNA
COLUMNA TIPICA ESC: 1:25

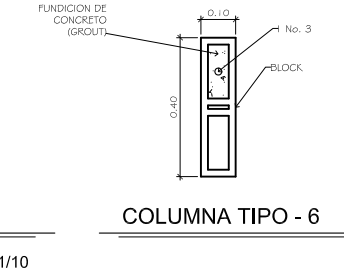
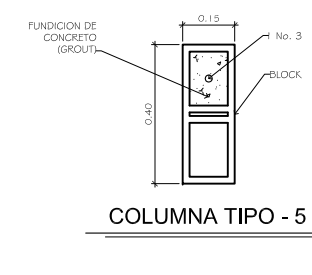
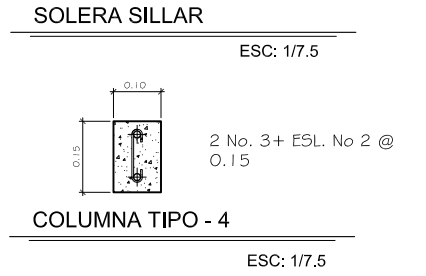
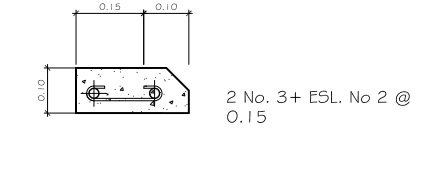
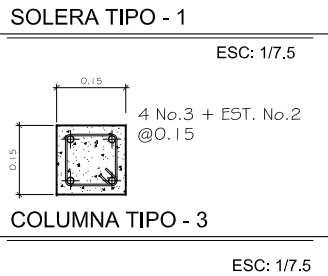
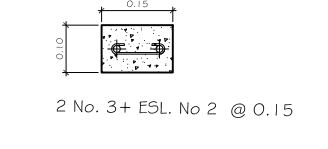
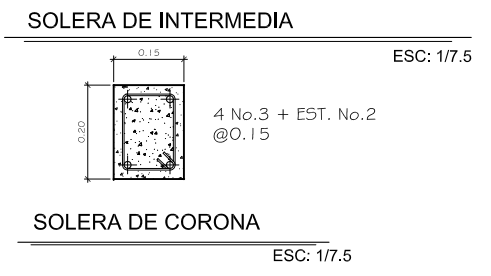
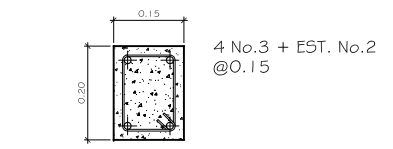
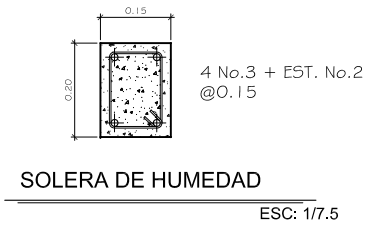
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU	
CONVENIO: EPSUMMANDIMU DIBUJO: NELSON OCHOA	CALCULO: NELSON OCHOA FECHA: MAYO 2008	
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: DETALLE DE COLUMNA Y MUROS	HOJA 8 / 13	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS	NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS	



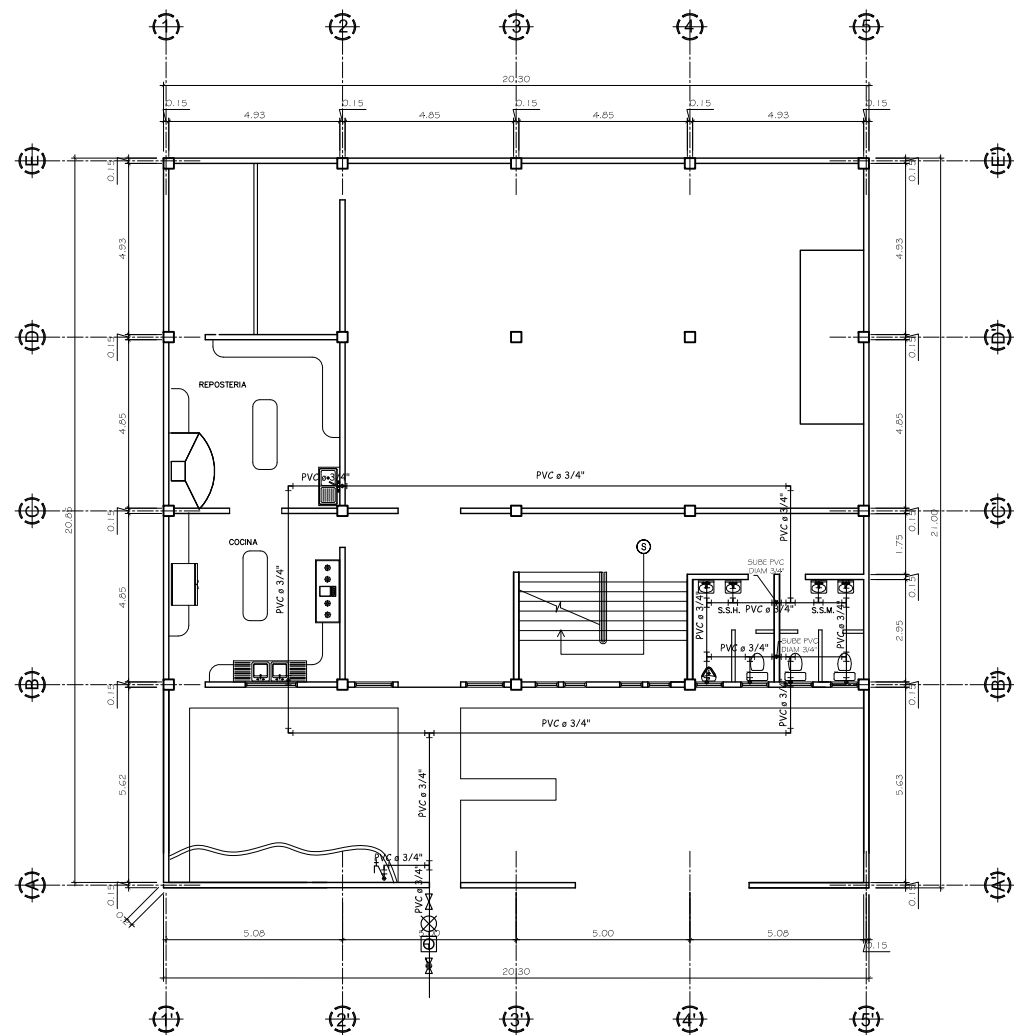
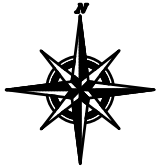
PLANTA
DETALLES DE GRADAS 1:25



SECCION A-A'
DETALLES DE GRADAS 1:25

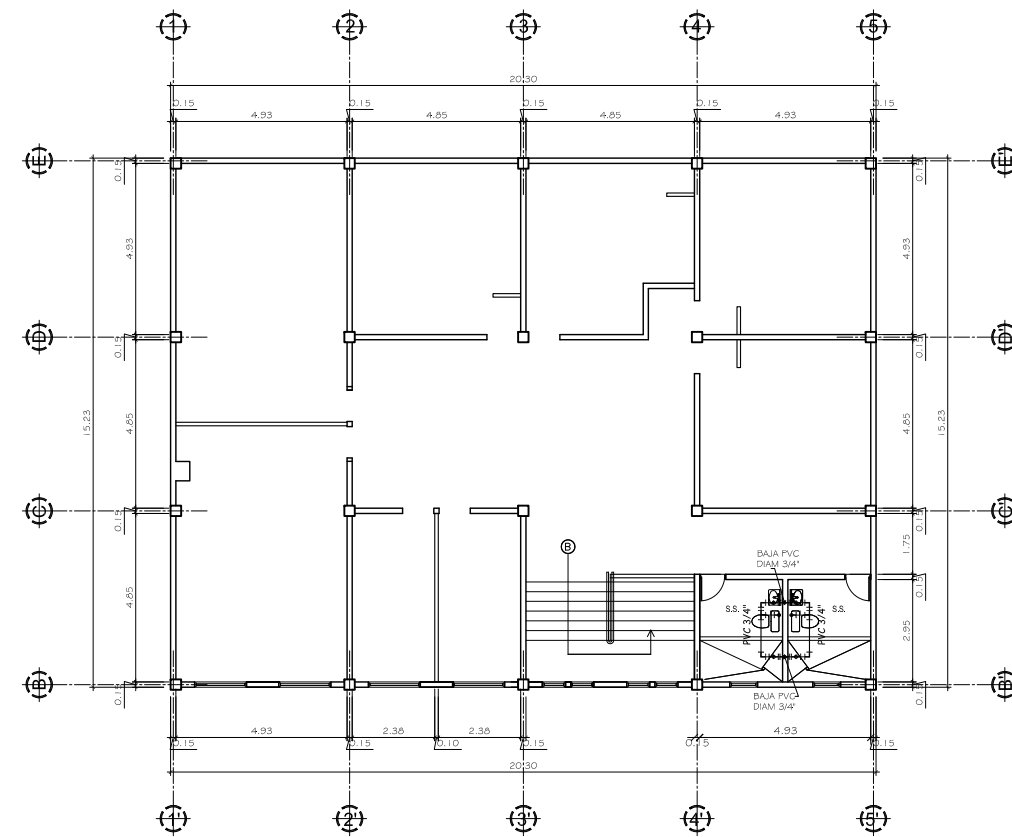


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU	
CONVENIO: EPMUMANDIMU DIBUJO: NELSON OCHOA	CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO	CALCULO: NELSON OCHOA FECHA: 2008
PROYECTO:	DETALLES DE GRADAS	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO:	HOJA	9 / 13
ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS	NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS	



PLANTA DE INST. HIDRAULICA PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE INST. HIDRAULICA SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

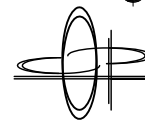
NOTA

- LAS VALVULAS QUE DEBERAN DE SER INSTALADAS DENTRO DE UNA CAJA SON: LLAVE DE PASO, LLAVE DE GLOBO Y EL CONTADOR.
- LA TUBERIA DE LA INSTALACION HIDRAULICA SE ENCUENTRA A 0.30 Mts. DEL NIVEL 0.00 SE ACOMETA COMO LAS INTERNAS DE LA INSTALACION.
- EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DEL CIRCUITO PRINCIPAL DE DISTRIBUCION ES DE 3/4" Y TODAS LAS ESPERAS PARA APARATOS SON DE 1/2".
- LAS UNIONES ENTRE TUBERIA Y ACCESORIOS DE PVC, SE HARAN CON CEMENTO SOLVENTE DE SECADO RAPIDO, SIGUIENDO LAS RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE DEL PRODUCTO, EN LA UNIONES DE ROSCA SE UTILIZARA CINTA TEFLON.

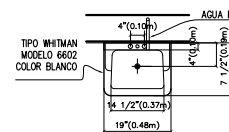
ESPECIFICACIONES

PARA UNIR LAS TUBERIAS Y ACCESORIOS DE PVC SE USARA PEGAMENTO MARCA TANGIT.

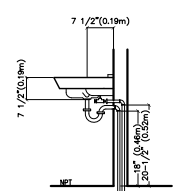
1. ANTES DE LA DESINFECTACION DE LA TUBERIA, ESTA DEBERA LLENARSE PARA ELIMINAR BOLSAS DE AIRE Y SERVIR DE LAVADO INICIAL. CON LA TUBERIA YA VACIA DEBERA APLICARSE LENTAMENTE EL AGUA CON EL DESINFECTANTE, CON UNA MEZCLA DE CLORO Y AGUA NO MENOR DE 50 PPM O POR OTRO METODO EQUIVALENTE, DEJANDOSE LLENA CON ESTA MEZCLA DE RED POR UN PERIODO DE 8 HORAS COMO MINIMO.
2. AL FINALIZAR EL PERIODO DE 8 HORAS SE DRENARA LA TUBERIA Y EL CLORO RESIDUAL NO SERA MENOR DE 0.5 PPM. EN CASO CONTRARIO DEBERA REPETIRSE LA OPERACION HASTA LOGRARSE EL RESULTADO DESEADO.



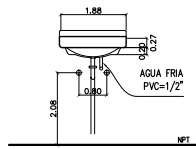
NOMENCLATURA	
	TE DE PVC PERFIL
	TE DE PVC VERTICAL
	CODO PVC 90° PERFIL
	CODO PVC 90° VERTICAL
	CONTADOR DE AGUA DE Ø 3/4" A Ø 1/2
	VÁLVULA DE GLOBO
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE CHEQUE
	TUO PVC CIRCUITO DE DISTRIBUCION GRAL.
	TUO PVC CIRCUITO DE RIEGO
	REDUCTOR PVC DE Ø 3/4" A Ø 1/2
	INDICA UBICACION DE GRIFO



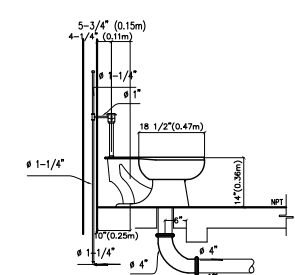
PLANTA LAVABO



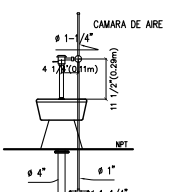
ELEVACION LATERAL LAVABO



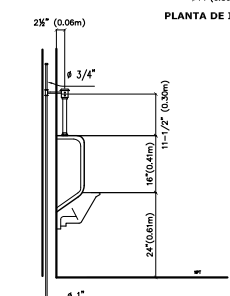
ELEVACION FRONTAL LAVABO



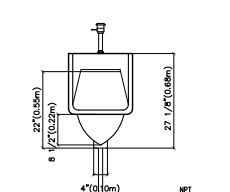
ELEVACION LATERAL INODORO



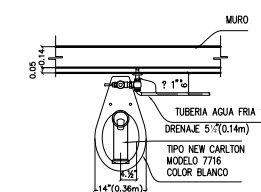
ELEVACION FRONTAL INODORO



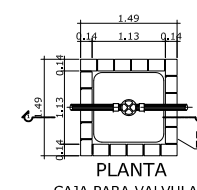
ELEVACION LATERAL MINGITORIO



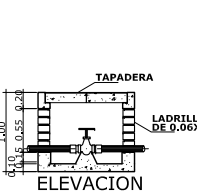
ELEVACION FRONTAL MINGITORIO



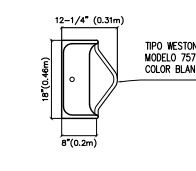
PLANTA DE INODORO



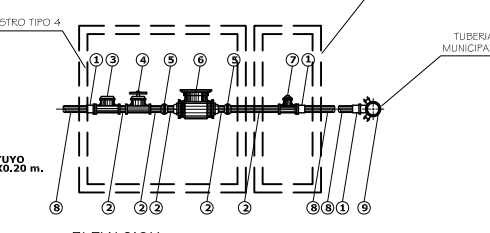
PLANTA CAJA PARA VALVULAS



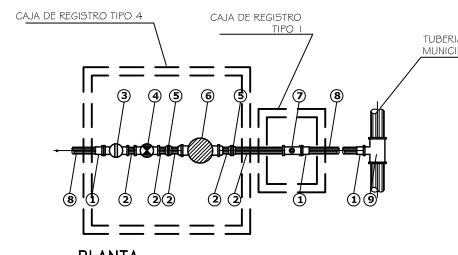
ELEVACION CAJA PARA VALVULAS



PLANTA MINGITORIO



DETALLE DE ACOMETA DE AGUA POTABLE



PLANTA

NOMENCLATURA

- 1 ADAPTADOR MACHO P.V.C.
- 2 NIPLE GALVANIZADO
- 3 CHEQUE HORIZONTAL
- 4 VALVULA DE COMPUERTA
- 5 UNION UNIVERSAL
- 6 CONTADOR
- 7 LLAVE DE PASO
- 8 TUBERIA P.V.C.
- 9 ABRAZADERA REDUCTORA DE BRONCE EMPAQUE

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

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

EPS

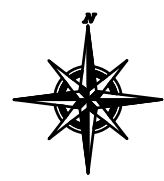
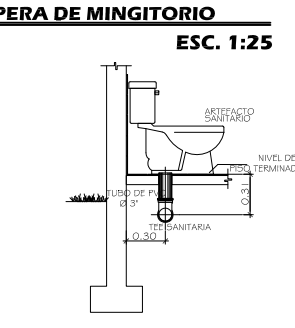
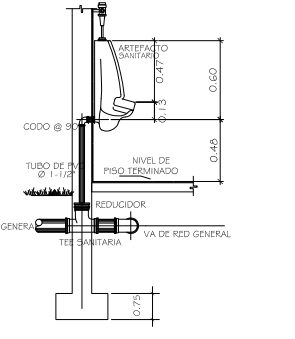
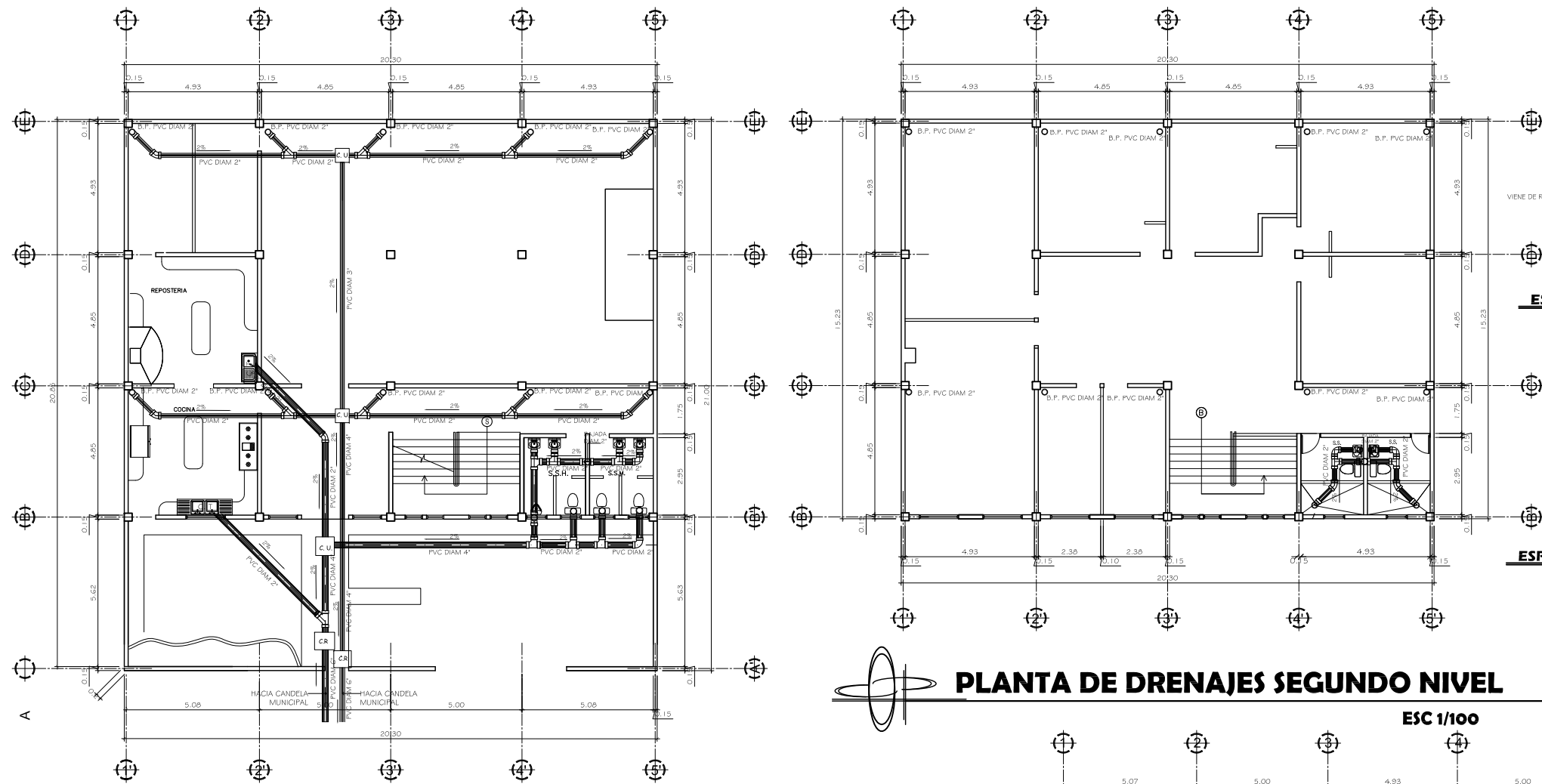
CONVENIO: EFSUMMANDIMU
DIBUJO: NELSON OCHOA
PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO
CONTENIDO: PLANTA INSTALACION HIDRAULICA

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR EPS

NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
EPS

ESCALA: INDICADA

HOJA
10 / 13



NOTA:
LAS BAJADAS DE AGUA PLUVIAL O AGUAS NEGRAS, SE DEJARAN CUBIERTAS CON RELLENO, LA CUAL DEBERAN ESTAR CUBIERTAS CON UN MINIMO DE 40 MM.

LAS TUBERIAS NO DEBERAN COLOCARSE SOBRE NINGUNA COLUMNA ESTRUCTURAL, NI TAMPOCO ATRAVESAR SOBRE VIGAS.

TODAS LAS TUBERIAS SE DEBERAN COLOCAR A UN LADO DE LOS MARCOS ESTRUCTURALES.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

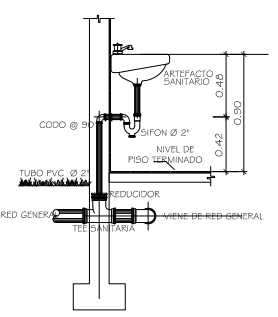
Para red general de Drenajes (AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES) se utilizará tubería de cloruro de polivinilo (PVC).

PENDIENTE TUBERIA AGUAS NEGRAS: 3%
PENDIENTE TUBERIA AGUAS PLUVIALES: 2%

TUBERIAS PVC
La presión de trabajo ser de 160 libras sobre pulgada cuadrada para drenajes. Los accesorios serán del mismo material (PVC). Para las uniones utilizar cemento solvente de preferencia de secado lento, siguiendo las instrucciones del fabricante. Antes de aplicar el solvente a la junta, ésta se limpiará y se limará hasta tener una superficie apropiada; luego se cubrirán ambos extremos con el solvente. Las uniones deberán hacerse con el tipo de cemento solvente requerido, dependiendo del diámetro. Para la utilización del cemento solvente deben seguirse las instrucciones del fabricante. De preferencia se utilizará solvente de secado lento, manteniendo presión manual en la junta durante 30 segundos.

INODOROS
Estos serán de color blanco y fabricados en masa vitrificada. No deben presentar resaltes, superficies rugosas visibles u ocultas, capaces de esconder o retener materias putrescibles. El inodoro será de acción sifónica con taza, con borde integral, con tapadera. El tubo de abasto a la pared, de tres octavos de pulgada de diámetro, el tanque estará asentado sobre la taza, accionado por valvulas de flotador y con capacidad mínima de 16 litros, con tapadera; el tubo de abasto y la llave de control ser de metal cromado. Cada una de las conexiones de agua al artefacto estar provista de su correspondiente contralave de metal cromada para poder interrumpir el servicio del artefacto sin afectar a los demás. Se utilizará el inodoro económico HIDRA 551 Incesa Standard o similar calidad. Se debe fijar al piso por medio de una brida plastica, empaque de cera, pernos y tuercas de anclaje; deber seguirse las especificaciones del fabricante.

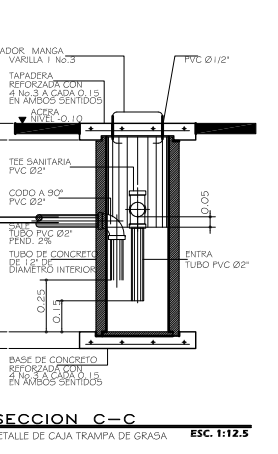
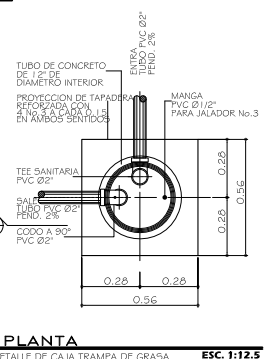
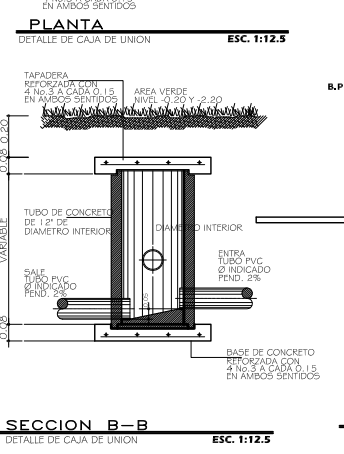
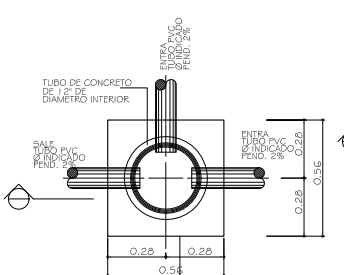
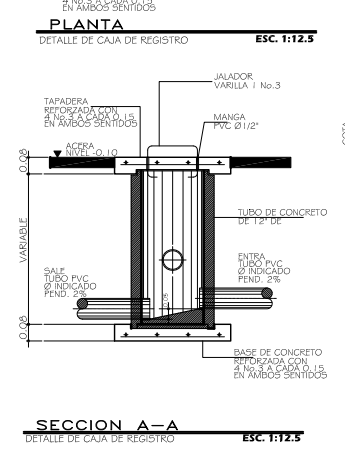
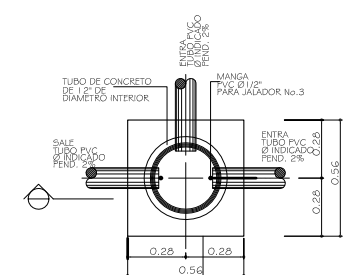
LAVAMANOS
Tendrán respaldo del mismo material que el resto del lavamanos: provistos de jabonera integral, sin de metal cromado en forma de P conectado a la pared, tubo de abasto de metal cromado de tres octavos de pulgada de diámetro. Se utilizará el lavamanos NEPTUNO No. 400 marca Incesa Standard o similar.



PLANTA DE DRENAJES PRIMER NIVEL

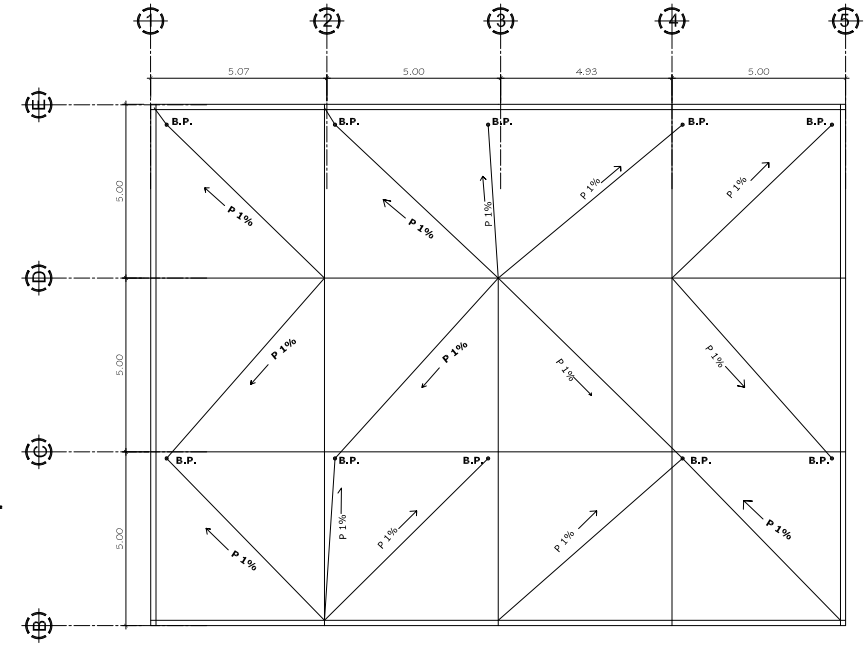
ESC 1/100

SIMBOLOGIA DE DRENAJES	
	INDICA UBICACION DE CAJA
C. U.	CAJA DE UNION
C. R.	CAJA DE REGISTRO
C. T.	CAJA TRAMPA GRASA
PND. 3%	PENDIENTE DE TUBERIA
	TUBO DE DRENAJE AGUAS NEGRAS
	TUBERIA AGUAS PLUVIALES
	REDUCTOR P.V.C.
	TE PERFIL
	TE PLANTA
	YE
	CODO 90° HORIZONTAL
	CODO 90° VERTICAL
	CODO 45° HORIZONTAL

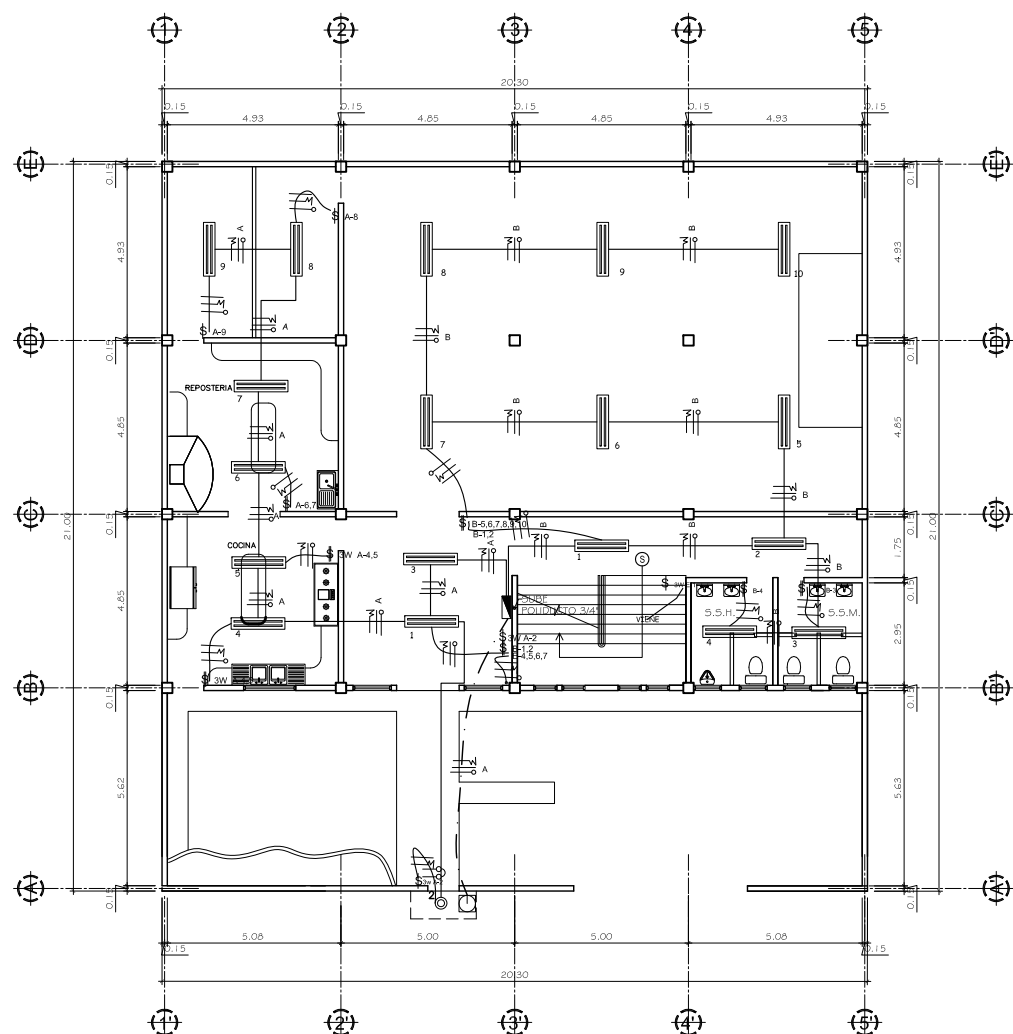
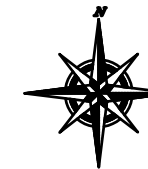


PLANTA DE TECHOS

ESC 1/100

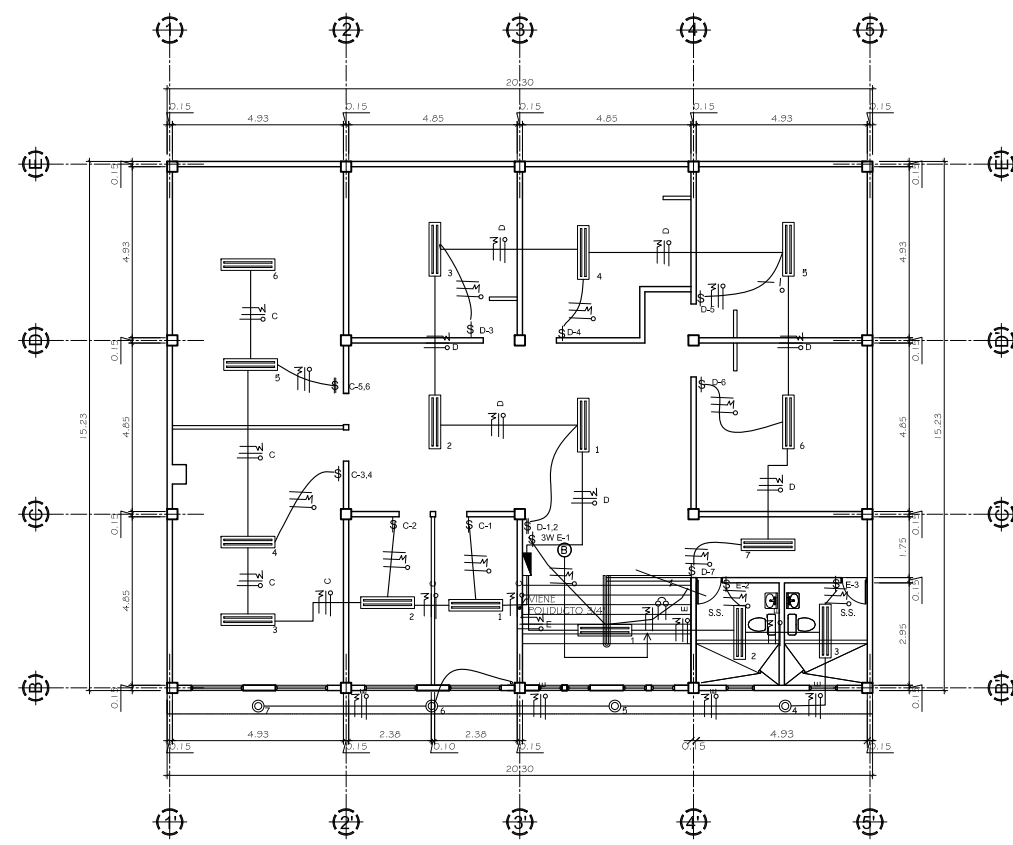


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	CONVENIO: EPSUMMANDIMU DIBUJO: NELSON OCHOA PROYECTO: CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR EPS		NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO EPS
HOJA 11 / 13		



PLANTA DE INST. ELECTRICA ILUMINACION PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE INST. ELECTRICA ILUMINACION SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

SIMBOLOGÍA DE ILUMINACION

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 12 TW O INDICADO		INTERRUPTOR DOBLE H=1.20 S.N.P.T.
	LÍNEA VIVA CALIBRE 12 TW O INDICADO		INTERRUPTOR THREE WAY
	LÍNEA DE RETORNO		INTERRUPTOR SIMPLE H=1.20 S.N.P.T.
	CONDUCTOR PUENTE TRE THREE WAY		LAMPARA FLOURECENTE
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA		LAMPARA EN CIELO
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO		TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H= 1.70 S.N.P.T.
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED		CONTADOR H=2.1 S.N.B.T.



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

EPS

CONVENIO:
EPSUMMANDIMU
DIBUJO:
NELSON OCHOA

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

CALCULO:
NELSON OCHOA
FECHA:
2008

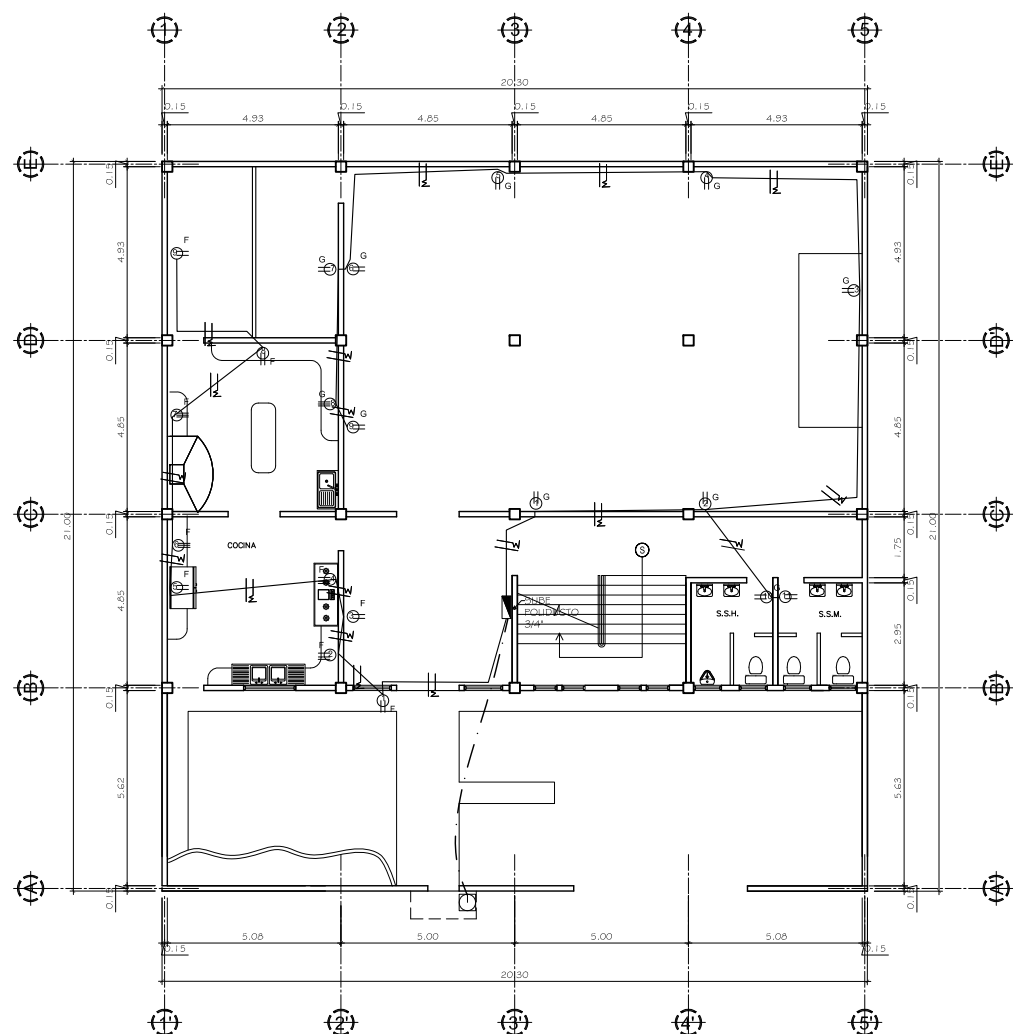
PROYECTO:
CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA INST. ELECTRICA ILUMINACION

ESCALA:
INDICADA

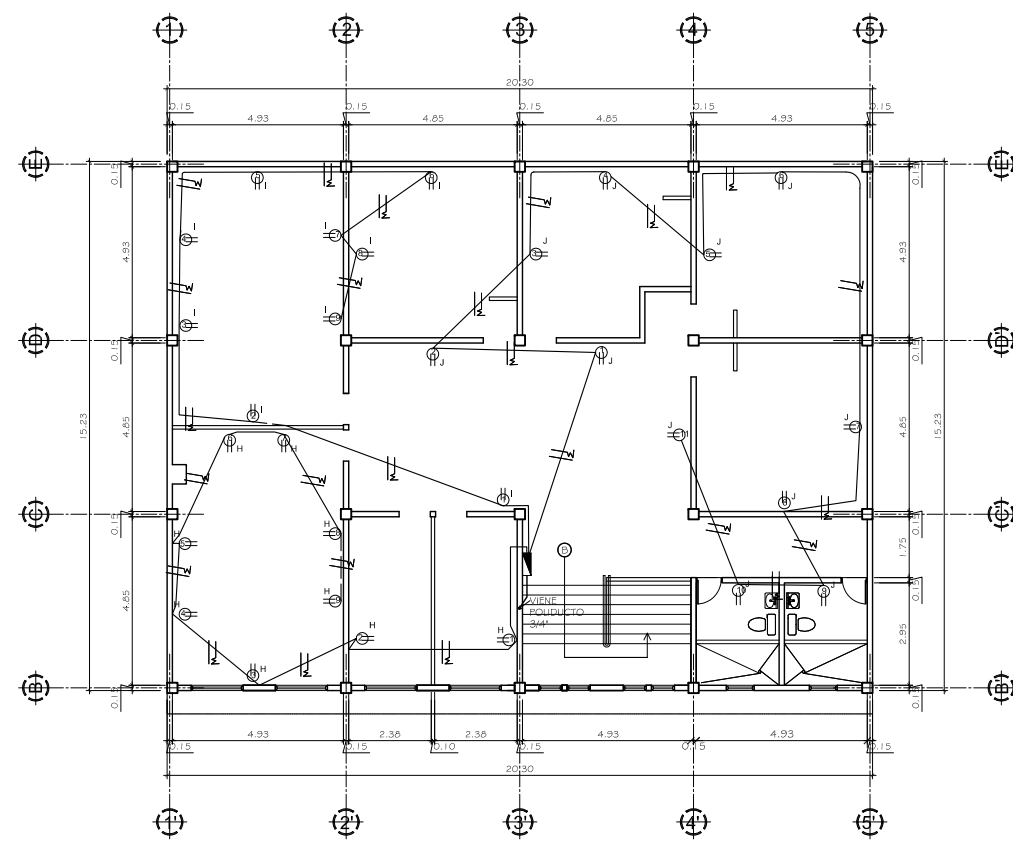
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR EPS
NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
EPS

HOJA
12 / 13



PLANTA DE INST. ELECTRICA FUERZA PRIMER NIVEL

ESC 1/100



PLANTA DE INST. ELECTRICA FUERZA SEGUNDO NIVEL

ESC 1/100

SIMBOLOGÍA DE FUERZA

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	LÍNEA NEUTRAL CALIBRE 1/2 TW O INDICADO
	LÍNEA VIVA CALIBRE 1/2 TW O INDICADO
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN LOSA
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PISO
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" O INDICADO EMPOTRADO EN PARED

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V. H=0.30 S.N.P.T.
	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V. H=0.30 S.N.P.T.
	TOMACORRIENTE TRIPLE 120 V. H=0.30 S.N.P.T.
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H=1.70 S.N.P.T.
	CONTADOR H=2.7 S.N.B.T.



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

EPS

CONVENIO:
EPSUMMANDIMU

MANCOMUNIDAD DE DESARROLLO INTEGRAL DE MUNICIPIOS MANDIMU

CALCULO:
NELSON OCHOA
FECHA:
2008

PROYECTO:
CENTRO DE CAPACITACION DE LA MUJER, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO

CONTENIDO:
PLANTA INST. ELECTRICA FUERZA

ESCALA:
INDICADA

ING. JUAN MERCK COS
ASESOR EPS

NELSON ESTUARDO OCHOA FRANCO
EPS

HOJA
13 / 13