

T-UES
1501
A532
1994

Universidad de El Salvador
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Ej. - 2



TRABAJO DE GRADUACION
ANALISIS Y PROPUESTA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE USOS MULTIPLES PARA
LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

PRESENTADO POR:

NICOLAS WILFREDO AGUILAR PINEDA

JOSE CARLOS CASTRO

GILBERT JOSE CHAVEZ ESCOBAR

MARIO ERNESTO LOBO MEJIA

PREVIA OPCION AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL



15101701

15101701

DICIEMBRE DE 1994

SAN SALVADOR

EL SALVADOR

CENTRO AMERICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

RECTOR:

DR. FABIO CASTILLO FIGUEROA

SECRETARIO GENERAL:

LIC. JUSTO ROBERTO CAÑAS LOPEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

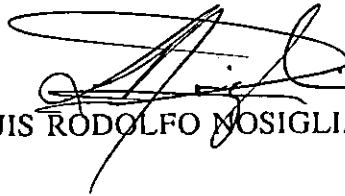
ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

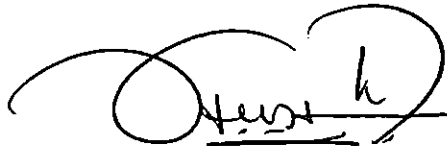
TRABAJO DE GRADUACION

COORDINADOR:



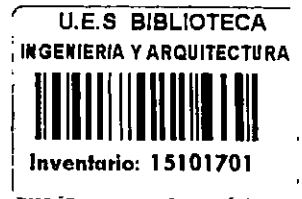
ING. LUIS RODOLFO MOSIGLIA DURAN

ASESOR:



DR. HECTOR DAVID FLORES HERNANDEZ

DEDICATORIA



A DIOS TOPOPODEROSO: Por haberme permitido llegar a culminar una de mis metas.

A MI MADRE: Blanca Rosa Munguía por sus esfuerzos, sacrificios y consejos.

A MI PADRE: Nicolás Aguilar Montano con agradecimiento por su sacrificio.

A MIS HERMANOS: Sandra Marisol Alonzo, Jhony Francis Alonzo y en especial a mis hermanos Esmeralda Aguilar Munguía y Victor Manuel Pineda por su apoyo y ayuda incondicional.

A MIS DEMAS FAMILIARES: Con especial cariño.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Por los momentos tensos, fatigosos y amenos que compartimos en la elaboración de esta tesis

A MIS PROFESORES Y AMIGOS

Wilfredo Pineda

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Con eterna gratitud por haberme iluminado y guiado en la culminación de una de mis metas.

A MIS PADRES: María Inés Castro y Jesús Espinoza (Q.E.P.D.) con mucho cariño y respeto, por haberme apoyado y brindarme su amor y comprensión.

A MIS HERMANOS: Por darme su cariño y especialmente a mi hermano Juan Antonio Espinoza por su confianza y deseos de superación para conmigo.

A MIS SOBRINOS: Con especial cariño.

A INDIRA: Con mucho cariño y abnegación

A MIS AMIGOS: Que me brindaron apoyo y amistad.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Con aprecio y amistad.

José Carlos

DEDICATORIA

A JEHOVA DIOS: Con gratitud por estar conmigo en todo y en cada momento que lo he necesitado y permitirme alcanzar una de mis metas.

A MIS PADRES: José Antonio Chávez Montalvo y Santos Escobar de Chávez por brindarme su cariño y comprensión y alentarme a seguir siempre superándome.

A MIS HERMANOS: Por darme su apoyo y ayuda incondicional en todo momento y haber sido ejemplo de superación.

A ANABELA: Por toda la ayuda que siempre me ha dado.

A MIS AMIGOS: Por el apoyo moral que me brindaron

GILBERT JOSE

DEDICATORIA

A DIOS OMNIPOTEROSO: Por haberme guiado todo este tiempo hasta haber alcanzado esta meta de éxito académico.

A MIS PADRES: Que me brindaron el apoyo necesario para llegar a alcanzar uno de mis más grandes objetivos.

A MIS HERMANOS: Berta Isela y Marco Antonio por el apoyo moral brindado.

ESPECIAL AGRADECIMIENTO A: Claudia Beatriz y Enrique Ernesto por su cariño y comprensión brindados.

A TODOS GRACIAS.

Mario Ernesto

AGRADECIMIENTOS

A NUESTRO COORDINADOR: ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

Quien nos brindó su colaboración y orientación para la culminación de nuestra carrera universitaria.

A NUESTRO ASESOR: Dr. HECTOR DAVID FLORES HERNANDEZ

Por el tiempo y conocimientos brindados, aún sacrificando compromisos muy propios de su profesión.

A NUESTRO BUEN AMIGO: ING. HECTOR ARMANDO OLIVARES

A quien agradecemos el haber sacrificado momentos de merecido descanso para brindarnos su valiosa ayuda al facilitarnos sus conocimientos profesionales, y desinteresado apoyo sin lo cual no hubiera sido posible la plena realización del presente trabajo.

INDICE

INTRODUCCION	i
CAPITULO I. "GENERALIDADES"	
1.1 Diseño Estructural	1
1.1.1 Estructuración	2
1.1.2 Análisis	3
1.1.3 Dimensionamiento	5
CAPITULO II. "DESCRIPCION DEL PROYECTO"	
2.1 Descripción del proyecto	9
2.2 Estructuración	10
2.3 Predimensionamiento	11
2.4 Especificaciones Técnicas de Diseño	19
CAPITULO III. "ANALISIS ESTRUCTURAL"	
3.1 Cargas Consideradas	20
3.2 Canalización de Cargas	22
3.3 Obtención del peso sísmico total del edificio y del centro de masas	22
3.4 Evaluación de Cortante Basal y Cálculo de Fuerza Laterales	35
3.5 Distribución Horizontal de la Fuerza Cortante Sísmica	40
3.5.1 Rigidez de Entrepiso	41
3.5.2 Centro de Rigidez	43

3.5.3 Centro de Cortante	46
3.5.4 Excentricidades	48
3.5.5 Efecto de traslación	49
3.5.6 Efecto de Torsión	50
3.5.7 Efectos Ortogonales	52
3.5.8 Control de Desplazamientos	53
3.5.9 Cálculo de Desplazamientos Horizontales	54
3.6 Análisis de Marcos por Cargas Gravitacionales y Laterales	60

CAPITULO IV "DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO"

4.1 Diseño de Vigas	68
4.1.1 Dimensiones de Vigas	69
4.1.2 Flexión de Vigas	69
4.1.3 Anclaje y/o Longitudes de Desarrollo	80
4.1.4 Longitudes de Desarrollo de Gancho Estándar	81
4.1.5 Diseño del Refuerzo Transversal	83
4.1.6 Cálculo de Separación de Estribos	85
4.1.7 Traslapes en Vigas	99
4.2 Diseño de Columnas	99
4.2.1 Procedimiento de diseño	100
4.2.2 Refuerzo Longitudinal	101
4.2.2.1 Consideraciones Generales para Refuerzo Longitudinal	102
4.2.3 Revisión de Columnas por Efectos de Esbeltez	103

4.2.4 Refuerzo Transversal	125
4.3 Diseño de Nudos	129
4.3.1 Refuerzo Transversal en nudos	131
4.4 Diseño de Cimentación	136
4.4.1 Cimentaciones Profundas	138
4.4.1.1 Cálculo de capacidad de carga de un pilote	142
4.4.1.2 Resistencia Estructural del Pilote	144
4.4.2 Secuela del Proyecto	145
4.5 Detallados Varios	164
4.5.1 Diseño de Vigas Secundarias	164
4.5.2 Diseño de Escaleras	168
4.5.3 Diseño de Losas Bidireccionales	182
4.5.4 Diseño de Estructura Metálica de Techo	189
4.5.5 Diseño de Paredes	207

CAPITULO V. "CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"

5.1 Conclusiones	212
5.2 Recomendaciones	214

BIBLIOGRAFIA	215
--------------------	-----

ANEXOS	217
--------------	-----

INTRODUCCION

En el presente trabajo de graduación se pretende dar un aporte significativo a la solución de problemas en espacio físico dentro de la Universidad de El Salvador mediante la propuesta del diseño estructural de un edificio de 6 niveles el cual será destinado para usos múltiples.

Se pretende además dejar este trabajo de Graduación como fuente de información que sirva como guía en la cual se describe paso a paso el procedimiento y los criterios que se deben seguir para el diseño estructural de edificios construidos a base de marcos de concreto reforzado.

Para el análisis estructural de la infraestructura planteada se utilizó el análisis sísmico estático el cual se realizó con la ayuda de programas de computadoras entre los cuales tenemos hojas electrónicas en Quattro Pro para la determinación de las cargas actuantes en los marcos y el programa M-Strudl para el cálculo de las fuerzas internas de los diferentes miembros del edificio.

Se da una definición de diseño estructural y se hace una descripción de los diferentes aspectos que éste comprende. Además debido a que la República de El Salvador, está en una zona de gran actividad sísmica, para la realización de este diseño se seguirán los diferentes criterios que estipula el Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador y además las disposiciones del Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89).

Para el diseño de la cimentación se emplearon los datos de el estudio de suelos (hecho en el lugar donde se localizará el edificio), y de la planta arquitectónica que fueron proporcionados por la Unidad de Planificación.

Se detallan numéricamente el proceso de diseño empleado para cada elemento tipo del edificio en cuestión (viga, columna, nudo, zapata, etc.)

Por último se proporcionan los planos definitivos del proyecto realizado que incluyen detalles de los elementos estructurales con los cuales se cubre el principal alcance de este trabajo.

Resumen del Trabajo.

En el capítulo I se da la definición de diseño estructural, haciéndose una descripción de los diferentes aspectos que éste comprende, se menciona su objetivo principal y se menciona en forma teórica los criterios y los métodos a seguir para realizar un buen diseño estructural.

En el capítulo II se hace una descripción del edificio a diseñar, mencionándose su ubicación, así como sus dimensiones y el uso al que fue destinado cada espacio. Además se establecieron los materiales a utilizar y se determinó como sistema estructural el de marcos de concreto reforzado, especificándose las características que deberían tener el concreto y el acero.

En el capítulo III se seleccionó como método de análisis estructural el método sísmico estático, a continuación se determinó las cargas consideradas y se hizo el bajado de cargas gravitatorias.

Luego se procedió a calcular el peso sísmico del edificio y el cortante basal. A continuación se hizo la correspondiente distribución del cortante en altura y se revisó si la excentricidades de diseño cumplían con lo establecido por los reglamentos.

Por último se efectuó el análisis estructural del edificio, obteniéndose las fuerzas internas actuantes en cada miembro, producidas tanto por las cargas gravitacionales como por las cargas laterales (sismo).

En el capítulo IV se diseñó los elementos estructurales de acuerdo con los resultados obtenidos en el capítulo anterior.

Especialmente comprende el diseño de vigas, columnas, cimentación, etc. que conformaran la estructura.

Capitulo V, en este capitulo se hacen conclusiones y recomendaciones sobre aspectos de fundamental importancia durante el análisis y diseño de la estructura, que deberán ser considerados a la hora de realizar físicamente este proyecto, incluyéndose además los planos estructurales.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural es el procedimiento mediante el cual se definen los elementos que integran a las estructuras en los referente a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en los edificios.

La meta del diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos directos: se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables. También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general, y para evitar que se produzca pánico incontrolado durante temblores moderados o severos, principalmente.

El diseño estructural comprende los siguientes aspectos:

- Estructuración
- Análisis
- Dimensionamiento

1.1.1 Estructuración

En esta etapa se define el tamaño y la forma del edificio; la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales; así como la naturaleza, tamaño y ubicación de los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura. Esto comprende la definición de la geometría general de la estructura (tanto en planta como en elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero, etc.), se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas; se establecen los claros de las vigas, tableros de losas y las alturas libres de entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan las uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

Es aconsejable que al llevar a cabo la configuración de los edificios, se trate, en la medida de lo posible, que sus estructuras sean conceptualizadas de manera tal, que representen configuraciones sencillas y simétricas y que estas características se cumplan también en lo referente a masas, rigideces y resistencias, tanto en planta como en elevación.

No hay una forma universal ideal para un tipo particular de estructura, aunque hay ciertos principios básicos que se deben tener en cuenta; en general, las estructuras debe ser:

- a) Simple
- b) Simétrica
- c) No ser demasiado alargada en planta o en elevación.

- d) Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua.
- e) Tener miembros horizontales en las cuales se formen las articulaciones plásticas antes que en los miembros verticales.
- f) Proporcionar rigideces que tomen en consideración las propiedades del suelo, es decir, lograr un período de vibración de la estructura distinto al período natural del suelo.

Un sismo revelará inexorablemente cualquier debilidad de la estructura, la cual podrá ser considerablemente disminuida en términos generales mediante la aplicación de los principios básicos anteriores.

1.1.2 Análisis

El análisis estructural, o sea, la determinación de las acciones sobre los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las solicitaciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Estos influyen tanto en el valor del peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. Es un proceso cíclico, el diseñador va ajustando los datos iniciales, a medida que precisa el análisis. Solamente en la fase final de este proceso se hace un cálculo numérico relativamente preciso.

El grado de precisión que se trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las solicitaciones que realmente actuarán sobre ella.

Las principales solicitaciones o acciones exteriores a que puede estar sujeta una estructura son: cargas estáticas debidas a su peso propio, a cargas vivas, así como a cargas dinámicas impuestas por un sismo, por la presión de un viento o por la aplicación repetida de cargas vivas. También se consideran como solicitaciones las deformaciones de la estructura inducidas por asentamientos, contracción, flujo plástico y cambios de temperatura.

Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla. Por ejemplo, idealización frecuente en el análisis de edificios es considerar la estructura como formada por series de marcos planos en dos direcciones. De este modo se reduce el problema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Se considera, además, que las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes. Las solicitaciones se aplican sobre esta estructura idealizada.

Las solicitaciones o acciones exteriores inducen acciones interiores (momentos, fuerzas) de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis es valorar las acciones interiores en las distintas partes de la estructura. Para ello es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer la relación entre fuerza y deformación o, en términos más generales, entre acción y respuesta.

La hipótesis más simple que puede hacerse para relacionar carga y deformación es suponer una dependencia lineal; el análisis elástico de estructuras parte de esa hipótesis.

1.1.3 Dimensionamiento.

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo de manera que la estructura tenga un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

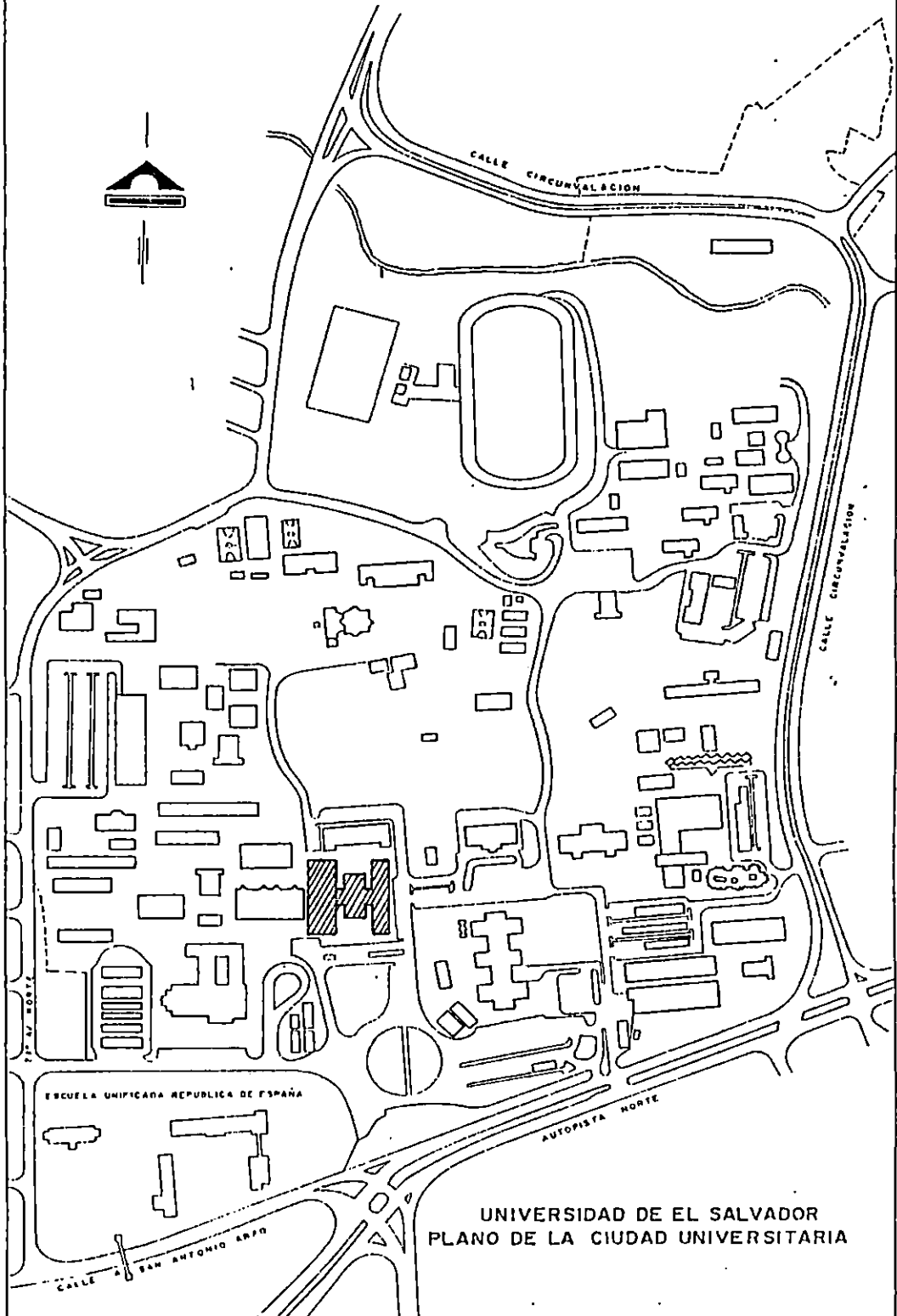
A este respecto los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, desarrollar mecanismos de deformaciones inelásticas que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado método plástico o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada.

El procedimiento consiste en definir las acciones internas, correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, que puede ser constante o variable según los distintos elementos, para así obtener la resistencia de dimensionamiento.

En este trabajo se tratarán los tres aspectos descritos anteriormente, haciendo mayor énfasis en los dos últimos pues se parte del hecho de que ya se tiene el diseño arquitectónico de el edificio a analizar.

▨ EDIFICIO DE USOS MÚLTIPLES



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
PLANO DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA

EDIFICIO DE USOS MULTIPLES



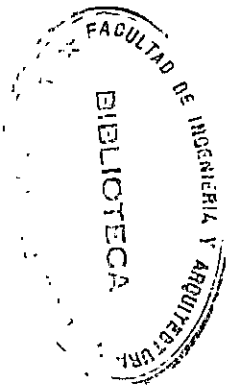
41.00 m

CUERPO 1

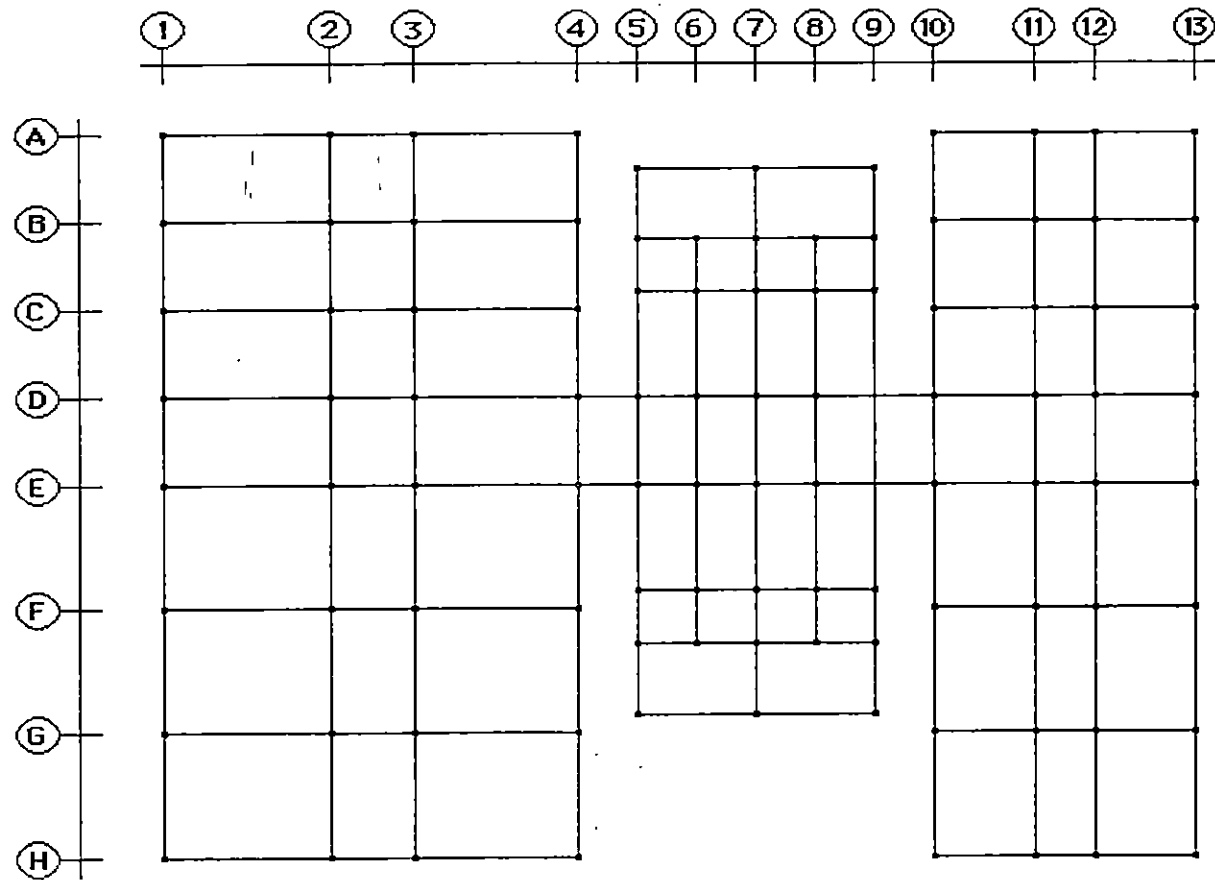
CUERPO 2

CUERPO 3

51.00 m



DISTRIBUCION DE EJES EN EL EDIFICIO



CAPITULO II

DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1 Descripción del Proyecto.

El edificio de Usos Múltiples de la Universidad de El Salvador, cuyo diseño estructural es el objetivo de este trabajo de graduación constará de seis niveles útiles compuesto por dos bloques orientados de norte a sur en su eje longitudinal (cuerpo 1 y cuerpo 3), unidos por una zona vestibular que da acceso a los cubos de escaleras y ascensores (cuerpo 2).

El edificio de Usos Múltiples de la Universidad de El Salvador se ubicará en el terreno que colinda: al poniente con el edificio de la biblioteca central, al norte con el edificio de los departamentos de psicología y educación, al sur con la plaza de acceso al campus universitario, al oriente con la calle vehicular de por medio con el edificio de la facultad de medicina.

El cuerpo 1, es el que se ubicará al costado poniente y colinda con la biblioteca central, siendo sus dimensiones de 41 mts en su eje norte-sur, 20 mts en su eje oriente-poniente, teniendo un área de construcción de 820 m² por nivel. En el primer nivel contendrá la sala de ventas y la administración de la librería universitaria, en los siguientes niveles se ubicarán en cada nivel seis aulas con capacidad para 50 estudiantes, y seis aulas para treinta estudiantes, una batería de servicios sanitarios para mujeres, niveles 2,3,4,5,6.

El cuerpo 3, ubicado al costado oriente, colindante con la calle de acceso vehicular de por medio con el edificio de la facultad de medicina. Teniendo 41 mts de

largo en su eje norte-sur, y 13 mts en su eje oriente-poniente, obteniéndose un área de construcción de 533 mts² por nivel.

En este cuerpo se encuentra el acceso principal del edificio que es un espacio abierto, que puede ser usado para actividades tales como: ferias de libros, muestras de artesanías, exposiciones artísticas, etc. En el costado norte se ubicará una cafetería con capacidad para ciento veinte personas. En esta planta se ubicará también la conserjería y una batería de servicios sanitarios para hombres, niveles 2,3,4,5,6.

En los siguientes niveles se encuentran salas de reuniones para 12 personas y seis cubículos con capacidad para dos docentes cada uno.

El cuerpo 2 será utilizado para las circulaciones verticales y horizontales

Las circulaciones verticales se resuelven por medio de ascensores con capacidad para 15 personas cada una y con dos cubos de escaleras.

Las circulaciones horizontales se resuelven por medio de pasillos situados sobre el eje norte-sur del edificio que se interconectan con un pasillo central en el eje oriente-poniente que se desahogan en el vestíbulo que da acceso a los ascensores y escaleras.

Las dimensiones de este cuerpo serán de 31 mts a lo largo de su eje norte-sur y de 12 mts a lo largo de su eje oriente-poniente, teniéndose un área de construcción de 372 mts² por nivel.

2.2 Estructuración

Según requerimientos del diseño arquitectónico, las paredes exteriores serán hechas de barro cocido sólido tipo calavera puesto de lazo, de igual sistema serán

construida las paredes de los servicios sanitarios, las divisiones internas serán de madera.

El sistema de entrepiso estará formado por viguetas de concreto pretensado (COPRESA Tipo tradicional), y bovedilla de concreto huecos.

El piso de todas las áreas de los tres cuerpos será a base de ladrillo de cemento tipo corriente.

Las ventanas serán de marco de aluminio y celosía de vidrio. Las escaleras serán consideradas como una estructura no independiente del edificio (Cuerpo 2), así mismo se considera como medio de desplazamiento vertical un sistema de ascensores.

El techo para los cuerpos 1 y 3, será de dos aguas y el material de cubierta a base de lamina Duralita con estructura metálica conformada de tijeras y columnas. Igualmente con el cuerpo 2, a excepción que en dos tramos en cada uno de los extremos tendrá losa densa de concreto reforzado.

No habrá cielo falso y el acabado de los cielos será losa vista.

2.3 Predimensionamiento.

Primeramente se determinó el peralte de las vigas por medio de la formula empírica:

$$d = \frac{L}{12}$$

donde:

d: peralte efectivo de la viga

L: longitud del claro mayor

Las dimensiones de las columnas se determinó por medio de la siguiente relación entre la inercia de las vigas (I_v) y la inercia de la columna (I_c):

$$I_c = 1.5 I_v$$

Con estas dimensiones se procedió al bajado de cargas gravitacionales en cada uno de los ejes del edificio.

Luego se obtuvieron los pesos sísmicos de cada uno de los entrepisos y con estos el peso sísmico total de cada cuerpo con el que se encontró el cortante basal, este se distribuyó en altura obteniéndose las fuerza sísmicas en cada nivel.

Con las fuerzas sísmicas se encontró las fuerzas cortantes en cada entrepiso las cuales se distribuyeron entre los elementos resistentes que conforman la estructura.

A continuación se calculó la posición del centro de masas y la del centro de rigideces observándose que se producían excentricidades considerables lo que provocaría efectos torsionantes, para evitar esto se procedió a aumentar las dimensiones de todas las vigas y las dimensiones de las columnas internas de los ejes F y G (ver planta tipo) con lo cual se rigidizaron dichos ejes disminuyendo así las excentricidades.

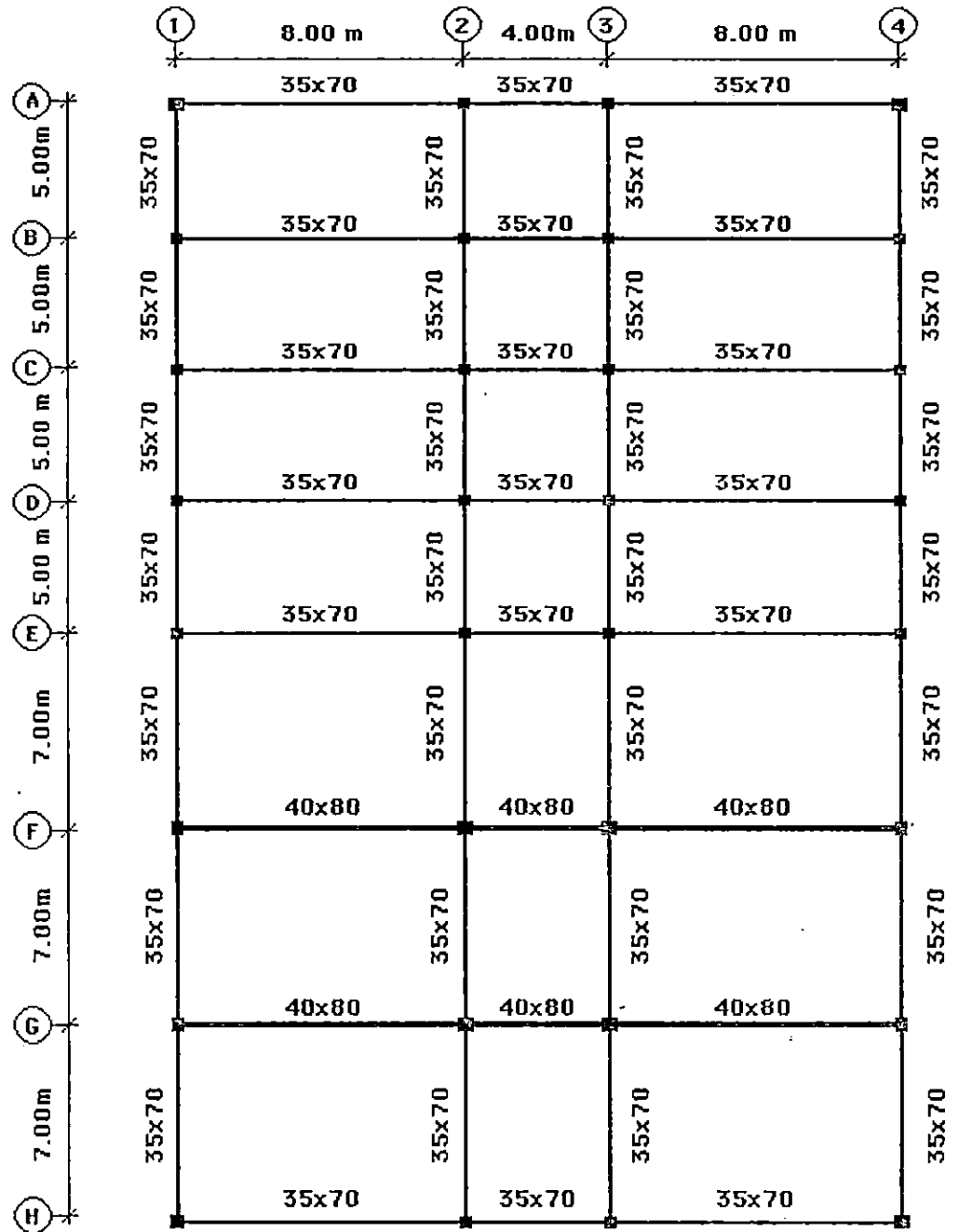
Con estas nuevas dimensiones se procedió a un nuevo bajado de cargas gravitacionales y un nuevo análisis sísmico con lo que se comprobó que las excentricidades disminuyeron.

Luego se procedió a la determinación de las acciones internas actuantes en cada elemento para revisar sus resistencias.

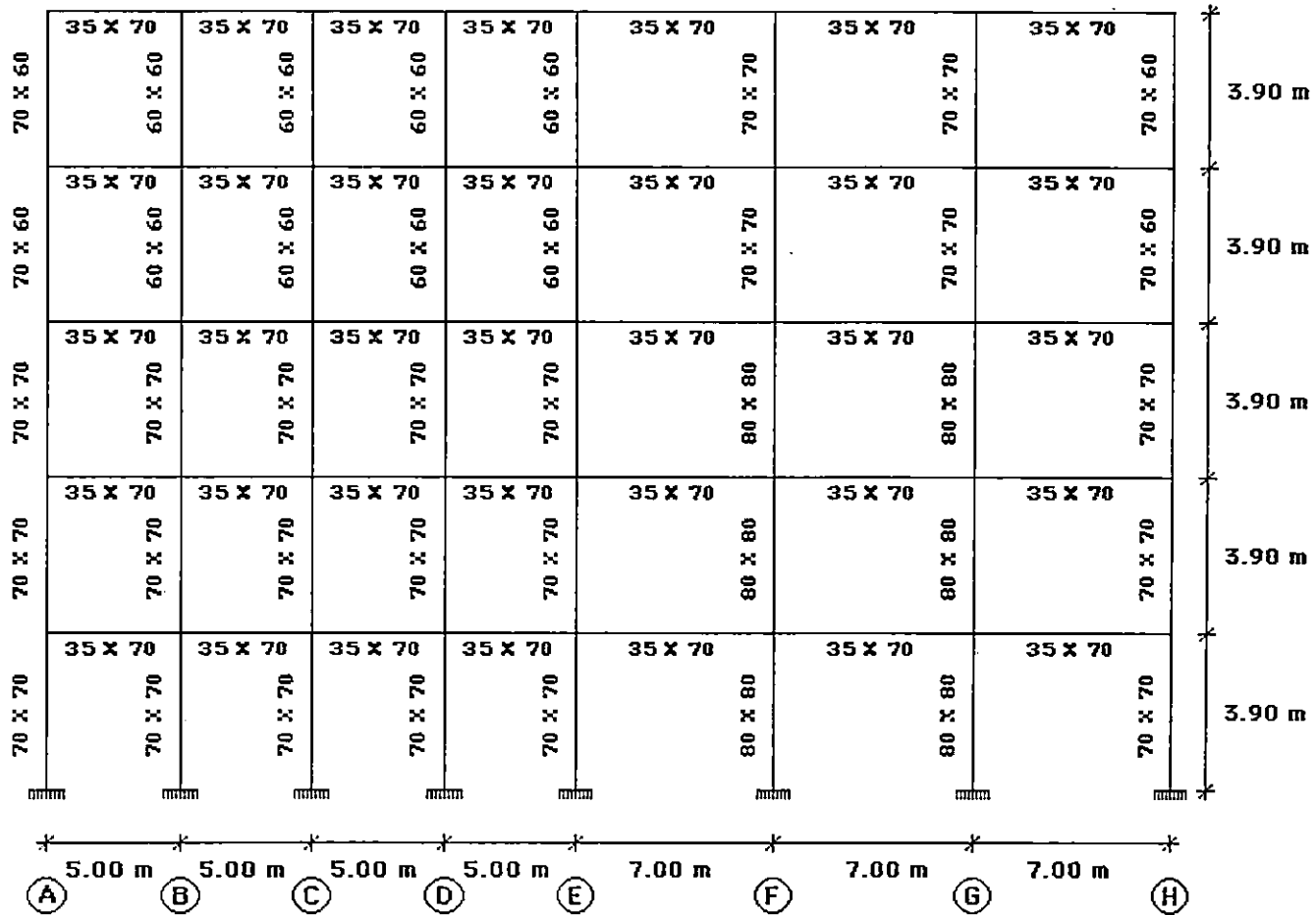
A continuación se presenta la planta tipo de vigas del cuerpo 1 así como los marcos en elevación de dicho cuerpo.

PLANTA TIPO. CUERPO 1

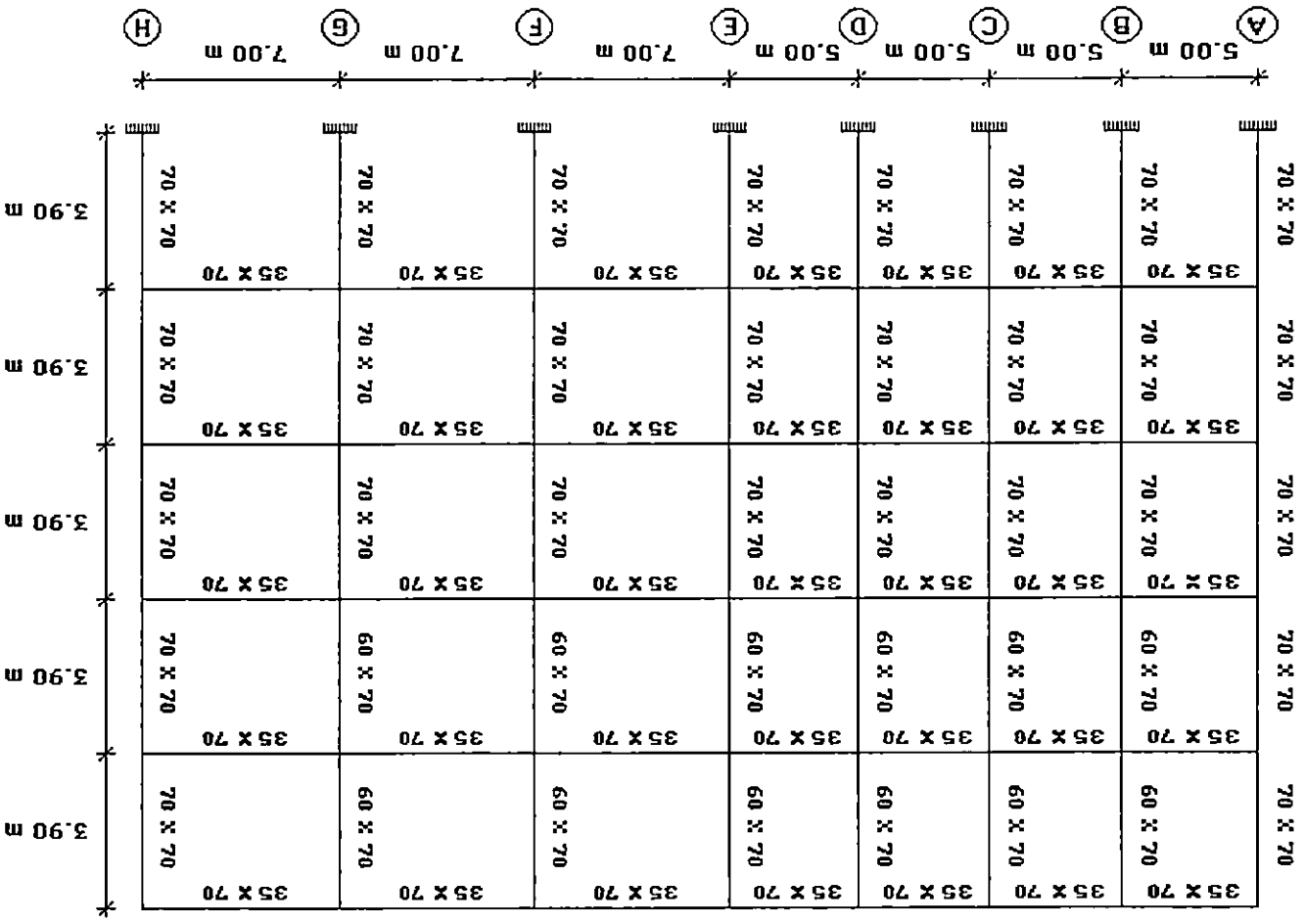
NIVELES: 0+3.90 a 0+19.50



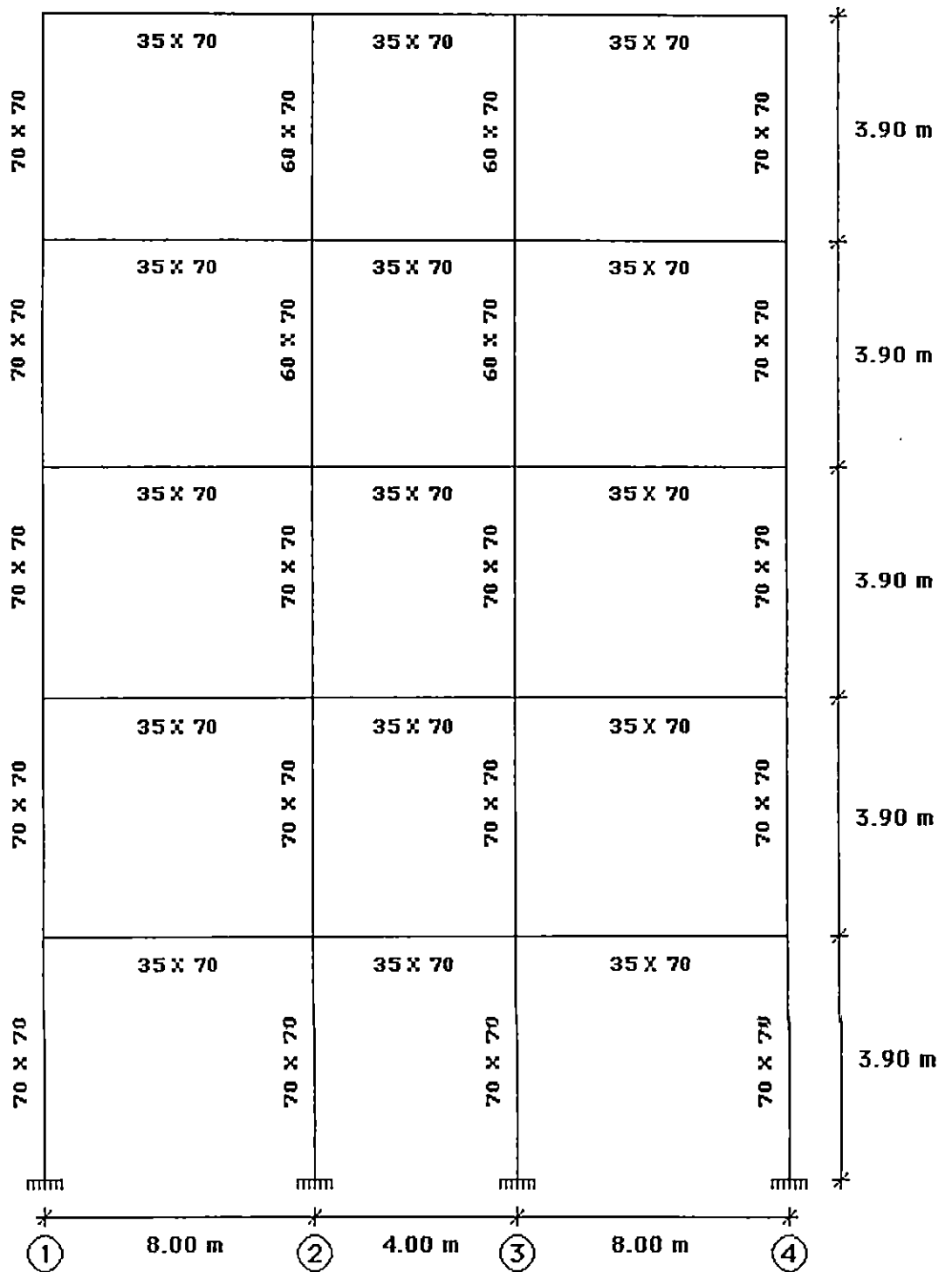
MARCOS EJES 2 y 3



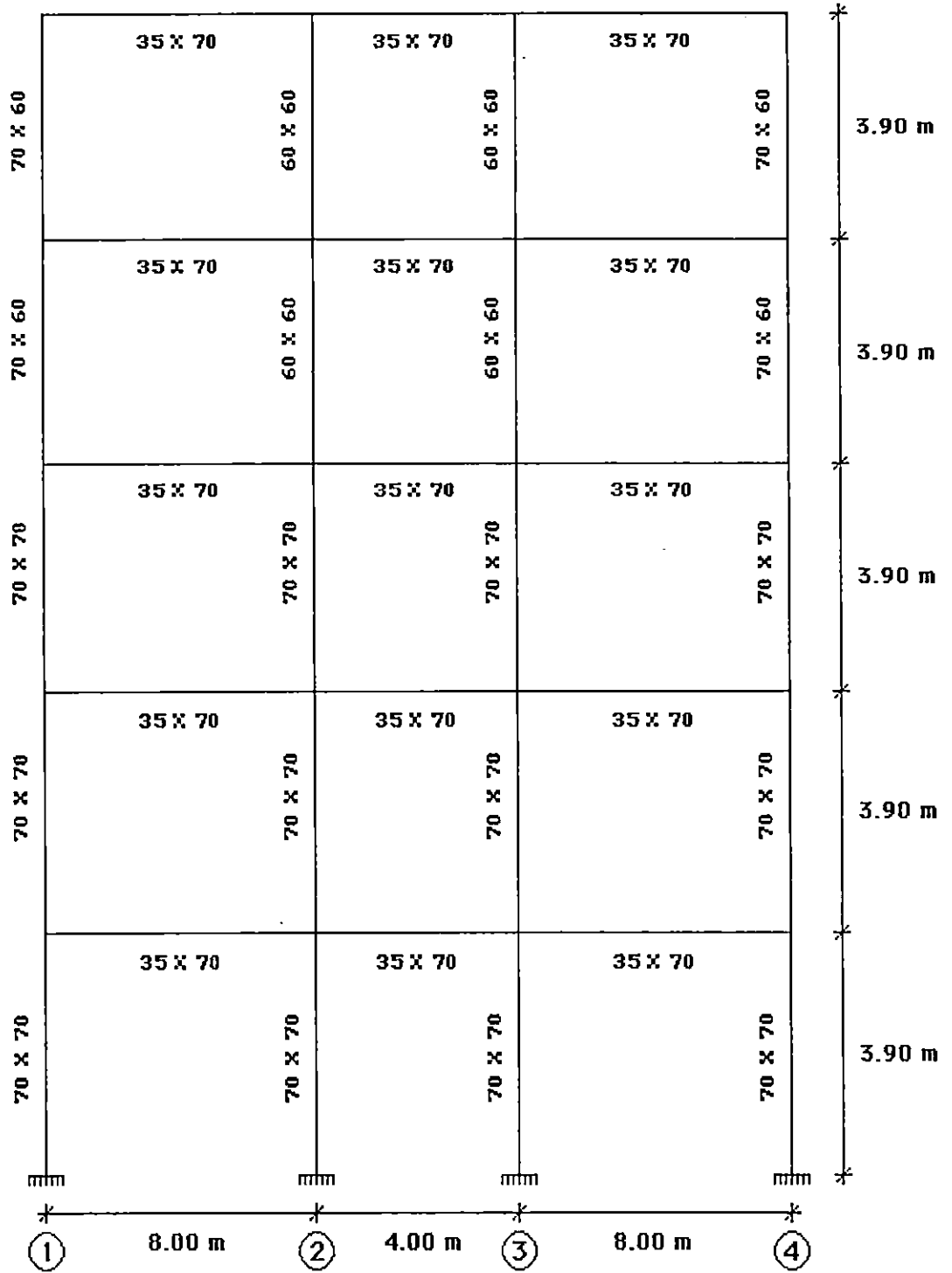
MARCOS EJES 1 y 4



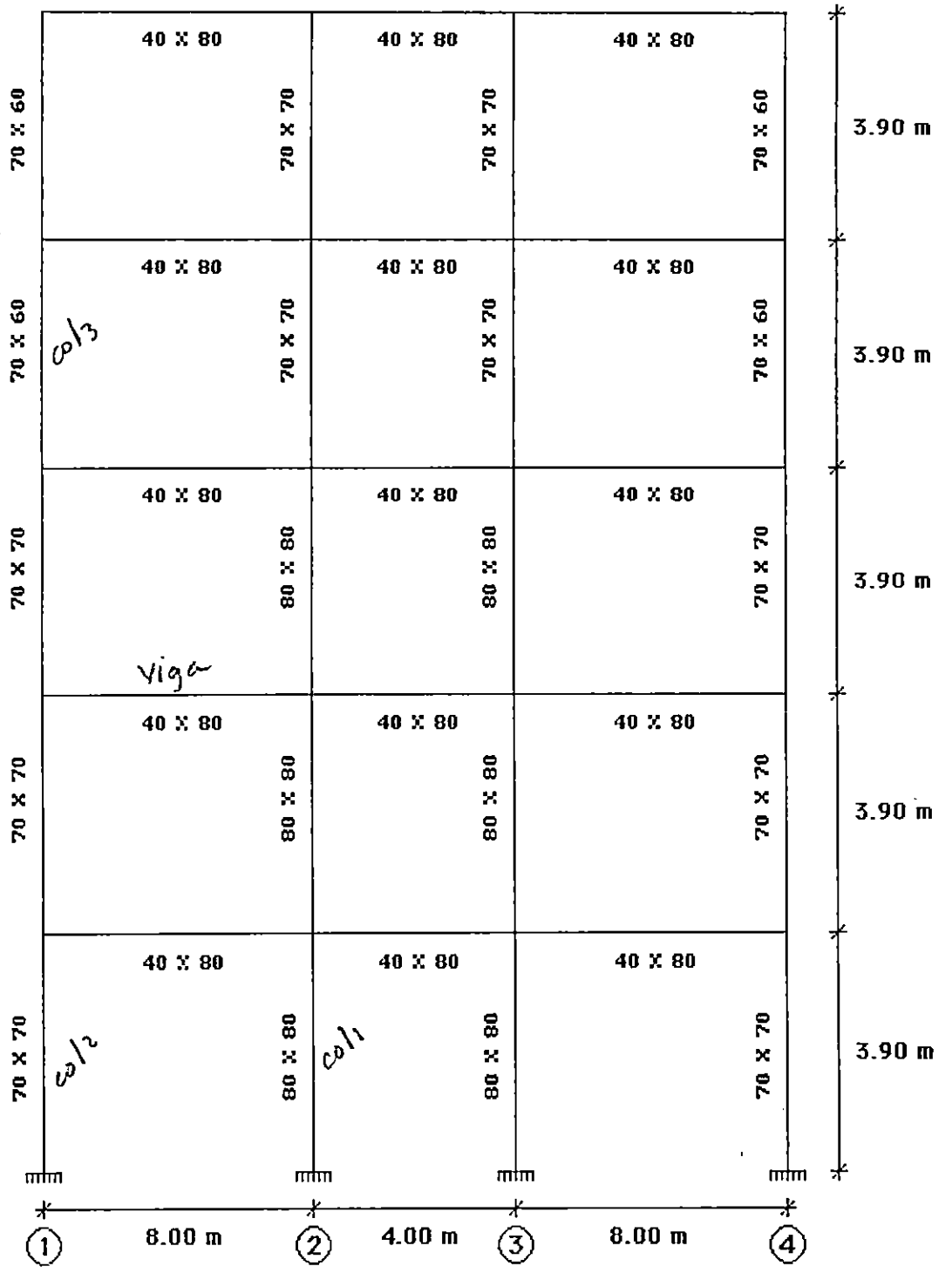
MARCOS EJES A y H



MARCOS EJES B,C,D y E



MARCOS EJES F y G



2.4 especificaciones técnicas de diseño

Los criterios ocupados en este análisis, se basaron en el contenido en el "Reglamento de diseño sísmico de la República de el salvador".

Para el diseño estructural de los elementos de concreto reforzado se seguirán las normas del ACI-318-89.

Las cargas vivas y muertas fueron obtenidas del reglamento antes mencionado.

Características de los materiales.

-Acero de refuerzo (longitudinal)	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
-Acero de refuerzo (transversal)	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
-Resistencia del concreto (28 días)	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
-Modulo de elasticidad del concreto	$E_c = 252671 \text{ kg/cm}^2$

Como se hace frecuentemente en la práctica, se ha especificado aceros con diferentes límites de fluencia para el refuerzo longitudinal y para el transversal. Esto obedece a que gran parte del refuerzo transversal se coloca para cumplir alguna especificación referente a separaciones máximas o porcentajes de acero mínimo, por lo que resulta ineficiente para este fin el uso de acero de alta resistencia.

CAPITULO III
ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 Cargas Consideradas

En una estructura cualquiera actúan tres tipos de cargas diferentes: cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales. Las dos primeras actúan verticalmente, mientras que las otras son producidas por el viento o por sismo y generalmente son horizontales.

a) Cargas Muertas:

Son todos los pesos de los elementos estructurales: vigas, columnas, losas, muros, nervios y soleras, además de los no estructurales: fachadas prefabricadas, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc.

A continuación se presentan los valores utilizados para el calculo de las cargas muertas en el edificio.

Concreto reforzado	2.4 Ton/m ³
Ventanería	50 Kg/m ²
Enladrillado	120 Kg/m ²
Pared de ladrillo de barro	300 Kg/m ²
Divisiones internas	70 Kg/m ²
Peso Losa Copresa (3/818)	289 Kg/m ²
Cielo Falso + Instalaciones Eléctricas	30 Kg/m ²

Carga Adicional	40 Kg/m ²
Lamina fibrocemento	17 Kg/m ²
Estructura metálica	15 Kg/m ²

b) Cargas Vivas:

Son todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos móviles. Hasta ahora no se ha logrado obtener una valorización verdadera racional de las cargas vivas como tampoco de su distribución y para simplificar el análisis de cargas, debido a la falta de una mayor información, estas se han considerado distribuidas sobre toda el área de piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales podrían estar concentradas en una cierta área.

Considerando el uso que tendrán cada uno de los tres cuerpo que componen el edificio se tiene que:

CUERPO 1 (Aulas)

Carga viva por gravedad	350 kg/cm ²
Carga viva por sismo	250 Kg/cm ²

CUERPO 2 (Comunicación para peatones)

Carga viva por gravedad	350 kg/cm ²
Carga viva por sismo	150 Kg/cm ²

CUERPO 3 (Oficinas y despachos)

Carga viva por gravedad 250 kg/cm²

Carga viva por sismo 180 Kg/cm²

c) Carga Accidental:

Es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de que se presente al mismo tiempo y a su máxima intensidad una carga accidental y la carga viva es pequeña.

3.2 Canalización de Cargas

Sumando las cargas vivas y muertas que actúan directamente en la losa, obtenemos una carga total por unidad de superficie que podemos llamar carga de piso; dicha carga será transmitida primeramente a las vigas y luego a las columnas, pasando por medio de estas a la cimentación del edificio.

3.3 Obtención del peso sísmico total del edificio.

El peso sísmico total es la sumatoria de los pesos de todos los elementos estructurales y no estructurales en cada uno de los diferentes niveles del edificio.

A continuación se presentan para cada uno de los niveles del Cuerpo 1, cuadros en los que se detallan el cálculo de los pesos sísmicos de todos los elementos, el peso total del nivel, así como su respectivo centro de masas.

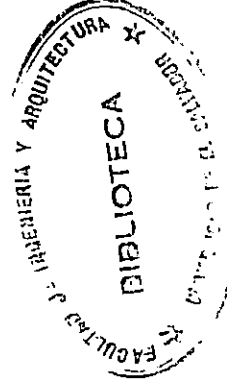
PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: I

NIVELES: 0+3.90 y 0+7.80

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
1	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	38.50	164.40
1	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	33.50	143.05
1	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	28.50	121.70
1	D-E		2.53	2.19	0.23	4.95	0.00	0.00	23.50	116.33
1	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	17.50	112.70
1	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	10.50	67.62
1	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	3.50	22.54
2	A-B		2.53	0.90		3.43	8.00	27.44	38.50	132.06
2	B-C		2.53	0.90		3.43	8.00	27.44	33.50	114.91
2	C-D		2.53	0.90		3.43	8.00	27.44	28.50	97.76
2	D-E		2.53	3.53		6.06	8.00	48.48	23.50	142.41
2	E-F		3.68	1.32		5.00	8.00	40.00	17.50	87.50
2	F-G		3.65	1.32		4.97	8.00	39.76	10.50	52.19
2	G-H		3.68	1.32		5.00	8.00	40.00	3.50	17.50
3	A-B		2.53	0.90		3.43	12.00	41.16	38.50	132.06
3	B-C		2.53	0.90		3.43	12.00	41.16	33.50	114.91
3	C-D		2.53	0.90		3.43	12.00	41.16	28.50	97.76
3	D-E		2.53			2.53	12.00	30.36	23.50	59.46
3	E-F		3.68	1.32		5.00	12.00	60.00	17.50	87.50
3	F-G		3.65	1.32		4.97	12.00	59.64	10.50	52.19
3	G-H		3.68	1.32		5.00	12.00	60.00	3.50	17.50
4	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	38.50	164.40
4	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	33.50	143.05
4	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	28.50	121.70
4	D-E	5.99	2.53			8.52	20.00	170.45	23.50	200.28
4	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	17.50	112.70
4	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	10.50	67.62
4	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	3.50	22.54
A	1-2	7.99	4.29	7.00		19.28	4.00	77.12	41.00	790.48
A	2-3	4.00	1.94	1.09	0.24	7.27	10.00	72.65	41.00	297.87
A	3-4	7.99	4.29	7.00		19.28	16.00	308.48	41.00	790.48



PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVELES: 0+3.90 y 0+7.80

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
B	1-2	15.98	4.29	1.53		21.80	4.00	87.20	36.00	784.80
B	2-3	7.99	1.94			9.93	10.00	99.30	36.00	357.48
B	3-4	15.98	4.29	1.53		21.80	16.00	348.80	36.00	784.80
C	1-2	15.98	4.29	1.53		21.80	4.00	87.20	31.00	675.80
C	2-3	7.99	1.94			9.93	10.00	99.30	31.00	307.83
C	3-4	15.98	4.29	1.53		21.80	16.00	348.80	31.00	675.80
D	1-2	15.98	4.29	7.00		27.27	4.00	109.08	26.00	709.02
D	2-3	7.99	1.94			9.93	10.00	99.30	26.00	258.18
D	3-4	15.98	4.29	7.00		27.27	16.00	436.32	26.00	709.02
E	1-2	19.18	4.29	7.00		30.47	4.00	121.86	21.00	639.79
E	2-3	9.59	1.94			11.53	10.00	115.28	21.00	242.09
E	3-4	19.18	4.29	7.00		30.47	16.00	487.46	21.00	639.79
F	1-2	22.37	5.57	0.82		28.76	4.00	115.05	14.00	402.67
F	2-3	11.19	2.46			13.65	10.00	136.46	14.00	191.04
F	3-4	22.37	5.57	0.82		28.76	16.00	460.19	14.00	402.67
G	1-2	22.37	5.57	0.82		28.76	4.00	115.05	7.00	201.33
G	2-3	11.19	2.46			13.65	10.00	136.46	7.00	95.52
G	3-4	22.37	5.57	0.82		28.76	16.00	460.19	7.00	201.33
H	1-2	11.19	4.29	7.00		22.48	4.00	89.90	0.00	0.00
H	2-3	5.59	1.94	1.09	0.24	8.86	10.00	88.63	0.00	0.00
H	3-4	11.19	4.29	7.00		22.48	16.00	359.62	0.00	0.00
VS(A-B)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	38.50	742.28
VS(A-B)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	38.50	368.45
VS(A-B)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	38.50	742.28
VS(B-C)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	33.50	645.88
VS(B-C)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	33.50	320.60
VS(B-C)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	33.50	645.88

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVELES: 0+3.90 y 0+7.80

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
VS(C-D)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	28.50	549.48
VS(C-D)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	28.50	272.75
VS(C-D)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	28.50	549.48
VS(D-E)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	23.50	453.08
VS(D-E)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	23.50	224.90
VS(D-E)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	23.50	453.08
VS(E-F)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	17.50	449.26
VS(E-F)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	17.50	223.41
VS(E-F)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	17.50	449.26
VS(F-G)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	10.50	269.56
VS(F-G)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	10.50	134.04
VS(F-G)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	10.50	269.56
VS(G-H)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	3.50	89.85
VS(G-H)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	3.50	44.68
VS(G-H)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	3.50	89.85
COLUMNAS	EJE A					18.36	10.00	183.60	41.00	752.76
COLUMNAS	EJE B					18.36	10.00	183.60	36.00	660.96
COLUMNAS	EJE C					18.36	10.00	183.60	31.00	569.16
COLUMNAS	EJE D					18.36	10.00	183.60	26.00	477.36
COLUMNAS	EJE E					18.36	10.00	183.60	21.00	385.56
COLUMNAS	EJE F					21.18	10.00	211.80	14.00	296.52
COLUMNAS	EJE G					21.18	10.00	211.80	7.00	148.26
COLUMNAS	EJE H					18.36	10.00	183.60	0.00	0.00
Σ						1,160.18		11,630.49		24,222.21

$$X_g = \frac{\sum XW_i}{\sum W} = \frac{11,630.49}{1,160.18} \Rightarrow X_g = 10.02 \text{ mts}$$

$$Y_g = \frac{\sum YW_i}{\sum W} = \frac{24,222.21}{1,160.18} \Rightarrow Y_g = 20.88 \text{ mts}$$

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+11.70

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
1	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	38.50	164.40
1	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	33.50	143.05
1	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	28.50	121.70
1	D-E		2.53	2.19	0.23	4.95	0.00	0.00	23.50	116.33
1	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	17.50	112.70
1	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	10.50	67.62
1	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	3.50	22.54
2	A-B		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	38.50	134.75
2	B-C		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	33.50	117.25
2	C-D		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	28.50	99.75
2	D-E		2.58	3.53		6.11	8.00	48.88	23.50	143.59
2	E-F		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	17.50	87.85
2	F-G		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	10.50	52.71
2	G-H		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	3.50	17.57
3	A-B		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	38.50	134.75
3	B-C		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	33.50	117.25
3	C-D		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	28.50	99.75
3	D-E		2.58			2.58	12.00	30.96	23.50	60.63
3	E-F		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	17.50	87.85
3	F-G		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	10.50	52.71
3	G-H		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	3.50	17.57
4	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	38.50	164.40
4	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	33.50	143.05
4	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	28.50	121.70
4	D-E	5.99	2.53			8.52	20.00	170.45	23.50	200.28
4	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	17.50	112.70
4	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	10.50	67.62
4	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	3.50	22.54
A	1-2	7.99	4.32	7.03		19.34	4.00	77.36	41.00	792.94
A	2-3	4.00	2.00	1.11	0.25	7.36	10.00	73.55	41.00	301.56
A	3-4	7.99	4.32	7.03		19.34	16.00	309.44	41.00	792.94

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+11.70

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
B	1-2	15.98	4.32	1.53		21.83	4.00	87.32	36.00	785.88
B	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	36.00	359.64
B	3-4	15.98	4.32	1.53		21.83	16.00	349.28	36.00	785.88
C	1-2	15.98	4.32	1.53		21.83	4.00	87.32	31.00	676.73
C	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	31.00	309.69
C	3-4	15.98	4.32	1.53		21.83	16.00	349.28	31.00	676.73
D	1-2	15.98	4.32	7.03		27.33	4.00	109.32	26.00	710.58
D	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	26.00	259.74
D	3-4	15.98	4.32	7.03		27.33	16.00	437.28	26.00	710.58
E	1-2	19.18	4.32	7.03		30.53	4.00	122.10	21.00	641.05
E	2-3	9.59	2.00			11.59	10.00	115.88	21.00	243.35
E	3-4	19.18	4.32	7.03		30.53	16.00	488.42	21.00	641.05
F	1-2	22.37	5.64	0.82		28.83	4.00	115.33	14.00	403.65
F	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	14.00	192.02
F	3-4	22.37	5.64	0.82		28.83	16.00	461.31	14.00	403.65
G	1-2	22.37	5.64	0.82		28.83	4.00	115.33	7.00	201.82
G	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	7.00	96.01
G	3-4	22.37	5.64	0.82		28.83	16.00	461.31	7.00	201.82
H	1-2	11.19	4.32	7.03		22.54	4.00	90.14	0.00	0.00
H	2-3	5.59	2.00	1.11	0.25	8.95	10.00	89.53	0.00	0.00
H	3-4	11.19	4.32	7.03		22.54	16.00	360.58	0.00	0.00
VS(A-B)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	38.50	742.28
VS(A-B)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	38.50	368.45
VS(A-B)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	38.50	742.28
VS(B-C)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	33.50	645.88
VS(B-C)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	33.50	320.60
VS(B-C)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	33.50	645.88

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+11.70

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
VS(C-D)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	28.50	549.48
VS(C-D)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	28.50	272.75
VS(C-D)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	28.50	549.48
VS(D-E)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	23.50	453.08
VS(D-E)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	23.50	224.90
VS(D-E)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	23.50	453.08
VS(E-F)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	17.50	449.26
VS(E-F)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	17.50	223.41
VS(E-F)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	17.50	449.26
VS(F-G)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	10.50	269.56
VS(F-G)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	10.50	134.04
VS(F-G)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	10.50	269.56
VS(G-H)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	3.50	89.85
VS(G-H)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	3.50	44.68
VS(G-H)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	3.50	89.85
COLUMNAS	EJE A					17.70	10.00	177.00	41.00	725.70
COLUMNAS	EJE B					16.48	10.00	164.80	36.00	593.28
COLUMNAS	EJE C					16.48	10.00	164.80	31.00	510.88
COLUMNAS	EJE D					16.48	10.00	164.80	26.00	428.48
COLUMNAS	EJE E					16.48	10.00	164.80	21.00	346.08
COLUMNAS	EJE F					19.11	10.00	191.10	14.00	267.54
COLUMNAS	EJE G					19.11	10.00	191.10	7.00	133.77
COLUMNAS	EJE H					16.48	10.00	164.80	0.00	0.00
Σ						1,148.12		11,509.89		23,985.19

$$X_g = \frac{\sum XW_i}{\sum W} = \frac{11,509.89}{1,148.12} \Rightarrow X_g = 10.02 \text{ mts}$$

$$Y_g = \frac{\sum YW_i}{\sum W} = \frac{23,985.19}{1,148.12} \Rightarrow Y_g = 20.89 \text{ mts}$$

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+15.60

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wwiga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
1	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	38.50	164.40
1	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	33.50	143.05
1	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	0.00	0.00	28.50	121.70
1	D-E		2.53	2.19	0.23	4.95	0.00	0.00	23.50	116.33
1	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	17.50	112.70
1	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	10.50	67.62
1	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	0.00	0.00	3.50	22.54
2	A-B		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	38.50	134.75
2	B-C		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	33.50	117.25
2	C-D		2.58	0.92		3.50	8.00	28.00	28.50	99.75
2	D-E		2.58	3.53		6.11	8.00	48.88	23.50	143.59
2	E-F		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	17.50	87.85
2	F-G		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	10.50	52.71
2	G-H		3.70	1.32		5.02	8.00	40.16	3.50	17.57
3	A-B		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	38.50	134.75
3	B-C		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	33.50	117.25
3	C-D		2.58	0.92		3.50	12.00	42.00	28.50	99.75
3	D-E		2.58			2.58	12.00	30.96	23.50	60.63
3	E-F		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	17.50	87.85
3	F-G		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	10.50	52.71
3	G-H		3.70	1.32		5.02	12.00	60.24	3.50	17.57
4	A-B		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	38.50	164.40
4	B-C		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	33.50	143.05
4	C-D		2.53	1.42	0.32	4.27	20.00	85.40	28.50	121.70
4	D-E	5.99	2.53			8.52	20.00	170.45	23.50	200.28
4	E-F		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	17.50	112.70
4	F-G		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	10.50	67.62
4	G-H		3.70	2.08	0.66	6.44	20.00	128.80	3.50	22.54
A	1-2	7.99	4.32	7.03		19.34	4.00	77.36	41.00	792.94
A	2-3	4.00	2.00	1.11	0.25	7.36	10.00	73.55	41.00	301.56
A	3-4	7.99	4.32	7.03		19.34	16.00	309.44	41.00	792.94

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+15.60

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wwiga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
B	1-2	15.98	4.32	1.53		21.83	4.00	87.32	36.00	785.88
B	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	36.00	359.64
B	3-4	15.98	4.32	1.53		21.83	16.00	349.28	36.00	785.88
C	1-2	15.98	4.32	1.53		21.83	4.00	87.32	31.00	676.73
C	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	31.00	309.69
C	3-4	15.98	4.32	1.53		21.83	16.00	349.28	31.00	676.73
D	1-2	15.98	4.32	7.03		27.33	4.00	109.32	26.00	710.58
D	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	26.00	259.74
D	3-4	15.98	4.32	7.03		27.33	16.00	437.28	26.00	710.58
E	1-2	19.18	4.32	7.03		30.53	4.00	122.10	21.00	641.05
E	2-3	9.59	2.00			11.59	10.00	115.88	21.00	243.35
E	3-4	19.18	4.32	7.03		30.53	16.00	488.42	21.00	641.05
F	1-2	22.37	5.64	0.82		28.83	4.00	115.33	14.00	403.65
F	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	14.00	192.02
F	3-4	22.37	5.64	0.82		28.83	16.00	461.31	14.00	403.65
G	1-2	22.37	5.64	0.82		28.83	4.00	115.33	7.00	201.82
G	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	7.00	96.01
G	3-4	22.37	5.64	0.82		28.83	16.00	461.31	7.00	201.82
H	1-2	11.19	4.32	7.03		22.54	4.00	90.14	0.00	0.00
H	2-3	5.59	2.00	1.11	0.25	8.95	10.00	89.53	0.00	0.00
H	3-4	11.19	4.32	7.03		22.54	16.00	360.58	0.00	0.00
VS(A-B)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	38.50	742.28
VS(A-B)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	38.50	368.45
VS(A-B)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	38.50	742.28
VS(B-C)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	33.50	645.88
VS(B-C)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	33.50	320.60
VS(B-C)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	33.50	645.88

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+15.60

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
VS(C-D)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	28.50	549.48
VS(C-D)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	28.50	272.75
VS(C-D)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	28.50	549.48
VS(D-E)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	23.50	453.08
VS(D-E)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	23.50	224.90
VS(D-E)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	23.50	453.08
VS(E-F)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	17.50	449.26
VS(E-F)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	17.50	223.41
VS(E-F)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	17.50	449.26
VS(F-G)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	10.50	269.56
VS(F-G)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	10.50	134.04
VS(F-G)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	10.50	269.56
VS(G-H)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	3.50	89.85
VS(G-H)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	3.50	44.68
VS(G-H)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	3.50	89.85
COLUMNAS	EJE A					17.04	10.00	170.40	41.00	698.64
COLUMNAS	EJE B					14.60	10.00	146.00	36.00	525.60
COLUMNAS	EJE C					14.60	10.00	146.00	31.00	452.60
COLUMNAS	EJE D					14.60	10.00	146.00	26.00	379.60
COLUMNAS	EJE E					14.60	10.00	146.00	21.00	306.60
COLUMNAS	EJE F					17.04	10.00	170.40	14.00	238.56
COLUMNAS	EJE G					17.04	10.00	170.40	7.00	119.28
COLUMNAS	EJE H					17.04	10.00	170.40	0.00	0.00
Σ						1,136.36		11,392.29		23,700.34

$$X_g = \frac{\sum XW_i}{\sum W} = \frac{11,392.29}{1,136.36} \Rightarrow X_g = 10.03 \text{ mts}$$

$$Y_g = \frac{\sum YW_i}{\sum W} = \frac{23,700.34}{1,136.36} \Rightarrow Y_g = 20.86 \text{ mts}$$

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+19.50

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
1	A-B		2.53	2.24	0.22	4.99	0.00	0.00	38.50	192.12
1	B-C		2.53	2.24	0.22	4.99	0.00	0.00	33.50	167.16
1	C-D		2.53	2.24	0.22	4.99	0.00	0.00	28.50	142.22
1	D-E		2.53	2.88	0.15	5.56	0.00	0.00	23.50	130.66
1	E-F		3.70	2.90	0.33	6.93	0.00	0.00	17.50	121.28
1	F-G		3.70	2.90	0.33	6.93	0.00	0.00	10.50	72.77
1	G-H		3.70	2.90	0.33	6.93	0.00	0.00	3.50	24.26
2	A-B		2.59	0.92		3.51	8.00	28.08	38.50	135.14
2	B-C		2.59	0.92		3.51	8.00	28.08	33.50	117.59
2	C-D		2.59	0.92		3.51	8.00	28.08	28.50	100.04
2	D-E		2.59	3.60		6.19	8.00	49.52	23.50	145.47
2	E-F		3.73	1.35		5.08	8.00	40.64	17.50	88.90
2	F-G		3.70	1.35		5.05	8.00	40.40	10.50	53.03
2	G-H		3.73	1.35		5.08	8.00	40.64	3.50	17.78
3	A-B		2.59	0.92		3.51	12.00	42.12	38.50	135.14
3	B-C		2.59	0.92		3.51	12.00	42.12	33.50	117.59
3	C-D		2.59	0.92		3.51	12.00	42.12	28.50	100.04
3	D-E		2.59			2.59	12.00	31.08	23.50	60.87
3	E-F		3.73	1.35		5.08	12.00	60.96	17.50	88.90
3	F-G		3.70	1.35		5.05	12.00	60.60	10.50	53.03
3	G-H		3.73	1.35		5.08	12.00	60.96	3.50	17.78
4	A-B		2.53	2.24	0.22	4.99	20.00	99.80	38.50	192.12
4	B-C		2.53	2.24	0.22	4.99	20.00	99.80	33.50	167.16
4	C-D		2.53	2.24	0.22	4.99	20.00	99.80	28.50	142.22
4	D-E	5.99	2.53	2.88	0.15	11.55	20.00	231.05	23.50	271.48
4	E-F		3.70	2.90	0.33	6.93	20.00	138.60	17.50	121.28
4	F-G		3.70	2.90	0.33	6.93	20.00	138.60	10.50	72.77
4	G-H		3.70	2.90	0.33	6.93	20.00	138.60	3.50	24.26
A	1-2	7.99	4.30	7.62		19.91	4.00	79.64	41.00	816.31
A	2-3	4.00	1.94	3.79	0.25	9.98	10.00	99.75	41.00	408.98
A	3-4	7.99	4.30	7.62		19.91	16.00	318.56	41.00	816.31

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+19.50

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wviga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
B	1-2	15.98	4.35	1.77		22.10	4.00	88.40	36.00	795.60
B	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	36.00	359.64
B	3-4	15.98	4.35	1.77		22.10	16.00	353.60	36.00	795.60
C	1-2	15.98	4.35	1.77		22.10	4.00	88.40	31.00	685.10
C	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	31.00	309.69
C	3-4	15.98	4.35	1.77		22.10	16.00	353.60	31.00	685.10
D	1-2	15.98	4.35	1.77		22.10	4.00	88.40	26.00	574.60
D	2-3	7.99	2.00			9.99	10.00	99.90	26.00	259.74
D	3-4	15.98	4.35	1.77		22.10	16.00	353.60	26.00	574.60
E	1-2	19.18	4.35	1.77		25.30	4.00	101.18	21.00	531.22
E	2-3	9.59	2.00			11.59	10.00	115.88	21.00	243.35
E	3-4	19.18	4.35	1.77		25.30	16.00	404.74	21.00	531.22
F	1-2	22.37	5.64	1.75		29.76	4.00	119.05	14.00	416.67
F	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	14.00	192.02
F	3-4	22.37	5.64	1.75		29.76	16.00	476.19	14.00	416.67
G	1-2	22.37	5.64	1.75		29.76	4.00	119.05	7.00	208.33
G	2-3	11.19	2.53			13.72	10.00	137.16	7.00	96.01
G	3-4	22.37	5.64	1.75		29.76	16.00	476.19	7.00	208.33
H	1-2	11.19	4.30	7.62		23.11	4.00	92.42	0.00	0.00
H	2-3	5.59	1.94	3.79	0.25	11.57	10.00	115.73	0.00	0.00
H	3-4	11.19	4.30	7.62		23.11	16.00	369.70	0.00	0.00
VS(A-B)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	38.50	742.28
VS(A-B)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	38.50	368.45
VS(A-B)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	38.50	742.28
VS(B-C)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	33.50	645.88
VS(B-C)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	33.50	320.60
VS(B-C)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	33.50	645.88

PROYECTO: EDIFICIO DE USOS MULTIPLES (UES)

CARGAS SISMICAS Y CENTRO DE MASAS

CUERPO: 1

NIVEL: 0+19.50

EJE	TRAMO	Wlosa (Ton)	Wwiga (Ton)	Wpared (Ton)	Wventana (Ton)	Wtotal (Ton)	X (mts)	XWtotal	Y (mts)	YWtotal
VS(C-D)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	28.50	549.48
VS(C-D)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	28.50	272.75
VS(C-D)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	28.50	549.48
VS(D-E)	1-2	15.98	3.30			19.28	4.00	77.12	23.50	453.08
VS(D-E)	2-3	7.99	1.58			9.57	10.00	95.70	23.50	224.90
VS(D-E)	3-4	15.98	3.30			19.28	16.00	308.48	23.50	453.08
VS(E-F)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	17.50	449.26
VS(E-F)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	17.50	223.41
VS(E-F)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	17.50	449.26
VS(F-G)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	10.50	269.56
VS(F-G)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	10.50	134.04
VS(F-G)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	10.50	269.56
VS(G-H)	1-2	22.37	3.30			25.67	4.00	102.69	3.50	89.85
VS(G-H)	2-3	11.19	1.58			12.77	10.00	127.66	3.50	44.68
VS(G-H)	3-4	22.37	3.30			25.67	16.00	410.75	3.50	89.85
COLUMNAS	EJE A					23.56	10.00	235.60	41.00	965.96
COLUMNAS	EJE B					20.15	10.00	201.50	36.00	725.40
COLUMNAS	EJE C					20.15	10.00	201.50	31.00	624.65
COLUMNAS	EJE D					20.15	10.00	201.50	26.00	523.90
COLUMNAS	EJE E					20.15	10.00	201.50	21.00	423.15
COLUMNAS	EJE F					23.88	10.00	238.80	14.00	334.32
COLUMNAS	EJE G					23.88	10.00	238.80	7.00	167.16
COLUMNAS	EJE H					23.56	10.00	235.60	0.00	0.00
TECHO						77.57	10.00	775.72	20.50	1,590.23
Σ						1,265.60		12,708.77		26,340.41

$$X_g = \frac{\sum XW_i}{\sum W} = \frac{12,708.77}{1,265.60} \Rightarrow X_g = 10.04 \text{ mts}$$

$$Y_g = \frac{\sum YW_i}{\sum W} = \frac{26,340.41}{1,265.60} \Rightarrow Y_g = 20.81 \text{ mts}$$

3.4 Evaluación del Cortante Basal y de Fuerzas Laterales.

En general los reglamentos permiten los siguientes procedimientos para evaluar las fuerzas sísmicas en edificios:

- a) Método de la fuerza horizontal equivalente conocido también como método estático.
- b) Método simplificado de análisis.
- c) Método de análisis modal con un grado de libertad por piso en la dirección bajo consideración (análisis dinámico).

En este trabajo se ha empleado el primer método mencionado. Este método de la fuerza horizontal equivalente ha sido la metodología que han seguido tradicionalmente los códigos sísmicos desde hace muchos años y consiste en simplificar la evaluación de los efectos dinámicos producidos por un sismo sobre una estructura, encontrando una distribución de fuerzas laterales que resulta ser aproximadamente equivalente a la encontrada mediante el análisis dinámico.

El método de la fuerza horizontal equivalente consiste básicamente en:

- a) Determinar la fuerza cortante sísmica en la base del edificio, en dos direcciones ortogonales.
- b) Distribuir esta fuerza cortante en toda la altura de edificio, para encontrar la fuerza sísmicas que actúan en los centros de masas de cada uno de los niveles del edificio.
- c) Determinar las fuerzas cortantes en cada uno de los diferentes entrepisos del edificio.
- d) Determinar los momentos de volteos en los diferentes niveles del edificio en dos direcciones ortogonales.

e) Distribuir las fuerzas cortantes encontradas en la etapa (c) entre los sistemas resistentes que tiene el edificio (marcos y/o muros).

Una vez realizada la evaluación de las fuerzas sísmicas, se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le corresponden.

Según el reglamento sísmico la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_{\text{basal}} = C_s \times W_{\text{total}}$$

donde:

V_{basal} : fuerza horizontal, llamada cortante basal.

C_s : Coeficiente sísmico.

W_{total} : Peso total de la estructura.

La obtención del coeficiente sísmico, C_s , se obtiene por medio de la formula siguiente:

$$C_s = \frac{A C I}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

donde:

A : Factor de zonificación sísmico

I : Factor de Importancia

C : Coeficiente de sitio

To: Coeficiente de sitio

R : factor de modificación de la respuesta.

T : Período fundamental de vibración.

Este período puede determinarse usando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes por medio de un análisis apropiado.

Es muy conveniente una formula aproximada, basada en el método de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \left[\left(\sum_{i=1}^{n-1} F_i \delta_i \right) + (F_n + F_c) \delta_n \right]}}$$

donde:

δ_i, δ_n : Desplazamiento lateral en los niveles i y n con respecto a la base, en cms, causado por las fuerzas laterales y calculados con base a un análisis elástico lineal.

g : aceleración de la gravedad (981 cms/seg²)

F_i, F_n : fuerzas laterales aplicadas en los niveles i y n respectivamente.

W_i : Parte del peso sísmico, W , que se encuentra localizado en el nivel i .

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

La distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de un edificio es en general bastante compleja ya que estas fuerzas son el resultado de un cierto numero de modos naturales de vibración.

Las contribuciones relativas de estos modos de vibración a las fuerzas totales depende de varios factores tales como las características del sismo (amplitud, frecuencia, duración) los períodos naturales de vibración del edificio y la forma de los modos de vibración, que a su vez depende de las distribuciones de la masa y de la rigidez de la estructura en la altura.

Los códigos sísmicos presentan un método razonable y simple para determinar la distribución del cortante basal en un edificio que tenga una variación regular de la masa y la rigidez.

Para estructuras regulares, el reglamento define cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar al cortante basal.

Primeramente como una fuerza concentrada F_t es aplicada en el ultimo nivel del edificio. La fuerza F_t es expresada en función del período fundamental de la estructura:

$$F_t = \begin{cases} 0, & \text{para } T \leq 0.7 \text{ seg.} \\ 0.07 TV, & \text{para } T > 0.7 \text{ seg.} \end{cases}$$

Pero F_t no debe exceder a $0.25 V$

La fuerza F_t es introducida para considerar aproximadamente los efectos de los modos superiores, los cuales hacen incrementar los cortantes en los pisos superiores.

La parte restante del cortante basal, V se distribuyen a toda la altura del edificio (incluyendo el nivel n) de acuerdo a la siguiente formula:

$$F_x = \frac{(V_b - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

donde:

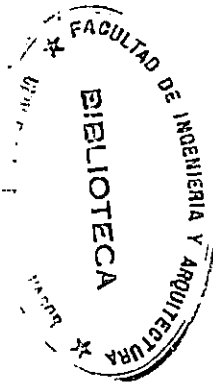
h_i, h_x : Altura medida desde la base hasta el nivel i ó x respectivamente.

W_i, W_x : Parte del peso sísmico, W , que se encuentra localizada en el nivel i ó x respectivamente.

F_x : Fuerza sísmica aplicada en el nivel i

DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL EN ALTURA (CUERPO "1")

NIVEL	hi (mts)	Wi (Ton)	Wihi (Ton-mts)	Fix (Ton)	Fiy (Ton)	Vix (Ton)	Viy (Ton)	Rx (T/Cm)	Ry (T/Cm)	δix (cms)	δiy (cms)	δix (cms)	δiy (cms)	Wi δxi ² (T-cms ²)	Wi δyi ² (T-cms ²)	Fxi δxi (T-cms)	Fyi δxi (T-cms)	δtx (cms)	δty (cms)	δtx (cms)	δty (cms)
5	19.5	1265.60	24679.20	226.12	229.39							2.58	2.52	8427.82	8025.25	583.51	577.64	20.64	20.15		
						226.12	229.39	664.74	706.76	0.34	0.32									2.72	2.60
4	15.6	1136.36	17727.22	138.93	141.48							2.24	2.19	5703.69	5467.93	311.26	310.35	17.92	17.55		
						365.05	370.87	664.74	706.76	0.55	0.52									4.39	4.20
3	11.7	1148.12	13433.00	105.28	107.21							1.69	1.67	3283.82	3197.53	178.05	178.91	13.53	13.35		
						470.33	478.08	741.26	767.70	0.63	0.62									5.08	4.98
2	7.8	1160.18	9049.40	70.92	72.22							1.06	1.05	1295.48	1269.61	74.94	75.55	8.45	8.37		
						541.26	550.30	819.26	844.74	0.66	0.65									5.29	5.21
1	3.9	1160.18	4524.70	35.46	36.11							0.40	0.39	181.97	180.70	14.04	14.25	3.17	3.16		
						576.72	586.41	1456.22	1485.88	0.40	0.39									3.17	3.16
		5870.44	69413.526	576.72	586.41									18892.77	18141.02	1161.81	1156.70				



Cdx = 8.00 Cdy = 8.00
 Tx = 0.81 Ty = 0.79
 Csx = 0.10 Csy = 0.10
 Vbasex = 576.72 Vbasey = 586.41
 Ftx = 32.70 Fly = 32.43

A = 0.40 => Zona 1
 C = 3.00 => Tipo S3
 To = 0.60 => Tipo S3
 I = 1.20 => Grupo II
 R = 12.00 => Sistema C

Fuerza cortantes de entrepiso.

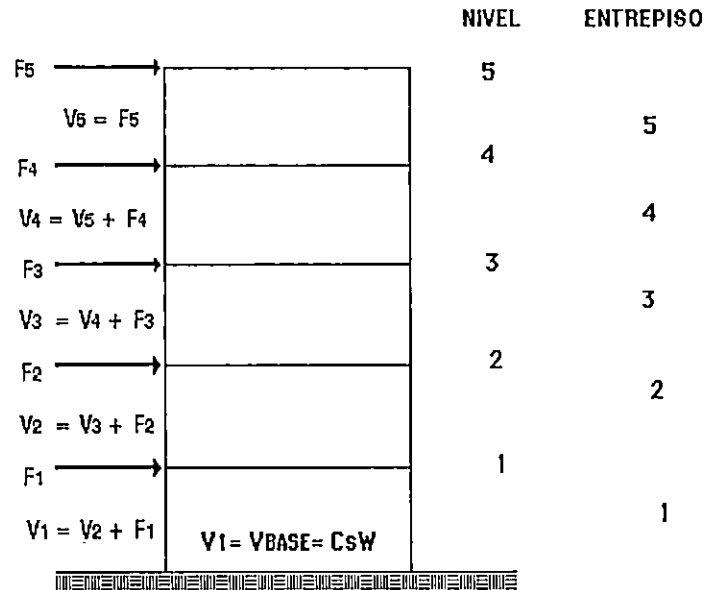
Una vez encontradas las fuerzas sísmicas en cada nivel i , las fuerzas cortantes en cualquier entrepiso son evaluadas sumando las fuerzas sísmicas que se encuentran por arriba del entrepiso considerado:

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j$$

donde:

V_i : Fuerza cortante de diseño en el entrepiso i

Este procedimiento se presenta en la siguiente figura:



3.5 Distribución horizontal de la fuerza cortante sísmica

Una vez obtenida la fuerza cortante en cada entrepiso, es necesario distribuirla entre los elementos resistentes que forman parte de la estructura en el sentido en que actúa la fuerza sísmica. Esta distribución se hace proporcional a la rigidez de entrepiso de los diferentes elementos resistentes verticales (marcos). En el procedimiento que se

describe a continuación, se acepta la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano.

En esta etapa del análisis sísmico hay que considerar varios factores:

3.5.1 Rigidez de entrepiso:

Por rigidez de entrepiso en una estructura se entiende la relación entre la fuerza cortante que actúa en dicho entrepiso y el desplazamiento horizontal que sufre. Este valor no es independiente del sistema de fuerza, por lo que su determinación no es fácil. Una forma de proceder es por medio de aproximaciones sucesivas, suponiendo una distribución inicial determinando fuerzas cortantes y deformaciones, y a partir de estos valores calcular de nuevo la rigidez de cada entrepiso, este procedimiento es el que se utilizó para el cálculo de las rigideces del cuerpo 2.

Una estimación aproximada de rigidez de entrepiso de un marco regular se obtiene con las formulas de Wilbur, estas formulas se emplearon para calcular las rigideces para los cuerpo 1 y 3.

Estas formulas tiene las siguientes expresiones:

Primer entrepiso:

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} \right]}$$

Segundo entrepiso:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{v2}} \right]}$$

Entrepisos intermedios:

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{\text{viga}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\Sigma K_{\text{columna}}} + \frac{h_n + h_{n-1}}{\Sigma K_{\text{columna}}} \right]}$$

Entrepiso superior:

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{\text{viga}}} + \frac{2h_n + h_{n+1}}{\Sigma K_{\text{columna}}} + \frac{h_n}{\Sigma K_{\text{columna}}} \right]}$$

donde:

R_n : rigidez del entrepiso en cuestión.

K_{viga} : rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n .

K_{columna} : rigidez (I/h) de las columnas del entrepiso n .

m, n, o : índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n : altura del entrepiso n .

Al evaluar las anteriores ecuaciones para determinar las rigideces en el cuerpo 1, se obtuvo:

Entrepiso	Rx (Ton/cm)	Ry (Ton/cm)
1	1456.22	1485.88
2	819.29	844.74
3	741.26	767.70
4	664.74	706.76
5	664.74	706.76

3.5.2 Centro de Rigidez

Una vez calculadas la rigidez de entrepiso de los elementos resistentes (marcos), es necesario calcular el centroide de estos elementos resistentes, ya que es en este centroide en donde se considera aplicada la fuerza resistente de la estructura.

Para un entrepiso cualquiera este centroide puede ser calculado por medio de las siguientes ecuaciones:

$$X_c = \frac{\sum R_i X_i}{\sum R_i}$$

$$Y_c = \frac{\sum R_i Y_i}{\sum R_i}$$

donde:

R_x : Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientado según el eje " X ".

R_y : Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientado según el eje " Y ".

X_i : Distancia de cada elemento resistente del entrepiso orientado en la dirección Y con respecto al eje Y.

Y_i : distancia de cada elemento resistente del entrepiso orientado en la dirección X con respecto al eje X.

Se presentan a continuación cuadros en los cuales se calcula el centro de rigidez para cada entrepiso.

CENTRO DE RIGIDEZES. ENTREPISO 1 (CUERPO 1)

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Y (mts)	X (mts)	RxY	RyX
A	161.78		41.00		6632.98	
B	161.78		36.00		5824.08	
C	161.78		31.00		5015.18	
D	161.78		26.00		4206.28	
E	161.78		21.00		3397.38	
F	242.77		14.00		3398.78	
G	242.77		7.00		1699.39	
H	161.78		0.00		0.00	
1		354.77		0.00		0.00
2		388.16		8.00		3105.28
3		388.16		12.00		4657.92
4		354.77		20.00		7095.40
	1456.22	1485.86			30174.07	14858.60

$$\bar{X}_r = \frac{\sum RyX}{\sum Ry} = \frac{14858.60}{1485.86} \Rightarrow \bar{X}_r \text{ 10.00 mts.}$$

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum RxY}{\sum Rx} = \frac{30174.07}{1456.22} \Rightarrow \bar{Y}_r \text{ 20.72 mts.}$$

CENTRO DE RIGIDEZES. ENTREPISOS 2 (CUERPO 1)

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Y (mts)	X (mts)	RxY	RyX
A	89.32		41.00		3662.12	
B	89.32		36.00		3215.52	
C	89.32		31.00		2768.92	
D	89.32		26.00		2322.32	
E	89.32		21.00		1875.72	
F	141.68		14.00		1983.52	
G	141.68		7.00		991.76	
H	89.32		0.00		0.00	
1		205.79		0.00		0.00
2		216.59		8.00		1732.72
3		216.59		12.00		2599.08
4		205.79		20.00		4115.80
	819.28	844.76			16819.88	8447.60

$$\bar{X}_r = \frac{\sum RyX}{\sum Ry} = \frac{8447.60}{844.76} \Rightarrow \bar{X}_r \text{ 10.00 mts.}$$

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum RxY}{\sum Rx} = \frac{16819.88}{819.28} \Rightarrow \bar{Y}_r \text{ 20.53 mts.}$$

CENTRO DE RIGIDECES. ENTREPISO 3 (CUERPO 1)

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Y (mts)	X (mts)	RxY	RyX
A	80.17		41.00		3286.97	
B	80.17		36.00		2886.12	
C	80.17		31.00		2485.27	
D	80.17		26.00		2084.42	
E	80.17		21.00		1683.57	
F	130.12		14.00		1821.68	
G	130.12		7.00		910.84	
H	80.17		0.00		0.00	
1		188.55		0.00		0.00
2		195.30		8.00		1562.40
3		195.30		12.00		2343.60
4		188.55		20.00		3771.00
Σ	741.26	767.7			15158.87	7677.00

$$\bar{X}_r = \frac{\sum RyX}{\sum Ry} = \frac{7677.00}{767.7} \Rightarrow \bar{X}_r = 10.00 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum RxY}{\sum Rx} = \frac{15158.87}{741.26} \Rightarrow \bar{Y}_r = 20.45 \text{ mts.}$$

CENTRO DE RIGIDECES. ENTREPISOS 4 y 5 (CUERPO 1)

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Y (mts)	X (mts)	RxY	RyX
A	78.98		41.00		3238.18	
B	70.38		36.00		2533.68	
C	70.38		31.00		2181.78	
D	70.38		26.00		1829.88	
E	70.38		21.00		1477.98	
F	112.63		14.00		1576.82	
G	112.63		7.00		788.41	
H	78.98		0.00		0.00	
1		183.48		0.00		0.00
2		169.90		8.00		1359.20
3		169.90		12.00		2038.80
4		183.48		20.00		3669.60
Σ	664.74	706.76			13626.73	7067.60

$$\bar{X}_r = \frac{\sum RyX}{\sum Ry} = \frac{7067.60}{706.76} \Rightarrow \bar{X}_r = 10.00 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum RxY}{\sum Rx} = \frac{13626.73}{664.74} \Rightarrow \bar{Y}_r = 20.50 \text{ mts.}$$

3.5.3 Centro de cortante

Antes de proceder a calcular la distribución horizontal del cortante de entrepiso, es necesario haber calculado el centro de cortante que es donde se considera que actúa la fuerza del cortante sísmica del entrepiso.

Para un entrepiso cualquiera este centro de cortante puede ser calculado tal como se muestra en las siguientes formulas:

$$Y_{ci} = \frac{\sum_{i=1}^n F_{ix} Y_{mi}}{V_{ix}}$$

$$X_{ci} = \frac{\sum_{i=1}^n F_{iy} X_{mi}}{V_{iy}}$$

donde:

F_{ix}, F_{iy} : Fuerzas sísmicas aplicadas en el nivel i en la dirección "X" y "Y" respectivamente.

X_{mi}, Y_{mi} : Coordenadas del centro de masas del nivel i .

V_{ix}, V_{iy} : Fuerzas cortantes aplicadas en el entrepiso i en las dirección "X" y "Y" respectivamente.

X_{ci}, Y_{ci} : Coordenadas del centro de cortante del entrepiso i .

En el siguiente cuadro se calcula el centro de cortante en cada uno de los diferentes nivel del cuerpo 1.

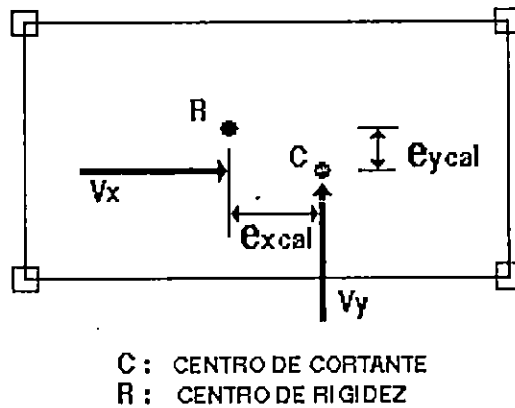
EVALUACION DE CENTRO DE CORTANTE (CUERPO 1)

NIVEL	hi (mts)	Fix (Ton)	Fiy (Ton)	Vix (Ton)	Viy (Ton)	Xg (mts)	Yg (mts)	FiyXg	FixYg	$\Sigma FiyXg$	$\Sigma FixYg$	Xc (mts)	Yc (mts)
5	19.5	226.12	229.39			10.04	20.81	2270.24	4773.61				
				226.12	229.39					2270.24		10.04	20.81
4	15.6	138.93	141.48			10.03	20.86	1393.47	2951.27				
				365.05	370.87					3663.71		10.04	20.83
3	11.7	105.28	107.21			10.02	20.89	1054.91	2239.62				
				470.33	478.08					4718.62		10.03	20.84
2	7.8	70.92	72.22			10.02	20.88	710.62	1507.95				
				541.25	550.30					5429.24		10.03	20.85
1	3.9	35.46	36.11			10.02	20.88	355.31	753.98				
				576.71	586.41					5784.55		10.03	20.85



3.5.4. Excentricidades

Generalmente en un entrepiso cualquiera, no coincidirá el centro de torsión con el centro de cortante. La fuerza cortante sísmica actúa en el centro de cortante mientras que la resultante de las fuerzas resistentes estará situada en el centro de torsión o de rigidez, tal como se ilustra en la siguiente figura:



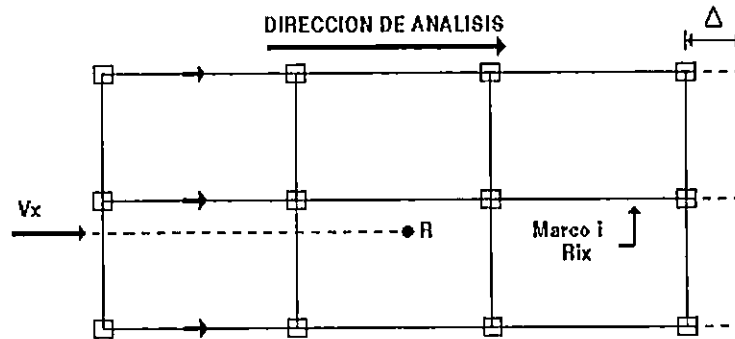
De acuerdo al reglamento las excentricidades de diseño toma el valor calculado mas o menos una excentricidad accidental igual a 0.05 veces la máxima dimensión del piso que se analiza, medida en dirección normal a la fuerza aplicada:

$$e_{\text{diseño}} = e_{\text{calculada}} \pm 0.05 L$$

En la ecuación anterior a la excentricidad calculada se le suma, en el mismo sentido la excentricidad accidental 0.05 y luego a la excentricidad calculada se le resta en sentido contrario la excentricidad accidental, puede ocurrir que en este caso la excentricidad resultante sea de signo opuesto al de la calculada. Para el diseño de cada elemento estructural deberá investigarse cual de las dos excentricidades dadas por la ecuación anterior produce efectos mas desfavorables.

3.5.5 Efecto de Traslación

Para distribuir la fuerza cortante entre cada uno de los elementos resistentes (marcos, paredes, etc.) orientados en la misma dirección de la fuerza cortante, se asume de que todos ellos se desplazan la misma magnitud debido a la rigidez de la losa de entrepisos que los liga.



La fuerza resistente que se desarrolla en el entrepiso de un marco o pared es proporcional a la rigidez lateral del mismo.

$$V_{ix} = R_{ix} \Delta$$

La suma de las fuerzas cortantes que se desarrollan en todos los elementos resistentes, y en el mismo entrepiso es igual a la fuerza cortante externa, V_x

Por lo tanto las fuerzas cortantes inducidas en un marco o pared son:

Dirección "X":

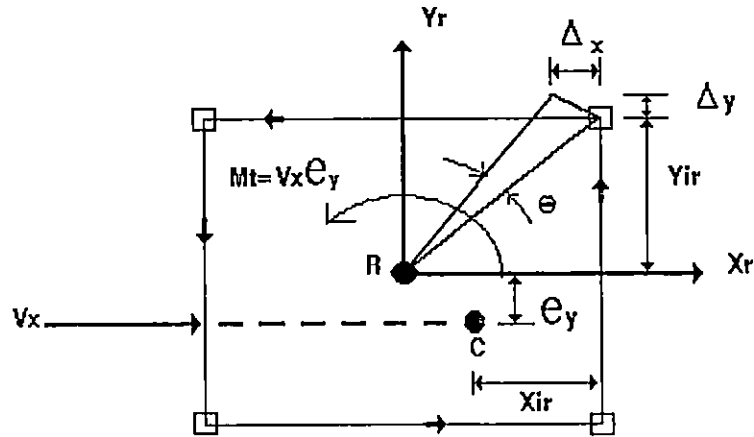
$$V_{ix} = V_x \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

Dirección "Y":

$$V_{iy} = V_y \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}}$$

3.5.6 Efecto de Torsión

Para obtener la fuerza cortante por torsión se supone que todos los elementos resistentes (marcos, paredes, etc.) giran el mismo ángulo θ , alrededor del centro de torsión o de rigidez tal como se muestra en la siguiente figura;



El momento de torsión para la dirección de análisis considerada en la figura anterior se calcula como:

$$MT_x = V_x E_y$$

Por lo tanto la fuerza cortante por torsión en un elemento resistente orientado en la dirección "X", será:

$$F_{xt} = MT \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

y para los elementos resistentes orientados en la dirección "Y" es:

$$F_{yt} = MT \frac{R_{iy} X_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

donde:

X_t, Y_t : coordenadas con respecto al centro de torsión del elemento resistente que se analiza.

MT_x, MT_y : momento de torsión de diseño en la dirección que se esta analizando.

$$MT_x = V_x \mathbf{e}_y$$

$$MT_y = V_y \mathbf{e}_x$$

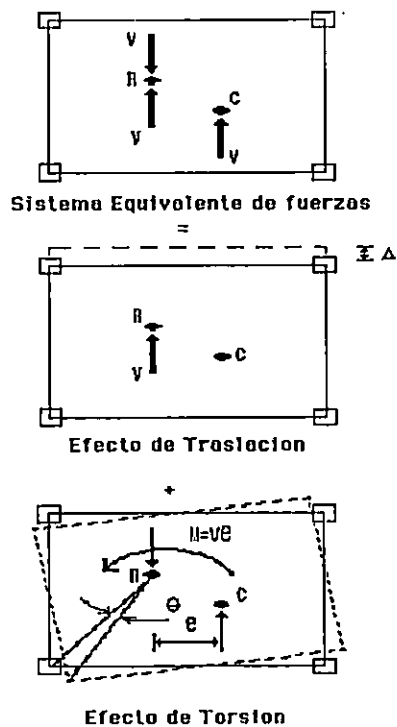
Suma de los efectos de Traslación y Torsión

Aplicando superposición de efectos se obtiene que la fuerza cortante en un elemento resistente paralelo al eje x.

$$V_{ix} = V_x \frac{R_{ix}}{\Sigma R_{ix}} + MT_x \frac{R_{ix} Y_{it}}{\Sigma R_{ix} Y_{it}^2 + \Sigma R_{iy} X_{it}^2}$$

La fuerza cortante para un elemento resistente paralelo al eje y.

$$V_{iy} = V_y \frac{R_{iy}}{\Sigma R_{iy}} + MT_y \frac{R_{iy} X_{it}}{\Sigma R_{ix} Y_{it}^2 + \Sigma R_{iy} X_{it}^2}$$



3.5.7 Efectos Ortogonales:

Las fuerzas sísmicas están actuando en las tres direcciones durante un temblor, por esta razón debe hacerse alguna consideración sobre la simultaneidad de ocurrencia de los valores máximos especialmente en lo que corresponde a las dos direcciones principales en el plano horizontal. Es muy poco probable que las dos componentes horizontales ortogonales tengan su máximo valor a un mismo tiempo. El reglamento al igual que otros códigos iguales, recomiendan tomar la influencia de la dirección del temblor diseñando los componentes y la cimentación del edificio para una combinación que corresponde al 100% de los efectos debidos al sismo actuando en una dirección con el 30% de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección ortogonal y viceversa.

Gravedad \pm 100% dirección X \pm 30% dirección Y

Gravedad \pm 30% dirección X \pm 100% dirección Y

La combinación y signos (mas y menos), que requieren la mayor resistencia del elemento debe ser usada en el diseño.

Los efectos de ortogonalidad son bajos en vigas, losas u otros elementos horizontales que son esencia unidireccionales en su comportamiento, pero puede ser de gran importancia las columnas u otros elementos verticales que participan en la resistencia sísmica en las dos direcciones principales del edificio.

3.5.8 Control de desplazamientos horizontales

Se entiende por desplazamiento horizontal relativo a la deflexión relativa entre dos niveles consecutivos causada por las fuerzas sísmicas. Existen numerosas razones por las cuales se debe imponer un control de los desplazamientos horizontales. Entre estas, las que se consideran más importantes desde el punto de vista del reglamento son:

- a) Limitar las deformaciones inelásticas de la estructura.
- b) Garantizar la estabilidad total de la estructura.
- c) Restringir los daños a los elementos no estructurales.

La única manera efectiva de controlar:

- 1) Que tanta deformación se le permite a una estructura en el rango inelástico.
- 2) Que tanta flexibilidad es permitida para evitar problemas de estabilidad de la estructura.
- 3) Y que tantos daños de muy costosa reparación son tolerables en elementos no estructurales.

Es a través de un control de los desplazamientos horizontales. Por esta razón, una pequeña inversión adicional en la estructura haciéndola más rígida puede evitar que tener que hacer reparaciones muy costosas con posteridad a un temblor.

3.5.9 Calculo de desplazamientos horizontales

Los desplazamientos horizontales reales de la estructura se obtienen a partir de los desplazamientos elásticos de la estructura, (al ser sometidas a las cargas de diseño prescritas en el reglamento) multiplicados por un factor de amplificación de desplazamientos horizontales elásticos, C_d :

$$\delta_{ix} = C_d \delta_x$$

donde:

δ_{ix} : desplazamientos horizontales reales de la estructura, tomando en cuenta los efectos inelásticos.

δ_x : desplazamiento horizontal elástico.

C_d : factor de amplificación de desplazamientos horizontales elásticos.

Según el reglamento los desplazamientos de un diseño de cada entrepiso, debido a las fuerzas cortantes, no excederán de 0.015 veces la altura de entrepiso bajo consideración:

$$\Delta_{\text{máx}} = 0.015 H$$

Los desplazamientos relativos deben calcularse para todos los entrepisos de la estructura y no deben sobrepasar el limite máximo admisible. Si el valor calculado es mayor que este limite, la estructura debe rigidizarse hasta que cumpla este requisito.

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LA FUERZA CORTANTE.

CUERPO: 1

ENTREPISO: 1

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Yt (mts)	Xt (mts)	RxYt	RyXt	RxYt*	RyXt*	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mtorsor (Ton-m)	100% Vx+30% Vy		100% Vy+30% Vx		Vtotal (Ton)	
												edy1	edy2	edx1	edx2		
1		354.77		-10.00		-3547.70		35477.00		137.70	-945.99				0.00	10.29	147.99
2		388.16		-2.00		-776.32		1552.64		150.66	-945.99				0.00	2.25	152.91
3		388.16		2.00		776.32		1552.64		150.66	981.18				2.34	0.00	153.00
4		354.77		10.00		3547.70		35477.00		137.70	981.18				10.68	0.00	148.38
A	161.76		20.28		3280.49		66528.39		65.15		1438.45	14.47	0.00				79.62
B	161.76		15.28		2471.69		37767.47		65.15		1438.45	10.90	0.00				76.05
C	161.76		10.28		1662.89		17094.54		65.15		1438.45	7.34	0.00				72.48
D	161.76		5.28		854.09		4509.61		65.15		1438.45	3.77	0.00				68.91
E	161.76		0.28		45.29		12.68		65.15		1438.45	0.20	0.00				65.34
F	242.77		-6.72		-1631.41		10963.10		97.77		-1288.50	0.00	6.45				104.22
G	242.77		-13.72		-3330.80		45698.64		97.77		-1288.50	0.00	13.16				110.93
H	161.76		-20.72		-3351.67		69446.54		65.15		-1288.50	0.00	13.24				78.39
Σ	1456.10	1485.86					252020.98	74059.28	586.41	576.72							
								J = 326080.26									

Vx = 576.72 Ton
 Lx = 20.00 mts
 Xc = 10.03 mts
 Xr = 10.00 mts
 ecx = 0.03 mts

edx1 = 1.03 mts
 edx2 = -0.97 mts
 Mt1x = 981.18 Ton-m
 Mt2x = -945.99 Ton-m

Vy = 586.41 Ton
 Ly = 41.00 mts
 Yc = 20.85 mts
 Yr = 20.72 mts
 ecy = 0.13 mts

edy1 = 2.18 mts
 edy2 = -1.92 mts
 Mt1y = 1438.45 Ton-m
 Mt2y = -1288.50 Ton-m

55

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LA FUERZA CORTANTE.

CUERPO: 1

ENTREPISO: 2

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Yt (mts)	Xt (mts)	RxYt	RyXt	RxYt ²	RyXt ²	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mtorsor (Ton-m)	100% Vx+30% Vy		100% Vy+30% Vx		Vtotal (Ton)	
												edy1	edy2	edx1	edx2		
1		205.78		-10.00		-2057.80		20578.00		131.85	-918.63				0.00	10.28	142.14
2		216.59		-2.00		-433.18		866.36		138.78	-918.63				0.00	2.17	140.94
3		216.59		2.00		433.18		866.36		138.78	951.64				2.24	0.00	141.02
4		205.78		10.00		2057.80		20578.00		131.85	951.64				10.65	0.00	142.51
A	89.32		20.47		1828.38		37426.95		60.00		1452.83	14.45	0.00				74.45
B	89.32		15.47		1381.78		21376.14		60.00		1452.83	10.92	0.00				70.92
C	89.32		10.47		935.18		9791.34		60.00		1452.83	7.39	0.00				67.39
D	89.32		5.47		488.58		2672.53		60.00		1452.83	3.86	0.00				63.86
E	89.32		0.47		41.98		19.73		60.00		1452.83	0.33	0.00				60.33
F	141.67		-6.53		-925.11		6040.94		95.16		-1106.42	0.00	5.57				100.73
G	141.67		-13.53		-1916.80		25934.24		95.16		-1106.42	0.00	11.54				106.70
H	89.32		-20.53		-1833.74		37646.67		60.00		-1106.42	0.00	11.04				71.04
Σ	819.26	844.74					140908.54	42888.72	550.30	541.26							
J = 183797.26																	

Vx = 541.26 Ton
 Lx = 20.00 mts
 Xc = 10.03 mts
 Xr = 10.00 mts
 ecx = 0.03 mts

edx1 = 1.03 mts
 edx2 = -0.97 mts
 Mt1x = 951.64 Ton-m
 Mt2x = -918.63 Ton-m

Vy = 550.30 Ton
 Ly = 41.00 mts
 Yc = 20.85 mts
 Yr = 20.53 mts
 ecy = 0.32 mts

edy1 = 2.37 mts
 edy2 = -1.73 mts
 Mt1y = 1452.83 Ton-m
 Mt2y = -1106.42 Ton-m

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LA FUERZA CORTANTE.

CUERPO: 1

ENTREPISO: 3

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Yt (mts)	Xt (mts)	RxYt	RyXt	RxYt*	RyXt*	Vx (Ton)	Vy (Ton)	MtorSor (Ton-m)	100%Vx+30%Vy		100%Vy+30%Vx		Vtotal (Ton)	
												edy1	edy2	edx1	edx2		
1		188.55		-10.00		-1885.50		18855.00		115.51	-808.02				0.00	9.16	124.67
2		195.30		-2.00		-390.60		781.20		119.65	-808.02				0.00	1.90	121.55
3		195.30		2.00		390.60		781.20		119.65	836.70				1.96	0.00	121.61
4		188.55		10.00		1885.50		18855.00		115.51	836.70				9.48	0.00	125.00
A	80.17		20.55		1647.49		33855.99		51.71		1295.33	12.82	0.00				64.53
B	80.17		15.55		1246.64		19385.31		51.71		1295.33	9.70	0.00				61.41
C	80.17		10.55		845.79		8923.12		51.71		1295.33	6.58	0.00				58.29
D	80.17		5.55		444.94		2469.44		51.71		1295.33	3.46	0.00				55.17
E	80.17		0.55		44.09		24.25		51.71		1295.33	0.34	0.00				52.05
F	130.12		-6.45		-839.27		5413.32		83.92		-928.47	0.00	4.68				88.60
G	130.12		-13.45		-1750.11		23539.03		83.92		-928.47	0.00	9.76				93.69
H	80.17		-20.45		-1639.48		33527.29		51.71		-928.47	0.00	9.15				60.85
Σ	741.26	767.70					127137.75	39272.40	478.08	470.33							
								J = 166410.15									

Vx = 470.33 Ton
 Lx = 20.00 mts
 Xc = 10.03 mts
 Xr = 10.00 mts
 ecx = 0.03 mts

edx1 = 1.03 mts
 edx2 = -0.97 mts
 Mt1x = 836.70 Ton-m
 Mt2x = -808.02 Ton-m

Vy = 478.08 Ton
 Ly = 41.00 mts
 Yc = 20.84 mts
 Yr = 20.45 mts
 ecy = 0.39 mts

edy1 = 2.44 mts
 edy2 = -1.66 mts
 Mt1y = 1295.33 Ton-m
 Mt2y = -928.47 Ton-m

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LA FUERZA CORTANTE.

CUERPO: 1

ENTREPISO: 4

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Yt (mts)	Xt (mts)	RxYt	RyXt	RxYt*	RyXt*	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mtorsor (Ton-m)	100% Vx+30% Vy		100% Vy+30% Vx		Vtotal (Ton)
												edy1	edy2	edx1	edx2	
1		183.48		-10.00		-1834.80		18348.00		94.77	-616.68			0.00	7.23	102.00
2		169.90		-2.00		-339.80		679.60		87.76	-616.68			0.00	1.34	89.09
3		169.90		2.00		339.80		679.60		87.76	646.35			1.40	0.00	89.16
4		183.48		10.00		1834.80		18348.00		94.77	646.35			7.58	0.00	102.35
A	78.98		20.50		1619.09		33191.35		44.06		984.53	10.18	0.00			54.25
B	70.38		15.50		1090.89		16908.80		39.27		984.53	6.86	0.00			46.13
C	70.38		10.50		738.99		7759.40		39.27		984.53	4.65	0.00			43.91
D	70.38		5.50		387.09		2129.00		39.27		984.53	2.43	0.00			41.70
E	70.38		0.50		35.19		17.60		39.27		984.53	0.22	0.00			39.49
F	112.63		-6.50		-732.10		4758.62		62.84		-743.60	0.00	3.48			66.32
G	112.63		-13.50		-1520.51		20526.82		62.84		-743.60	0.00	7.22			70.06
H	78.98		-20.50		-1619.09		33191.35		44.06		-743.60	0.00	7.69			51.76
Σ	664.74	706.76						118482.91	38055.20	370.87	365.05					
								J = 156538.11								

Vx = 365.05 Ton
 Lx = 20.00 mts
 Xc = 10.04 mts
 Xr = 10.00 mts
 ecx = 0.04 mts

edx1 = 1.04 mts
 edx2 = -0.96 mts
 Mt1x = 646.35 Ton-m
 Mt2x = -616.68 Ton-m

Vy = 370.87 Ton
 Ly = 41.00 mts
 Yc = 20.83 mts
 Yr = 20.50 mts
 ecy = 0.33 mts

edy1 = 2.38 mts
 edy2 = -1.72 mts
 Mt1y = 984.53 Ton-m
 Mt2y = -743.60 Ton-m

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LA FUERZA CORTANTE.

CUERPO: 1

ENTREPISO: 5

EJE	Rx (T/cms)	Ry (T/cms)	Yt (mts)	Xt (mts)	RxYt	RyXt	RxYt*	RyXt*	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mtorsor (Ton-m)	100%Vx+30%Vy		100%Vy+30%Vx		Vtotal (Ton)	
												edy1	edy2	edx1	edx2		
1		183.48		-10.00		-1834.80		18348.00		58.70	-381.66				0.00	4.47	63.18
2		169.90		-2.00		-339.80		679.60		54.36	-381.66				0.00	0.83	55.19
3		169.90		2.00		339.80		679.60		54.36	400.02				0.87	0.00	55.23
4		183.48		10.00		1834.80		18348.00		58.70	400.02				4.69	0.00	63.39
A	78.98		20.52		1620.67		33256.14		27.25		609.74	6.31	0.00				33.57
B	70.38		15.52		1092.30		16952.46		24.29		609.74	4.25	0.00				28.54
C	70.38		10.52		740.40		7788.98		24.29		609.74	2.88	0.00				27.17
D	70.38		5.52		388.50		2144.51		24.29		609.74	1.51	0.00				25.80
E	70.38		0.52		36.60		19.03		24.29		609.74	0.14	0.00				24.43
F	112.63		-6.48		-729.84		-4729.38		38.87		-460.50	0.00	2.15				41.01
G	112.63		-13.48		-1518.25		-20466.04		38.87		-460.50	0.00	4.47				43.33
H	78.98		-20.48		-1617.51		-33126.61		27.25		-460.50	0.00	4.76				32.01
Σ	664.74	706.76					118483.15	38055.20	229.39	226.12							

J = 156538.35

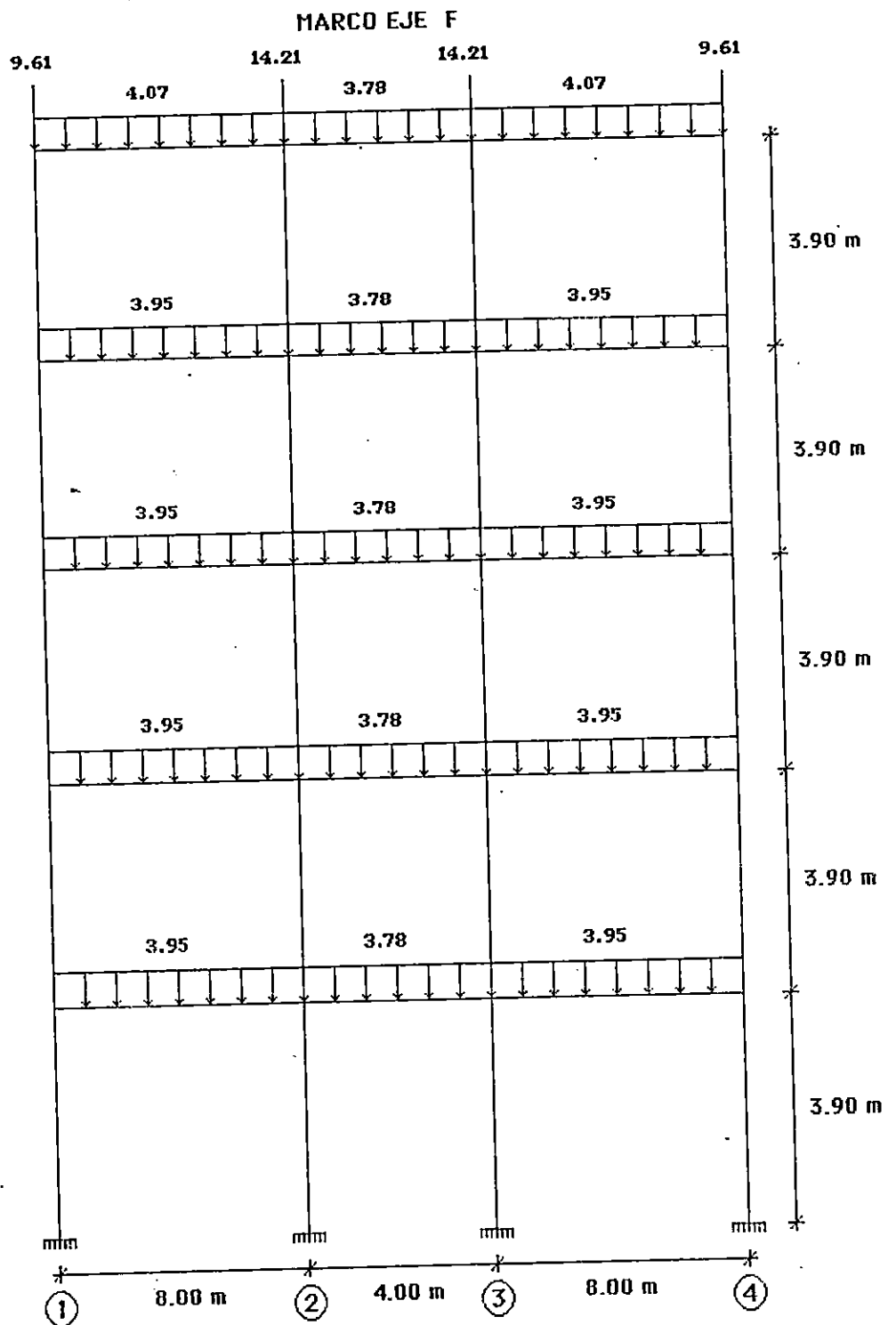
Vx = 226.12 Ton
 Lx = 20.00 mts
 Xc = 10.04 mts
 Xr = 10.00 mts
 ecx = 0.04 mts

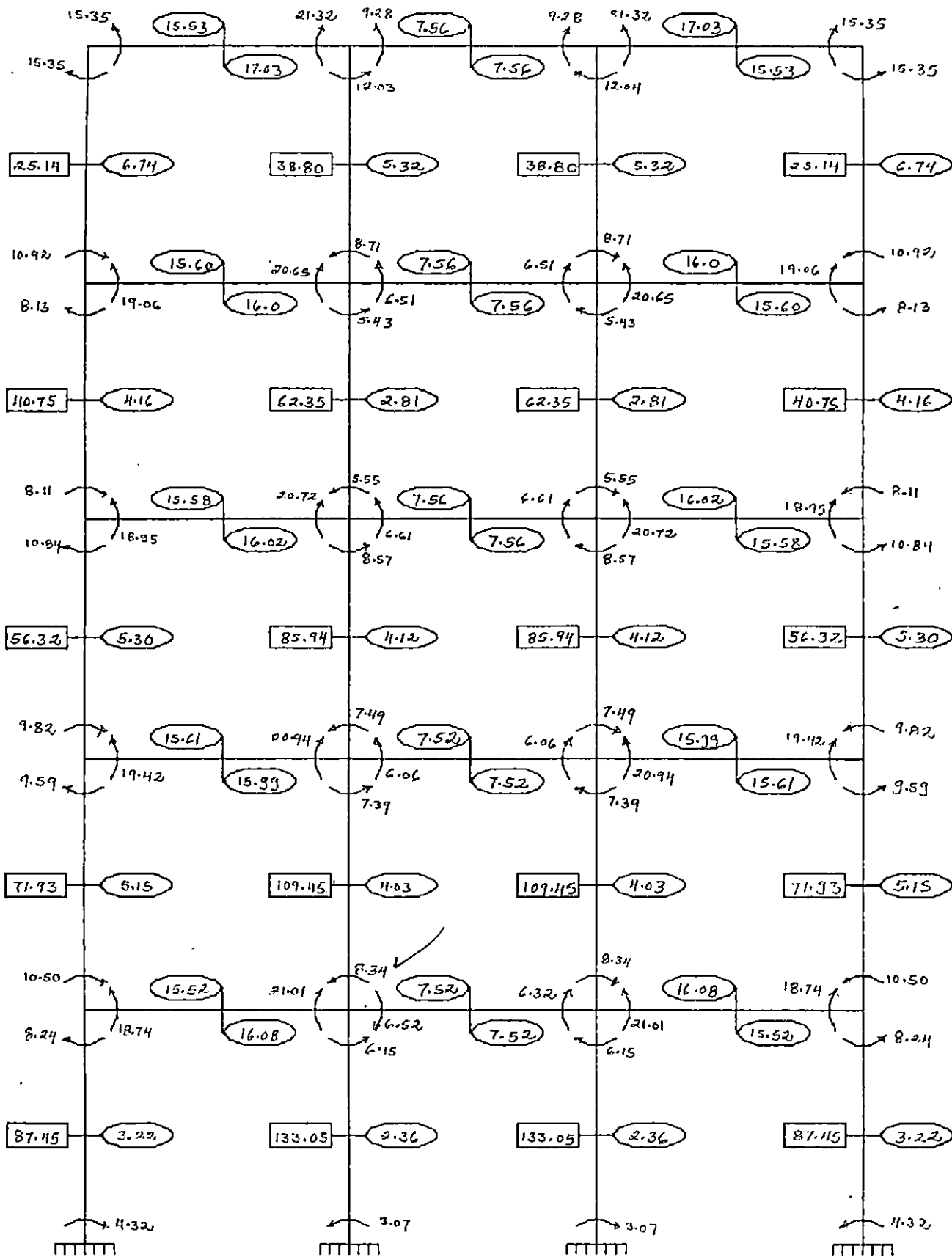
edx1 = 1.04 mts
 edx2 = -0.96 mts
 Mt1x = 400.02 Ton-m
 Mt2x = -381.66 Ton-m

Vy = 229.39 Ton
 Ly = 41.00 mts
 Yc = 20.81 mts
 Yr = 20.48 mts
 ecy = 0.33 mts

edy1 = 2.38 mts
 edy2 = -1.72 mts
 Mt1y = 609.74 Ton-m
 Mt2y = -460.50 Ton-m

A continuación se presentan los marcos de los ejes F y 2 del cuerpo I cargados con las cargas producidas por gravedad y también con las cargas horizontales debidas a sismo.



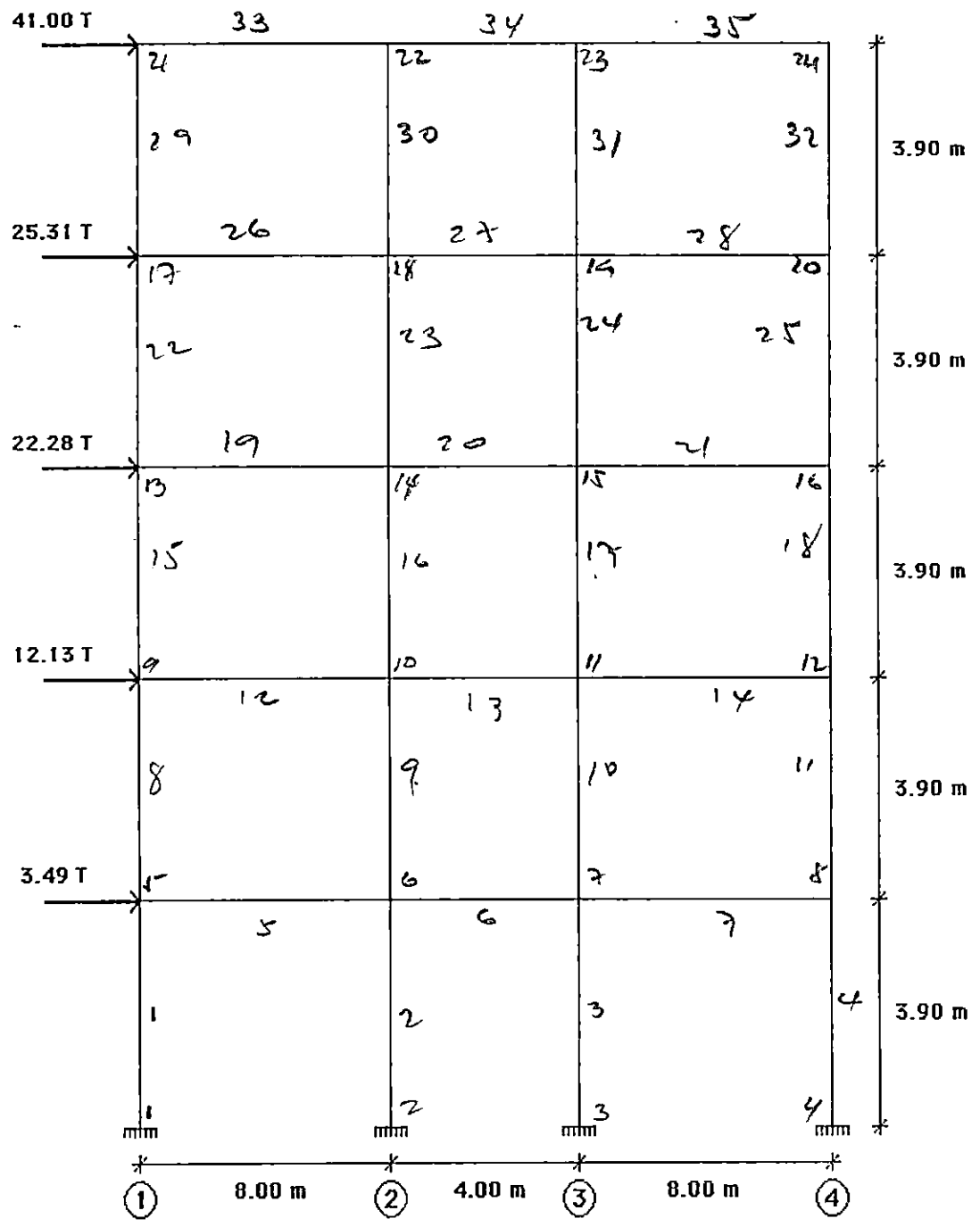


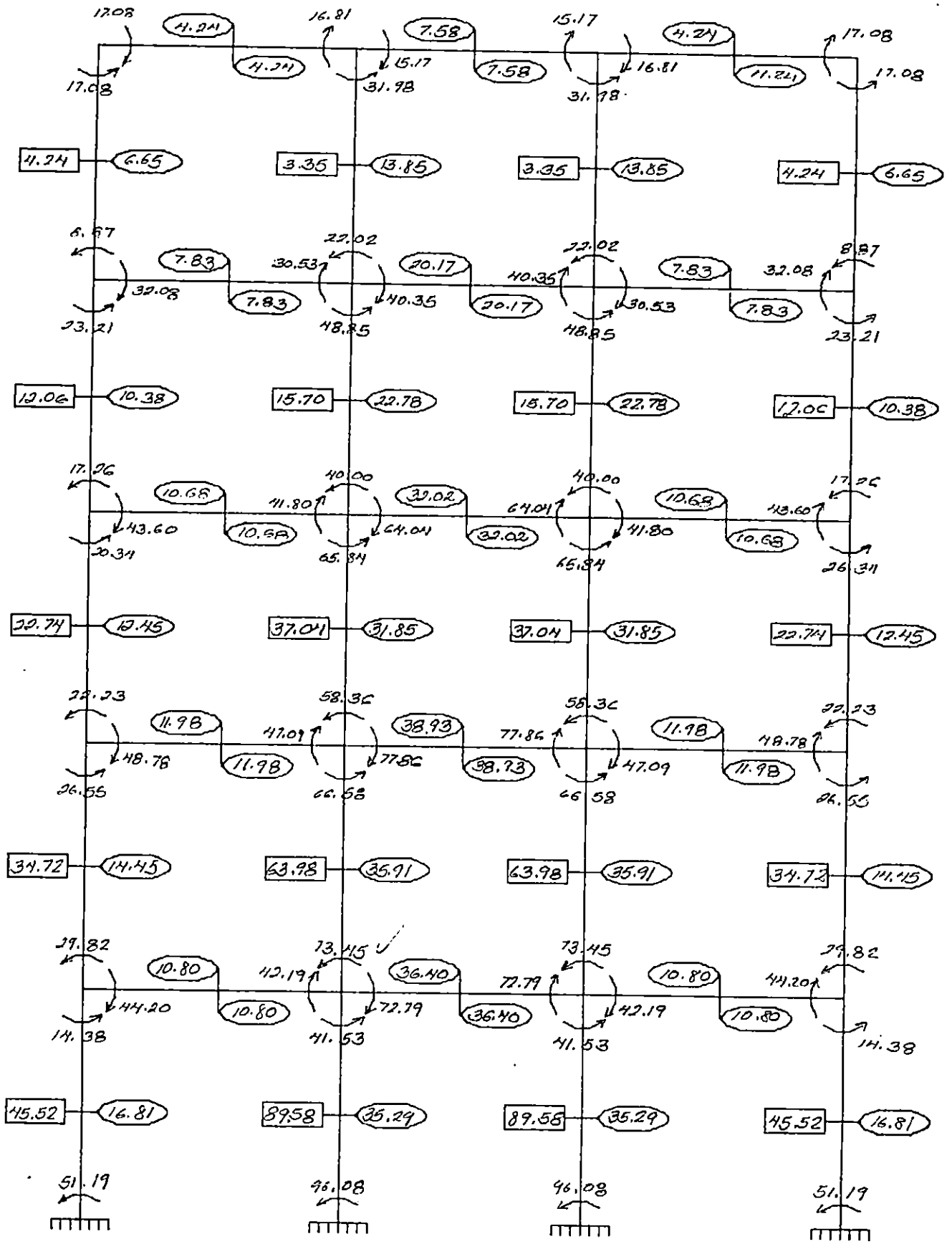
[Handwritten scribble] 7-76

MARCO EJE (F), B
GRAVEDAD CUERPO I

[Handwritten scribble]

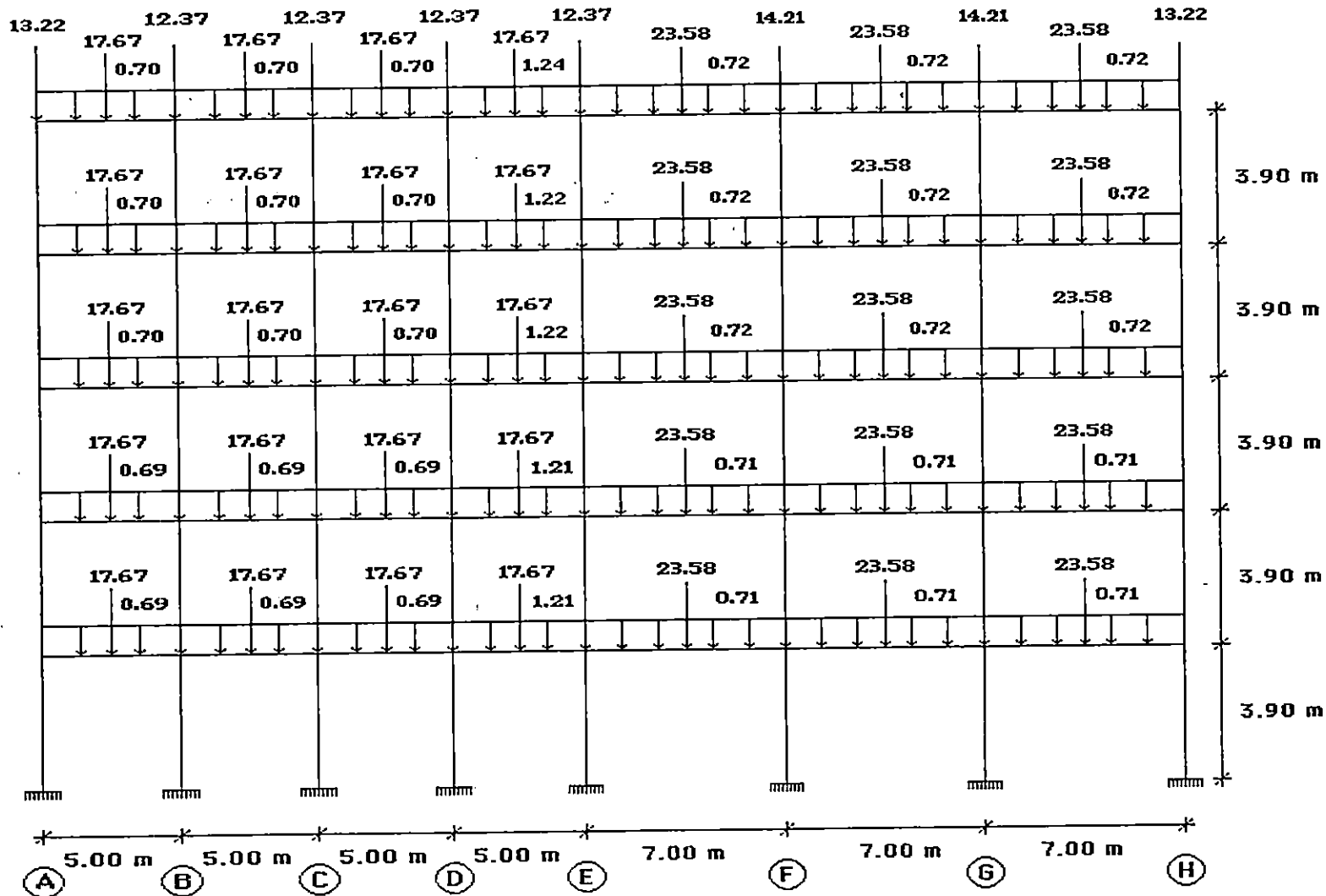
MARCO EJE F

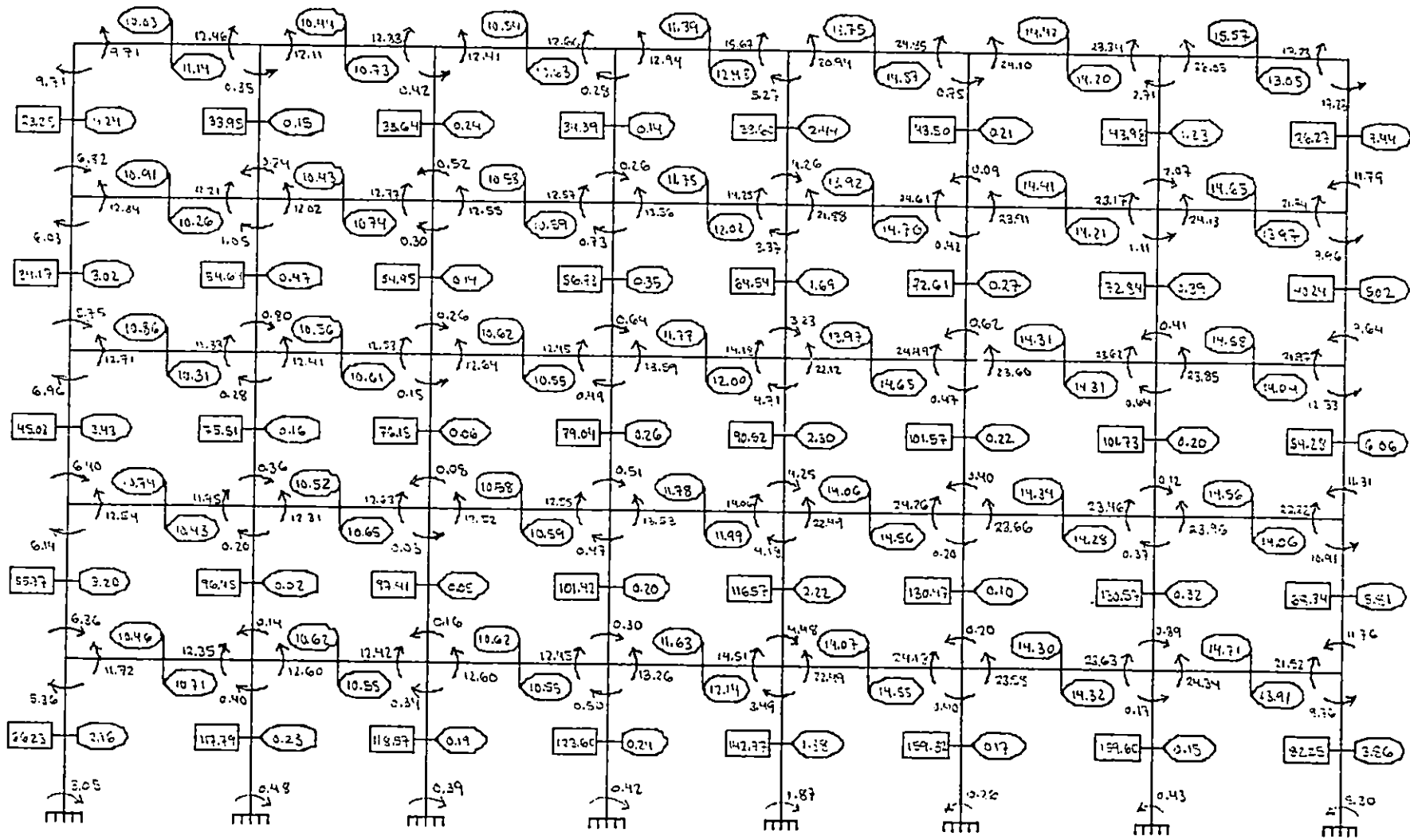




MARCO EJE (F)
SISMO CUERPO 1

MARCO EJE 2



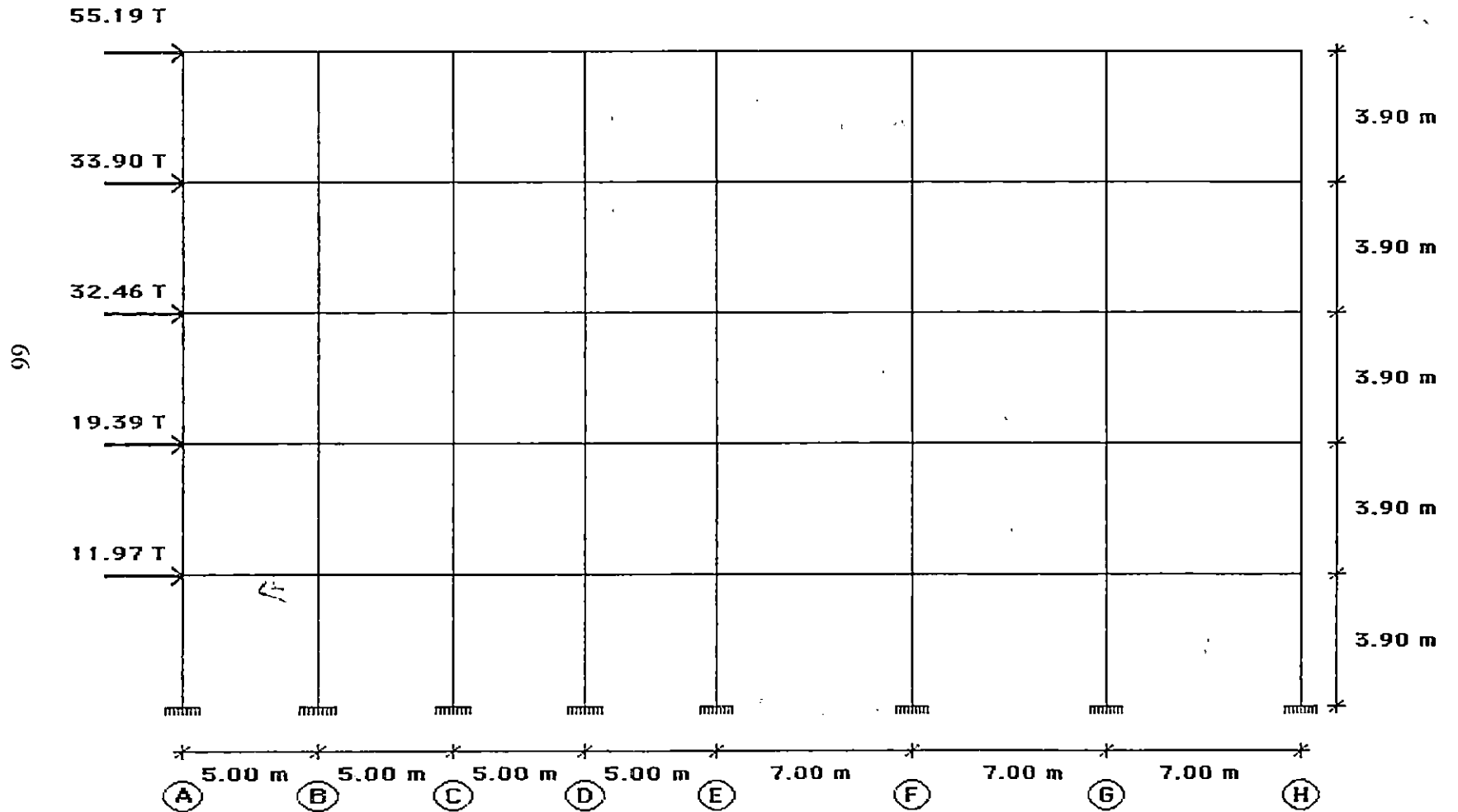


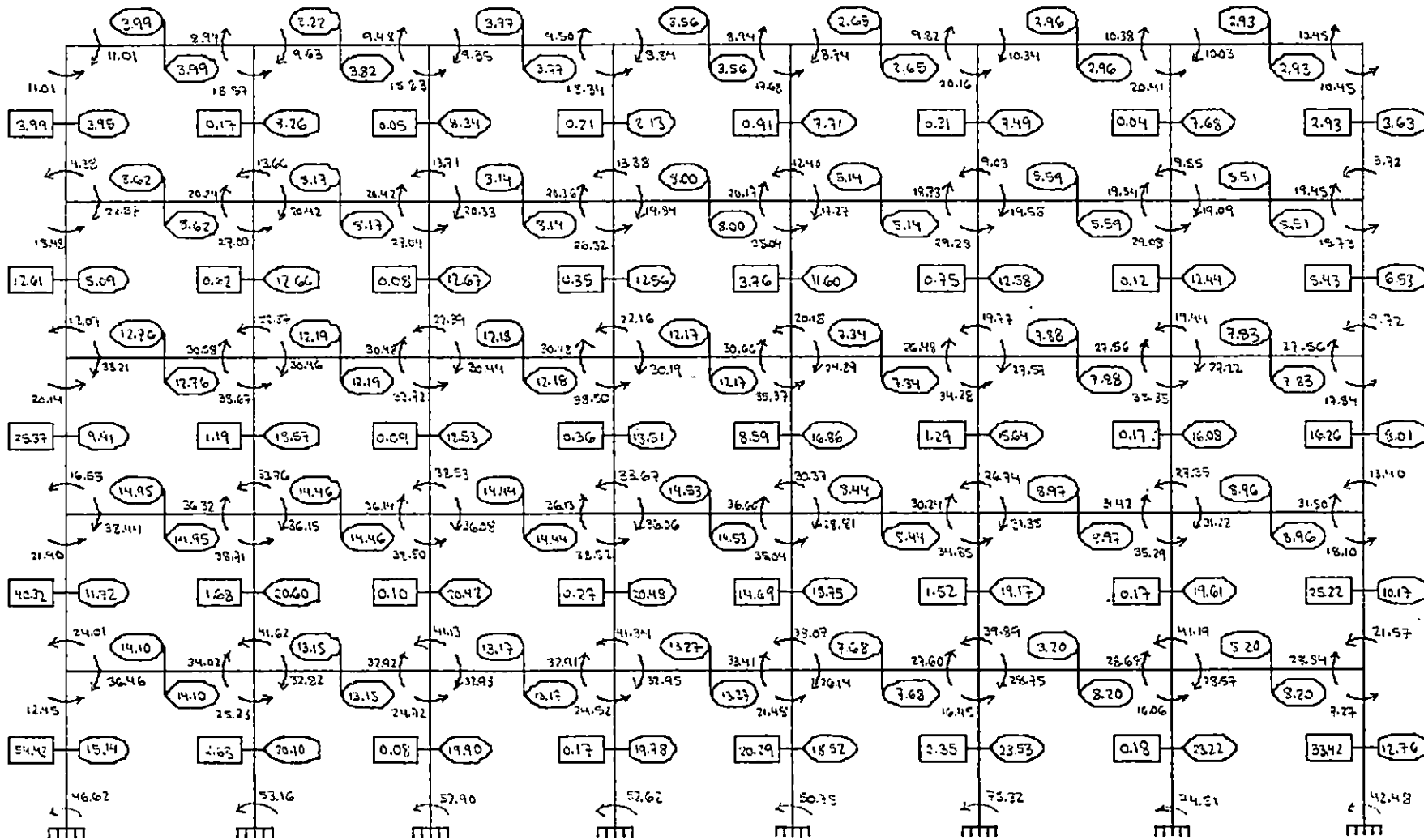
MARCO EJE ②

CUERPO 1. GRAVEDAD

y-y

MARCO EJE 2





MARCO EJE (2)

CUERPO 1 SISMO

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

4.1 Diseño de vigas

El diseño de un viga consiste en determinar las dimensiones de su sección transversal y su refuerzo, de acuerdo con la información suministrada.

Esta información la componen datos sobre cargas y claros, esfuerzos unitarios permisibles en el concreto y el acero y tipo de concreto, expresando mediante "n", la relación entre los módulos de elasticidad de ambos materiales. Debemos conocer también las condiciones de apoyo de las vigas, es decir si es completamente continua, semicontinua, o libremente apoyada; esta última información determina los coeficientes de momentos flexionantes que se usarán.

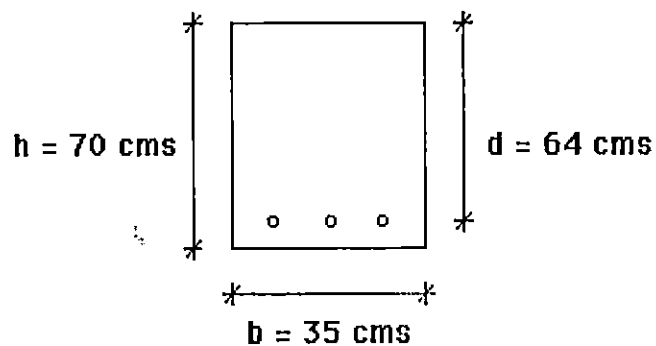
La carga aplicada puede determinarse mediante la carga viva y el área de piso, muros, columnas o vigas de menor tamaño que debe soportar la viga en cuestión; la carga viva depende del tipo de aplicación del edificio.

Para la determinación de las dimensiones de la sección transversal se acostumbra primero suponer primero el ancho de la viga y calcular después el peralte, de acuerdo con aquel, obviamente, existe un gran número de combinaciones posibles, pero por razones de economía el ancho de las vigas rectangulares deben ser de la mitad a tres cuartas partes del peralte efectivo (el ancho usado en este trabajo ha sido la mitad de dicho peralte).

Una vez se han calculado las dimensiones de la viga, estas se revisan para asegurarse de que realmente satisfacen los requisitos de diseño considerando las normas de diseño sísmico existente.

4.1.1 Dimensiones de vigas

La siguiente es la sección transversal de todas las vigas del cuerpo 1 (a excepción de las secciones de los ejes F y G, que son 40 x 80).



4.1.2 Flexión de vigas.

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas exteriores transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud.

La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debido a la carga esfuerzos de flexión debido a la carga externa.

En el diseño de vigas la forma de absorber estos esfuerzos de flexión, es colocando acero para que ambos materiales puedan actuar unidos al resistir las cargas externas.

Para contrarrestar este esfuerzo se debe de cumplir con ciertos requisitos que hagan efectivo el trabajo del elemento.

Es así como para este proyecto se han considerado ciertos requisitos propios del ACI 318-89 para elementos sujetos a flexión.

Como se afirma en la sección 10.5.1 del ACI 318-89 los elementos sujetos a flexión requieren de un porcentaje mínimo de acero:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_r}$$

Donde tenemos que $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo tanto:

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.33\%$$

Asimismo la sección 10.3.3 determina un porcentaje de refuerzo no mayor de 0.75ρ .

Cálculo de área de acero mínimo

Con el porcentaje de refuerzo mínimo y a las dimensiones de la viga se obtiene el acero mínimo.

$$A_{s_{(min)}} = \rho_{(min)} bd = 0.0333(35)64 = 7.47 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero puede ser cubierta con dos varillas N°8 cuya área total es de 10.14 cms² pero, para evitar la utilización de muchos bastones que absorban momentos positivos y negativos en la viga, se ha utilizado 4 varillas corridas que van desde la N°6 hasta la N°8. Este acero es colocado en el lecho superior e inferior en los tres primeros niveles ya que en los dos últimos niveles el número de varillas corridas disminuye.

El área de acero necesaria en cada uno de los puntos (distancia) tomados en cuenta para todas las vigas están resumidos en los siguientes cuadros (envoltentes).

VIGA EJE 2. (TRAMO A-B)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As [+] (cms ²)	As [-] (cms ²)
1	0.00	-19.08	53.83	39.52	-68.14	17.55	32.28
2	0.35	-13.45	46.50	36.41	-56.59	16.07	26.08
3	0.50	-11.08	43.36	35.05	-51.67	15.43	23.55
4	1.00	-3.34	32.89	30.39	-35.39	13.26	15.59
5	1.50	4.15	22.42	25.53	-19.31	11.03	8.25
6	2.00	11.37	11.95	20.48	-3.43	8.77	1.43
7	2.50	18.33	1.48	15.24	12.27	7.82	0.00
8	3.00	11.61	-8.99	-0.28	17.69	7.54	0.12
9	3.50	4.63	-19.45	-15.98	22.93	9.86	6.79
10	4.00	-2.61	-29.92	-31.88	27.97	12.14	13.95
11	4.50	-10.10	-40.39	-47.97	32.81	14.38	21.69
12	4.65	-12.40	-43.53	-52.84	34.23	15.04	24.15
13	5.00	-17.86	-50.86	-64.26	37.47	16.57	30.16

VIGA EJE 2. (TRAMO B-C)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As [+] (cms ²)	As [-] (cms ²)
1	0.00	-18.73	50.62	36.58	-64.67	16.15	30.38
2	0.35	-13.22	43.54	33.62	-53.45	14.76	24.46
3	0.50	-10.90	40.50	32.33	-48.67	14.16	22.04
4	1.00	-3.32	30.38	27.88	-32.87	12.10	14.41
5	1.50	3.99	20.25	23.25	-17.26	10.01	7.35
6	2.00	11.04	10.13	18.41	-1.85	7.85	0.77
7	2.50	17.84	0.01	13.39	13.37	7.60	0.00
8	3.00	10.95	-10.12	-1.90	18.33	7.82	0.79
9	3.50	3.80	-20.24	-17.39	23.09	9.93	7.40
10	4.00	-3.61	-30.36	-33.07	27.66	12.00	14.50
11	4.50	-11.27	-40.49	-48.94	32.03	14.02	22.17
12	4.65	-13.62	-43.52	-53.74	33.31	14.61	24.61
13	5.00	-19.20	-50.61	-65.01	36.21	15.98	30.56

VIGA EJE 2. (TRAMO C-D)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As (+) (cms ²)	As (-) (cms ²)
1	0.00	-19.03	50.53	36.25	-64.80	16.00	30.45
2	0.35	-13.50	43.45	33.32	-53.57	14.62	24.52
3	0.50	-11.17	40.41	32.04	-48.79	14.02	22.10
4	1.00	-3.57	30.30	27.62	-32.98	11.98	14.46
5	1.50	3.77	20.19	23.02	-17.36	9.90	7.39
6	2.00	10.86	10.08	18.22	-1.94	7.77	0.80
7	2.50	17.68	-0.03	13.23	13.30	7.53	0.00
8	3.00	10.82	-10.15	-2.03	18.26	7.79	0.84
9	3.50	3.70	-20.26	-17.49	23.03	9.91	7.45
10	4.00	-3.68	-30.37	-33.13	27.61	11.98	14.53
11	4.50	-11.32	-40.48	-48.97	32.00	14.00	22.19
12	4.65	-13.66	-43.52	-53.76	33.27	14.59	24.62
13	5.00	-19.21	-50.60	-65.01	36.19	15.97	30.56

VIGA EJE 2. (TRAMO D-E)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As (+) (cms ²)	As (-) (cms ²)
1	0.00	-20.57	50.50	35.07	-65.92	15.44	31.06
2	0.35	-14.43	43.38	32.56	-54.19	14.26	24.84
3	0.50	-11.86	40.32	31.43	-49.22	13.74	22.31
4	1.00	-3.62	30.15	27.43	-32.86	11.90	14.40
5	1.50	4.16	19.97	23.10	-16.85	9.94	7.17
6	2.00	11.49	9.80	18.41	-1.18	7.85	0.49
7	2.50	18.35	-0.38	13.39	14.14	7.83	0.00
8	3.00	11.33	-10.55	-2.06	19.05	8.14	0.85
9	3.50	3.84	-20.73	-17.85	23.61	10.17	7.61
10	4.00	-4.10	-30.90	-33.98	27.83	12.08	14.93
11	4.50	-12.51	-41.08	-50.46	31.70	13.86	22.94
12	4.65	-15.12	-44.13	-55.47	32.79	14.37	25.50
13	5.00	-21.37	-51.25	-67.28	35.23	15.51	31.81

VIGA EJE 2. (TRAMO E-F)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As (+) (cms ²)	As (-) (cms ²)
1	0.00	-34.25	40.35	14.66	-66.03	6.21	31.12
2	0.35	-25.08	36.21	17.40	-55.02	7.41	25.26
3	0.50	-21.25	34.44	18.50	-50.38	7.89	22.90
4	1.00	-8.90	28.53	21.86	-35.21	9.38	15.50
5	1.50	2.79	22.63	24.72	-20.53	10.67	8.79
6	2.00	13.84	16.72	27.10	-6.34	11.75	2.65
7	2.50	24.24	10.81	28.99	7.37	12.61	0.00
8	3.00	33.99	4.91	30.39	20.58	14.93	0.00
9	3.50	43.08	-1.00	31.31	33.31	19.28	0.00
10	4.00	33.61	-6.91	18.30	32.12	14.75	0.00
11	4.50	23.49	-12.81	4.80	30.43	13.27	0.00
12	5.00	12.71	-18.72	-9.19	28.26	12.28	3.86
13	5.50	1.29	-24.63	-23.66	25.60	11.07	10.19
14	6.00	-10.78	-30.54	-38.62	22.45	9.65	17.12
15	6.50	-23.50	-36.44	-54.07	18.82	8.03	24.78
16	6.60	-26.13	-37.62	-57.22	18.03	7.69	26.41
17	7.00	-36.88	-42.35	-70.01	14.69	6.23	33.33

VIGA EJE 2. (TRAMO F-G)

F'c = 280 Kg/cm²
 F y = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As (+) (cms ²)	As (-) (cms ²)
1	0.00	-35.96	43.90	16.93	-70.88	7.20	33.82
2	0.40	-25.35	38.88	19.87	-57.89	8.50	26.76
3	0.50	-22.76	37.63	20.56	-54.69	8.80	25.09
4	1.00	-10.20	31.35	23.69	-39.00	10.20	17.30
5	1.50	1.70	25.07	26.35	-23.79	11.41	10.25
6	2.00	12.96	18.79	28.51	-9.07	12.39	3.81
7	2.50	23.57	12.51	30.18	5.17	13.16	0.00
8	3.00	33.52	6.23	31.37	18.91	14.71	0.00
9	3.50	42.83	-0.05	32.07	32.17	19.15	0.00
10	4.00	33.57	-6.33	18.85	31.50	14.73	0.00
11	4.50	23.65	-12.61	5.13	30.35	13.24	0.00
12	5.00	13.09	-18.89	-9.07	28.70	12.48	3.81
13	5.50	1.88	-25.16	-23.76	26.57	11.51	10.24
14	6.00	-9.98	-31.44	-38.93	23.96	10.33	17.27
15	6.50	-22.50	-37.72	-54.60	20.85	8.93	25.05
16	6.60	-25.08	-38.98	-57.79	20.17	8.63	26.71
17	7.00	-35.66	-44.00	-70.75	17.26	7.35	33.74

VIGA EJE 2. (TRAMO G-H)

F'c = 280 Kg/cm²
 F y = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 35 Cms
 d = 64 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As (+) (cms ²)	As (-) (cms ²)
1	0.00	-36.43	43.72	16.40	-71.05	6.97	33.91
2	0.40	-25.68	38.70	19.44	-57.97	8.31	26.80
3	0.50	-23.06	37.45	20.15	-54.74	8.62	25.12
4	1.00	-10.34	31.18	23.42	-38.93	10.08	17.27
5	1.50	1.74	24.90	26.21	-23.60	11.34	10.16
6	2.00	13.16	18.63	28.50	-8.76	12.39	3.67
7	2.50	23.94	12.36	30.31	5.60	13.22	0.00
8	3.00	34.06	6.08	31.63	19.46	14.96	0.00
9	3.50	43.54	-0.19	32.46	32.84	19.50	0.00
10	4.00	34.44	-6.46	19.37	32.29	15.14	0.00
11	4.50	24.70	-12.74	5.79	31.26	13.66	0.00
12	5.00	14.30	-19.01	-8.28	29.74	12.96	3.47
13	5.50	3.26	-25.28	-22.84	27.72	12.03	9.82
14	6.00	-8.44	-31.55	-37.88	25.23	10.90	16.77
15	6.50	-20.78	-37.83	-53.41	22.24	9.55	24.44
16	6.65	-24.61	-39.71	-58.17	21.25	9.11	26.91
17	7.00	-33.77	-44.10	-69.43	18.77	8.01	33.00

VIGA EJE F. (TRAMO 1-2)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 40 Cms
 d = 74 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As [+] (cms ²)	As [-] (cms ²)
1	0.00	-29.52	72.28	50.14	-94.42	19.00	38.09
2	0.40	-20.51	65.18	49.80	-80.56	18.87	31.83
3	0.50	-18.41	63.40	49.60	-77.21	18.79	30.36
4	1.00	-8.79	54.52	47.93	-61.12	18.12	23.50
5	1.50	-0.68	45.65	45.13	-46.16	17.00	17.41
6	2.00	5.93	36.77	41.21	-32.32	15.45	11.98
7	2.50	11.04	27.89	36.17	-19.61	13.47	7.16
8	3.00	14.65	19.01	29.99	-8.03	11.09	2.90
9	3.50	16.75	10.13	22.70	2.43	8.32	0.00
10	4.00	17.36	1.25	14.27	11.77	6.33	0.00
11	4.50	16.46	-7.63	4.72	19.97	7.30	0.00
12	5.00	14.07	-16.50	-5.95	27.05	9.97	2.14
13	5.50	10.17	-25.38	-17.75	33.01	12.25	6.47
14	6.00	4.77	-34.26	-30.68	37.84	14.12	11.35
15	6.50	-2.13	-43.14	-44.73	41.55	15.58	16.84
16	7.00	-10.53	-52.02	-59.91	44.12	16.60	23.00
17	7.50	-20.43	-60.90	-76.22	45.58	17.18	29.93
18	7.60	-22.59	-62.67	-79.61	45.73	17.24	31.41
19	8.00	-31.83	-69.78	-93.65	45.90	17.30	37.74

VIGA EJE F. (TRAMO 2-3)

F'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²
 Nivel: 0+07.80

b = 40 Cms
 d = 74 Cms

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As [+] (cms ²)	As [-] (cms ²)
1	0.00	-9.21	115.40	108.49	-122.31	44.78	51.73
2	0.40	-5.10	92.32	88.50	-96.14	35.38	38.89
3	0.50	-4.21	86.55	83.39	-89.71	33.08	35.93
4	1.00	-0.64	57.70	57.22	-58.18	21.89	22.28
5	1.50	1.50	28.85	29.98	-27.72	11.09	10.22
6	2.00	2.22	0.00	1.66	1.66	0.80	0.00
7	2.50	1.50	-28.85	-27.72	29.98	11.09	10.22
8	3.00	-0.64	-57.70	-58.18	57.22	21.89	22.28
9	3.50	-4.21	-86.55	-89.71	83.39	33.08	35.93
10	3.60	-5.10	-92.32	-96.14	88.50	35.38	38.89
11	4.00	-9.21	-115.40	-122.31	108.49	44.78	51.73

VIGA EJE F. (TRAMO 3-4)

$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Nivel: 0+07.80

$b = 40 \text{ Cms}$
 $d = 74 \text{ Cms}$

PUNTO	X (mts)	GRAVEDAD (Ton-m)	SISMO (Ton-m)	G + S (Ton-m)	G - S (Ton-m)	As [+] (cms^2)	As [-] (cms^2)
1	0.00	-31.83	69.78	45.90	-93.65	17.30	37.74
2	0.40	-22.59	62.67	45.73	-79.61	17.24	31.41
3	0.50	-20.43	60.90	45.58	-76.22	17.18	29.93
4	1.00	-10.53	52.02	44.12	-59.91	16.60	23.00
5	1.50	-2.13	43.14	41.55	-44.73	15.58	16.84
6	2.00	4.77	34.26	37.84	-30.68	14.12	11.35
7	2.50	10.17	25.38	33.01	-17.75	12.25	6.47
8	3.00	14.07	16.50	27.05	-5.95	9.97	2.14
9	3.50	16.46	7.63	19.97	4.72	7.30	0.00
10	4.00	17.36	-1.25	11.77	14.27	6.33	0.00
11	4.50	16.75	-10.13	2.43	22.70	8.32	0.00
12	5.00	14.65	-19.01	-8.03	29.99	11.09	2.90
13	5.50	11.04	-27.89	-19.61	36.17	13.47	7.16
14	6.00	5.93	-36.77	-32.32	41.21	15.45	11.98
15	6.50	-0.68	-45.65	-46.16	45.13	17.00	17.41
16	7.00	-8.79	-54.52	-61.12	47.93	18.12	23.50
17	7.50	-18.41	-63.40	-77.21	49.60	18.79	30.36
18	7.60	-20.51	-65.18	-80.56	49.80	18.87	31.83
19	8.00	-29.52	-72.28	-94.42	50.14	19.00	38.09

En los cuadros anteriores, puede observarse que hay puntos en que no han sido cubiertas las resistencia a momentos negativos y positivos, con el área de refuerzo longitudinal proporcionada, por lo que requerirá de un refuerzo adicional que logre cubrir el esfuerzo de momento negativo que se produce en dichos puntos.

Este refuerzo para momento negativos y positivos, comúnmente lo conocemos como "bastones" que son los que cubren dichos esfuerzos generados

Así tenemos que en el tramo A-B de la viga eje 2 del cuerpo 1 en el segundo nivel se presenta lo siguiente:

Paño de apoyo A

$$As(-) = 26.08 \text{ cms}^2$$

$$As_{\min} = 15.84 \text{ cms}^2$$

Como $As_{\min} < As(-)$ necesita refuerzo adicional para cubrir el momento
generado en dicho punto

Paño de apoyo B

$$As(-) = 24.15 \text{ cms}^2$$

$$As_{\min} = 15.84 \text{ cms}^2$$

8.31 cms² (Acero faltante para cubrir esfuerzo de momento negativo)

Esta área la cubren 2 varillas #8: $2(5.07) = 10.14 \text{ cms}^2$

Por lo tanto el área de acero total dado en este punto del claro asignado será:

$$15.84 + 10.14 = 25.98 > 24.16 [As(-)]$$

De igual manera se hace para los demás claros de esta viga analizada, donde a continuación se presenta un cuadro resumen del acero necesario para cubrir los esfuerzos de momento negativo. Para esfuerzos de momento positivo se de igual manera.

El detalle de refuerzo mínimo de acero y bastones, quedaría de la manera siguiente:

Viga eje 2. (segundo nivel)

VIGA	APOYO	As _u	As _v	As _{u+v}	As _u	As _v
A - B	A	26.08	15.84	10.24	3#8: 15.21	31.05
	B	24.15	15.84	8.31	2#8: 10.14	25.98
B - C	B	24.46	15.84	8.62	2#8: 10.14	25.98
	C	24.61	15.84	8.77	2#8: 10.14	25.98
C - D	C	24.52	15.84	8.68	2#8: 10.14	25.98
	D	24.62	15.84	8.78	2#8: 10.14	25.98
D - E	D	24.84	15.84	9.00	2#8: 10.14	25.98
	E	25.50	15.84	9.66	2#8: 10.14	25.98
E - F	E	25.26	15.84	9.42	2#8: 10.14	25.98
	F	26.41	15.84	10.57	2#8: 10.14	25.98
F - G	F	26.76	15.84	10.92	2#8: 10.14	25.98
	G	26.71	15.84	10.87	2#8: 10.14	25.98
G - H	G	26.80	15.84	10.96	2#8: 10.14	25.98
	H	26.91	15.84	11.07	3#8: 15.21	31.05

Viga eje F. (Segundo nivel)

VIGA	APOYO	As _u	As _v	As _{u+v}	As _u	As _v
1 - 2	1	32.58	20.28	12.30	4#7: 15.52	35.80
	2	31.41	20.28	11.13	4#8: 20.28	40.56
2 - 3	2	38.89	20.28	18.61	4#8: 20.28	40.56
	3	38.89	20.28	18.61	4#8: 20.28	40.56
3 - 4	3	31.41	20.28	11.13	4#8: 20.28	40.56
	4	32.58	20.28	12.30	4#7: 15.51	35.80



4.1.3 Anclajes y/o longitudes de desarrollo

Una varilla se debe extender a una distancia l_d mas allá de cualquier sección a que se requiere para desarrollar una fuerza dada, en donde se requería la distancia l_d para transmitir la fuerza de la varilla al concreto por adherencia.

Por lo general es posible desarrollar toda la resistencia a tensión de una varilla corrugada en una sección, supuesto que la varilla se extiende en el concreto a una distancia suficiente mas allá de la misma sección.

A la longitud de la varilla mas allá de la sección requerida para desarrollar la resistencia de la varilla se le conoce como longitud de anclaje o longitud de desarrollo. La longitud de desarrollo es una consideración en las secciones de momentos máximos a lo largo de una viga y donde se corta una varilla vecina.

El código ACI 318-89 indica en la sección 12.1.11 que: "La tensión o compresión calculada en el acero de refuerzo en cada sección de elementos de concreto reforzado deberá desarrollarse en cada lado de dicha sección mediante la longitud de anclaje, gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ambos, los ganchos se pueden emplear solo en desarrollo de varillas a tensión.

Asimismo tenemos que en la sección 21.6.4 que la longitud de desarrollo en juntas de concreto confinado se calcula con la siguiente expresión:

$$ldh = \frac{f_c db}{17.2\sqrt{f'c}}$$

donde:

para lecho inferior: $ld = 2.5ldh$

para lecho superior: $ld = 3.5ldh$

Así para varilla N°7:

$$ldh = \frac{4200(2.22)}{17.2\sqrt{280}} = 32.39 \text{ cms}$$

para lecho inferior: $ld = 2.5(32.39) = 80.97 \text{ cms}$

para lecho superior: $ld = 3.5(32.39) = 113.36 \text{ cms}$

4.1.4 Longitud de desarrollo de ganchos estándar

Cuando la longitud recta de una varilla disponible para el anclaje es insuficiente, se puede doblar el refuerzo o formar un gancho para ayudar al anclaje .

Para ganchos con 90 grados el ACI 318-89 establece que se debe tener una extensión en el extremo libre de $12db$ (sección 7.1.1) y que el diámetro mínimo de doblado para una varilla N°8 es de $6db$ y la N°10 es de $8db$ (sección 7.2.1).

Así mismo la sección 21.6.4.1 establece que la longitud de desarrollo básica (ldh) para una varilla con gancho estándar de 90° esta dado por:

$$l_{dh} = \frac{f_y db}{17.2\sqrt{f'c}} = \frac{4200(2.54)}{17.2\sqrt{280}} = 37.06 \text{ cms}$$

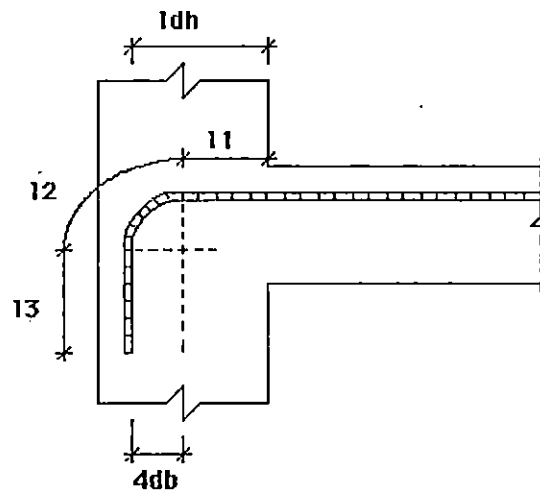
Por otro lado en la sección 12.5.2 se tiene que para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ la l_{dh} se encuentra con la siguiente expresión:

$$l_{dh} = \frac{318db}{\sqrt{f'c}} = \frac{318(2.54)}{\sqrt{280}} = 48.27 \text{ cms}$$

Este ultimo resultado se debe multiplicar por el factor, contenido en la sección 12.5.3.2, ya que este rige en todo el diseño elaborado. Dicho factor es de 0.70. Por lo tanto $l_{dh} = 48.27(0.7) = 33.79 \text{ cms}$

Por lo tanto el valor obtenido por medio de la expresión de la sección 21.6.4.1 rige por ser de mayor longitud.

Cálculo de longitudes de desarrollo de ganchos standard



Para varilla N°8:

$$l_1 = ldh - (4db + recubrimiento)$$

$$M_u = 1.25 (25.98) (4200) \left(64 - \frac{16.37}{2}\right) (10^{-4})$$

$$M_u = 76.13 \text{ Ton-m}$$

$$r' = 3.5db = 3.5(2.54) = 8.89 \text{ cms}$$

$$l_1 = \frac{\pi r'}{2} = \frac{\pi(8.89)}{2} = 30.48 \text{ cms}$$

$$l_1 = 12db = 12(2.54) = 30.48 \text{ cms}$$

$$L_1 = l_1 + l_1 + l_1$$

$$L_1 = 20.90 + 8.89 + 30.48 = 60.27 \approx 61.0 \text{ cms}$$

Esto es únicamente la longitud total del gancho dentro del confinamiento de columna-viga, fuera de la sección crítica (rostro de la columna) la longitud se tomará a partir de los gráficos de envolventes, lo que significará una mayor longitud del elemento el que pasará a llamarse bastón con gancho estándar.

4.1.5 Diseño del refuerzo transversal

Para el diseño del refuerzo transversal es necesario conocer el momento plástico que se genera al rostro del paño de la columna con la viga, una vez conocido todo el refuerzo longitudinal que se colocara a lo largo de la viga con sus bastones y longitudes ya previamente determinados y tomando las disposiciones contenidas en el ACI, 318-89, acerca de que:

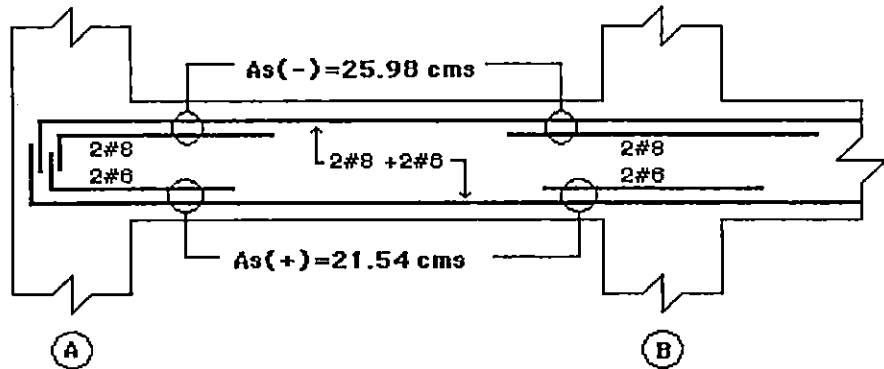
$$A_s(+)\geq 1/2 A_s(-)$$

$A_s(-)$ en el claro medio $\geq 1/3 A_s(-)$ en los extremos

$A_s(+)$ en el claro medio $\geq 1/4 A_s(+)$ en los extremos

A manera de ejemplo se ilustrara como se obtienen dichos momentos plásticos:

Viga A - B, 1er nivel, cuerpo 1



Verificando que:

Apoyo A: $A_s(-) = 25.98$

$$A_s(+) = 21.54 \Rightarrow 21.54 \geq 25.98/2 \text{ O.K.}$$

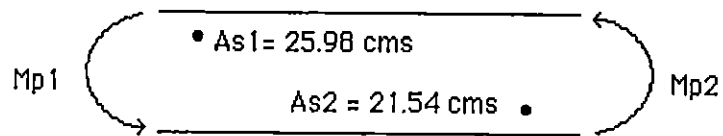
Apoyo B: $A_s(-) = 25.98$

$$A_s(+) = 21.54 \Rightarrow 21.54 \geq 25.98/2 \text{ O.K.}$$

claro: $A_s(-) = 15.84 \Rightarrow 15.84 \geq 25.98/3 \text{ O.K.}$

$$A_s(+) = 15.84 \Rightarrow 15.84 \geq 21.54/4 \text{ O.K.}$$

Como los requisitos antes descritos cumplen se calculan los momentos plásticos:



Para As1:

$$a = \frac{1.25 f_c A_s}{0.85 f_c' c b}$$

$$a = \frac{1.25 (4200) (25.98)}{0.85 (280) (35)} = 16.37 \text{ cms}$$

$$M_p = 1.25 A_s f_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_p = 1.25 (25.98) (4200) \left(64 - \frac{16.37}{2} \right) (10^{-4})$$

$$M_p = 76.13 \text{ Ton-m}$$

Para As2:

$$a = \frac{1.25 f_c A_s}{0.85 f_c' c b}$$

$$a = \frac{1.25 (4200) (21.54)}{0.85 (280) (35)} = 13.57 \text{ cms}$$

$$M_p = 1.25 A_s f_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_p = 1.25 (21.54) (4200) \left(64 - \frac{13.57}{2} \right) (10^{-4})$$

$$M_p = 64.70 \text{ Ton-m}$$

4.1.6 Cálculo de separaciones de estribos.

Una vez encontrados los momentos plásticos y reacciones por medio del equilibrio estático, para la obtención del refuerzo transversal, y su separación se deben seguir los siguientes pasos:

1) Se encuentra el cortante crítico, el cual se encuentra a una distancia igual al peralte efectivo del elemento.

2) Encontrar la contribución del concreto por medio de la ecuación de la sección 11.3.1.1 del ACI 318/89):

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b d$$

3) Encontrar la contribución del acero de refuerzo por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

donde:

ϕ : factor de flexión en vigas.

$f'c$: esfuerzo del concreto en Kg/cms²

b : base o ancho de la viga en cms

d : peralte efectivo, medido desde el eje centroidal del acero en flexión hasta la fibra superior del elemento.

4) Se determina la separación requerida entre los estribos por medio de la ecuación dada en la sección 11.5.6.2 del ACI 318/89.

$$S_m = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

donde:

A_v : área de la varilla a considerar para estribo.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm²

d : peralte efectivo

V_s : contribución del acero

5) Dentro de la zona confinada (2h) la separación máxima será de $d/4$ ó 30 cms.

6) Fuera de la zona confinada la separación máxima será $d/2$ ó 60 cms, si

$Vs \geq 1.1\sqrt{f'c} bd$ estas separaciones se dividen a la mitad.

A continuación presentamos los resultados de la separación entre estribos:

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO A-B)

Nivel: 0+07.80

As1=	25.98 cm ²	As4=	15.84 cm ²
Mp1=	76.13 Ton-m	Mp4=	49.07 Ton-m
R1 =	40.85 Ton	R2 =	-17.38 Ton
As2=	21.54 cm ²	As3=	25.98 cm ²
Mp2=	64.70 Ton-m	Mp3=	76.13 Ton-m
R1 =	-21.01 Ton	R2 =	44.49 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 4.30 mts

Contribución del concreto: $\phi Vc = 16.89$ Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit=	40.36 Ton
Vs =	27.62 Ton
Sreq.=	16.48 cms
Smax.=	10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu =	39.77 Ton
Vs =	26.92 Ton
Sreq.=	16.91 cms
Smax.=	32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit=	43.99 Ton
Vs =	31.89 Ton
Sreq.=	14.27 cms
Smax.=	10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 43.40 Ton
Vs = 31.19 Ton
Sreq.= 14.59 cms
Smax.= 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO B-C)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 40.85 Ton	R2 = -17.38 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -17.38 Ton	R2 = 40.85 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 4.30 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 16.89 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 40.36 Ton
Vs = 27.62 Ton
Sreq.= 16.48 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 39.77 Ton
Vs = 26.92 Ton
Sreq.= 16.91 cms
Smax.= 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 40.36 Ton
Vs = 27.62 Ton
Sreq.= 16.48 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 39.77 Ton
Vs = 26.92 Ton
Sreq. = 16.91 cms
Smax. = 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO C-D)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 40.85 Ton	R2 = -17.38 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -17.38 Ton	R2 = 40.85 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 4.30 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 16.89 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 40.36 Ton
Vs = 27.62 Ton
Sreq. = 16.48 cms
Smax. = 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 39.77 Ton
Vs = 26.92 Ton
Sreq. = 16.91 cms
Smax. = 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 40.36 Ton
Vs = 27.62 Ton
Sreq. = 16.48 cms
Smax. = 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 39.77 Ton
Vs = 26.92 Ton
Sreq.= 16.91 cms
Smax.= 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO D-E)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 42.15 Ton	R2 = -16.08 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -16.08 Ton	R2 = 42.15 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 4.30 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 16.89 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 41.27 Ton
Vs = 28.69 Ton
Sreq.= 15.87 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 40.22 Ton
Vs = 27.45 Ton
Sreq.= 16.58 cms
Smax.= 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 41.27 Ton
Vs = 28.69 Ton
Sreq.= 15.87 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 40.22 Ton
Vs = 27.45 Ton
Sreq. = 16.58 cms
Smax. = 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO E-F)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 39.46 Ton	R2 = -0.39 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -0.61 Ton	R2 = 39.67 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 6.25 mts

Contribución del concreto: $\phi Vc = 16.89$ Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.21 Ton
Vs = 25.09 Ton
Sreq. = 18.14 cms
Smax. = 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.73 Ton
Vs = 23.35 Ton
Sreq. = 19.50 cms
Smax. = 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.42 Ton
Vs = 25.33 Ton
Sreq. = 17.97 cms
Smax. = 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.94 Ton
Vs = 23.59 Ton
Sreq.= 19.29 cms
Smax.= 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO F-G)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 39.68 Ton	R2 = -0.71 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -0.71 Ton	R2 = 39.68 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 6.20 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 16.89 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.43 Ton
Vs = 25.35 Ton
Sreq.= 17.96 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.95 Ton
Vs = 23.60 Ton
Sreq.= 19.28 cms
Smax.= 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.43 Ton
Vs = 25.35 Ton
Sreq.= 17.96 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.95 Ton
Vs = 23.60 Ton
Sreq.= 19.28 cms
Smax.= 32.00 cms

VIGA EJES 2 Y 4. (TRAMO G-H)

Nivel: 0+07.80

As1= 25.98 cm ²	As4= 15.84 cm ²
Mp1= 76.13 Ton-m	Mp4= 49.07 Ton-m
R1 = 39.67 Ton	R2 = -0.61 Ton
As2= 15.84 cm ²	As3= 25.98 cm ²
Mp2= 49.07 Ton-m	Mp3= 76.13 Ton-m
R1 = -0.39 Ton	R2 = 39.46 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 6.25 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 16.89 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.42 Ton
Vs = 25.33 Ton
Sreq.= 17.97 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.94 Ton
Vs = 23.59 Ton
Sreq.= 19.29 cms
Smax.= 32.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.40)

Vcrit= 38.21 Ton
Vs = 25.09 Ton
Sreq.= 18.14 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 36.73 Ton
Vs = 23.35 Ton
Sreq.= 19.50 cms
Smax.= 32.00 cms

VIGA EJES F,G. (TRAMO 1-2)

Nivel: 0+07.80

As1= 35.80 cm ²	As4= 38.18 cm ²
Mp1= 120.53 Ton-m	Mp4= 127.23 Ton-m
R1 = 50.62 Ton	R2 = -18.20 Ton
As2= 20.28 cm ²	As3= 40.56 cm ²
Mp2= 72.83 Ton-m	Mp3= 133.76 Ton-m
R1 = -12.48 Ton	R2 = 44.90 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 7.20 mts

Contribución del concreto: $\phi V_c = 22.31$ Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit= 47.29 Ton
Vs = 29.38 Ton
Sreq.= 17.91 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 43.42 Ton
Vs = 24.83 Ton
Sreq.= 21.19 cms
Smax.= 37.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit= 41.57 Ton
Vs = 22.65 Ton
Sreq.= 23.23 cms
Smax.= 10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu = 37.70 Ton
Vs = 18.10 Ton
Sreq.= 29.07 cms
Smax.= 37.00 cms

VIGA EJES F,G. (TRAMO 2-3)

Nivel: 0+07.80

As1= 40.56 cm ²	As4= 38.18 cm ²
Mp1= 133.76 Ton-m	Mp4= 127.23 Ton-m
R1 = 88.42 Ton	R2 = -74.70 Ton
As2= 38.18 cm ²	As3= 40.56 cm ²
Mp2= 127.23 Ton-m	Mp3= 133.76 Ton-m
R1 = -74.70 Ton	R2 = 88.42 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 3.20 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 22.31 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit= 85.25 Ton
Vs = 74.04 Ton
Sreq.= 7.11 cms
Smax.= 10.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit= 85.25 Ton
Vs = 74.04 Ton
Sreq.= 7.11 cms
Smax.= 10.00 cms

VIGA EJES F,G. (TRAMO 3-4)

Nivel: 0+07.80

As1= 40.56 cm ²	As4= 20.28 cm ²
Mp1= 133.76 Ton-m	Mp4= 72.83 Ton-m
R1 = 44.90 Ton	R2 = -12.48 Ton
As2= 38.18 cm ²	As3= 35.80 cm ²
Mp2= 127.23 Ton-m	Mp3= 120.53 Ton-m
R1 = -18.20 Ton	R2 = 50.62 Ton

Longitud del tramo (rostro a rostro) : 7.20 mts

Contribución del concreto: ϕV_c = 22.31 Ton

Lado Izquierdo

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit=	41.57 Ton
Vs =	22.65 Ton
Sreq.=	23.23 cms
Smax.=	10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu =	37.70 Ton
Vs =	18.10 Ton
Sreq.=	29.07 cms
Smax.=	37.00 cms

Lado Derecho

Zona Confinada (x= 1.60)

Vcrit=	47.29 Ton
Vs =	29.38 Ton
Sreq.=	17.91 cms
Smax.=	10.00 cms

Fuera de zona confinada

Vu =	43.42 Ton
Vs =	24.83 Ton
Sreq.=	21.19 cms
Smax.=	37.00 cms

4.1.7 Traslapes en Vigas

- La sección 21.4.3.2 del ACI 318/89 establece que los traslapes se permiten solo dentro de la mitad central del elemento y deberán estar proporcionados como traslapes a tensión.

- La sección 21.3.2.3 dice lo siguiente:

- a) $S_{máx}$ en zona de traslape no deberá exceder de $d/4$ ó 10 cms.
- b) No se traslapará en las juntas, ni a 2h, ni donde se forman articulaciones plásticas.

Cuadro de Anclaje y Traslape de Varillas.

Calibre N°	Diámetro (Pulg.)	Lecho Superior (Cms)	Lecho inferior (Cms)
3	3/8	55.0	40.0
4	1/2	65.0	50.0
5	5/8	85.0	60.0
6	3/4	100.0	70.0
7	7/8	115.0	85.0
8	1.0	130.0	95.0
9	1 1/4	150.0	105.0
10	1 1/8	165.0	120.0

4.2 Diseño de columnas

Columnas:

Las columnas son los miembros verticales a flexo—compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación.

Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas de vidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

4.2.1 Procedimiento de diseño

Según el ACI 318-89, sección 8.8.1 las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas factorizadas de todos los entrepisos y azoteas, y el momento máximo debido a las cargas factorizadas en el claro adyacente al entrepiso o azotea que se está considerando. También se debe considerar la condición de carga que proporcione la relación máxima de momento a carga axial.

Las columnas de concreto reforzado son principalmente de dos tipos, clasificación hecha de acuerdo a la manera en que el refuerzo longitudinal es soportado lateralmente.

a) columnas con estribos o anillos; generalmente de secciones cuadradas, rectangulares o circulares.



b) columnas con espiral; generalmente de sección circular en donde el refuerzo longitudinal es dispuesto en un círculo y soportado lateralmente por una espiral continua a un paso entre 5 y 7 centímetros.

En este trabajo para el diseño del edificio se han utilizado columnas cuadradas y rectangulares.

Las dimensiones de la columna (b y h), la resistencia de los materiales (f'_c , f_y) y las cargas requeridas a soportar (P_u , M_{ux} o P_u, M_{uy}). En base a estos datos se encuentra el área de refuerzo longitudinal para soportar las cargas externas requeridas en el diseño.

Hay muchas ayudas de diseño y programas de computadora para determinar el tamaño y el refuerzo de las columnas utilizadas en la construcción de edificios. Mediante tablas, diagramas y gráficas se proporcionan datos de diseño para una amplia variedad de tamaños y formas de columnas, disposiciones del refuerzo, excentricidades de cargas y otras variables que eliminan la necesidad de efectuar cálculos complicados y repetidos para determinar la capacidad de las columnas de prueba.

4.2.2 Refuerzo longitudinal

Para la determinación del refuerzo longitudinal se a hecho uso del método de Bresler de carga recíproca y el método de la PCA, así como de los diagramas de interacción correspondientes a $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.2.2.1 Consideraciones generales para refuerzo longitudinal

Del ACI 318-89

Sección 12.3.2 la longitud de desarrollo básica (Ldb) debe ser:

$$\frac{0.075dbf_y}{\sqrt{f'_c}}, \text{ pero no menor de } 0.0043db f_y.$$

La ldb debe multiplicarse por factores contenidos en las secciones 12.3.3.1 y 12.3.3.2.

La ldb no debe ser menor que la longitud que resulte de la expresión de la sección

21.6.4.1 del ACI 318/89

$$ldh = \frac{f_y db}{17.2\sqrt{f'_c}}$$

multiplicada por los siguientes factores según sea el caso:

para lecho inferior: $ld = 2.5ldh$

para lecho superior: $ld = 3.5ldh$

Según la sección 12.16.1 La longitud de un traslape para acero en compresión será de $0.0071 f_y db$, para acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Sección 21.4.3.2 Los traslapes se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben estar proporcionados como traslapes de tensión.

4.2.3 Revisión de columnas por efectos de Esbeltez

Método Aproximado

Las disposiciones básicas de diseño para considerar la esbeltez de columnas requieren el empleo de procedimientos de análisis estructural mejorados siempre que sea posible o practico.

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

El factor de amplificación de momentos δ esta en función de la relación que existe entre la carga axial y la carga crítica o de pandeo de la columna, la relación de momentos en los extremos de la columna y la forma flexionada de la columna.

El objetivo del diseño de la columna es la selección de una sección transversal con refuerzo, para una combinación específica de una carga axial factorizada, P_u , y un momento factorizado, M_u .

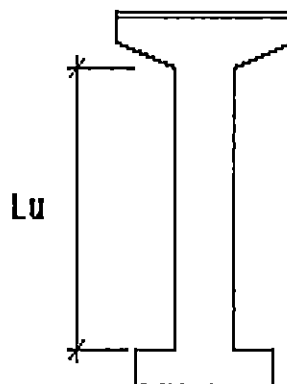
Una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa en términos de la relación de esbeltez; Kl_u/r , donde k es el factor de longitud efectiva que depende de las condiciones de los extremos de las columnas y del contraventeo para evitar el desplazamiento lateral, y r es el radio de giro de la sección transversal de la columna. En la sección 10.11.4 del ACI se proporcionan los limites de esbeltez en los cuales se pueden omitir los momentos secundarios y utilizar solamente la carga axial y el momento primario para seleccionar el refuerzo y la sección transversal de la columna.

Más del 90% de las columnas en marcos contraventeados y del 40% en marcos sin contraventear están dentro de esta clasificación.

Dentro de los límites moderados de esbeltez se sugiere el análisis aproximado basado en un factor de amplificación de momentos. Siempre que la esbeltez de una columna exceda de una esbeltez moderada, se requerirá un análisis más racional de segundo orden (sección 10.10.1 ACI).

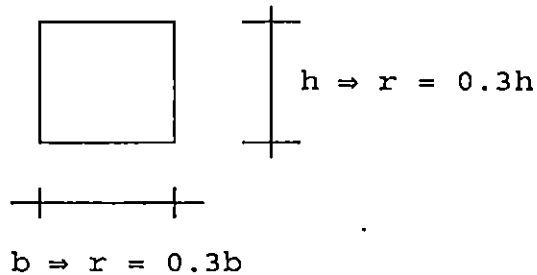
Cuando se tengan relaciones de esbeltez altas, el análisis deberá tomar en cuenta la influencia de las cargas axiales y del momento de inercia variable sobre la rigidez de la columna y sobre las fuerzas y los efectos de duración de las cargas. Los efectos de esbeltez se consideran en estructuras que estén contraventeadas o no.

La longitud no apoyada, l_u , de una columna se describe en la sección 10.11.1 del ACI, debe tomarse como la distancia libre entre los apoyos laterales, como se muestra en la siguiente figura:



Debe tenerse también en cuenta que la longitud l_u puede ser diferente en cada uno de los ejes principales de la sección transversal de la columna.

El radio de giro puede tomarse como 0.3 veces la dimensión total de la sección rectangular como se muestra en la siguiente figura.



Una columna esbelta se define como una columna cuya resistencia se reduce por deformaciones de segundo orden.

Con el empleo de aceros y concretos de alta resistencia y con métodos de diseño más exactos es posible diseñar para una carga axial dada. Con o sin flexión simultánea, una sección transversal mucho más pequeña. Esto da como resultado un elemento más esbelto y por consiguiente los procedimientos racionales y reales para el diseño de columnas esbeltas son ahora más importantes.

En resumen se pueden hacer los siguientes comentarios:

a) En columnas no contraventeadas para evitar el desplazamiento lateral, la longitud efectiva es siempre mayor que la longitud real de la columna l_u con valores cercanos

y mayores a $2l_u$. Un valor para k o $k_{lu} < 1.2$ para columnas que no están contraventeadas para evitar el desplazamiento lateral, no sería real.

b) El empleo de monogramas permite la determinación gráfica de los factores de longitud efectiva tanto para marcos contraventeados como sin contraventear. Si ambos extremos tienen poca rigidez, o Ψ se aproxima a ∞ , entonces $k = 1.0$ si ambos extremos están totalmente empotrados o si se acercan al empotramiento, $\Psi = 0$, entonces $k = 0.5$

Para columnas no contraventeadas restringidas en ambos extremos la longitud efectiva puede tomarse como:

$$\text{Para } \psi a < 2, \quad k = \frac{20 - \psi a}{20} \sqrt{1 + \psi a}$$

$$\text{Para } \psi a \geq 2, \quad k = 0.9 \sqrt{1 + \psi a}$$

Donde Ψa es el promedio de los valores de Ψ en los dos extremos de la columna.

Consideraciones de los efectos de esbeltez

Para columnas no contraventeadas contra desplazamiento lateral los efectos de esbeltez pueden no tomarse en cuenta cuando $k l_u / r < 22$.

El límite superior para las columnas que se pueden diseñar por el método aproximado es de $k l_u / r = 100$ cuando $k l_u / r$ es mayor que 100 se debe hacer un análisis como el definido en la sección 10.10.1 del ACI, en el que se tome en cuenta la influencia de las cargas axiales y del momento de inercia variable en la rigidez de

elementos y en los momentos de empotramiento, los efectos de las deflexiones en los momentos y en las fuerzas, y los efectos en la duración de las cargas.

Para una columna no contraventeada con una relación de rigidez columna-viga igual a uno en ambos extremos, se podrán pasar por alto los efectos de esbeltez, cuando l_u/h sea menor que 5. Este valor se reduce a tres si la rigidez de la viga se reduce a un quinto de la rigidez de la columna en cada extremo de la columna. Por tanto, las rigideces de las vigas en la parte superior o inferior de una columna de una estructura de gran altura, en la que no se evita el desplazamiento lateral, resulta muy importante en los efectos de esbeltez

Amplificación de Momentos

Las ecuaciones de diseño aproximado para columnas esbeltas de la sección 10.11.5 del ACI están basadas en el concepto de que un factor de amplificación de momentos δ incrementa los momentos de las columnas para tomar en cuenta el efecto de la carga axial sobre los momentos de la columna. Entonces la columna se diseña para carga axial y momento amplificado. En su aplicación, δ es una relación que existe entre la carga axial de la columna y la carga crítica de "pandeo" de la columna (P_c), y la relación de los momentos en los extremos y la forma flexionada de la columna (C_m). Las disposiciones del reglamento proporcionan diferentes métodos para calcular δ en elementos contraventeados y no contraventeados. Para el caso de elementos no contraventeados el factor de amplificación δ está basado en un factor de longitud efectiva mayor que uno. Los factores C_m para elementos no contraventeados se emplea un valor de 1.0.

En el ACI 318-89 la aplicación del procedimiento de amplificación de momentos para marcos no contraventeados, ha sido aclarada por la siguiente ecuación:

$$M_c = \delta_c M_{c1} + \delta_c M_{c2}$$

la cual expresa separadamente los momentos secundarios de la columna, como la suma:

- a) La amplificación debida esencialmente a momentos sin ladeo (efectos por cargas gravitacionales)
- b) La amplificación debida a momentos de ladeo (efectos de cargas laterales).

El primer término corresponde a los momentos amplificados de cargas gravitacionales debidos solo a los efectos de curvatura del elemento; donde δ_c es un amplificador para marco contraventeado.

$$\delta_c = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cb}}}$$

donde:

P_{cb} : es la carga crítica calculada para el caso de elementos contraventeados que emplea un factor K , de longitud efectiva de uno o menor.

Cm : es un factor que hace equivalente el diagrama de momentos flexionantes del elemento, al diagrama de un elemento con momentos iguales en ambos extremos.

P_u : es la carga axial última

El segundo término de la ecuación δ , corresponde a los momentos amplificados de la carga lateral que se deben a efectos de desplazamiento lateral, donde δ , es un amplificador de ladeo del marco.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_{cs}}}$$

$$P_{cs} = \frac{\pi^2 EI}{(k_1 l_1)^2}$$

donde:

ΣP_u y ΣP_{cs} : son la suma de todas las columnas dentro de un piso.

P_{cs} : es la carga critica calculada para el caso de elementos no contraventeados que emplean un factor de longitud efectiva $k_1 > 1.0$, de acuerdo con la sección 10.11.2.2 del ACI.

Cuando el momento critico se aplica para el diseño de columnas de un marco resistentes a momentos (marco de viga o losa y columna) que no esté contraventado por muros estructurales u otros elementos de contraventeo, deben evaluarse ambos términos. M_{1s} es el momento mayor de extremo debido a cargas gravitacionales (carga muerta y viva). M_{2s} es el momento en la columna, que resulta de lo efectos de cargas laterales de sismo.

Ambos momentos se calculan empleando un análisis convencional de marco (de primer orden).

Al definir la carga crítica de la columna, el mayor problema es la elección de un parámetro de rigidez EI que se aproxime bastante a las variables de rigidez debidas al agrietamiento, fluencia, y a la no linealidad de la curva de esfuerzo deformación del concreto. Cuando no se dispone de valores más precisos se recomienda definir EI mediante la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 - \beta)}$$

donde:

E_c : es el módulo de elasticidad del concreto.

I_g : es el módulo de inercia de la sección gruesa.

β : es la relación de la máxima carga muerta axial factorizada a la máxima carga axial total factorizada, en donde la carga es debida a los efectos de la gravedad únicamente.

A continuación se presenta el cuadro de la envolvente para la columna C-6, seguido por los cuadros en los que se determina el factor de amplificación de los momentos en columnas debidos a los efectos de esbeltez. Estos factores se encuentran tanto para la dirección "X", como para la dirección "Y"

COLUMNA C-6

PIE

CUERPO: 1

ENTREPISO: 2

SECCION	X Y	Pgx Mgy	Sobre- carga	Psx Msy	F1 = 1.52			F2 = 1.14			F3 = 0.54			Eventos Accidentales			
		Pgy		Psy	U1 = F1(D+L)			U2 = F2(D+L)±1.4E			U3 = F3(D+L)±1.4E						
		Mgx	Msx	Pu	Mugy	Mugx	Pu	Muy	Mux	Pu	Muy	Mux					
80	X	109.45	33.97	-67.66	416.46	12.68	-1.35	217.55	118.34	16.29	53.16	113.34	16.83	+	Sismo	+	Sismo
		8.34		217.70				118.34	-18.32	53.30	113.34	-17.79	-	Y-Y	-	X-X	
				407.00				-99.33	16.29	242.61	-104.33	16.83	+	30%	-	100%	
80	Y	130.57	273.99	-0.17	416.46	12.68	-1.35	407.14	-99.33	-18.32	242.75	-104.33	-17.79	-			
		-0.89		283.69				42.16	56.68	119.30	37.15	57.21	+	Sismo	+	Sismo	
				340.53				-23.14	56.68	176.13	-28.15	57.21	-	X-X	-	Y-Y	
		284.17		42.16				-58.71	119.78	37.15	-58.17	+	30%	-	100%		
		341.00		-23.14				-58.71	176.61	-28.15	-58.17	-					

CABEZA

SECCION	X Y	Pgx Mgy	Sobre- carga	Psx Msy	F1 = 1.52			F2 = 1.14			F3 = 0.54			Eventos Accidentales			
		Pgy		Psy	U1 = F1(D+L)			U2 = F2(D+L)±1.4E			U3 = F3(D+L)±1.4E						
		Mgx	Msx	Pu	Mugy	Mugx	Pu	Muy	Mux	Pu	Muy	Mux					
80	X	109.45	27.98	-67.66	407.36	-11.23	0.58	210.72	90.42	15.27	49.92	94.85	15.04	+	Sismo	+	Sismo
		-7.39		210.87				90.42	-14.40	50.07	94.85	-14.63	-	Y-Y	-	X-X	
				400.17				-107.26	15.27	239.37	-102.83	15.04	+	30%	-	100%	
80	Y	130.57	268.00	-0.17	407.36	-11.23	0.58	400.32	-107.26	-14.40	239.52	-102.83	-14.63	-			
		0.38		276.86				21.23	49.88	116.06	25.66	49.65	+	Sismo	+	Sismo	
				333.70				-38.08	49.88	172.90	-33.64	49.65	-	X-X	-	Y-Y	
		277.34		21.23				-49.01	116.54	25.66	-49.24	+	30%	-	100%		
334.18	-38.08	-49.01	173.38	-33.64	-49.24	-											

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: X

CUERPO: 1

ENTREPISO: 1

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x7.30		0.00	18.25	9.12	2.86	43.64	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x7.30		0.00	18.25	9.12	2.86	43.64	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x7.30		0.00	18.25	9.12	2.86	43.64	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	0.00	5.68	2.84	1.76	26.88	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	0.00	5.68	2.84	1.76	26.88	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75				80x80x3.10	40x80x7.25	40x80x3.20	0.00	5.73	2.86	1.77	22.85	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30				70x70x3.10	40x80x7.25		0.00	10.97	5.48	2.29	33.83	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	βd	EI	ϕPcb	δb	ϕPcs	δs	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	229.54	218.82	0.95	1.04E+09	6984.82	1.05	851.68	1.33	19.64	73.16	1.89	71.27	97.00	
C-2	70x70	6	3.20	252.82	237.51	0.94	1.04E+09	7034.77	1.05	857.77	1.33	73.24	18.80	1.89	16.91	24.54	
C-3	70x70	2	3.20	324.61	306.24	0.94	1.04E+09	7020.43	1.07	856.02	1.33	68.84	20.35	2.61	17.74	26.44	
C-4	70x70	4	3.20	321.13	299.69	0.93	1.05E+09	7057.29	1.07	2268.46	1.33	14.41	86.39	1.04	85.35	114.89	
C-5	70x70	8	3.20	349.28	332.13	0.95	1.04E+09	6993.42	1.08	2247.93	1.33	42.09	84.44	1.17	83.27	112.27	
C-6	80x80	4	3.10	487.39	457.99	0.94	1.78E+09	12786.13	1.06	4084.56	1.33	40.31	141.38	1.66	139.72	188.02	
C-7	70x70	4	3.10	324.07	289.77	0.89	1.07E+09	7675.12	1.06	1461.44	1.33	46.94	78.56	2.33	76.23	104.10	
				10408.90					59506.65								

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: Y

CUERPO: I

ENTREPISO: 1

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x6.30		0.00	15.75	7.87	2.68	40.86	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	0.00	5.37	2.69	1.73	26.34	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	0.00	6.39	3.19	1.84	28.09	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x6.30		0.00	15.75	7.87	2.68	40.86	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60				70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	0.00	5.37	2.69	1.73	26.34	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75				80x80x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	0.00	13.76	6.88	2.53	32.63	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30				70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	0.00	8.06	4.03	2.02	29.80	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	pcd	EI	σPcb	δb	σPcs	δs	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc
C-1	70x70	4	3.20	229.54	218.82	0.95	1.04E+09	6984.82	1.05	971.63	1.33	19.64	20.97	1.77	19.20	27.33
C-2	70x70	6	3.20	252.82	237.51	0.94	1.04E+09	7034.77	1.05	2355.23	1.33	73.24	77.69	0.15	77.54	103.05
C-3	70x70	2	3.20	324.61	306.24	0.94	1.04E+09	7020.43	1.07	2066.29	1.33	68.84	74.93	0.49	74.44	99.30
C-4	70x70	4	3.20	321.13	299.69	0.93	1.05E+09	7057.29	1.07	981.71	1.33	14.41	20.70	2.86	17.84	26.73
C-5	70x70	8	3.20	349.28	332.13	0.95	1.04E+09	6993.42	1.08	2341.39	1.33	42.09	22.07	0.26	21.81	29.22
C-6	80x80	4	3.10	487.39	457.99	0.94	1.78E+09	12786.13	1.06	2003.62	1.33	40.31	31.53	0.22	31.31	41.78
C-7	70x70	4	3.10	324.07	289.77	0.89	1.07E+09	7675.12	1.06	1883.04	1.33	46.94	21.77	0.12	21.65	28.86
				10408.90								60355.04				

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: X

CUERPO: 1

ENTRERISO: 2

TIPO COLUMNA	SECCION	t	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{prom}	K	K _{lu/l}	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		70x70x3.20	35x70x7.30		18.25	18.25	18.25	3.95	60.17	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x7.30	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x7.30	9.12	9.12	9.12	2.86	43.64	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		70x70x3.20	35x70x7.30		18.25	18.25	18.25	3.95	60.17	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	5.68	5.68	5.68	2.33	35.45	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	5.68	5.68	5.68	2.33	35.45	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75	80x80x3.10	40x80x3.25	40x80x7.25	80x80x3.10	40x80x3.20	40x80x7.25	5.79	5.73	5.76	2.34	30.23	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	40x80x7.25		70x70x3.10	40x80x7.25		10.97	10.97	10.97	3.11	45.96	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	Pd	EI	φPcb	δb	φPus	δs	Pu	M _{lu}	M _{ug}	M _{us}	M _c
C-1	70x70	4	3.20	204.72	196.15	0.96	1.03E+09	6967.66	1.04	446.86	1.57	22.98	32.65	4.16	28.49	49.04
C-2	70x70	6	3.20	221.57	209.32	0.94	1.04E+09	7015.67	1.05	855.44	1.57	62.59	50.50	4.54	45.96	76.86
C-3	70x70	2	3.20	278.75	264.05	0.95	1.04E+09	7006.48	1.06	449.35	1.57	64.14	14.32	6.20	8.12	19.31
C-4	70x70	4	3.20	273.05	255.90	0.94	1.04E+09	7042.91	1.06	1301.33	1.57	24.59	68.05	2.86	65.19	105.31
C-5	70x70	8	3.20	312.54	298.82	0.96	1.03E+09	6974.82	1.07	1288.75	1.57	53.01	72.50	3.19	69.31	112.15
C-6	80x80	4	3.10	416.46	392.94	0.94	1.78E+09	12760.84	1.05	2330.43	1.57	53.16	113.34	4.05	109.29	175.72
C-7	70x70	4	3.10	281.38	253.94	0.90	1.06E+09	7641.54	1.06	788.32	1.57	48.02	49.80	5.67	44.13	75.22
9089.68																
35809.03																

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: Y

CUERPO: 1

ENTREPISO: 2

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{prom}	K	K _{lu/r}	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x6.30		70x70x3.20	35x70x6.30		15.75	15.75	15.75	3.68	56.13	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	5.37	5.37	5.37	2.27	34.63	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	6.39	6.39	6.39	2.45	37.28	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x6.30		70x70x3.20	35x70x6.30		15.75	15.75	15.75	3.68	56.13	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	5.37	5.37	5.37	2.27	34.63	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75	80x80x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	80x80x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	13.76	13.76	13.76	3.46	44.66	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	8.06	8.06	8.06	2.71	40.00	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	Pd	EI	ρ _{Peb}	δ _b	ρ _{Pts}	δ _s	Pu	Mu	M _{ug}	M _{us}	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	204.73	196.16	0.96	1.03E+09	6967.65	1.04	513.55	1.62	22.98	11.41	3.64	7.77	16.40	
C-2	70x70	6	3.20	221.57	209.32	0.94	1.04E+09	7015.67	1.05	1358.64	1.62	62.59	61.83	0.05	61.78	100.26	
C-3	70x70	2	3.20	278.75	264.05	0.95	1.04E+09	7006.48	1.06	1170.63	1.62	64.14	48.58	1.17	47.41	78.14	
C-4	70x70	4	3.20	273.05	255.90	0.94	1.04E+09	7042.91	1.06	519.10	1.62	24.59	15.41	6.35	9.06	21.42	
C-5	70x70	8	3.20	312.54	298.82	0.96	1.03E+09	6974.82	1.07	1350.73	1.62	53.01	17.56	0.08	17.48	28.44	
C-6	80x80	4	3.10	416.46	392.94	0.94	1.78E+09	12760.84	1.05	1067.58	1.62	53.16	16.83	0.48	16.35	27.02	
C-7	70x70	4	3.10	281.38	253.94	0.90	1.06E+09	7641.54	1.06	1040.82	1.62	48.02	15.11	0.18	14.93	24.41	
												9089.72			33863.16		

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: X

CUERPO: 1

ENTREPISO: 3

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		70x70x3.20	35x70x7.30		18.25	18.25	18.25	3.95	60.17	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		60x70x3.20	35x70x7.30		18.25	14.87	16.56	3.77	57.47	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		60x70x3.20	35x70x7.30		18.25	14.87	16.56	3.77	57.47	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	70x60x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	5.68	5.28	5.48	2.29	34.91	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	60x60x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	5.68	4.37	5.03	2.21	33.67	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75	80x80x3.10	40x80x7.25	40x80x3.20	70x70x3.10	40x80x7.25	40x80x3.20	5.73	4.54	5.14	2.23	28.80	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	40x80x7.25		60x70x3.10	40x80x7.25		10.97	8.94	9.95	2.98	43.97	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	βd	EI	ρPcb	δb	ρPcs	δs	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	165.68	159.25	0.96	1.03E+09	6956.75	1.04	446.16	1.43	25.17	31.58	4.23	27.35	43.62	
C-2	70x70	6	3.20	190.97	181.78	0.95	1.04E+09	6989.87	1.04	491.41	1.43	58.47	11.94	4.84	7.10	15.22	
C-3	70x70	2	3.20	219.63	208.61	0.95	1.04E+09	6997.36	1.05	491.94	1.43	53.44	13.11	6.43	6.68	16.32	
C-4	70x70	4	3.20	220.32	207.46	0.94	1.04E+09	7026.85	1.05	1339.02	1.43	32.06	64.22	2.97	61.25	90.99	
C-5	70x70	8	3.20	292.75	282.46	0.96	1.03E+09	6943.77	1.06	1422.15	1.43	70.51	58.52	4.73	53.79	82.21	
C-6	80x80	4	3.10	329.92	312.28	0.95	1.77E+09	12741.11	1.04	2563.29	1.43	61.57	102.15	4.63	97.52	144.73	
C-7	70x70	4	3.10	218.97	198.39	0.91	1.06E+09	7627.37	1.04	859.79	1.43	41.31	42.73	5.85	36.88	59.02	
				7666.64					36142.55								

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: Y

CUERPO: 1

ENTREPISO: 3

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x6.30		70x70x3.20	35x70x6.30		15.75	15.75	15.75	3.68	56.13	ESBELTA
C-2	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	60x70x3.20	35x70x4.40	35x70x4.40	5.37	5.11	5.24	2.25	34.26	ESBELTA
C-3	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	60x70x3.20	35x70x4.40	35x70x6.40	6.39	6.05	6.22	2.42	36.85	ESBELTA
C-4	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x6.30		70x60x3.20	35x70x6.40		15.75	13.04	14.39	3.53	53.81	ESBELTA
C-5	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30	60x60x3.20	35x70x4.40	35x70x4.40	5.37	4.23	4.80	2.17	33.04	ESBELTA
C-6	80x80	24.00	3.10	11010.75	80x80x3.10	35x70x6.25	35x70x6.20	70x70x3.10	35x70x6.25	35x70x6.20	13.70	10.87	12.28	3.28	42.37	ESBELTA
C-7	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.30	60x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.30	8.13	7.55	7.84	2.68	39.50	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	μd	EI	ρPcb	δb	ρPcs	δs	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	165.68	159.25	0.96	1.03E+09	6956.75	1.04	512.75	1.44	25.17	11.39	3.75	7.64	14.89	
C-2	70x70	6	3.20	190.97	181.78	0.95	1.04E+09	6989.87	1.04	1382.69	1.44	58.47	55.11	0.61	54.50	79.15	
C-3	70x70	2	3.20	219.63	208.61	0.95	1.04E+09	6997.36	1.05	1196.33	1.44	53.44	51.36	1.14	50.22	73.54	
C-4	70x70	4	3.20	220.32	207.46	0.94	1.04E+09	7026.85	1.05	563.54	1.44	32.06	14.15	6.66	7.49	17.76	
C-5	70x70	8	3.20	292.75	282.46	0.96	1.03E+09	6943.77	1.06	1476.83	1.44	70.51	17.48	2.54	14.94	24.23	
C-6	80x80	4	3.10	329.92	312.28	0.95	1.77E+09	12741.11	1.04	1184.04	1.44	61.57	15.19	0.35	14.84	21.74	
C-7	70x70	4	3.10	218.97	198.39	0.91	1.06E+09	7627.37	1.04	1065.37	1.44	41.31	13.52	0.07	13.45	19.45	
				7666.64					35806.26								

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: X

CUERPO: 1

ENTREPISO: 4

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{prom}	K	K _{luf}	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.30		70x70x3.20	35x70x7.35		18.25	18.38	18.31	3.96	60.27	ESBELTA
C-2	60x70	18.00	3.20	3937.50	70x70x3.20	35x70x7.30		60x70x3.20	35x70x7.40		14.87	11.65	13.26	3.40	60.42	ESBELTA
C-3	60x70	18.00	3.20	3937.50	70x70x3.20	35x70x7.30		60x70x3.20	35x70x7.40		14.87	11.65	13.26	3.40	60.42	ESBELTA
C-4	70x60	21.00	3.20	5359.38	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	70x60x3.20	35x70x3.30	35x70x7.30	5.28	4.87	5.07	2.22	33.80	ESBELTA
C-5	60x60	18.00	3.20	3375.00	70x70x3.20	35x70x7.30	35x70x3.30	60x60x3.20	35x70x3.40	35x70x7.40	4.37	3.14	3.76	1.96	34.90	ESBELTA
C-6	70x70	21.00	3.10	6454.30	80x80x3.10	40x80x7.20	40x80x3.20	70x70x3.10	40x80x3.30	40x80x7.35	4.53	3.45	3.99	2.01	29.68	ESBELTA
C-7	60x70	18.00	3.10	4064.52	70x70x3.10	40x80x7.25		60x70x3.10	40x80x7.35		8.94	7.00	7.97	2.70	46.42	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	Ed	EI	δ _{bb}	δ _b	δ _{ps}	δ _s	Pu	Mu	M _{bg}	M _{us}	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	126.31	122.02	0.97	1.03E+09	6939.51	1.03	443.61	1.42	25.17	33.89	3.85	30.04	46.47	
C-2	60x70	6	3.20	142.18	136.06	0.96	6.51E+08	4390.47	1.05	380.09	1.42	44.75	10.78	3.59	7.19	13.94	
C-3	60x70	2	3.20	160.13	152.78	0.95	6.52E+08	4396.81	1.05	380.64	1.42	43.49	11.98	5.18	6.80	15.09	
C-4	70x60	4	3.20	166.67	158.10	0.95	8.90E+08	6001.59	1.04	1220.08	1.42	36.75	53.25	2.34	50.91	74.49	
C-5	60x60	8	3.20	211.60	204.74	0.97	5.55E+08	3742.87	1.09	970.98	1.42	60.76	40.57	3.15	37.42	56.39	
C-6	70x70	4	3.10	241.04	229.28	0.95	1.04E+09	7450.70	1.05	1843.48	1.42	60.86	75.17	2.93	72.24	105.32	
C-7	60x70	4	3.10	160.28	146.56	0.91	6.65E+08	4782.21	1.05	658.24	1.42	37.90	36.88	4.39	32.49	50.60	
												5643.34			27471.27		

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: Y

CUERPO: 1

ENTREPISO: 4

TIPO COLUMNA	SECCION	t	lu	I/Iu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{prom}	K	K _{luf}	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x4.30		70x70x3.20	35x70x6.30		10.75	15.75	13.25	3.40	51.77	ESBELTA
C-2	60x70	21.00	3.20	5359.38	70x70x3.20	35x70x4.30	60x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	35x70x4.30	4.99	4.61	4.80	2.17	33.03	ESBELTA
C-3	60x70	21.00	3.20	5359.38	70x70x3.20	35x70x4.30	60x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30	35x70x6.30	5.93	5.48	5.70	2.33	35.51	ESBELTA
C-4	70x60	18.00	3.20	3957.50	70x70x3.20	35x70x6.30		70x60x3.20	35x70x6.35		12.83	10.00	11.42	3.17	56.38	ESBELTA
C-5	60x60	18.00	3.20	3375.00	70x70x3.20	35x70x4.30	60x60x3.20	35x70x4.30	35x70x4.40	35x70x4.40	4.14	2.97	3.55	1.92	34.14	ESBELTA
C-6	70x70	21.00	3.10	6454.30	80x80x3.10	35x70x6.30	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.35	35x70x6.35	10.91	8.16	9.54	2.92	43.12	ESBELTA
C-7	60x70	21.00	3.10	5552.26	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.20	60x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.35	7.49	7.00	7.24	2.58	38.14	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	#	lu	Pu	Pg	Bd	EI	ØP _b	δ _b	ØP _s	δ _s	Pu	M _u	M _{ug}	M _{us}	M _c	
C-1	70x70	4	3.20	126.31	122.02	0.97	1.03E+09	6999.51	1.03	601.21	1.38	25.17	11.79	3.78	8.01	14.90	
C-2	60x70	6	3.20	142.18	136.06	0.96	8.86E+08	5975.92	1.04	1272.21	1.38	44.75	47.61	0.60	47.01	65.30	
C-3	60x70	2	3.20	160.13	152.78	0.95	8.87E+08	5984.55	1.04	1101.98	1.38	43.49	44.50	1.40	43.10	60.76	
C-4	70x60	4	3.20	166.67	158.10	0.95	6.54E+08	4409.33	1.06	438.45	1.38	36.75	11.98	5.37	6.61	14.77	
C-5	60x60	8	3.20	211.60	204.74	0.97	5.55E+08	3742.87	1.09	1014.80	1.38	60.76	12.34	1.82	10.52	16.45	
C-6	70x70	4	3.10	241.04	229.28	0.95	1.04E+09	7450.70	1.05	873.06	1.38	60.86	12.81	0.60	12.21	17.43	
C-7	60x70	4	3.10	160.28	146.56	0.91	9.05E+08	6509.11	1.04	975.04	1.38	37.90	11.89	0.15	11.74	16.31	
														5643.34			29506.65

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: X

CUERPO: 1

ENTREPISO: 5

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x7.35			35x70x7.35		18.38	9.19	13.78	3.46	52.73	ESBELTA
C-2	60x70	18.00	3.20	3937.50	60x70x3.20	35x70x7.40			35x70x7.40		11.65	5.83	8.74	2.81	49.93	ESBELTA
C-3	60x70	18.00	3.20	3937.50	60x70x3.20	35x70x7.40			35x70x7.40		11.65	5.83	8.74	2.81	49.93	ESBELTA
C-4	70x60	21.00	3.20	5359.38	70x60x3.20	35x70x7.30	35x70x7.30		35x70x7.30		4.87	2.43	3.65	1.94	29.58	ESBELTA
C-5	60x60	18.00	3.20	3375.00	60x60x3.20	35x70x7.40	35x70x7.40		35x70x7.40		3.14	1.57	2.36	1.65	29.32	ESBELTA
C-6	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	40x80x7.35	40x80x7.35		40x80x7.35		3.45	1.72	2.58	1.70	25.15	ESBELTA
C-7	60x70	18.00	3.10	4064.52	60x70x3.10	40x80x7.35			40x80x7.35		7.00	3.50	5.25	2.25	38.75	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	pcd	EI	pcb	db	pcps	ds	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc	
C-1	70x70	4	3.20	86.84	84.70	0.98	1.02E+09	6906.99	1.02	576.89	1.16	21.99	28.90	7.72	21.18	32.43	
C-2	60x70	6	3.20	94.22	91.16	0.97	6.47E+08	4366.87	1.03	553.65	1.16	29.85	12.02	7.01	5.01	13.05	
C-3	60x70	2	3.20	99.74	96.07	0.96	6.49E+08	4376.53	1.03	554.87	1.16	30.33	12.91	8.16	4.75	13.95	
C-4	70x60	4	3.20	114.23	109.94	0.96	8.83E+08	5959.03	1.03	1581.28	1.16	33.53	41.24	4.58	36.66	47.24	
C-5	60x60	8	3.20	134.28	130.85	0.97	5.53E+08	3729.84	1.05	1371.37	1.16	41.88	30.24	4.76	25.48	34.58	
C-6	70x70	4	3.10	154.40	148.52	0.96	1.03E+09	7410.04	1.03	2552.59	1.16	47.42	53.79	6.50	47.29	61.57	
C-7	60x70	4	3.10	102.69	95.83	0.93	6.59E+08	4735.71	1.03	935.25	1.16	27.96	33.56	8.29	25.27	37.87	
											3671.68						37986.61

AMPLIFICACION DE MOMENTOS DEBIDOS A EFECTOS DE ESBELTEZ.

DIRECCION DE ANALISIS: Y

CUERPO: 1

ENTREPISO: 5

TIPO COLUMNA	SECCION	r	lu	I/lu	COLUMNA INFERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	COLUMNA SUPERIOR	VIGA IZQUIERDA	VIGA DERECHA	Yinf	Ysup	Yprom	K	Klu/r	CONCLUSION
C-1	70x70	21.00	3.20	6252.60	70x70x3.20	35x70x3.20			35x70x6.30		8.00	7.87	7.94	2.69	41.00	ESBELTA
C-2	60x70	21.00	3.20	5359.38	60x70x3.20	35x70x4.30	35x70x4.30		35x70x4.30	35x70x4.30	4.61	2.30	3.46	1.90	28.95	ESBELTA
C-3	60x70	21.00	3.20	5359.38	60x70x3.20	35x70x4.30	35x70x6.30		35x70x4.30	35x70x6.30	5.48	2.74	4.11	2.03	30.99	ESBELTA
C-4	70x60	18.00	3.20	3937.50	70x60x3.20	35x70x6.35			35x70x6.35		10.00	5.00	7.50	2.62	46.64	ESBELTA
C-5	60x60	18.00	3.20	3375.00	60x60x3.20	35x70x4.40	35x70x4.40		35x70x4.40	35x70x4.40	2.97	1.48	2.23	1.62	28.74	ESBELTA
C-6	70x70	21.00	3.10	6454.30	70x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.35		35x70x6.30	35x70x6.35	8.16	4.08	6.12	2.40	35.45	ESBELTA
C-7	60x70	21.00	3.10	5532.26	60x70x3.10	35x70x6.30	35x70x6.35		35x70x6.30	35x70x6.35	7.00	3.50	5.25	2.25	33.20	ESBELTA

TIPO COLUMNA	SECCION	# COLUM	lu	Pu	Pg	pd	EI	øPcb	δb	øPcs	δs	Pu	Mu	Mug	Mus	Mc		
C-1	70x70	4	3.20	86.84	84.70	0.98	1.02E+09	6906.99	1.02	954.09	1.15	21.99	11.72	6.76	4.96	12.58		
C-2	60x70	6	3.20	94.22	91.16	0.97	8.81E+08	5943.80	1.02	1647.01	1.15	29.85	35.99	1.07	34.92	41.17		
C-3	60x70	2	3.20	99.74	96.07	0.96	8.83E+08	5956.94	1.02	1439.95	1.15	30.33	32.35	1.38	30.97	36.96		
C-4	70x60	4	3.20	114.23	109.94	0.96	6.49E+08	4378.06	1.04	636.05	1.15	33.53	12.69	9.30	3.39	13.55		
C-5	60x60	8	3.20	134.28	130.85	0.97	5.53E+08	3729.84	1.05	1427.13	1.15	41.88	10.83	3.40	7.43	12.11		
C-6	70x70	4	3.10	154.40	148.52	0.96	1.03E+09	7410.04	1.03	1284.70	1.15	47.42	10.04	1.46	8.58	11.35		
C-7	60x70	4	3.10	102.69	95.83	0.93	8.97E+08	6445.82	1.02	1273.97	1.15	27.96	9.16	0.46	8.70	10.46		
				3671.68								40774.22						

Diseño Columna C-6. Entrepiso 1. Cuerpo 1.

DATOS:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 40.31 \text{ Ton.}$$

$$M_{uy} = 188.02 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux} = 41.78 \text{ Ton-m}$$

Cálculo y análisis

1. Determinación de las resistencias nominales a carga-momento requeridas.

Para columnas con estribos $\phi = 0.70$

$$P_n = \frac{P_u}{0.7} = \frac{40.31}{0.7} = 57.59 \text{ Ton}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0.7} = \frac{188.02}{0.7} = 268.60 \text{ Ton-m}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0.7} = \frac{41.78}{0.7} = 59.69 \text{ Ton-m}$$

Determinación de la resistencia equivalente a momento monoaxial

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{268.60}{59.69} = 4.50 > \frac{b}{h} = 1.0 \Rightarrow M_{noy}$$

$$M_{noy} = M_{nx} \frac{b}{h} \frac{(1-\beta)}{\beta} + M_{ny}$$

Sustituyendo valores:

Asumiendo $\beta = 0.65$

$$M_{noy} = 59.69 \left(\frac{80}{80} \right) \frac{(1 - 0.65)}{0.65} + 268.60 = 300.74 \text{ Ton-m}$$

Para la sección propuesta de 80 cms x 80 cms se calculará el refuerzo longitudinal necesario para proporcionarle una resistencia a carga axial $P_u = 40.31 \text{ Ton}$ y un momento monoaxial $M_{uoy} = 300.74 \text{ Ton-m}$.

Para el calculo del refuerzo se utilizó gráficas con las varillas uniformemente distribuidas en los cuatro lados y un valor de $\gamma = 0.90$.

Datos para el gráfico:

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7(40.31)}{80(80)} = 0.004 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\phi M_n}{A_g h} = \frac{0.7(300.74)}{(80)^2(0.8)} = 0.041 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

del diagrama de interacción se obtiene: $\rho = 2.4\%$

$$A_{s_{req.}} = \rho b h = 0.024(80)(80)$$

$$A_{s_{req.}} = 153.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{prop.}} = 20 \text{ N}^\circ 10 = 158.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{prop.}}}{bh} = \frac{158.40}{(80)(80)} = 2.50\%$$

Revisión de la columna:

a) Método de Bresler de contornos de carga

Verificar $P_n > 0.1 f'c A_g$

$$57.59 \text{ Ton} > \frac{0.1(280)(80)(80)}{1000} = 179.20 \text{ Ton} \Rightarrow \text{O.K.}$$

Para emplear este método es necesario conocer P_n , M_{noy} , $\rho_{m\prime}$

Entrando en el diagrama de interacción con los datos:

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = 0.004 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{m\prime} = 0.25$$

se obtiene:

$$\frac{\phi M_{noy}}{A_g h} = 0.043 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

despejando:

$$M_{noy} = \frac{0.043 (80) (80) (0.80)}{0.7} = 314.51 \text{ Ton-m}$$

luego:

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \leq 1.0$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{59.69}{314.51} + \frac{268.60}{314.51} \leq 1.0 \Rightarrow \text{O.K.}$$

b) Método de la PCA de Contornos de Carga.

Para emplear este método es preciso hallar primero P_o , M_{nox} , M_{noy} y el verdadero valor de β .

Como la sección es simétrica, M_{nox} y M_{noy} son iguales.

Determinando P_o :

$$P_o = 0.85 f'_{c} [A_c - A_s] + A_s f_s$$

$$P_o = 0.85 (280) [(80)(80) - 158.40] + 158.40 (4200)$$

$$P_o = 2150780.8 (10'') = 2150.78 \text{ Ton}$$

Datos para gráfico

$$P_n = 57.59 \text{ Ton}$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = 0.004 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 2.50\%$$

del diagrama de interacción obtenemos:

$$\frac{\phi M_{noy}}{A_g h} = 0.043 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{noy} = \frac{0.043 (80') (0.8)}{0.7} = 314.51 \text{ Ton-m}$$

Encontrando el verdadero valor de β en tablas:

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{57.59}{2150.78} = 0.27$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} = \frac{0.025 (4200)}{280} = 0.38$$

del gráfico de constantes de diseño se obtiene: $\beta = 0.65$

Sustituyendo valores en la siguiente expresión:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^{\frac{\log 0.8}{\log 0.65}} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^{\frac{\log 0.8}{\log 0.65}} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{59.69}{314.51} \right)^{\frac{\log 0.8}{\log 0.65}} + \left(\frac{268.60}{314.51} \right)^{\frac{\log 0.8}{\log 0.65}} \leq 1.0$$

$$0.84 \leq 1.0 \quad \text{O.K.}$$

4.2.4 Refuerzo transversal

En una columna se distinguirán lo que se llamara zona confinada y zona intermedia o zona no confinada.

La zona confinada se localiza en los extremos de la columna en una longitud (l_o) no menor que:

Según sección 21.4.4.4 del ACI 318-89:

- a) la mayor dimensión de la columna.
- b) Un sexto del claro libre del elemento.
- c) 45 cm.

de lo anterior se tiene que:

$$l_o = \begin{cases} 80 \text{ cms (rige)} \\ 1/6 L = (320)/6 = 53.33 \text{ cms} \\ 45 \text{ cms} \end{cases}$$

La sección 21.4.4.1 del ACI 318-89 establece que en la zona confinada debe cumplir con:

$$A_{sc} = 0.3 \left(S h_c \frac{f'_c}{f_s} \right) \left(\frac{A_g}{A_c h} - 1 \right)$$

$$A_{sc} = 0.3 (70.73) \frac{280}{2800} \left[\frac{(80)^2}{(72)^2} - 1 \right]$$

$$\frac{A_{sc}}{S} = 0.5$$

Despejando se tiene:

$$S = \frac{A_{sc}}{0.5} = \frac{4(1.27)}{0.5} = 10.16 \text{ cms}$$

pero no mayor:

$$A_{sc} = 0.09 S_c \frac{f'_c}{f_s}$$

$$\frac{A_s}{S} = 0.09 (70.73) \left(\frac{280}{2800} \right)$$

$$\frac{A_s}{S} = 0.64$$

Despejando se tiene:

$$S = \frac{A_s h}{0.64} = \frac{4 (1.27)}{0.64} = 8.0 \text{ cms (rige)}$$

La sección 21.4.4.2 establece que la separación de el refuerzo transversal en la zona confinada no debe de exceder de:

a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

b) Ni de 10 cm

por lo tanto:

$$S = \begin{cases} 1/4 h = 1/4(80) = 20 \text{ cms} \\ 10 \text{ cms} \end{cases}$$

Revisión por cortante

De los marcos ejes F y 2 se obtiene:

$$M_x = 96.08 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 75.32 \text{ Ton-m}$$

$$M_t = 96.08 + 0.3 (75.32) = 118.68 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = \frac{118.68}{3.90} = 30.43 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f' c} b d$$

$$\phi V_c = 0.53 (0.85) \sqrt{280} (80) (73.50) (10")$$

$$\phi V_c = 44.33 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere estribos}$$

En la zona intermedia o zona no confinada la separación de el refuerzo transversal se calculó utilizando el reglamento del Distrito Federal de México, según el cual la separación no debe exceder de:

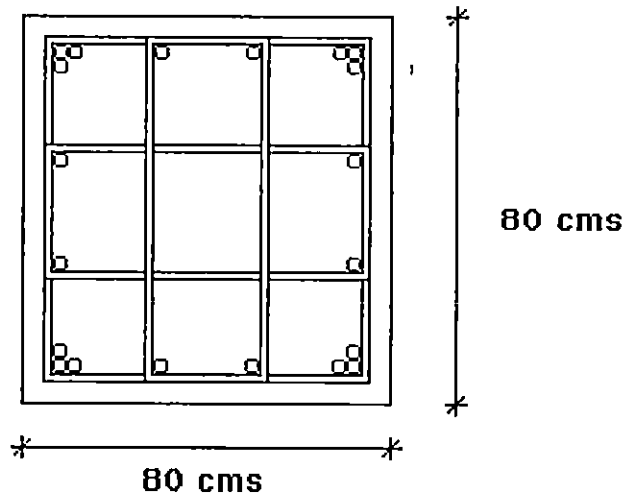
$$a) \frac{850 d_v}{\sqrt{f_c}}$$

$$b) \frac{\text{Mayor dimensión de la columna}}{2}$$

De lo anterior se tiene:

$$S = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{2800}} (3.18) = 51.0 \text{ cms} \\ 80/2 = 40 \text{ cms (rige)} \end{cases}$$

Finalmente la columna queda de la siguiente manera:



Refuerzo longitudinal: 20 N°10

Refuerzo transversal:

Zona confinada : estribo N°4 @ 8 cms

Zona no confinada: estribo N°4 @ 40 cms

4.3 Diseño de nudos

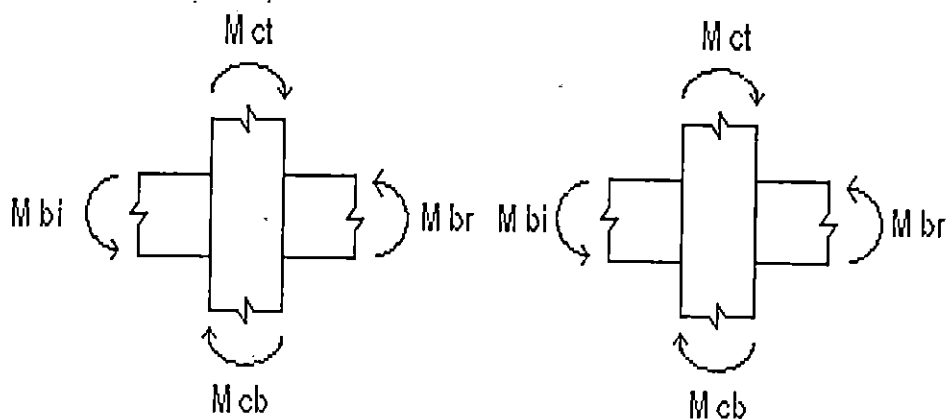
En los marcos resistentes a sismos el diseño de las uniones viga-columna requiere tanta atención como el diseño de los elementos mismos, puesto que la integridad de la estructura puede muy bien depender del funcionamiento apropiado de tales uniones.

Las uniones viga-columna representan regiones de discontinuidad geométrica y de rigidez de un marco y, por lo tanto, tienden a estar sujetas a concentraciones de esfuerzos relativamente altos. Se ha observado que en estas uniones se presenta gran parte del daño en las estructuras aperticadas sujetas a temblores fuertes. Esto ha sido particularmente evidente en los casos que no se había dado la atención adecuada al diseño apropiado.

Debido a las deformaciones inelásticas relativamente grandes que un edificio diseñado de acuerdo con los reglamentos actuales pueda experimentar durante un sismo intenso, deben tomarse las medidas apropiadas para garantizar que la estructura no será inestable bajo cargas verticales. Por ello, los reglamentos prescriben el diseño de columna fuerte-viga débil, con el propósito de limitar la fluencia a las vigas, en tanto que las columnas se mantienen elásticas a través de su respuesta sísmica. Se requiere que la suma de los momentos resistentes de las columnas que convergen en una unión, antes las cargas axiales de diseño, sean mayores que la suma de los momentos resistentes de las vigas que llegan a la junta en el mismo plano.

Para garantizar la estabilidad de un marco y mantener la capacidad para soportar cargas verticales mientras experimenta grandes desplazamiento laterales, el reglamento requiere que deformaciones inelásticas por lo general estén restringidas a las vigas. Esto se logra requiriendo que la suma de las resistencia a la flexión de las columnas que se unen en una junta, bajo las cargas de diseño, sea igual o mayor que 1.2 veces la suma de las resistencia a momentos de las vigas que se unen en la junta en el mismo plano. Como se indica en la figura, los signos de los momentos flexionantes en las columnas y en las vigas deberán ser tales que los momentos en las columnas sean opuestos a los de las vigas. Asimismo, la relación "columna fuerte—viga débil" debe satisfacerse para los momentos en las vigas que actúan en ambas direcciones.

La unión debe ser diseñada para resistir todas las fuerzas que puedan ser transmitidas por todos los miembros adyacentes a ella, usando todas aquellas combinaciones que produzcan la combinación mas severa en la unión. Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara de la unión debe determinarse considerando que el esfuerzo en el refuerzo de tensión es igual a 1.25 de f_y .



La fuerza cortante de diseño para un nudo exterior es:

$$V_{\text{ext}} = T - V$$

para un nudo interior es:

$$V_{\text{int}} = C's + C'c + T - V, \text{ donde } C's + C'c = T'$$

$$V_{\text{int}} = T' + T - V$$

Para prevenir la falla por compresión diagonal en el nudo, la resistencia nominal al cortante de la junta se limita a los siguientes valores:

Para junta confinada $5.3 \sqrt{f_c} A_j$

Para junta confinada en tres caras

o en dos caras opuestas $4.0 \sqrt{f_c} A_j$

Para otras juntas $3.2 \sqrt{f_c} A_j$

Donde A_j es el área efectiva de corte de la junta.

Se considera la junta confinada lateralmente cuando llegan vigas a los cuatro lados de ella y ninguna viga tiene un ancho menor de tres cuartos del ancho de la columna.

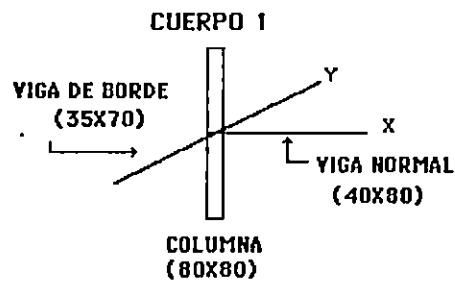
4.3.1 Refuerzo transversal en nudos.

Para juntas que no se encuentran confinadas lateralmente por vigas, deberá colocarse refuerzo transversal mínimo en las cantidades dadas para las columnas en las zonas confinadas.

Si la junta se encuentra confinada lateralmente por vigas, las cantidades de refuerzo especificadas para columnas se pueden reducir a un 50% y el espaciamiento máximo incrementarse hasta 15 cms.

Revisión Uniones Viga-Columna.

Nudo exterior:



Viga de borde:

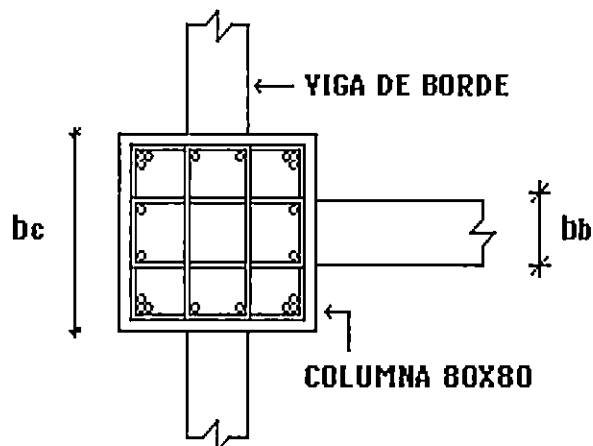
$$As(-) = 25.98 \text{ cms}^2$$

$$As(+) = 15.84 \text{ cms}^2$$

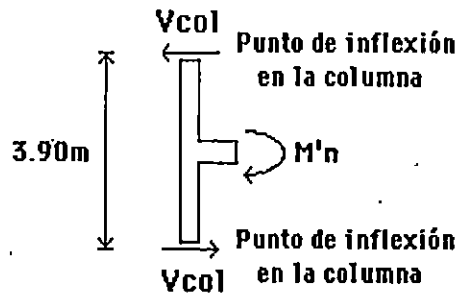
Viga Normal:

$$As(-) = 35.80 \text{ cms}^2$$

$$As(+) = 20.28 \text{ cms}^2$$



Fuerzas en el nudo o junta (Dirección X - X)



$$a = \frac{1.25 A_s f_s}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 (35.80) (4200)}{0.85 (280) (40)} = 19.74 \text{ cms}$$

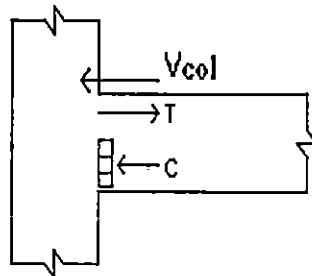
$$M'_n = 1.25 A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M'_n = 1.25 (35.80) (4200) \left(74 - \frac{19.74}{2} \right) (10^{-3}) = 120.53 \text{ Ton}$$

$$V'_n = \frac{M'_n}{3.90} = \frac{120.53}{3.90} = 30.91 \text{ Ton}$$

$$T = 1.25 A_s f_s$$

$$T = 1.25 (35.80) (4200) (10^{-3}) = 187.95 \text{ Ton}$$



$$V_c = T - V'_n = 187.95 - 30.95 = 157.04 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante de la junta.

Considerando la unión no confinada

$$b_1 \leq 1/2 (b_1 + b_2) = 1/2 (40 + 80) = 60 \text{ cms}$$

$$b_1 \leq b_2 + 1/2 h = 40 + 1/2 (80) = 80 \text{ cms}$$

$$b_1 = \frac{(b_1 + b_2)}{2} < b_2 + \frac{1}{2} h$$

$$b_1 = \frac{(40 + 80)}{2} = 60 \text{ cms}$$

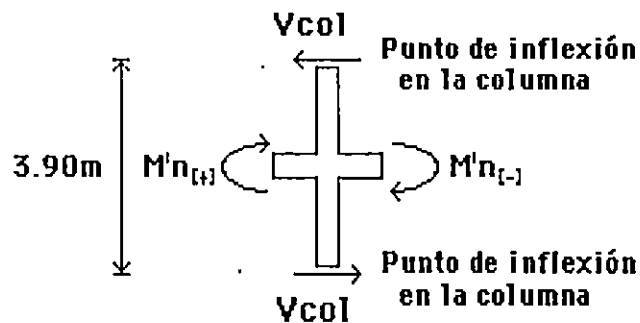
$$A_1 = b_1 h = 60 (80) = 4800$$

$$V_n = 4\sqrt{f'c} A_1 = 4\sqrt{280} (60) (80) (10'') = 321.28 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 (321.28) = 273.09 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u \Rightarrow \text{correcto}$$

Dirección de las vigas de borde (dirección Y - Y)



$$a_{s1} = \frac{1.25 A_s f_s}{0.85 f'c} = \frac{1.25 (25.98) (4200)}{0.85 (280) (40)} = 14.33 \text{ cms}$$

$$M'_{s1} = 1.25 A_s f_s (d - \frac{a}{2})$$

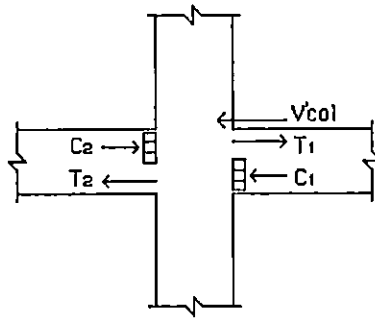
$$M'_{\dots} = 1.25 (25.98) (4200) \left(74 - \frac{14.33}{2} \right)$$

$$M'_{\dots} = 91.16 \text{ Ton-m}$$

$$a_{\dots} = \frac{1.25 (15.84) (4200)}{0.85 (280) (40)} = 8.73 \text{ cms}$$

$$M'_{\dots} = 1.25 (15.84) (4200) \left(74 - \frac{8.73}{2} \right) = 57.90 \text{ Ton-m}$$

$$V'_{\dots} = \frac{M'_{\dots} + M'_{\dots}}{3.90} = \frac{91.16 + 57.90}{3.90} = 38.22 \text{ Ton}$$



$$T_1 = C_1 = 1.25 f_c A_{\dots} = 1.25 (25.98) (4200) (10'')$$

$$T_1 = 136.40 \text{ Ton}$$

$$T_2 = C_2 = 1.25 f_c A_{\dots} = 1.25 (15.84) (4200) (10'')$$

$$T_2 = 83.16 \text{ Ton}$$

$$V_c = T_1 + C_1 - V_{\dots}$$

$$V_c = 136.40 + 86.16 - 38.22 = 181.34 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante de la junta.

Considerando la unión no confinada.

$$b_v \leq 1/2(b_1 + b_2) = 1/2(40 + 80) = 60 \text{ cms} \quad (\text{rige})$$

$$b_v \leq b_1 + 1/2h = 35 + 1/2(80) = 75 \text{ cms}$$

$$A_v = b_v h = 60(80) = 4800$$

$$V_n = 4\sqrt{f'c} A_v = 4\sqrt{280} (60) (80) (10') = 321.28 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85(321.28) = 273.09 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u \Rightarrow \text{correcto}$$

Refuerzo transversal a proporcionar

$$A_{tr} \geq 0.3S h_v \frac{f'_s}{f'_c} \left(\frac{A_v}{A_{tr}} - 1 \right)$$

$$A_{tr} \geq 0.09S h_v \frac{f'_s}{f'_c}$$

Asumiendo $S = 10 \text{ cms}$

$$A_{tr} = 0.3(10)(70.73) \left(\frac{280}{2800} \right) \left[\frac{6400}{(72)} - 1 \right] = 4.98 \text{ cms}^2$$

$$A_{tr} = 0.09(10)(70.73) \left(\frac{280}{2800} \right) = 6.37 \text{ cms}^2 \quad (\text{rige})$$

$$A_{tr} = 4(1.27) = 5.08 \text{ cms}^2$$

$$A_{tr} < A_{tr} \Rightarrow \text{cambiar } S$$

$$A_{tr} = 6.37(0.7) = 4.46 \text{ cms}^2$$

$$A_{tr \text{ prop}} = 5.08 \text{ cms}^2$$

$$A_{tr} > A_{tr} \Rightarrow \text{correcto}$$

\Rightarrow Usar estribo doble estribo N°4 @7 cms en ambas direcciones.

4.4 CIMENTACIONES

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las columnas, paredes o muros al suelo. Para que estas cargas sean adecuadamente transmitidas, las cimentaciones deben de ser dimensionadas para evitar sobrepasar la capacidad de carga admisible del suelo, prevenir asentamientos excesivos, minimizar los asentamientos diferenciales.

Para el diseño de toda cimentación es importante tener una información confiable de la capacidad soportante del suelo.

En edificios pueden existir dos tipos de falla:

- a) falla por falta de capacidad de carga.
- b) falla por deformación excesiva que perjudique a la estructura.

La primera se revisa en función de las cargas que el suelo es capaz de resistir en función de sus propiedades mecánicas y existen varias teorías para determinar esta capacidad de carga, las mas usadas son: Teoría de Terzaghi, teoría de Skempton, Meyerhof y otros; estas, toman el suelo como rígido plástico y todas ellas están basadas en la teoría de la plasticidad.

El segundo tipo de falla es debido a las deformaciones excesivas y esta en función del tipo de obra.

Para elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir los siguientes pasos:

1. Estudio de cargas, efectuando un análisis cuidadoso y lo mas real posible.
2. Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación.
3. Preparación de varias soluciones posibles de la cimentación.

Soluciones posibles de cimentación

Según Juárez Badillo, Tomo II las cimentaciones se clasifican según la profundidad de desplante, en cimentaciones superficiales y en cimentaciones profundas.

Se consideran cimentaciones profundas si $D_f \geq 2B$, siendo D_f la profundidad de desplante y B el ancho menor del cimienta.

Se consideran cimentaciones superficiales si $D_f < 2B$, entre las cimentaciones superficiales podemos mencionar: zapatas aisladas, zapatas ligadas, zapatas corridas, losas de cimentación, etc.

Entre las cimentaciones profundas podemos mencionar: pilotes, pilas, cilindro y cajones.

Para nuestro caso, según las recomendaciones del estudio de suelos, basadas en los sondeos 15,16,17,18 y 19 la solución de la cimentación resultó ser cimentación

profunda mediante la aplicación de pilotes de diámetro igual a 60 cms y de longitud variable.

4.4.1 Cimentaciones Profundas

Pilotes.

En general usaremos pilotes cuando se quiere:

1. Transmitir las cargas de una estructura a través de un espesor de suelos blando o a través del agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado (trabajan como columnas de una estructura).
2. Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando aprovechando la fricción lateral que existe entre el suelo y el pilote.
3. Compactar suelos granulares con el objeto de mejorar la capacidad de carga.
4. Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo, etc. que traten de levantar la estructura (pilotes de tensión).
5. Llevar a la cimentación a profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones, etc.

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura debe construirse en un sitio cubierto por agua.

Dimensionamiento del área de cimentación

La primera etapa en el diseño de toda cimentación es determinar el área de cimentación requerida, basada en la capacidad admisible de carga del suelo y en las cargas de servicio.

La capacidad admisible de carga del suelo es establecida a partir de los principios de la mecánica de los suelos. Los factores de seguridad empleados en la determinación de la capacidad admisible del suelo, oscilan entre 2 y 3 para cargas de servicios y alrededor de 1.5 para cargas accidentales.

Una vez que el área de la cimentación ha sido determinada, la zapata es diseñada para desarrollar la resistencia necesaria en cortante, flexión y para garantizar además, una buena transmisión de la carga de la columna a la zapata y evitar algún tipo de falla por deslizamiento de las varillas de refuerzo.

En el diseño del elemento estructural, las cargas son factorizadas y el método de diseño por resistencia es empleado.

Secciones críticas

El procedimiento para el diseño estructural de las zapatas aisladas, al igual que para otro miembro de concreto reforzado, está relacionado a la manera en como el miembro falla. Diferentes tipos de falla pueden ocurrir en una zapata:

1) Falla por penetración o punzonamiento. La losa falla al formarse grietas inclinadas a lo largo de una pirámide o cono truncado alrededor de la carga concentrada (columna). Resultado de prueba indican que la sección crítica puede razonablemente considerarse a una distancia de $d/2$ del perímetro de la columna.

2) Falla por cortante en una dirección se forman grietas que inicialmente son verticales, y que debido a los esfuerzos combinados de flexión y cortante, se transforman en grietas inclinadas, que extendiéndose hasta la zona de compresión, la reducen hasta que finalmente se produce la falla del concreto en la zona de compresión.

Es similar al tipo de falla de cortante-flexión que se conoce en vigas. La sección crítica puede considerarse a una distancia d de la cara de la columna.

3) Falla por flexión. Si no existe una cantidad adecuada de refuerzo por tensión, la falla puede evidenciarse por la fluencia excesiva del acero de las varillas de refuerzo. Por otro lado si la longitud de desarrollo de las varillas es inadecuada la falla puede tomar la forma de deslizamiento de las varillas. La sección crítica tanto para flexión como para la longitud de desarrollo, puede considerarse en:

a) En el rostro de la columna o muro, para zapatas que soporten una columna o muro de concreto.

b) En el punto entre el eje central y el borde de el muro, para zapatas que soporten muros de mampostería

c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa de base de acero, para zapatas que soporten una columna con placa de base de acero

4.4.1.1 Criterio para el Cálculo de la Capacidad de Carga de un Pilote

Existen dos procedimientos básicos para estimar la carga última, y en consecuencia, la carga de trabajo, que pueda soportar un pilote.

1. Método estático
2. Método dinámico

El método estático. Considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote; es decir:

$$R_u = R_p + R_f$$

En donde:

R_u = Resistencia total última del pilote

R_p = Resistencia última por apoyo en la punta

R_f = Resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f , o se a la capacidad última de carga de los pilotes por cuanto al suelo se refiere.

Para el cálculo de R_p , se tiene:

PARA PILOTES CUADRADOS:

$$R_p = B^2 (1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B x N_q)$$

PARA PILOTES CIRCULARES:

$$R_c = \pi r^2 (1.3 C N_c + \gamma D_c N_q + 0.60 \gamma r N_{\gamma})$$

En donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote en metros.

r = Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = Cohesión del terreno Tm/m².

D_c = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c, N_q y N_γ = Factores que dependen del Angulo de fricción interna.

γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m².

En los suelos combinados se pueden determinar, aproximadamente, sus propiedades promediando las que le correspondan a los elementos constituyentes.

Para el Cálculo de R_c, se tienen:

$$R_c = A_1 F_1 + A_2 F_2 + A_3 F_3 + \dots + A_n F_n$$

donde:

A₁, A₂, A₃,...A_n = Area lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

F₁, F₂, F₃,...F_n = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

Según Meyerhof G. G. los resultados de la prueba de penetración estándar se sustituyen en la ecuación:

$$R_i = 40 N A_p + 0.2 N A_s$$

donde:

N : Número de golpes de la prueba de penetración estándar para penetrar un pie.

A_p : Area de la sección transversal de la punta del pilote

A_s : Area lateral del pilote.

Sustituyendo valores, tomando $N \geq 20$

$$R_i = 40 (20) \pi \frac{(0.6)^2}{4} + 0.2 (20) \pi (0.6) (0.6)$$

$$R_i = 226.19 + 9.05 = 230.71 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = \frac{40 N A_p}{F.S.} + 0.20 N A_s$$

$$Q_{adm} = \frac{226.19}{4} + 9.05 = 65.59 \text{ Ton}$$

4.4.1.2 Resistencia Estructural del Pilote como Columna

A través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hinca un pilote lo confina lateralmente en toda longitud. por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales.

Consecuentemente, se proponen la siguiente fórmula:

Para pilotes de concreto:

$$R_p = \frac{0.85f'_c A_c + F_y A_s}{FS}$$

En donde:

R_p = Carga axial permisible o de trabajo.

f'_c = Esfuerzo de ruptura del concreto en cilindros estándar, a los 28 días de edad en Kg/cm².

A_c = Area de concreto de la sección transversal del pilote en cm².

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_s = Area transversal de las varillas longitudinales de esfuerzo del pilote en cm².

FS = Coeficiente de seguridad. Se recomienda utilizar un valor de FS = 3.

La fórmula anterior es aplicable tanto para los pilotes de concreto simple como para pilotes de concreto reforzado.

4.4.2 Secuela del Proyecto

Para el proyecto de una cimentación por medio de pilotes se requiere como elemento esencial un perfil del suelo que represente los resultados de sondeos exploratorios. Comúnmente este perfil de suelos provee toda la información necesaria para decidir si la cimentación puede establecer sobre pilotes de fricción, sobre pilotes resistentes de punta o sobre pilotes mixtos.

El siguiente paso consiste en elegir la profundidad de hincado y el tipo de pilote a emplear, basándose en aspectos económicos y en las condiciones impuestas por las características de la obra.

Se determina luego la capacidad de carga última de un pilote y este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado para obtener la carga admisible por pilote.

Preliminarmente el número de pilotes para una carga dada será igual a dicha carga entre la capacidad admisible del pilote empleado.

Determinando el número de pilotes, el siguiente paso es el de elegir su espaciamiento. por razones de índole económica y práctica se ha establecido que la distancia D entre ejes de pilotes debe estar comprendida ente 2.5 a 4.0 veces el diámetro superior de dichos pilotes (d).

Una distancia D menos a 2.5 veces el diámetro superior del pilote dificulta su hincado, y una distancia D mayor de cuatro veces el diámetro del pilote aumenta el costo de la zapata cabezal de los mismos, sin beneficio a la cimentación.

Diseño de Zapatas y Pilotes.

Zapata Z-1. (Cuerpo 1)

Datos de Diseño:

$$P_{gx} = 70.71 \text{ Ton}$$

$$P_{sx} = -33.99 \text{ Ton}$$

$$M_{gy} = 2.51 \text{ Ton}$$

$$M_{sy} = 50.90 \text{ Ton}$$

$$P_{gy} = 56.09 \text{ Ton}$$

$$P_{sy} = -34.09 \text{ Ton}$$

$$M_{gx} = 3.28 \text{ Ton}$$

$$M_{sx} = 45.40 \text{ Ton}$$

$$P_{\dots} = 11.7(0.7)(0.7)(2.4) + 11.7(0.7)(0.6)(2.4) = 25.55 \text{ Ton}$$

$$P_{\dots} = 2(2.7)(2.7)(2.0) = 29.16 \text{ Ton}$$

Diámetro del pilote (D) = 60 cms.

$$q_{\dots} = 65.59 \text{ Ton}$$

Número de pilotes:

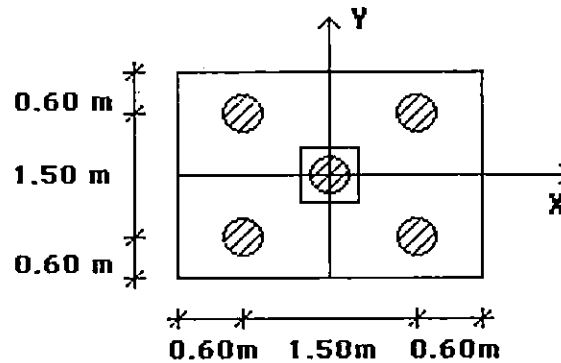
$$N = \frac{P_{\dots}}{q_{\dots}}$$

$$P_{\dots} = 70.71 + 56.09 + 25.55 + 29.16 = 181.51 \text{ Ton}$$

$$N = \frac{181.51}{65.59} = 2.77 \approx 3 \text{ pilotes}$$

Se suponiendo 5 pilotes

Revisión de esfuerzos en cada pilote por la acción combinada de carga axial y flexión biaxial.



Carga en cada pilote:

$$Q_i = \frac{P_i}{N} + \frac{M_x X_i}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_y Y_i}{\Sigma Y_i^2}$$

$S \geq 2.5 \phi$; S = separación entre pilotes

Asumiendo:

$$S = 2.5 \phi = 2.5(0.60) = 1.50 \text{ mts}$$

$$X_i = 0.75 \text{ m}; \Sigma X_i^2 = 4(0.75)^2 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$Y_i = 0.75 \text{ m}; \Sigma Y_i^2 = 4(0.75)^2 = 2.25 \text{ m}^2$$

Condición de cargas de servicio

a) Gravitacional

$$P_i = 181.51 \text{ Ton}$$

$$M_x = 2.51 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 3.28 \text{ Ton-m}$$

$$Q_i = \frac{181.51}{5} + \frac{(2.51 + 3.28)(0.75)}{2.25} = 38.23 \text{ Ton}$$

$$38.23 < 65.59; \text{ correcto}$$

b) Accidental

$$G + S_x + 0.3 S_y$$

$$P_r = 181.51 + 33.99 + 0.3(34.09) = 225.73 \text{ Ton}$$

$$M_r = 2.51 + 50.90 = 53.41 \text{ Ton-m}$$

$$M_s = 3.28 + 0.3(45.40) = 16.90 \text{ Ton-m}$$

$$1.33 Q_{u1} = 1.33(65.59) = 87.23 \text{ Ton}$$

$$Q_r = \frac{225.73}{5} + \frac{(53.41 + 16.90)(1.1)}{4.84} = 68.58 \text{ Ton}$$

$$68.58 < 87.23; \text{ Correcto}$$

$$G + 0.35 S_x + S_y$$

$$P_r = 181.51 + 0.3(33.99) + (34.09) = 225.80 \text{ Ton}$$

$$M_r = 2.51 + 0.3(50.90) = 17.78 \text{ Ton-m}$$

$$M_s = 3.28 + 45.40 = 48.68 \text{ Ton-m}$$

$$Q_r = \frac{225.80}{5} + \frac{(17.78 + 48.68)(0.75)}{2.25} = 67.31 \text{ Ton}$$

$$67.31 < 87.23; \text{ Correcto}$$

Condición de Cargas factorizadas

a) Gravitacional

$$P_r = 126.80(1.52) + (25.54 + 46.24)(1.4) = 269.33 \text{ Ton}$$

$$M_r = 2.51(1.52) = 3.82 \text{ Ton-m}$$

$$M_s = 3.28(1.52) = 5.00 \text{ Ton-m}$$

$$Q_{u1} = \frac{269.33}{5} + \frac{(3.82 + 5.0)(0.75)}{2.25} = 56.80 \text{ Ton}$$

b) Accidental

$$G + S_x + 0.3 S_y$$

$$P_r = 0.75(263.33) + 1.4(33.99) + 0.3(1.4)(34.09)$$

$$P_u = 263.90 \text{ Ton}$$

$$M_{u_x} = 0.75(3.82) + 1.4(50.90) = 74.13 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_y} = 0.75(5.00) + 1.4(0.3)(45.40) = 22.82 \text{ Ton-m}$$

$$Q_{u_x} = \frac{263.90}{5} + \frac{(74.13 + 22.82)(0.75)}{2.25} = 85.09 \text{ Ton}$$

$$G + 0.3S_x + S_y$$

$$P_u = 0.75(269.33) + 1.4(0.3)(33.99) + 1.4(34.09)$$

$$P_u = 264.00 \text{ Ton}$$

$$M_{u_x} = 0.75(3.82) + 1.4(0.3)(50.90)$$

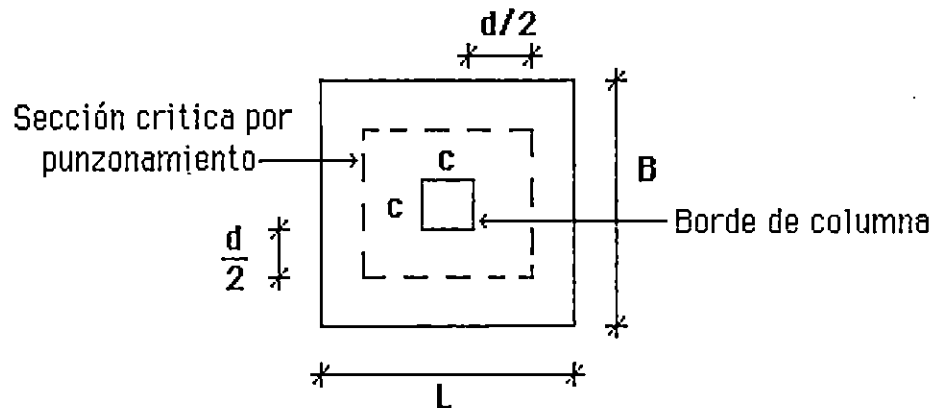
$$M_{u_x} = 24.24 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_y} = 0.75(5.00) + 1.4(45.40)$$

$$M_{u_y} = 67.31 \text{ Ton-m}$$

$$Q_{u_x} = \frac{264.00}{5} + \frac{(24.24 + 67.31)(0.75)}{2.25} = 83.31 \text{ Ton}$$

Punzonamiento Alrededor de la Columna



Asumiendo $d = 60 \text{ cms}$

$$P_u = 85.09 \text{ Ton}$$

$$70 + d = 70 + 60 = 130 \text{ cms}$$

$$b_s = 130(4) = 520 \text{ cms}$$

$$\frac{V_u}{b_s d} = \frac{85090(4)}{520(60)} = 10.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\phi V_c}{b_s d} = \phi 1.0 \sqrt{f'c} = 0.85 \sqrt{280} = 14.22 \text{ Kg/cm}^2$$

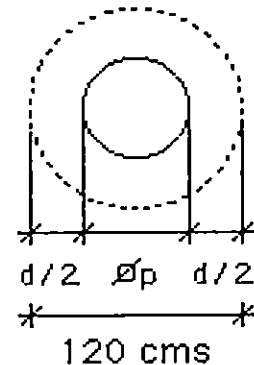
$$\phi V_c > V_u; \text{ Correcto}$$

Punzonamiento del Pilote

$$P_u = 85090 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{b_s d} = \frac{85090}{\pi(120)(60)} = 3.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c > V_u; \text{ Correcto}$$



Cortante Unidireccional en la zapata

$$\frac{V_u}{bd} = \frac{85090(2)}{270(60)} = 10.50 \text{ Kg/cm}^2$$

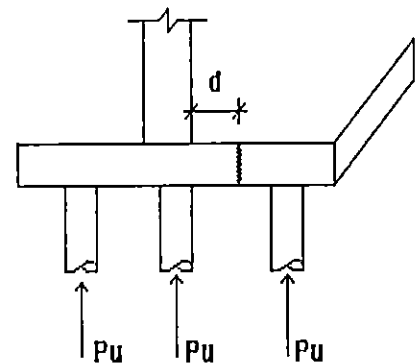
$$\frac{\phi V_c}{bd} = 0.85(0.53) \sqrt{280} = 7.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c < V_u; \Rightarrow \text{Incrementar peralte}$$

$$d = 85.0 \text{ cms}$$

$$\frac{V_u}{bd} = \frac{85090(2)}{270(85)} = 7.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c > V_u; \Rightarrow \text{Correcto}$$

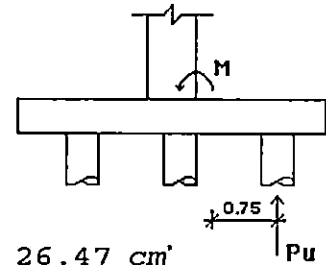


Diseño de Zapata por flexión

$$Mu = 0.45 (2) Qu$$

$$Mu = 0.90 (85.09) \text{ Ton-m}$$

$$Mu = 76.58 \text{ Ton-m}$$



$$As = \frac{Mu \times 10^6}{0.9 f_y 0.9 d} = \frac{76.58 \times 10^6}{0.9 (4200) (0.9) (65)} = 26.47 \text{ cm}^2$$

$$AS_{min} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} (340) (65) = 73.67 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_s b}{A_s} = \frac{5.07 (3.40)}{73.67} = 23.39 \text{ cms}$$

Colocar varilla N°8 @20 cms en ambos sentidos en el lecho inferior.

Refuerzo Longitudinal en pilote

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$As = \rho_{min} \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) = 0.01 \left[\frac{\pi (60)^2}{4} \right] = 28.27 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla N°7

$$N = \frac{28.27}{3.88} = 7.29 \text{ cms}$$

$$S = \frac{\pi D}{8} = \frac{\pi (60)}{8} = 23.56 \text{ cms}$$

⇒ Colocar 8 N°7 @20 cms.

Refuerzo Transversal

El refuerzo transversal será una hélice continua de paso constante (S).

$$S = \frac{4A_s}{\phi_s \rho_s}$$

donde:

A_v = área de la varilla zuncho

ϕ_n = diámetro del núcleo de concreto

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \approx 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$0.12 \frac{f'c}{f_y} = \frac{0.12(280)}{4200} = 0.008$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{2827.43}{1520.53} - 1 \right] \frac{280}{4200} = 0.023$$

$$0.023 > 0.008; \text{ Correcto}$$

$$S = \frac{4(1.27)}{0.023} = 5.02 \text{ cms}$$

$$4 \text{ cms} < S < \begin{cases} \phi_n/6 = 44/6 = 7.33 \text{ cms} \\ 7.5 \text{ cms} \end{cases}$$

⇒ Colocar refuerzo transversal N°4 con $S = 5.0$ cms

Revisión de la Capacidad de Carga del pilote

$$Q_{ult} = 0.85 f'c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$Q_{ult} = [0.85(280)(2827.43 - 31.04) + 31.04(4200)] \times 10^{-3}$$

$$Q_{ult} = 795.91 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FC}; \text{ para condiciones desfavorables } FC = 4$$

$$Q_{adm} = \frac{795.91}{4} = 198.98 \text{ Ton}; \text{ Correcto}$$

Análisis de zapata combinada

Zapata Z-3. (Cuerpo1)

Datos de Diseño:

$$P_{gx} = 99.52 \text{ Ton}$$

$$P_{sx} = 57.78 \text{ Ton}$$

$$M_{gy} = 2.17 \text{ Ton}$$

$$M_{sy} = 59.48 \text{ Ton}$$

$$P_{gy} = 117.79 \text{ Ton}$$

$$P_{sy} = -2.63 \text{ Ton}$$

$$M_{gx} = -0.48 \text{ Ton}$$

$$M_{sx} = 53.46 \text{ Ton}$$

$$P_{col} = 11.7(0.7)(0.7)(2.4) + 11.7(0.6)(0.6)(2.4) = 23.87 \text{ Ton}$$

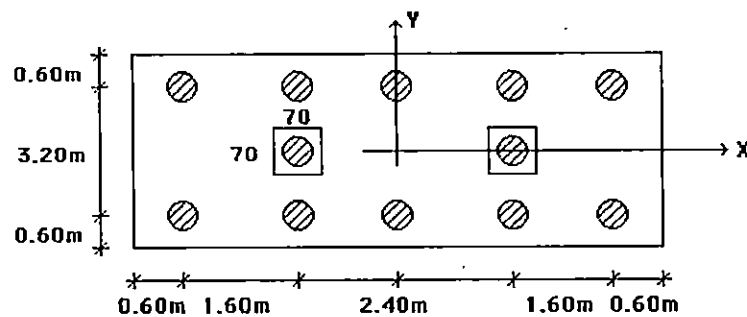
$$P_{sz} = 8.4(4.4)(2.0)(2.0) = 147.84 \text{ Ton}$$

$$P_t = (99.52 + 117.79 + 23.87) (2) + 147.84 = 630.20 \text{ Ton}$$

Preliminarmente el número de pilotes:

$$N = \frac{P_t}{Q_{adm}} = \frac{630.20}{65.59} = 9.61 \approx 10 \text{ pilotes}$$

Revisando para 12 pilotes:



Carga en cada pilote:

$$Q_i = \frac{P_i}{N} + \frac{M_y X_i}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x Y_i}{\Sigma Y_i^2}$$

$$X_1 = 2.00 \text{ m} \quad \Sigma X_1^2 = 6(2.0)^2 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 3.60 \text{ m} \quad \Sigma X_2^2 = 4(3.6)^2 = 51.84 \text{ m}^2$$

$$Y_1 = 1.60 \text{ m} \quad \Sigma Y_1^2 = 6(1.6)^2 = 15.36 \text{ m}^2$$

$$Y_2 = 1.60 \text{ m} \quad \Sigma Y_2^2 = 4(1.6)^2 = 10.24 \text{ m}^2$$

Condición de cargas de servicio

a) Gravitacional

$$P_i = 630.20 \text{ Ton}$$

$$M_y = 2.17(2) = 4.34 \text{ Ton-m}$$

$$M_x = 0.48(2) = 0.96 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{11} = \frac{630.20}{12} + \frac{(4.34)(3.60)}{51.84} + \frac{0.96(1.6)}{10.24} = 52.97 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{12} = \frac{630.20}{12} - \frac{(4.34)(3.60)}{51.84} + \frac{0.96(1.6)}{10.24} = 52.37 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{13} = \frac{630.20}{12} + \frac{(4.34)(2.00)}{24.00} + \frac{0.96(1.6)}{15.36} = 52.98 \text{ Ton}$$

$$Q_{14} = \frac{630.20}{12} - \frac{(4.34)(2.00)}{24.00} + \frac{0.96(1.6)}{15.36} = 52.26 \text{ Ton}$$

$$Q_{15} = \frac{630.20}{12} = 30.02 \text{ Ton}$$

$$52.98 < 65.59 \Rightarrow \text{correcto}$$

b) Accidental

G + Sx + 0.3 Sy

$$P_y = 690.61 \text{ Ton}$$

$$M_y = (2.17 + 59.48)(2) = 123.30 \text{ Ton-m}$$

$$M_x = (0.48 + 0.3(53.16))(2) = 32.86 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{21} = \frac{690.61}{12} + \frac{(123.3)(3.60)}{51.84} + \frac{32.86(1.6)}{10.24} = 71.24 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{22} = \frac{690.61}{12} - \frac{(123.3)(3.60)}{51.84} + \frac{32.86(1.6)}{10.24} = 30.02 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{23} = \frac{690.61}{12} + \frac{(123.3)(2.00)}{24.00} + \frac{32.86(1.6)}{15.36} = 71.25 \text{ Ton}$$

$$Q_{24} = \frac{690.61}{12} - \frac{(123.3)(2.00)}{24.00} + \frac{32.86(1.6)}{15.36} = 46.70 \text{ Ton}$$

$$Q_{25} = \frac{690.61}{12} = 57.55 \text{ Ton}$$

$$1.33q_{adm} = 1.33(65.59) = 87.23 \text{ Ton}$$

$$71.25 < 87.23 \Rightarrow \text{correcto}$$

$G + 0.3S_x + S_y$

$$P_i = 650.16 \text{ Ton}$$

$$M_y = (2.17 + 0.3(59.48))(2) = 40.03 \text{ Ton-m}$$

$$M_x = (0.48 + 53.16)(2) = 107.28 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{31} = \frac{650.16}{12} + \frac{(40.03)(3.60)}{51.84} + \frac{107.28(1.6)}{10.24} = 73.72 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{32} = \frac{650.16}{12} - \frac{(40.03)(3.60)}{51.84} + \frac{107.28(1.6)}{10.24} = 68.16 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{33} = \frac{650.16}{12} + \frac{(40.03)(2.00)}{24.00} + \frac{107.28(1.6)}{15.36} = 68.69 \text{ Ton}$$

$$Q_{34} = \frac{650.16}{12} - \frac{(40.03)(2.00)}{24.00} + \frac{107.28(1.6)}{15.36} = 62.02 \text{ Ton}$$

$$Q_{35} = \frac{650.16}{12} = 54.18 \text{ Ton}$$

$$73.72 < 87.23 \Rightarrow \text{correcto}$$

Condición de Cargas factorizadas

a) Gravitacional

$$P_u = 278.56(2) + 195.58(1.4) = 934.43 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 2.17(1.52)(2) = 6.60 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux} = 0.48(1.52)(2.0) = 1.46 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{u_{11}} = \frac{934.43}{12} + \frac{(6.60)(3.60)}{51.84} + \frac{1.46(1.6)}{10.24} = 78.55 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{u_{12}} = \frac{934.43}{12} - \frac{(6.60)(3.60)}{51.84} + \frac{1.46(1.6)}{10.24} = 77.64 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{13} = \frac{934.43}{12} + \frac{(6.60)(2.00)}{24.00} + \frac{1.46(1.6)}{15.36} = 78.57 \text{ Ton}$$

$$Q_{14} = \frac{934.43}{12} - \frac{(6.60)(2.00)}{24.00} + \frac{1.46(1.6)}{15.36} = 77.47 \text{ Ton}$$

$$Q_{15} = \frac{934.43}{12} = 77.86 \text{ Ton}$$

b) Accidental

$G + S_x + 0.3S_y$

$$P_u = 0.75(934.43) + 1.4(57.789) + 0.42(2)(2.63)$$

$$P_u = 783.92 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 0.75(6.60) + 1.4(2)(59.48) = 171.49 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux} = 0.75(1.46) + 0.42(2)(53.16) = 45.75 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{u_{21}} = \frac{783.92}{12} + \frac{(171.49)(3.60)}{51.84} + \frac{45.75(1.6)}{10.24}$$

$$Q_{21} = 84.36 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{u22} = \frac{783.92}{12} - \frac{(171.49)(3.60)}{51.84} + \frac{45.75(1.6)}{10.24}$$

$$Q_{21} = 60.57 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{u23} = \frac{783.92}{12} + \frac{(171.49)(2.00)}{24.00} + \frac{45.75(1.6)}{15.36}$$

$$Q_{u23} = 84.38 \text{ Ton}$$

$$Q_{u24} = \frac{783.92}{12} - \frac{(171.49)(2.00)}{24.00} + \frac{45.75(1.6)}{15.36}$$

$$Q_{u23} = 55.80 \text{ Ton}$$

$$Q_{u25} = \frac{783.92}{12} = 65.33 \text{ Ton}$$

$G + 0.3S_x + S_y$

$$P_u = 0.75(934.43) + 1.4(2.63)(2) + 0.42(57.78)$$

$$P_u = 732.45 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 0.75(6.60) + 0.42(2)(59.48) = 54.91 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux} = 0.75(1.40) + 1.40(2)(53.16) = 149.94 \text{ Ton-m}$$

Para los 4 pilotes de los extremos:

Extremo derecho:

$$Q_{u31} = \frac{732.45}{12} + \frac{(54.91)(3.60)}{51.84} + \frac{149.94(1.6)}{10.27}$$

$$Q_{u31} = 88.21 \text{ Ton}$$

Extremo izquierdo:

$$Q_{u32} = \frac{732.45}{12} - \frac{(54.91)(3.60)}{51.84} + \frac{149.94(1.6)}{10.27}$$

$$Q_{u32} = 80.58 \text{ Ton}$$

Para los 8 pilotes del centro tenemos:

$$Q_{u33} = \frac{732.45}{12} + \frac{(54.91)(2.00)}{24.00} + \frac{149.94(1.6)}{15.36}$$

$$Q_{u33} = 81.23 \text{ Ton}$$

$$Q_{u34} = \frac{732.45}{12} - \frac{(54.91)(2.00)}{24.00} + \frac{149.94(1.6)}{15.36}$$

$$Q_{u34} = 72.08.23 \text{ Ton}$$

$$Q_{u35} = \frac{732.45}{12} = 61.04 \text{ Ton}$$

Punzonamiento Alrededor de la Columna

Asumiendo $d = 65 \text{ cms}$

$$70 + d = 70 + 65 = 135 \text{ cms}$$

$$b_o = 135(4) = 540 \text{ cms}$$

$$V_u = 2Q_{u31} = 2(88.21)(1000) = 176420 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{b_o d} = \frac{176420}{540(65)} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\phi V_c}{b_o d} = \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{280} = 14.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{Correcto}$$

Punzonamiento del Pilote

$$V_u = Q_{u31} = 88.21(1000) = 88210 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{b_o d} = \frac{88210}{\pi(125)(65)} = 3.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c > V_u; \text{ Correcto}$$

Cortante Unidireccional en la zapata

$$V_u = 2Q_{uzl} = 88.21(2.0)(1000) = 176420 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{bd} = \frac{176420}{440(65)} = 6.17 \text{ Kg}$$

$$\frac{\phi V_c}{bd} = 0.85(0.53)\sqrt{280} = 7.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi V_c > V_c \Rightarrow \text{Correcto}$$

Diseño de Zapata por flexión

Datos de Diseño:

$$P_{gx} = 99.52 \text{ Ton}$$

$$P_{sx} = 57.78 \text{ Ton}$$

$$M_{gy} = 2.17 \text{ Ton}$$

$$M_{sy} = 59.48 \text{ Ton}$$

$$P_{gy} = 117.79 \text{ Ton}$$

$$P_{sy} = -2.63 \text{ Ton}$$

$$M_{gx} = -0.48 \text{ Ton}$$

$$M_{sx} = 53.46 \text{ Ton}$$

$$P_c = 23.87(1.4) = 33.42 \text{ Ton}$$

$$P_{sz} = \frac{147.84(1.4)}{2} = 103.49 \text{ Ton}$$

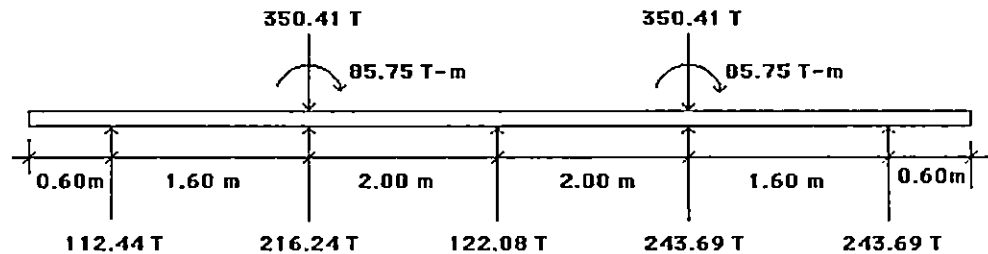
$$P = (99.52 + 117.79)(1.52) = 330.31 \text{ Ton}$$

$$P_{gu} = P_c + p_{sz} + P = 33.42 + 103.49 + 330.31$$

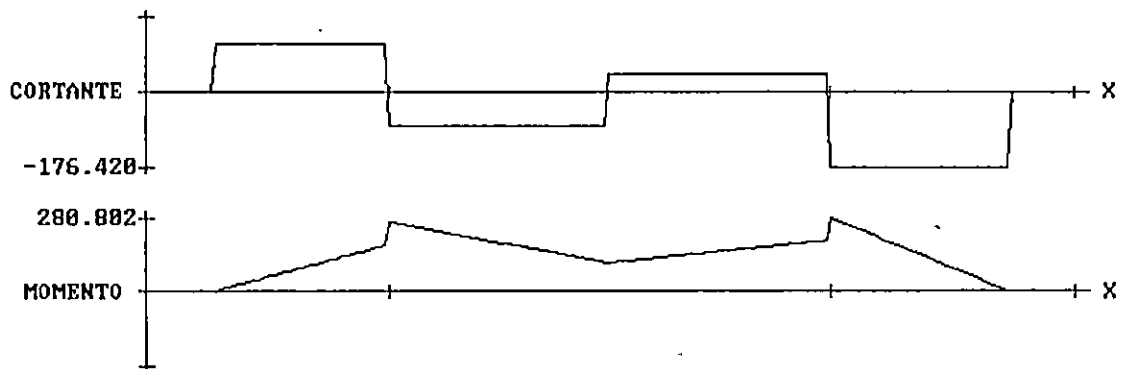
$$P_{gu} = 467.21(0.75) = 350.41 \text{ Ton}$$

$$P_{su} = 1.4(57.78) + 0.3(1.4)(2.63)$$

$$P_{su} = 82.00 \text{ Ton}$$



Dibujando el diagrama de cortante y momento flector



$$M_{u(+) } = 280.80 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_{ux} 10^5}{0.9 (4200) (0.9d)} = \frac{280.80 \times 10^5}{0.9 (4200) (0.9) (65)}$$

$$A_s = 126.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} (440) (65) = 95.33 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v b}{A_s} = \frac{5.07 (440)}{126.98} = 17.57 \text{ cms}$$

Colocar varilla N°8 @15 cms en lecho inferior

Para lecho superior

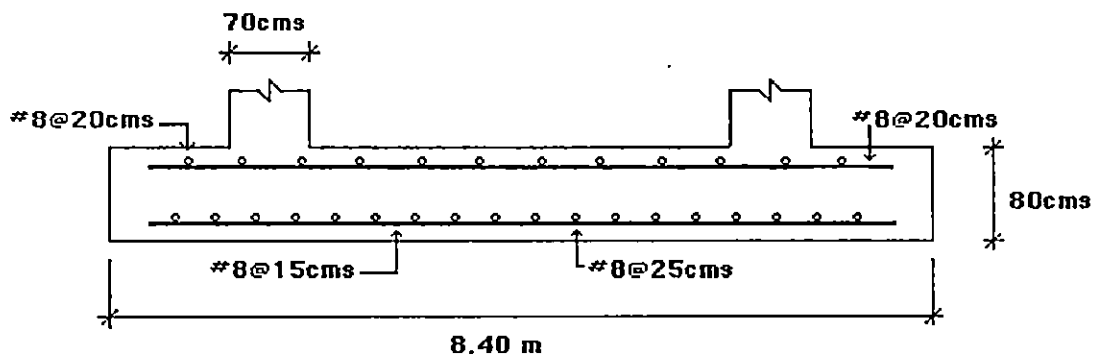
$$S = \frac{A_v b}{A_s} = \frac{5.07 (440)}{95.33} = 23.40 \text{ cms}$$

Colocar varilla N°8 @20 cms en lecho superior

Refuerzo en la otra dirección

$$S = \frac{A_v b}{A_s} = \frac{5.07(840)}{126.98} = 33.54 \text{ cms}$$

Colocar varilla N°8 @25 cms en lecho superior e inferior



Diseño de Tensor

Los tensores se diseñaran para que observen el 25% de la carga axial mayor de las columnas adyacentes a éste.

Para tensor entre z-1 y z-3

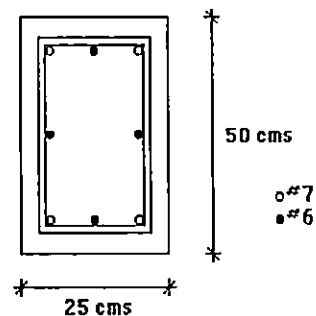
$$p = 387.60 \text{ Ton}$$

$$T = 0.25p$$

$$T = 0.25(387.60) = 96.9 \text{ Ton} = 96900 \text{ Kg}$$

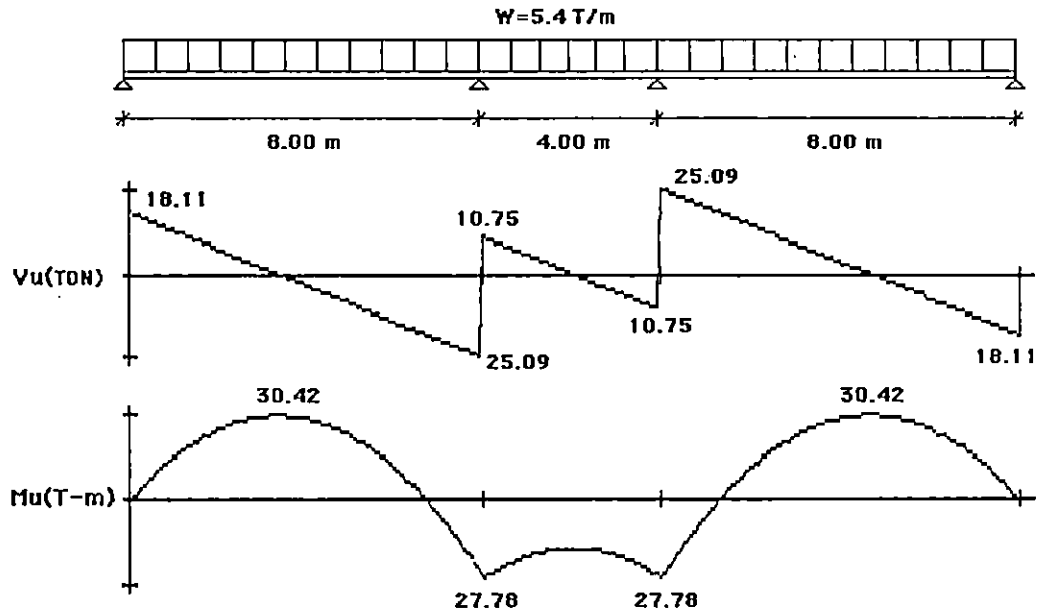
$$A_s = \frac{T}{\phi F_y} = \frac{96900}{0.9(4200)} = 25.63 \text{ cms}^2$$

Colocar 4 N°7 y 4 N°6



4.5.1 Diseño de Vigas Secundarias.

Viga entre ejes E y H, cuerpo 1.



Dimensión de la viga: 30 x 60

Peralte efectivo $d = h - 6 = 60 - 6 = 54 \text{ cms}$

Para momento máximo negativo:

$$M_u(-) = 27.78 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = \phi f' c W (1 - 0.59W) b d^2$$

despejando:

$$-0.59w^2 + w - \left(\frac{M_u \times 10^5}{\phi f' c b d^2} \right) = 0$$

sustituyendo valores:

$$-0.59w^2 + w - \left(\frac{27.78 \times 10^5}{0.9 (280) (30) (54^2)} \right) = 0$$

resolviendo la ecuación se tiene:

$$w = 1.56$$

$$w = 0.14 \text{ (rige)}$$

Encontrando porcentaje de refuerzo:

$$\rho = \frac{wf'c}{F_y} = \frac{0.14(280)}{4200} = 0.0091$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0286) = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0091 \leq 0.021 \Rightarrow \text{correcto}$$

Calculando área de acero necesaria:

$$A_{s_{req}} = \rho bd = 0.0091(30)(54) = 14.74 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{prop}} = 3 \text{ N}^{\circ}8 \Rightarrow 3(5.07) = 15.21 \text{ cms}^2$$

Para momento máximo positivo:

$$M_u(+)= 30.42 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = \phi f'c w(1-0.59w)bd^2$$

despejando:

$$-0.59w^2 + w - \left(\frac{M_u \times 10^5}{\phi f'c bd^2} \right) = 0$$

sustituyendo valores:

$$-0.59w^2 + w - \left(\frac{30.42 \times 10^5}{0.9(280)(30)(54^2)} \right) = 0$$

resolviendo la ecuación se tiene:

$$w = 1.54$$

$$w = 0.15 \text{ (rige)}$$

Encontrando porcentaje de refuerzo:

$$\rho = \frac{wF'c}{F_y} = \frac{0.152(280)}{4200} = 0.0101$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0286) = 0.021$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0101 \leq 0.0210 \Rightarrow \text{correcto}$$

Calculando área de acero necesaria:

$$A_{S_{req}} = \rho bd = 0.0101(30)(54) = 16.36 \text{ cms}^2$$

$$A_{S_{prop}} = 2 N^{\circ}8 + 2 N^{\circ}7 = 17.90 \text{ cms}^2$$

Diseño refuerzo transversal

Para todos los tramos:

- Cortante Máximo:

$$V_{\max} = 25.09 \text{ Ton}$$

- Contribución del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{F'c} bd$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{(280)} (30)(54)$$

$$\phi V_c = 12.21 \text{ Ton}$$

- Contribución del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_{s_{req.}} = \frac{25.09 - 12.21}{0.85} = 15.15 \text{ Ton}$$

- Calculando separación requerida entre estribos:

$$S_{req.} = \frac{A_v f_y d}{V_s \times 10^3}$$

$$S_{req.} = \frac{1.27 (2) (2800) (54)}{15.15 (10)^3} = 25.35 \text{ cms}^2$$

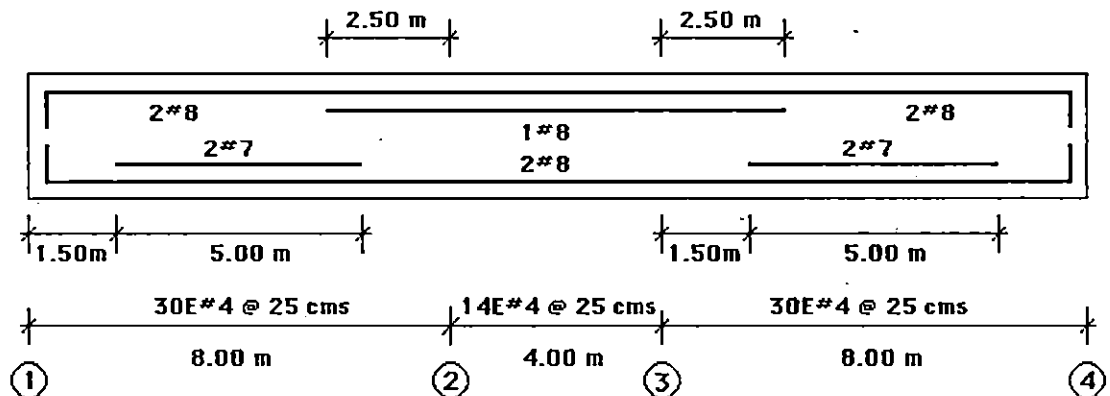
- Limites de Separación:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27.00 \text{ cms}$$

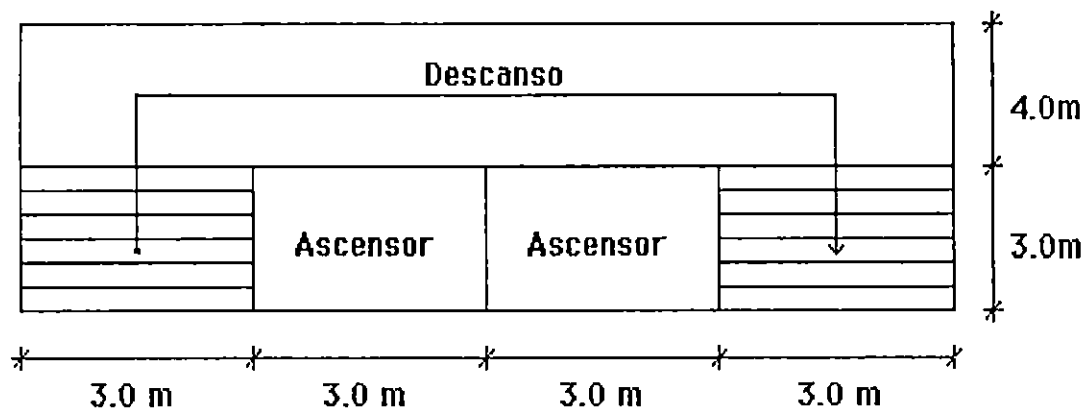
- Refuerzo propuesto:

Se seleccionó Estribo #4 @25 cms

Detallado:



4.5.2 Diseño de escaleras



Especificaciones:

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de huellas: } 30 - 0.30 = 2.70 / 0.30 = 9.0$$

$$N^\circ \text{ de contrahuellas: } 9 + 1 = 10$$

$$\text{Altura de contrahuella: } 1.95 / 10 = 0.195 \text{ mts}$$

$$\text{Peralte m\u00ednimo: } h = 1/25 = 300/25 = 12 \text{ cms}$$

$$\alpha = \arctang (1.95/3.00) = 33.02^\circ$$

$$h' = h / \cos \alpha = 0.12 / \cos 33.02 = 0.14 \text{ mts.}$$

Cargas de dise\u00f1o:

$$\text{Losa} = 0.14 \times 2400 = 336 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Losa adicional} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Gradas: } 0.12 \times 2000/2 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

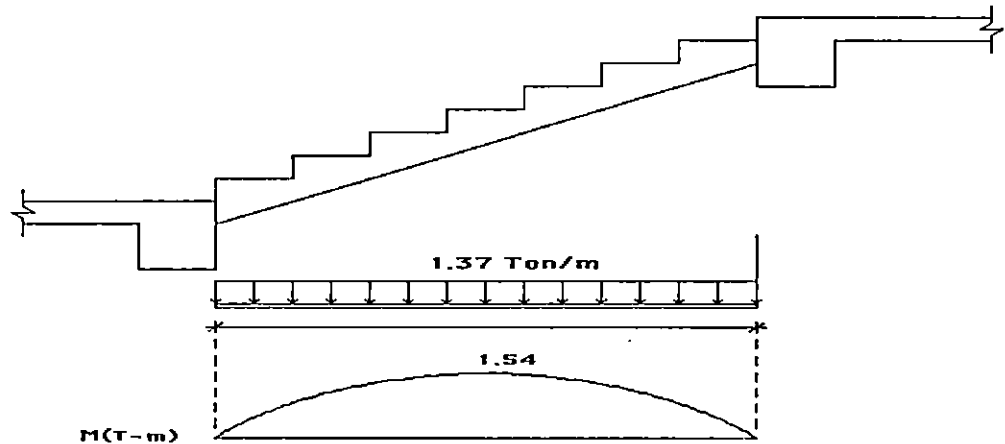
$$\text{Pasamanos} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CM = 556 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(556) + 1.7(350) = 1373.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 1.373 \text{ Ton/m}^2$$



considerando el sistema como simplemente apoyado

$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1.373(3)^2}{8} = 1.54 \text{ Ton-m}$$

$$R_{\max} = R_{\min} = \frac{wl}{2} = \frac{1.373(3)}{2} = 2.06 \text{ Ton}$$

Cuantía de acero necesario:

Para momento máximo = 1.54 Ton-m = 154 x 10³ Kg-cm

$$\rho_{\max} = \left(\frac{0.85f_c}{f_y} \right) - \sqrt{\left(\frac{0.85f_c}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{0.85f_c}{f_y} \right) \left(\frac{2Mu}{\phi f_y b d^2} \right)}$$

donde:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 1.0 \text{ m (ancho unitario)}$$

$$d = h - \text{rec.} - 1/2 db = 12 - 2.0 - 0.5(1.27) = 9.365 \text{ cms}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\rho_{\text{m}} = 0.057 - \sqrt{(0.0032 - 3.419 \times 10^{-4} M)}$$

$$\rho_{\text{m}} = 0.057 - 0.0518 = 0.0052$$

$$A_{\text{m}} = \rho b d = 0.0052(100)(9.365) = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Separación del refuerzo principal por flexión:

a) Separación mínima $s \geq \{ db \text{ ó } 2.5 \text{ cms}$

b) Separación máxima $s \leq \begin{cases} 3h = 3(12) = 36.0 \text{ cms (rige)} \\ 45.0 \text{ cms} \end{cases}$

Con el área de acero necesaria se halla el $A_{s_{\text{m}}}$ y su separación:

$$\frac{A_{s_{\text{m}}}}{100} = \frac{A_s}{S} \Rightarrow s = \frac{100A_s}{A_{s_{\text{m}}}}$$

con varilla #3 $\Rightarrow S = 14.61 \text{ cms}$

con varilla #4 $\Rightarrow S = 26.13 \text{ cms}$

Se usará varilla #4 @ 25 cms.

Por otra parte, para evitar cualquier momento torsionante que se pueda presentar, consideraremos un momento negativo; el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{\text{máx.}} = \frac{wl^2}{24} = \frac{1.37(3)^2(10)}{24} = 51.50 \text{ Kg-cm}$$

Cuantía de acero necesaria:

$$\rho_{\min} = 0.057 - \sqrt{0.0032 - 3.419(10^{-4})M_u}$$

$$\rho_{\min} = 0.057 - 0.055 = 0.002$$

$$P_{\min} = 0.002 \Rightarrow \rho_{\min} = \rho_{\min}$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} b d = 0.002(100)(9.365) = 1.87 \text{ cms}^2/\text{ml}$$

Con esta área de acero, se halla el refuerzo propuesto y su separación.

$$\frac{A_{s_{\min}}}{100} = \frac{A_v}{s} \Rightarrow S = \frac{100 A_v}{A_{s_{\min}}}$$

con varilla #3 $\Rightarrow S = 37.97 \text{ cms}$

con varilla #4 $\Rightarrow S = 67.91 \text{ cms}$

Se usará varilla #3 @25 cms

La longitud de desarrollo básica será:

$$l_{db} = \frac{0.06 A_f}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06(0.71)(4200)}{\sqrt{280}} = 10.69 \text{ cms}$$

Aplicando factores de modificación tenemos que:

$$l_d = l_{db} \alpha_{\text{mod}}$$

Donde únicamente es aplicable el siguiente factor:

$$\alpha_s = 1.4 \text{ (sección 12.2.3.3 del ACI 318/89)}$$

$$\Rightarrow l_d = 10.69(1.4) = 14.97 \text{ cms}$$

pero esta longitud no debe ser menor que:

$$\frac{0.113 d f_c}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Sección 12.2.3.6 ACI 318/89})$$

$$\frac{0.113(0.95)(4200)}{\sqrt{280}} = 26.95 \text{ cms}$$

pero según la sección 12.2.1 la l_d no deberá ser menor que 30.00 cms por lo que regirá esta última.

Longitud real del refuerzo:

$$l_d + d = 30.00 + 10.00 = 40.00 \text{ cms}$$

$$x + d = 64.00 + 12.00 = 76.00$$

$$x + 12db = 64.00 + 12(0.95) = 75.40 \text{ cms (rige)}$$

donde: $x = 0.211L = 0.211(3) = 0.64 \text{ m}$, por lo tanto:

$$l_{d_{\text{real}}} = 75.40 \approx 80.00 \text{ cms}$$

Refuerzo por temperatura.

Se proporcionará refuerzo normal al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

$$\rho_t = 0.0018 \quad \text{para } f_c = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = \rho_t b d = 0.0018(100)(12) = 2.16 \text{ cms}^2$$

Separación máxima del refuerzo por temperatura:

$$s \leq \begin{cases} 5h = 5(12) = 60 \text{ cms} & \text{ó} \\ 45 \text{ cms (rige)} \end{cases}$$

Separación máxima por acero mínimo;

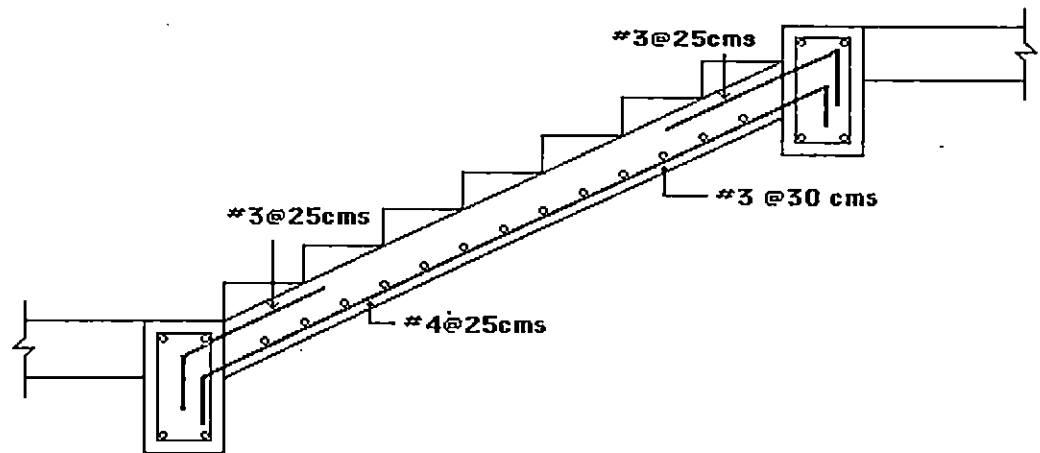
$$s = \frac{100A_c}{A_s}$$

con varilla #3 $\Rightarrow s = 32.87 \text{ cms}$

con varilla #4 $\Rightarrow s = 58.79 \text{ cms}$

Se usará acero #3 por temperatura @ 30 cms

Detallado:



4.5.2.1 Diseño Escalera Acceso a terraza.

Especificaciones:

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de huellas} = \frac{2.70}{0.30} = 9.0$$

$$N^\circ \text{ de contrahuellas} = 9.0 + 1.0 = 10.0$$

$$\text{Altura de contrahuellas} = \frac{1.95}{10} = 0.195 \text{ m} \approx 20 \text{ cms}$$

$$\text{Peralte minimo: } h = \frac{l}{30} = \frac{4.0}{30} = 0.133 \approx 15.00 \text{ cms}$$

$$\alpha = \text{Tan}^{-1} = \frac{1.95}{3.00} = 33.02^\circ$$

$$h' = \frac{h}{\cos \alpha} = \frac{15}{\cos 33.02} = 17.89^\circ \approx 18.0 \text{ cms}$$

Cargas de diseño:

Descanso:

$$\text{Losa} = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Losa adicional} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{C.F. + I.E.} = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CM} = 410 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CV} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_1 = 760 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Wu_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$Wu_1 = 1.4(410) + 1.7(350)$$

$$Wu_1 = 1169.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu_1 = 1.17 \text{ Ton/m}^2$$

Gradas:

$$\text{Losas} = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Losas adicional} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Gradas: } 0.15 \times 2000/2 = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pasamanos} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CM} = 672 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{CV} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

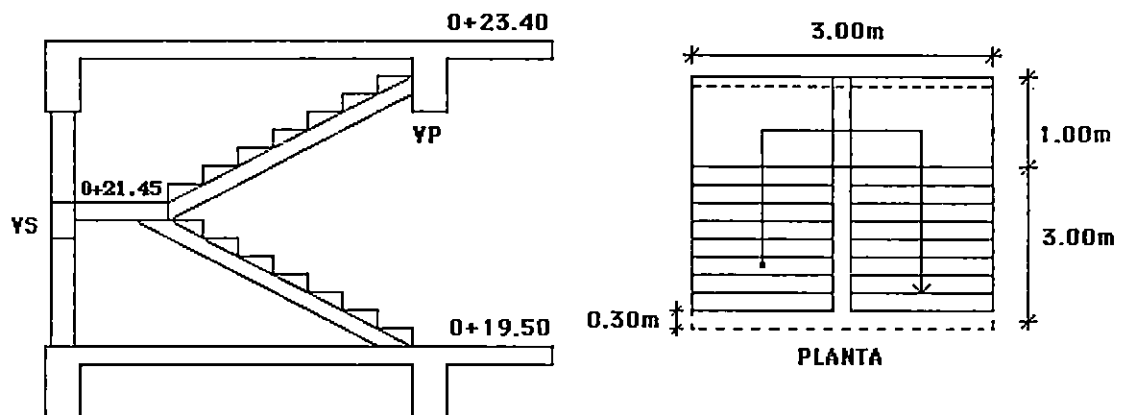
$$\text{W,} = 1022 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Wu_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$Wu_1 = 1.4(672) + 1.7(350)$$

$$Wu_1 = 1535.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu_1 = 1.56 \text{ Ton/m}^2$$



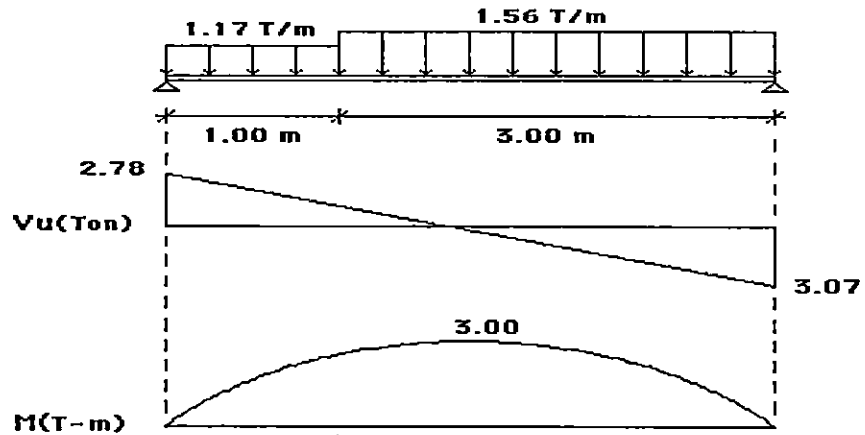
Como se muestra en el dibujo anterior, la escalera está apoyada en una viga primaria y una viga secundaria, por lo que analizaremos el sistema como simplemente apoyado para determinar el refuerzo para momentos positivos.

$$\rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{2 f_y}{f_y} \right) \left(\frac{2 f_y}{f_y} \right) \left(\frac{2 f_y}{f_y} \right)}$$

Annotations:

- 0.85 f'_c is labeled as ρ_{max} .
- f_y is labeled as ρ_{max} .
- $\frac{0.85 f'_c}{f_y}$ is labeled as ρ_{max} .
- $\frac{2 f_y}{f_y}$ is labeled as ρ_{max} .
- $\frac{2 f_y}{f_y}$ is labeled as ρ_{max} .
- $\frac{2 f_y}{f_y}$ is labeled as ρ_{max} .

Considerando la viga como simplemente apoyada



Cuantía de acero necesario:

Para momento positivo:

$$M_u = 3.0 \text{ Ton-m} = 300 \times 10^3 \text{ Kg-cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.057 - \sqrt{0.0032 - 1.961 \times 10^{-4} M_u}$$

$$\rho_{\min} = 0.057 - 0.051 = 0.006$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d = 0.006(100)(12.365) = 7.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Con esta área de acero, hallaremos el $A_{s_{\min}}$ y su separación.

$$S = \frac{100A_s}{A_{s_{\min}}}$$

Para varilla #3 $\Rightarrow S = 9.57 \text{ cms}$

Para varilla #4 $\Rightarrow S = 17.11 \text{ cms}$

Se usara varilla #4 @ 15.0 cms.

Revisión por cortante:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{280} (100)(12.365) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 9.32 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere estribo}$$

Refuerzo por temperatura:

$$\rho_t = 0.0018$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = \rho_t b h = 0.0018(100)(15) = 2.7 \text{ cms}^2$$

$$S = \begin{cases} 5h = 5(15) = 75 \text{ cms} \\ 45 \text{ cms (rige)} \end{cases}$$

$$S = \frac{100 A_{s_{\text{temp}}}}{A_s}$$

Para varilla #3 $\Rightarrow S = 26.29 \text{ cms}$

Para varilla #4 $\Rightarrow S = 47.04 \text{ cms}$

Se colocara varilla #3 @ 25 cms, por temperatura

Por otra parte, para evitar cualquier momento torsionante que se pueda presentar, consideraremos un momento negativo; el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{\text{máx.}} = \frac{w l^2}{24} = \frac{1.56(4)^2(10)}{24} = 104 \times 10^3 \text{ Kg-cm}$$

Cuantía de acero necesario:

$$d = h - \text{recub.} - 1/2db$$

$$d = 15.0 - 2.0 - 0.5(1.27) = 12.37 \text{ cms}$$

$$\rho_{\text{m}} = 0.057 - \sqrt{0.0032 - 1.961 \times 10^{-4} M_u}$$

$$\rho_{\text{m}} = 0.057 - 0.055 = 0.002$$

$$A_{s_{\text{m}}} = \rho_{\text{m}} bd = 0.002(100)(12.37) = 2.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rho_{\text{m}} = 0.002 \Rightarrow A_{s_{\text{m}}} = A_{s_{\text{m}}}$$

Con esta área de acero, hallaremos el $A_{s_{\text{m}}}$ y su separación.

$$S = \frac{100A_s}{A_{s_{\text{m}}}}$$

Para varilla #3 $\Rightarrow S = 28.74 \text{ cms}$

Para varilla #4 $\Rightarrow S = 51.42 \text{ cms}$

Se usará varilla #3 @ 25.0 cms.

La longitud de desarrollo básica será:

$$ldb = \frac{0.06A_s f_s}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06(0.71)(4200)}{\sqrt{280}} = 10.69 \text{ cms}$$

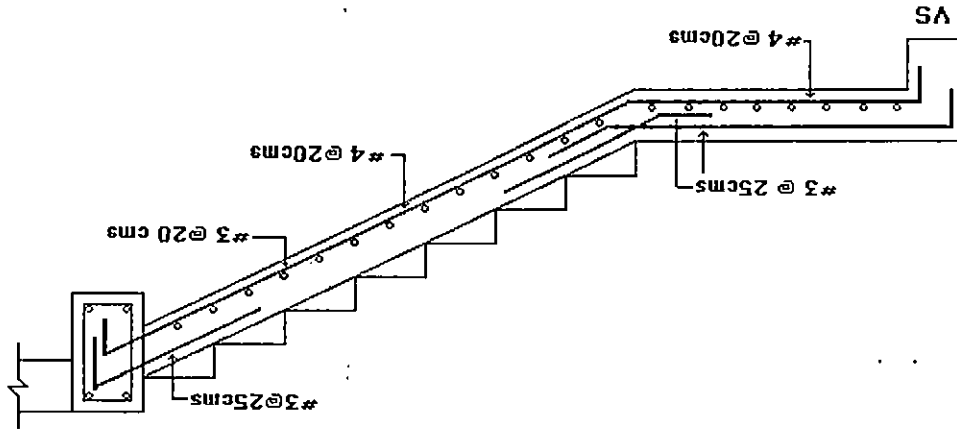
Aplicando factores de modificación tenemos que:

$$ld = ldb \alpha_{\text{m}}$$

Donde únicamente es aplicable el siguiente factor:

$$\alpha_s = 1.4 \text{ (sección 12.2.3.3 del ACI 318/89)}$$

$$\Rightarrow ld = 10.69(1.4) = 14.97 \text{ cms}$$



Detallado:

$$l_d = 96.0 \approx 100.00 \text{ cms}$$

donde $x = 0.211(4) = 0.84 \text{ m}$, por lo tanto:

$$x + 12d_b = 84.00 + 12(0.95) = 95.40 \text{ cms (rige)}$$

$$x + d = 84.00 + 12.00 = 96.00$$

$$l_d + d = 30.00 + 12.00 = 42.00 \text{ cms}$$

Longitud real del refuerzo:

esta última.

pero según la sección 12.2.1 la l_d no deberá ser menor que 30.00 cms por lo que regirá

$$\frac{0.113df_s \sqrt{f_c}}{0.113(0.95)(4200)} = \frac{\sqrt{280}}{26.95} \text{ cms}$$

$$\frac{0.113df_s \sqrt{f_c}}{(Sección 12.2.3.6 ACI 318/89)}$$

pero no debe ser menor que:

4.5.2.2 Diseño de Viga Secundaria que sirve de apoyo al descanso de escalera de acceso a terraza.

Calculo de dimensiones

$$d = \frac{l}{12} = \frac{245}{12} = 20.42 \text{ cms}$$

$$h = 25 \text{ cms}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \approx 15.0 \text{ cms}$$

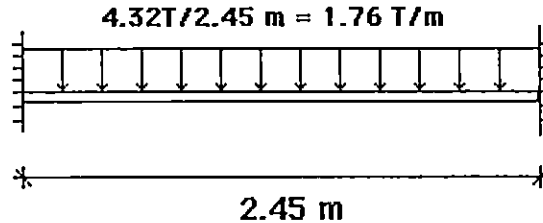
$$W_{\text{escalera}} = 1.7 \text{ T/ml (3 ml)} + 1.56 \text{ T/ml (3 ml)} = 8.19 \text{ T}$$

$$\text{Peso que recibe viga: } 8.19/2.0 = 4.10 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{viga}} = 2.45(0.15)(0.25)(2.4) = 0.22 \text{ Ton}$$

$$4.32 \text{ Ton}$$

Considerando viga como doblemente empotrada:



$$M_s = \frac{Wl^2}{12} = \frac{1.76(2.45)^2}{12} = 0.88 \text{ Ton-m}$$

Diseño para momento negativo:

$$M_s = \phi f' c = W(1 - 0.59W)bd^2$$

$$W - 0.59W^2 = \frac{M_s}{\phi f' c bd^2} = \frac{0.88 \times 10^4}{0.9(280)(15)(21)^2} = 0.053$$

$$W - 0.59W^2 - 0.053 = 0$$

resolviendo la ecuación se tiene:

$$W_1 = 1.640$$

$$W_2 = 0.055$$

$$\rho = \frac{Wf_c}{f_s} = \frac{0.055(280)}{4200} = 0.0037$$

$$A_s = \rho b d = 0.0037(15)(21) = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 2 \text{ varillas de } \phi_{1/2}'' = 2.54 \text{ cms}^2$$

Refuerzo transversal

Cortante Máximo:

$$V_{\text{máx}} = \frac{wl}{2} = \frac{1.73(2.45)}{2} = 2.16 \text{ Ton}$$

Contribución del concreto:

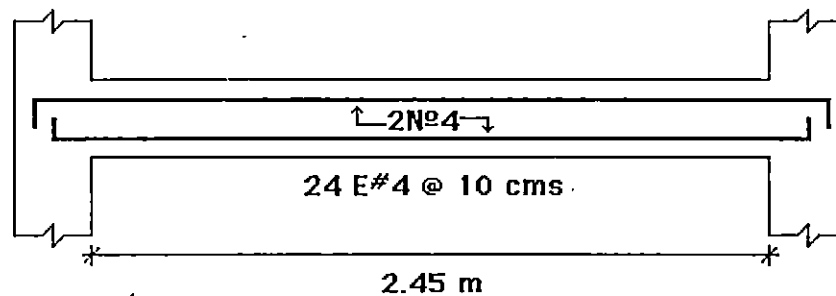
$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{280} (15)(21) = 2.37 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{\text{máx}} \Rightarrow \text{No requiere estribos}$$

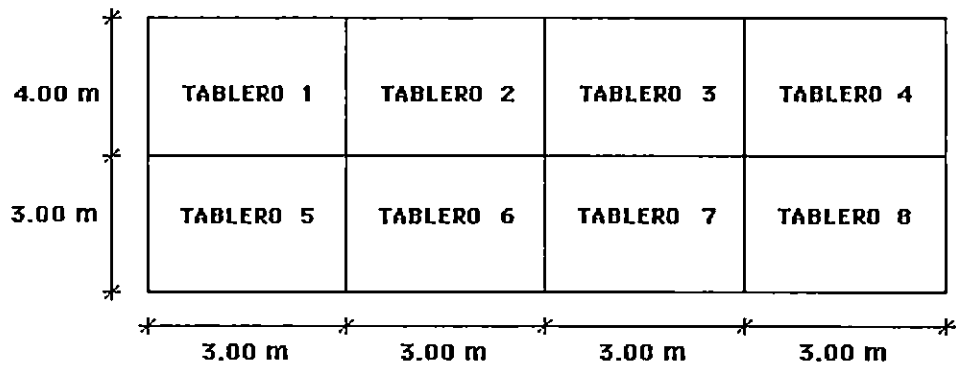
Separación máxima = $d/2 = 21.0/2 = 10.50 \text{ cms}$

$$\Rightarrow S = 10.0 \text{ cms}$$



4.5.3 Diseño de Losa Bidireccional

Terraza de 2o. cuerpo.



Se analizaron el tablero 1 y 7, utilizando Norma Técnica del RDF.

Tablero 1 (De esquina)

$$\text{Perimetro} = 3 + 4 + 1.25(3 + 4) = 15.75 \text{ mts}$$

$$d' = \frac{\text{Perimetro}}{300} = \frac{15.75}{300} = 5.25 \text{ cms}$$

$$h = d + \text{rec.} + \phi_{\text{varilla}} = 5.25 + 2.0 + 0.95 = 8.2 \text{ cms}$$

$$h = 15 \text{ cms}$$

Calculo preliminar del peso Wt:

$$\text{Losa (15 cms)} = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Losa adicional} = 20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{C.F. + I.E.} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 410 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Wt} = 660 \text{ Kg/m}^2$$

Incrementando el peralte efectivo por:

$$d = d' 0.034 \sqrt{F_i W_i}$$

$$d = 5.25 (0.034) \sqrt{0.6 (2800) (600)} = 5.79 \text{ cms}$$

$$h = 5.79 + 2.0 + 0.95 = 8.74 \approx 15.0 \text{ cms}$$

Tablero 7

$$\text{Perimetro} = 3 + 1.25 (3 \times 2 + 3) = 14.25 \text{ mts}$$

$$d = \frac{\text{Perimetro}}{300} = \frac{14.25}{300} = 4.75 \text{ cms}$$

Debido a que este tablero al igual que el tablero 6 soportaran la maquinaria de los ascensores se toma $h=15$ cms.

Para tableros 1,2,3,4,5 y 8

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

$$W_i = 1.4 (410) + 1.7 (250) = 999 \text{ kg/m}^2 \approx 0.99 \text{ T/m}^2$$

Para tableros 6 y 7

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

$$W_i = 1.4 (410) + 1.7 (250) = 999 \text{ kg/m}^2 \approx 0.99 \text{ T/m}^2$$

Revisión por cortante

Tablero 1

Cortante de diseño:

$$V_i = \frac{\left(\frac{a_i}{2} - d\right) W_i}{1 + \left(\frac{a_i}{a_i}\right)} = \frac{\left(\frac{3}{2} - 0.0579\right) 0.99}{1 + \left(\frac{3}{4}\right)} = 1.27 \text{ Ton/m}$$

Cortante por Resistencia:

$$\phi V_c = Fr(0.5)\sqrt{f'c}bd$$

$$\phi V_c = 0.6(0.5)\sqrt{280}(100)(5.79) \times 10^3$$

$$\phi V_c = 2.90 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere refuerzo por cortante}$$

Tablero 7

Cortante de diseño:

$$V_u = 0.75 \text{ Ton/m}$$

Cortante por resistencia:

$$\phi V_c = 2.66 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere refuerzo por cortante}$$

Calculo del Momento Flexionante de Diseño

$$M_u = W_u a_1 C \times 10^3 \text{ (Ton-m/m)}$$

Tableros 1 y 7:

$$M_u = 0.99(3)C \times 10^3 = 8.91 \times 10^3 C \text{ (Ton-m)}$$

Clasificación:

$$\text{Tablero 1 (de esquina): } m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.0}{4.0} = 0.75$$

$$\text{Tablero 7 (de borde) : } m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.0}{3.0} = 1.00$$

Tablero	Momento	Claro	C	Mu
De esquina (1)	Negativo en bordes interiores	corto	445	0.39
		largo	412	0.37
	Negativo en bordes discontinuos	corto	264	0.23
		largo	229	0.20
	Positivo	corto *	238	0.21
		largo *	141	0.12
De borde un lado corto discontinuo (7)	Negativo en bordes interiores	corto	315	0.28
		largo	297	0.26
	Neg. en bordes discontinuos	largo	190	0.17
	Positivo	corto *	133	0.12
		largo *	129	0.11

* $\rho < \rho_{\text{m}}$

Revisión detallado mínimo (flexión)

$b = 100 \text{ cms}$ (ancho unitario)

$h = 15 \text{ cms}$

Acero mínimo:

Tableros 1 y 7:

$$A_{s_{\text{m}}} = 0.0018bh = 0.0018(100)(15) = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación máxima:

Tableros 1 y 7:

$$\text{Sección crítica} = 2h = 2(15) = 30.0 \text{ cms}$$

$$\text{Sección no crítica} = 3h = 3(15) = 45.0 \text{ cms}$$

Resumen de momentos en franjas centrales

		0.23				0.24	
0.20	0.12	0.21	0.37	0.38	0.12	0.20	0.38
		0.39				0.35	
		0.29				0.28	
0.17	0.12	0.12	0.29	0.26	0.11	0.12	0.26
		0.17				0.17	

Determinación de las áreas de acero

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} ; \quad \text{asumiendo } (d - \frac{a}{2}) = 0.90 d$$

$$d_{\text{neto}} = 15 - 2 - 0.95 = 12.05 \text{ cms}$$

Para $M = 0.39 \text{ Ton-m}$

$$A_s = \frac{390(100)}{0.9(2800)(0.9)(12.05)} = 1.42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.42(2800)}{0.85(280)(100)} = 0.17 \text{ cm}$$

$$\frac{(d - \frac{a}{2})}{d} = \frac{(12.05 - \frac{0.17}{2})}{12.05} = 0.99 > 0.90$$

Se asumirá que para encontrar las áreas de acero que:

$$d - \frac{a}{2} = 0.99 d$$

Tablero resumen de áreas de acero

	0.76			0.80		
0.66	0.40	0.70	1.23	1.26	0.40	0.66
	1.23			1.16		
	0.96			0.93		
0.56	0.40	0.40	0.96	0.86	0.36	0.40
	0.56			0.56		

$$A_s = \frac{M_v(100)}{0.9(2800)(0.99)(12.05)}$$

Para: $M_v = 0.17 \text{ Ton-m} \Rightarrow A_s = 0.56 \text{ cm}^2/m$

Se tiene que:

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cms}^2$$

$$S_{\min} = 45.0 \text{ cms}$$

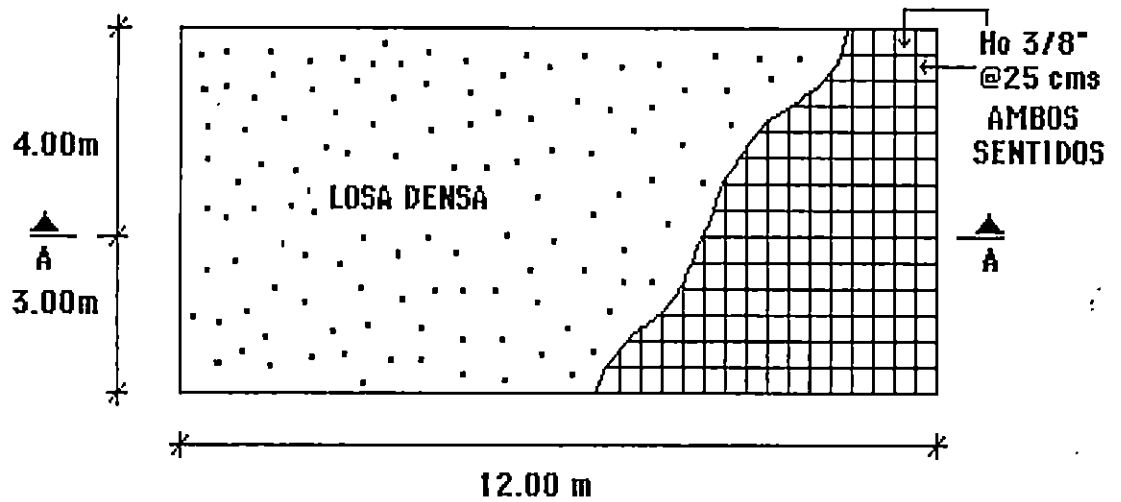
$$N^{\circ} \text{ de varilla} = \frac{A_{s_{\min}}}{A_s}$$

$$\text{Separación: } S = \frac{100}{N^{\circ} \text{ var}} = \frac{100A_s}{A_{s_{\min}}}$$

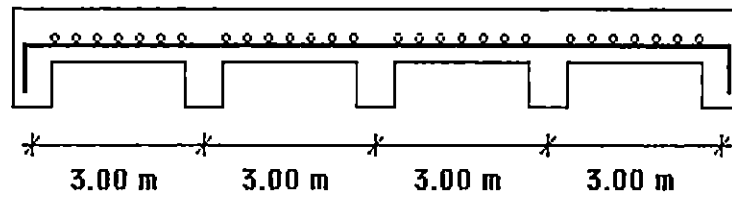
$$\text{Usando varilla \#3: } S = \frac{71.00}{2.70} = 26.29 \text{ cms} < 45.00 \text{ cms}$$

Como se puede observarse en el tablero anterior; ninguna área de acero es mayor que $A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cms}^2$, por lo que se colocara el acero mínimo usándose varilla #3 @ 25 cms.

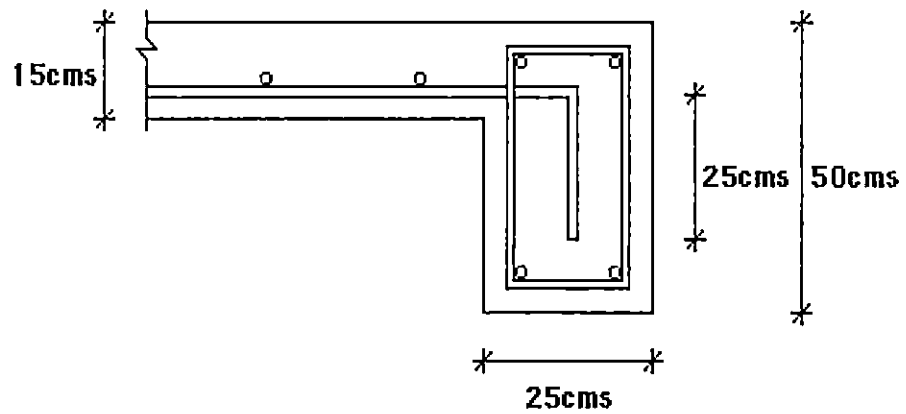
Detallado:



Sección A-A



Detalle unión Losa-viga de borde



4.5.4 Diseño Estructura Metálica de Techos

La estructura a diseñar como cubierta para los tres cuerpos será una estructura simple conformada por vigas con celosías: compuestas estas por polines y vigas macomber.

Para el diseño de estos elementos se usará acero el Acero A-36; con un $F_y = 36$ KSI = 2529.72 Kg/cm².

El diseño está sujeto a los reglamentos contenidos en el AISC (American Institute of Steel Construction)

Los esfuerzos permisibles considerados son:

Para tensión:

$$F_{adm} = f_t \leq 0.6(36\text{KSI}) = 21.6 \text{ KSI}$$

$$f_t \leq 1517.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t \approx 1500 \text{ Kg/cm}^2$$

Para compresión:

$$\text{Si } \frac{kl}{r} < 127 \Rightarrow F_c = 18540 - 0.574 (e/r)' (PSI)$$

$$\text{Si } \frac{kl}{r} > 127 \Rightarrow F_c = \frac{149 (10) (PSI)}{(e/r)'}$$

Miembros en tensión:

$$\frac{kl}{r} < 240$$

Cuerda en compresión:

$$\frac{kl}{r} < 90 \quad ; \text{ Al centro del elemento}$$

$$\frac{kl}{r} < 120 \quad ; \text{ Para el resto del elemento}$$

Celosía en compresión:

$$\frac{kl}{r} < 240$$

Donde:

L = Longitud de los miembros entre nudos o puntos de apoyo.

r = Radio de giro

Fa = Esfuerzo admisible

Diseño de Estructura

Para los tres cuerpos se ha considerado el mismo análisis, tanto para el diseño de polines, macomber, placas de apoyo, pernos tensores y así mismo se ha tomado como pendiente mínima de los techos un 12% y la lamina para cubierta se toma como lámina Standard de fibrocemento de 9 pies de largo y de una distancia de 1.30 mts. entre polines para cuerpos 1 y 3, así mismo para cuerpo 2 se considera lámina de 8 pies de largo y de 1.20 m la distancia entre polines.

Debido a que los cuerpos presentan diferencias de longitud entre sus claros, fue necesario diseñar diferentes tipos de macomber incluso de arriostramiento (5 tipos en total y tres vigas de arriostramiento)

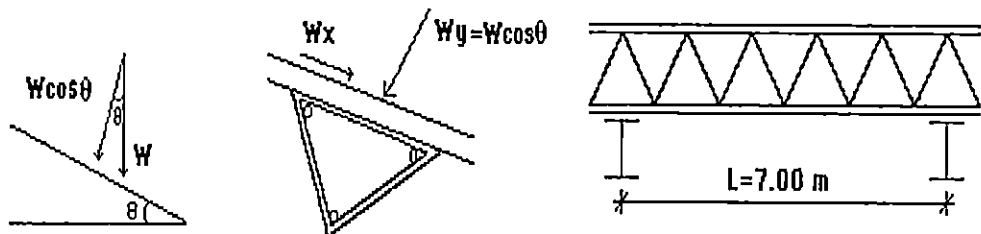
Cargas consideradas

Carga Muerta:

- Lámina Fibrocemento $17 \text{ Kg/m}^2 \times 1.30 = 22.10 \text{ Kg/m}$
 - C.F. + I. Eléctricas $30 \text{ Kg/m}^2 \times 1.30 = 39.00 \text{ Kg/m}$
 - Peso propio de Polín $5 \text{ Kg/m}^2 \times 1.30 = 6.50 \text{ Kg/m}$
- CM = 67.60 Kg/m
- Carga Viva = $40 \text{ Kg/m}^2 \times 1.30 \Rightarrow$ CV = 52.00 Kg/m
- CT = 119.50 Kg/m

Analizando Cuerpo de Polín

(Dirección y - y)



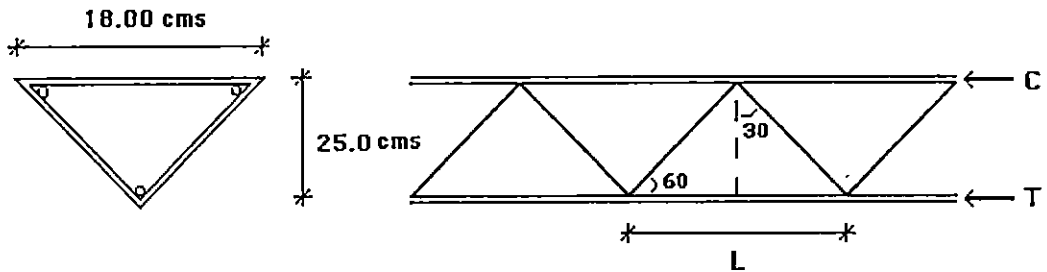
$$\phi = 5.82$$

Momento flexible a que esta sometido:

$$M = \frac{(W \cos \theta) L^2}{8} = \frac{119.50 \cos (5.82^\circ) (7.0)^2}{8} = 728.16 \text{ Kg-m}$$

PERALTE MINIMO

Según la AISC : $h \geq \frac{L}{30} = \frac{700}{30} = 23 \approx 25 \text{ cms}$



Considerando: $C = T = \frac{M_{max}}{h} = \frac{728.16}{0.25} = 2912.64 \text{ Kg}$

Cuerda inferior en tensión:

$$A_s = \frac{T}{f_t} = \frac{2912.64}{1500} = 1.94 \text{ cms'}$$

$$A_s = 1 \text{ varilla de } \phi 5/8'' = 1.98 \text{ cms'}$$

$$L = 2(26.57) \tan(30^\circ) = 30.68 \text{ cms}$$

$$r = \frac{5/8(2.54)}{4} = 0.397 \text{ cms}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{30.68}{0.397} = 77.30 < 240 \Rightarrow \text{correcto}$$

Cuerda superior en Compresión: (asumiendo 2 varillas $\phi 5/8''$)

$$F_a = \frac{C}{A_s} = \frac{728.16(2)}{1.98} = 735.52 \text{ kg/m'}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{30.68}{0.397} = 77.30$$

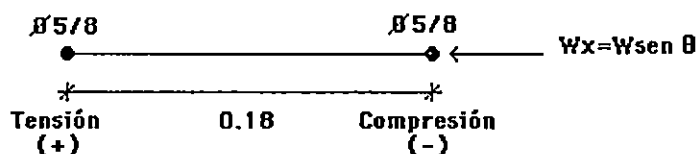
De tabla 1-36 de AISC, obtenemos que

$$F_a = 15.66 \text{ KSI} = 1100.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1100.45 > 735.32$$

Analizando Cuerpo Libre de Polin

(Dirección x - x)



$$M_{xx} = \frac{wd \text{ sen } \theta L^2}{8} + \frac{PL \text{ sen } \theta L}{4}$$

donde:

Pl : carga viva de montaje.

Sustituyendo valores:

$$M_{xx} = \frac{67.50 \text{ sen}(5.82) (7)^2}{8} + \frac{185 \text{ sen}(5.82) (7)}{4}$$

$$M_{xx} = 74.75 \text{ Kg-m}$$

Revisando cuerda superior

$$T = C = \frac{M_{xx}}{L} = \frac{74.75}{0.18} = 415.29 \text{ Kg}$$

Compresión total

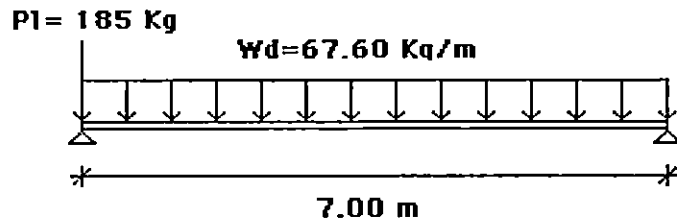
$$C_t = C_1 + C_2 = 415.29 + 728.16 (2) = 1871.61$$

$$f_c = \frac{C_t}{A_c} = \frac{1871.61}{1.98} = 945.26 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$f_c < F_c$$

$$945.26 < 1100.45 \Rightarrow \text{correcto}$$

DISEÑO DE CELOSÍA

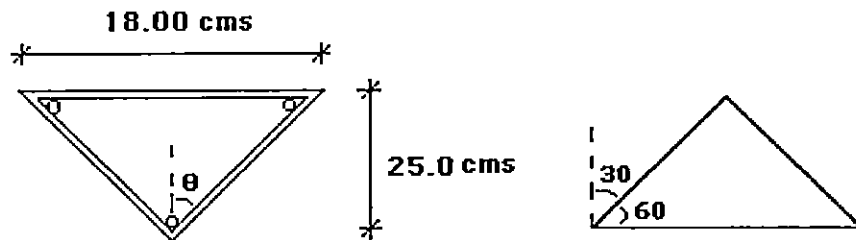


Fuerza Cortante Máxima

$$V = 67.60 (3.5) + 185.0 = 421.60 \text{ kg}$$

$$C_s = \frac{V}{2 \cos \theta \cos (30^\circ)}$$

$$C_s = \frac{421.60}{2 \cos (19.80^\circ) \cos (30^\circ)} = 258.70 \text{ kg}$$



$$\tan \theta = \frac{9}{25} \Rightarrow \theta = 19.80$$

Probando con varilla de $\phi 3/8''$, $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

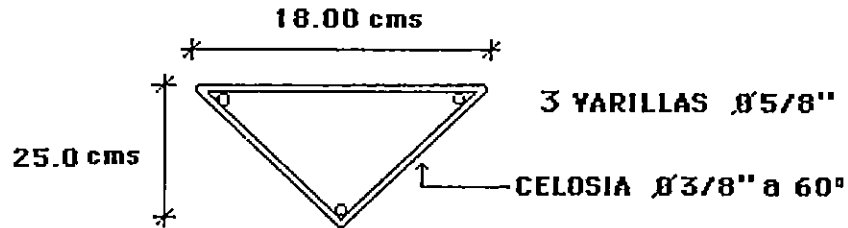
$$f_s = \frac{C}{A} = \frac{258.70}{0.71} = 364.37 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{kI}{r} = \frac{1.0(130)}{\frac{3/8(2.54)}{4}} = 128.84$$

De tabla 1-36 AISC $\Rightarrow F_a = 9.14 \text{ KSI} = 642.27 \text{ Kg/cm}^2$

$F_a > f_a \Rightarrow \text{OK}$

Detalle de polin



Este es el diseño de polin utilizado para los tres cuerpos en los claros mayores.

Diseño de viga Macomber VM - 1 (long. 10 mts).

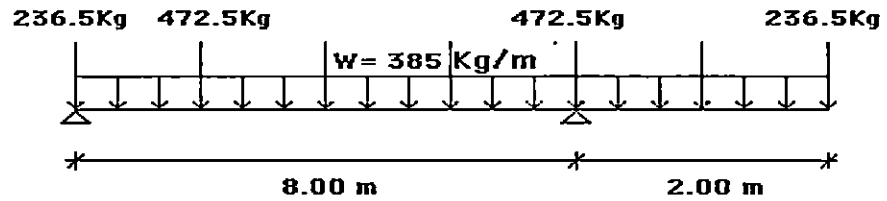
Cuerpo 1 (claro 7.0 mts.)

Cargas muertas

- Lámina Fibrocemento: $17\text{Kg/m}^2 \times 7\text{m} = 119.00\text{Kg/m}$
 - Cielo falso + Inst. Elect.: $30\text{Kg/m}^2 \times 7\text{m} = 210.00\text{Kg/m}$
 - Polín: $5\text{Kg/m}^2 \times 7\text{m} = 35.00\text{Kg/m}$
 - Peso propio de macomber: $15\text{Kg/m}^2 \times 7\text{m} = 105.00\text{Kg/m}$
- 469.00Kg/m

Carga vivas

- $40\text{Kg/m}^2 \times 7.0 = 280.00\text{Kg/m}$
- Carga total = 749.00 \approx 750.00Kg/m



- Carga por Polín:

De cargas consideradas:

$$\text{carga muerta} = 67.50 \text{ Kg/m} \times 7.0\text{m} = 472.5\text{Kg}$$

- Carga Distribuida Equivalente por Polines

$$\frac{472.5 (8)}{10} = \frac{378.00 + 385.00 \text{ (carga distribuida sobre macomber)}}{763.00 \text{ Kg/m}}$$

- Momento Máximo

Entre apoyos:

$$\frac{W_u}{8l} (1 + a)(1 - a) = \frac{750}{8(8)} (8 + 2)(8 - 2)$$

$$M = 5273.44 \text{ Kg-m}$$

En Voladizo :

$$\frac{Wa'}{2} = \frac{750(2)}{2} = 1500.00 \text{ Kg-m}$$

- Peralte Mínimo (Alma Abierta)

De AISC:

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{10.00}{24} = 0.42 \text{ m} \approx 45 \text{ cms}$$

$$d = 45.00 - 5 = 40.00 \text{ cms}$$

$$C = T = \frac{M_c}{d} = \frac{5273.44}{0.40} = 13183.6 \text{ Kg}$$

Cuerda en tensión:

$$\frac{T}{f_c} = \frac{13183.60}{1500} = 8.79 \text{ cm} = 1.36 \text{ pulg}$$

Donde:

$$f_c \leq 0.6F_y = 0.6(36 \text{ KSI})$$

$$f_c \leq 21.6 \text{ KSI} = \approx 1500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Probaremos 2 ángulos de 2x2x1/4

$$\text{Area} = 0.938 \text{ pulg}^2 = 6.05(2) = 12.10 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 0.348 \text{ pulg}^4 = 14.48 \text{ cm}^4$$

$$d = 2(2.54) - 0.592(2.54) = 3.58 \text{ cm}$$

$$I = I_c + Ad^2 = 14.48 + 6.05(3.58)^2 = 92.02 \text{ cm}^4$$

$$\frac{l_y}{r_y} = \frac{130}{\sqrt{\frac{92.02}{6.05}}} = 33.33 < 90 \Rightarrow \text{correcto}$$

De tabla 1-36 AISC $\Rightarrow F_a = 19.59 \text{ KSI} = 1377.04 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_c = \frac{C}{A} = \frac{13183.6}{2(6.05)} = 1089.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_a > f_c \Rightarrow \text{correcto}$$

- Chequeando Pandeo en X - X

$$l_x = \frac{0.45}{\cos(30^\circ)} = 0.52 \text{ m}$$

$$r_x = 0.609 \text{ pulg} = 1.55 \text{ cms}$$

$$\frac{l_c}{r_c} = \frac{52}{1.55} = 33.54$$

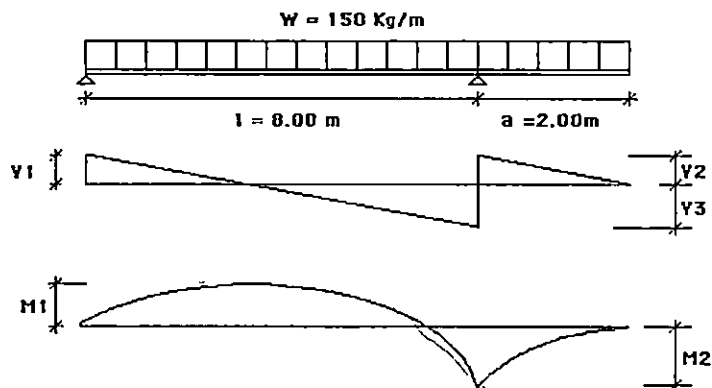
De AISC =>

$$F_c = 19.61 \text{ KSI} = 1378.22 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1378.22 > 1377.04$$

Diseño de Celosía

Calculo de fuerza cortante máxima:



$$V_c = \frac{W}{2L} (l' + a')$$

$$V_c = \frac{750}{2(8.0)} (8' + 2') = 3187.5 \text{ Kg}$$

$$C = \frac{V_{\max}}{\cos 30^\circ} = \frac{3187.50}{\cos 30} = 3680.60 \text{ Kg}$$

Probamos con 2 ángulos de $1 \frac{1}{4} \times 1 \frac{1}{4} \times \frac{1}{4}$

$$I = 0.061 \text{ pulg}^4 = 2.54 \text{ cms}^4$$

$$A = 0.434 \text{ pulg}^2 = 2.80 \text{ cms}^2$$

$$d = (1 \frac{1}{4} - 0.381) \text{ pulg} = 2.21 \text{ cms}$$

$$I = 2.54 + 2.80(2.21) = 8.73 \text{ cms'}$$

$$r_v = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8.73}{2.80}} = 1.76 \text{ cms}$$

$$\frac{l_v}{r_v} = \frac{130}{1.76} = 73.86 \Rightarrow Fa = 1123.94 \frac{\text{Kg}}{\text{m'}}$$

$$fa = \frac{C}{A} = \frac{3680.60}{2(2.80)} = 657.25 \frac{\text{Kg}}{\text{m'}}$$

$Fa > fa \Rightarrow \text{correcto}$

Revisando sección en voladizo:

Momento que se tiene:

$$\frac{wa'}{2} = 1500 \text{ Kg-m}$$

$$C = T = \frac{1500}{0.40} = 3750 \text{ Kg}$$

Cuerda a tensión:

$$A_t = \frac{T}{F_t} = \frac{3750}{1500} = 2.5 \text{ cm' } < 12.10 \text{ (2 Angulos de } 2 \times 1/4)$$

Cuerda a compresión:

$$\frac{l_v}{r_y} = 33.33 \Rightarrow Fa = 1377.04 \frac{\text{Kg}}{\text{m'}}$$

$$f_c = \frac{T}{A} = \frac{3750}{12.10} = 309.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm'}}$$

$f_c < F_c \Rightarrow \text{CORRECTO}$

Revisando Cortante:

$$V = w(a - x) = 750(2 - 1) = 750.0 \text{ Kg}$$

$$C = T = \frac{750}{\cos 30^\circ} = 866.02 \text{ Kg}$$

$$l_r = \frac{0.45}{\cos 30^\circ} = 52 \text{ cms}$$

$$r_r = \frac{1.91}{4} = 0.47 \text{ cms}$$

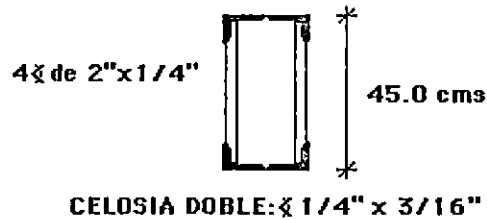
$$\frac{l_r}{r_r} = \frac{52}{0.47} = 108.90$$

De AISC:

$$F_c = 828.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

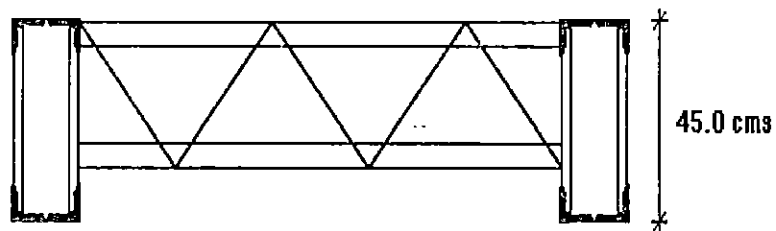
$$f_c = \frac{C}{A} = \frac{866.02}{5.70} = 151.93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c < F_c$$



Viga de Arriostramiento

El arriostramiento se dará entre apoyo y apoyo de columnas donde descansa la macomber.



La fuerza que soporta es:

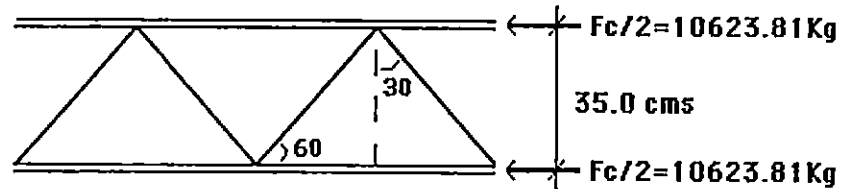
$$F_c = \frac{F_c}{2} + 0.02 T = \frac{41967.90}{2} + 13183.60(0.02)$$

$$F_c = 21247.62 \text{ Kg}$$

donde:

F_c : fuerza absorbida por tensores

T : fuerza de tensión que se produce en la viga macomber lateral.



Probando con 2Δ de 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16

$$I_c = 0.110 \text{ pulg}^4$$

$$A = 0.527 \text{ pulg}^2$$

$$d = (1.5 - 0.44) \text{ pulg}$$

$$I = I_c + Ad^2 = 0.698 \text{ pulg}^4 = 29.04 \text{ cm}^4$$

$$\frac{l_y}{r_y} = \frac{130}{\sqrt{I/A}} = 44.52 \Rightarrow F_c = 1316.75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c = \frac{F_c/2}{\text{Area}} = \frac{10623.81}{2(3.40)} = 1562.32$$

$$F_c < f_c \Rightarrow \text{incrementar sección}$$

Con 2Δ de 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4, obtenemos que:

$$F_c = 1310.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{10623.81}{2(4.44)} = 1196.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c > f_c \Rightarrow \text{O.K.}$$

Diseño de Celosía:

Fuerza que resiste:

$$F_r = 0.02 F = 0.02(21247.62) = 424.95 \text{ Kg}$$

$$C = \frac{F_r}{\cos 60^\circ} = \frac{424.95}{\cos 60^\circ} = 849.90 \text{ Kg}$$

Probando 1 varilla de $\phi_{5/8} = 1.98 \text{ cms}$, $\phi = 1.59 \text{ cms}$

$$L = \frac{35}{\cos 30^\circ} = 40.41 \text{ cms}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{40.41}{1.59/4} = 101.66 < 240 \Rightarrow \text{O.K.}$$

$$f_c = \frac{C}{A} = \frac{849.90}{1.98} = 429.24 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_c = \frac{F_r}{1.6 - \left(\frac{L}{r}\right) \left(\frac{1}{200}\right)}$$

donde:

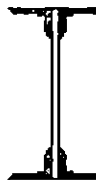
$$F_r = \frac{12\pi^2 E}{23(L/r)^2} = \frac{12\pi^2(29000)}{23(101.66)^2}$$

$$F_r = 14.45$$

Sustituyendo tenemos:

$$F_c = \frac{14.45}{1.6 - \frac{101.66}{200}} = 13.24 \text{ KSI} = 930.37 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_c = f_c \Rightarrow \text{O.K.}$$



4 \bar{x} de 1/2" x 1/4"
CELOSIA Ø 5/8" a

Diseño de Tensores en plano de Techo

$$\tan\theta = 5/4 \Rightarrow \theta = \arctan(5/4) = 51.34^\circ$$

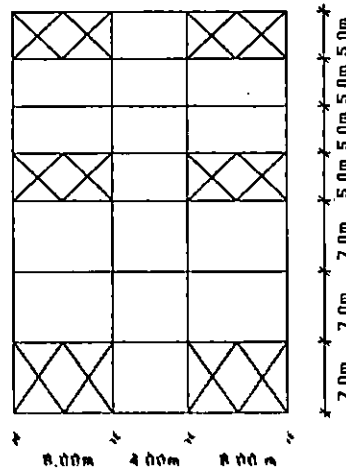
$$\tan\beta = 7/4 \Rightarrow \beta = \arctan(7/4) = 60.26^\circ$$

$$F_s = C \times I \times W_{\dots}$$

donde:

$$C = 0.30(1.40)(0.42) \approx 0.545$$

$$I = 1.30$$



Peso Techo:

Carga muerta

- Lámina Fibrocemento:	17 Kg/m ² x 820 m ²	= 13940 Kg
- Cielo falso + Inst. Elect.:	30 Kg/m ² x 820 m ²	= 24600 Kg
- Polín:	5 Kg/m ² x 820 m ²	= 4100 Kg
- Peso propio de macomber:	15 Kg/m ² x 820 m ²	= 12300 Kg
		54940 Kg

Carga vivas

- 20Kg/m ² x 820	= 16800 Kg
-----------------------------	------------

Carga total por sismo = 71,740 Kg

Sustituyendo:

$$F_s = 0.45(1.3)(71740) = 41967.90 \text{ Kg}$$

$$F = \frac{Fs}{21} = 1998.47 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$2T \sin \theta = F$$

$$T = \frac{F}{2 \sin \theta} = \frac{1998.47}{2 \sin 51.34^\circ} = 1279.65 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{T}{1500} = \frac{1279.65}{1500} = 0.85 \text{ cms}^2$$

⇒ varilla de 1/2"; Area = 1.27 cms²

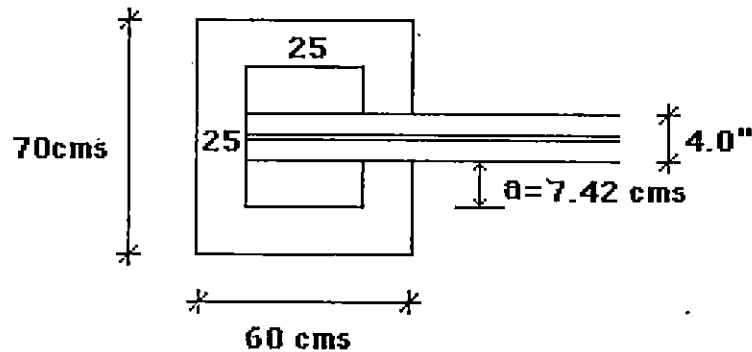
Pero no menor que $\phi = L/500$

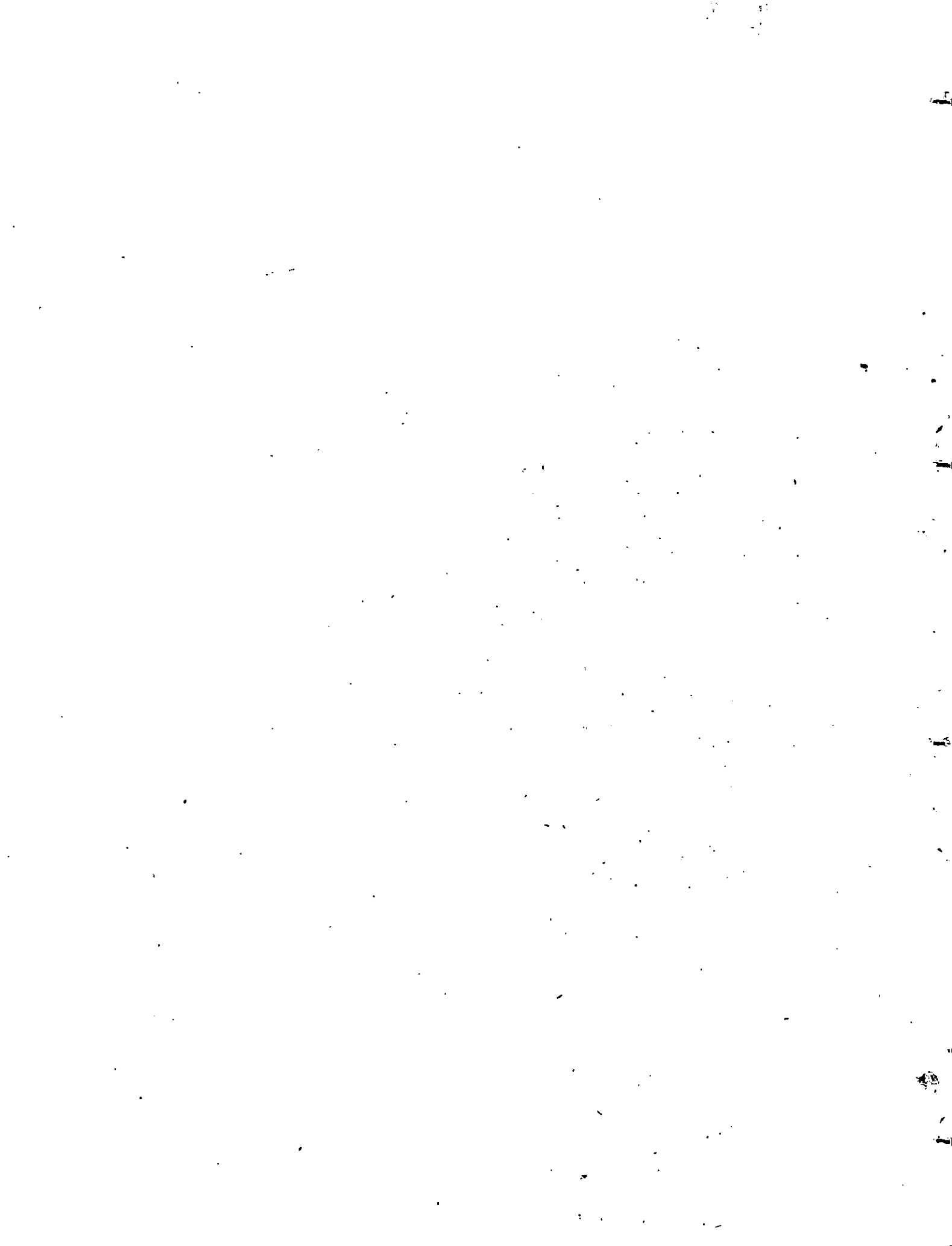
$$L = \sqrt{4^2 + 7^2} = \frac{8.06}{2} = 4.03 \text{ m}$$

$$\phi = \frac{403}{500} = 0.81 \text{ cms}^2$$

Usaremos ϕ de 1/2" ⇒ $A_s = 1.27 \text{ cms}^2$

Diseño de Placa de Apoyo





Resultante en apoyo de columna:

$$R = \frac{(CM + CV)_{\text{cm}} L}{2} = \frac{750(10)}{2}$$

$$R = 3750.00 \text{ Kg}$$

$$f_{\text{cm}} = 0.5 F_{\text{cm}} = 0.5(280) = 140.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area placa} = \frac{R}{f_{\text{cm}}} = \frac{3750}{140} = 26.78 \text{ cms}^2$$

$$\text{Sección de } 25 \times 25 = 625 \text{ cms}^2 > 26.78 \text{ cms}^2$$

Flexión en placa

Espesor

$$F_{\text{cm}} = 0.75 f_{\text{cm}}$$

donde:

$$f_{\text{cm}} = 36 \text{ KSI} = 2536.2 \text{ Kg/cms}^2$$

entonces:

$$F_{\text{cm}} = 0.75(2536.2) = 1902.15 \text{ Kg/cms}^2$$

$$q' = \frac{R}{A} = \frac{3750}{625} = 6.00 \text{ Kg/cms}^2$$

Por Cm: $q' \approx 6.0 \text{ Kg/cms}^2 \times 25.0 \text{ cms} = 150 \text{ Kg/cms}$

$$a' = 25 - 4(2.54) = 14.84/2 = 7.42 \text{ cms}$$

$$f_{\text{cm}} = \frac{6M}{bt^2}$$

donde:

$$M = \frac{q'(a')^2}{2} = \frac{150(7.42)^2}{2} = 4129.23 \text{ Kg-cms}$$

Despejando t y sustituyendo valores:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{bf_{\text{m}}}} = \sqrt{\frac{6(4129.23)}{25(1902.15)}} = 0.72 \text{ cms}$$

$$t = \frac{0.72}{2.54} = 0.284 \text{ pulg}$$

$$t = 5/16" = 0.313 \text{ pulg}$$

Colocar una placa de 25 x 25 x 5/16"

Diseño de Pernos

$$F_s = \frac{41967.90(140)}{820} = 7165.25 \text{ Kg}$$

$$F_{\text{m}} = 0.4f_c = 0.4(2536.2) = 1014.48 \text{ Kg/cms}^2$$

$$A_s = \frac{0.7F_s}{F_{\text{adm}}} = \frac{0.7(7165.25)}{1014.48} = 4.94 \text{ cms}$$

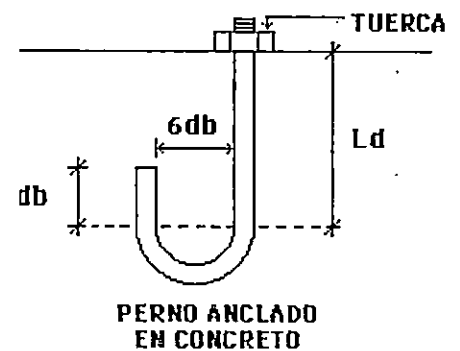
Usaremos 4 pernos de $\phi 1/2"$; $A_s = 4(1.27) = 5.08 \text{ cms}$,

$$L_d = \frac{0.06A_s f_c}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06(1.27)(4200)}{\sqrt{280}} = 19.13 \text{ cms}$$

$$l_s = 19.13 = 7.53 \text{ pulg} \approx 10 \text{ pulg}$$

$$6db = 6(1.27) = 7.62 \text{ cms}$$

$$4db = 4(1.27) = 5.08 \text{ cms}$$



4.5.5 Diseño de Paredes

Para el diseño sísmico de paredes de mampostería confinada se recurre a un coeficiente sísmico fijado en forma convencional por los reglamentos y que multiplicados por el peso de la pared, proporcionan una fuerza lateral estática que se considera aplicada en el centro de gravedad de la pared.

Según el reglamento de diseño sísmico de El Salvador dicha fuerza se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$q = C I W_s$$

donde:

C : coeficiente sísmico para elementos aislados

I : coeficiente de importancia

Ws: Peso de la pared por metro cuadrado

Para nuestro caso tenemos que

$$q = 0.30(1.20)(0.30) = 0.11 \text{ Ton/m,}$$

El reglamento indica además que para el análisis de paredes individuales en las cuales actúa una fuerza perpendicular al plano de la misma, se deberán considerar éstas como losas verticales, las cuales tendrán como apoyos laterales las soleras y los nervios los cuales se diseñan para resistir las cargas transmitidas por la pared por efecto de la carga lateral.

En este trabajo se propuso una distribución de nervios y soleras para cada una de los diferentes tipos de pared y luego se revisó si los nervios y soleras soportan las cargas transmitidas.

Resistencia de los elementos estructurales:

sección: 20 cms x 15 cms

$d = h - \text{recubrimiento} - \phi/2 - \text{estribo}$

$d = 15.0 - 2.0 - 0.5 - 0.6 = 11.9 \text{ cms}$

para 4 varillas N°3:

$$a = \frac{A_s f_s}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.42(4200)}{0.85(280)(20)} = 1.26 \text{ cms}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9(1.42)(4200) \left(11.9 - \frac{1.26}{2} \right) (10)^{-3} = 0.61 \text{ Ton-m}$$

para 4 varillas N°4:

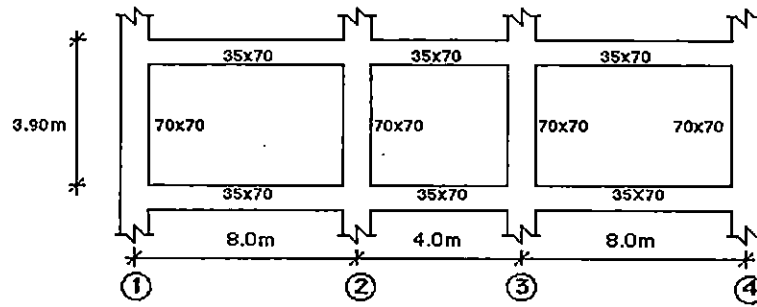
$$a = \frac{A_s f_s}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.53(4200)}{0.85(280)(20)} = 2.23 \text{ cms}$$

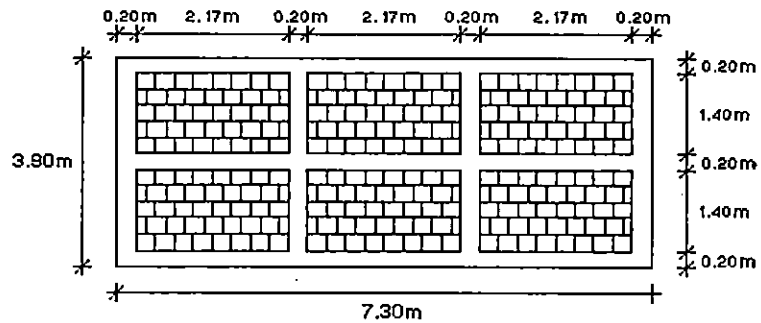
$$\phi M_n = \phi A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9(2.53)(4200) \left(11.9 - \frac{2.23}{2} \right) (10)^{-3} = 1.03 \text{ Ton-m}$$

Analizando paredes en ejes A y H del cuerpo 1

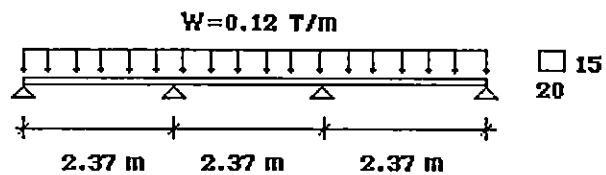


Distribución propuesta de nervios y soleras para pared en claro de 8.0 mts.

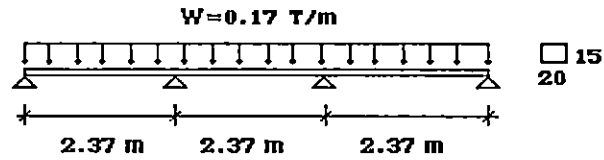


Después de obtener las fuerzas resultantes de multiplicar la carga q por la correspondiente área tributaria de cada elemento estructural se tiene lo siguiente:

Solera de Coronamiento:



Solera Intermedia:



Al resolver los sistemas anteriores se tiene que:

Elemento	Vmax.(Ton)	Mmáx(Ton-m)	OBSERVACION
Solera de Coronamiento	0.168	0.066	correcto
Solera Intermedia	0.238	0.094	correcto

Contribución del concreto

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

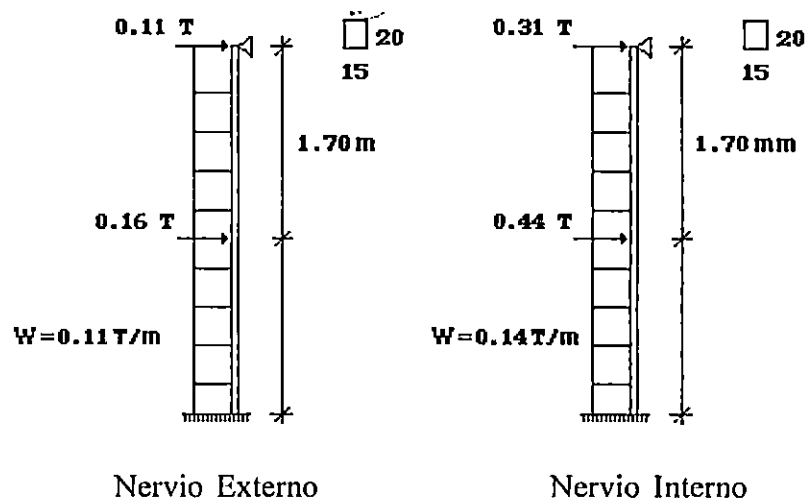
$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{(280)} (20)(11.9)$$

$$\phi V_c = 1.79 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere estribos}$$

Por lo tanto se colocaran 4 varillas N°4 con estribo N°2 a @ 15.0 cms

Nervios:



Al resolver los sistemas anteriores se tiene que:

Elemento	Vmax.(Ton)	Mmáx(Ton-m)	OBSERVACION
Nervio externo	0.336	0.238	correcto
Nervio interno	0.598	0.448	correcto

Contribución del concreto

$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c} bd$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{(280)} (20)(11.9)$$

$$\phi V_c = 1.79 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow \text{No requiere estribos}$$

Por lo tanto se colocaran 4 varillas N°4 con estribo N°2 a @ 15.0 cms

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El edificio diseñado se hizo en base a planos arquitectónicos definitivos entregados por la oficina de planificación de la Universidad de El Salvador.

Para hacer más funcional y seguro estructuralmente el cuerpo 2 (cuerpo de escaleras), fue necesario modificar los claros entre los ejes que corresponden a la dirección "Y", evitando así excentricidades elevadas.

Para la realización del calculo y diseño de los elementos estructurales fue necesario auxiliarse de programas de computadora, logrando en cierto grado disminuir el riesgo de errores en los cálculos.

Para el diseño de la cimentación fue necesario hacer uso de pilotes dado la poca resistencia de la capacidad de carga del suelo tal como lo demostró el sondeo de suelos hecho en el terreno donde se localizará el edificio de Usos Múltiples, así mismo para el diseño de las zapatas se hicieron aisladas y corridas dado que algunos claros son cortos.

Los planos estructurales se hicieron de una manera completa para que sirvan de base para una futura realización del proyecto, conteniendo detalles generales y específicos de este.

La forma y metodología seguida para el diseño de todos los elementos estructurales se presentan en esta tesis, con un ejemplo de cada uno de estos elementos para que sirva de guía y consulta para personas interesadas en este proyecto.

Finalmente se ha pretendido que este documento pueda ser utilizado como texto de consulta para todo estudiante de ingeniería civil.

5.2 RECOMENDACIONES

Para la construcción de la cimentación, en base al estudio de suelos elaborado por Suelos y Materiales S.A. de C.V. el 9 de diciembre de 1988 se recomienda utilizar pilotes de longitud variable. Hasta encontrar $N \geq 20$ penetrando 60 cms en el estrato resistente según análisis hecho aplicando la fórmula de Meyerhof para la prueba de penetración estandar.

Por lo que las condiciones reales del suelo de cimentación deberán verificarse en el desarrollo constructivo de las fundaciones.

El diseño del edificio fue hecho de acuerdo a los reglamentos de diseño existentes, tomando muy en cuenta, el destino que se les asignó a cada uno de los cuerpos, el propietario será responsable de perjuicios que ocasione el cambio en su uso.

Se recomienda que los ascensores sean de dimensiones más pequeñas ya que con las dimensiones plasmadas en los planos arquitectónicos, se prevee una inversión económica muy considerable, la que perfectamente puede evitarse e incluso se puede instalar dos de los cuatro ascensores proyectados, ya que el edificio contará con amplias escaleras para la evacuación del personal, en caso de una eventual emergencia.

Bibliografía

1. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318-89).
Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto, A.C.
2. Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador.
ASIA
3. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles.
4. Fundamentos de Diseño y Construcción Sismo resistente.
Raúl Gómez Tremario.
5. Estructuras de Concreto Reforzado.
Park y Paulay
6. Manual de Diseño Sísmico de Edificios.
Enrique Bazan Zurita
Roberto Meli Piralla

7. Diseño simplificado de Armaduras de Techo para Arquitectos y Constructores.

Harry Parquer

8. Mecánica de Suelos. Tomo II

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.

9. Mecánica de los Suelos

Bocules, Joseph E.

10. Mecánica de los suelos en la Ingeniería Práctica

Karl Terzaghi y Ralph B.

ANEXO 1

Para la realización del análisis estructural de los diferentes marcos del edificio se utilizó un programa de computadora llamado M-STRUDL el cual utiliza el método matricial para encontrar las distintas reacciones que se producen debido a las cargas actuantes.

A continuación se presenta la entrada de datos para encontrar las acciones internas que se producen en el marco eje 1 del cuerpo 1 debido a las cargas verticales y a las cargas laterales debidas a sismo.

```
TYPE PLANE FRAME
TITLE EDIFICIO USOS MULTIPLES. MARCO EJE 1 (Cuerpo 1)
UNIT mton met
JOINT COORDINATE
1 0.0,0.0
5 20.0,0.0
8 41.0,0.0
1 to 5
5 to 8
EDIT
copy joint 1 to 8 jadd 8 displace y 3.9
JOINT RELEASE
1 to 8 AS SUPPORT
MEMBER INCIDENCE
1 1,9
1 to 8
41 9,10
41 to 47
EDIT
copy 4 mem 1 to 8 madd 8 jadd 8 dis y 3.9
copy 4 mem 41 to 47 madd 7 jadd 9 dis y 3.9
UNIT kilog cent
MEMBER PROPERTY
CC_70x70 yd 70 zd 70 1 to 24 25 33 32 40
CC_60x70 yd 70 zd 60 26 TO 31 34 TO 39
VC_35x70 yd 70 zd 35 41 to 75
MATERIAL PROPERTY
```

```
CONCRETO e 252671.33 den 0.0024 all
STIFF
UNIT mton met
LOAD GRAVEDAD
JOINT LOAD
41 48 FOR Y -10.44
42 to 47 FOR Y -9.61
MEMBER LOAD
41 to 62 by 7 for unif y w -0.85
42 to 63 by 7 for unif y w -0.85
43 to 64 by 7 for unif y w -0.85
44 to 65 by 7 for unif y w -0.99
45 to 66 by 7 for unif y w -0.92
46 to 67 by 7 for unif y w -0.92
47 to 68 by 7 for unif y w -0.92
69 TO 71 73 TO 75 FOR UNIF Y W -1.00
72 FOR UNIF Y W -1.11
41 to 69 by 7 for CONC y P -8.93 L 2.5
42 to 70 by 7 for conc y P -8.93 L 2.5
43 to 71 by 7 for conc y P -8.93 L 2.5
44 to 72 by 7 for conc y P -8.93 L 2.5
45 to 73 by 7 for conc y P -11.92 L 3.5
46 to 74 by 7 for conc y P -11.92 L 3.5
47 to 75 by 7 for conc y P -11.92 L 3.5
LOAD SISMO
JOINT LOAD
9 TO 16 FOR X 0.73
17 TO 24 FOR X 2.18
25 TO 32 FOR X 2.83
33 TO 40 FOR X 4.85
41 TO 48 FOR X 7.90
output deci 2
SELECT GRAVEDAD
LIST REACTION ALL
rep logo off
LIST MEM END FOR ALL
SELECT SISMO
REP PAGE 1
LIST REACTION ALL
REP LOGO OFF
LIST MEM END FOR ALL
UNIT KILOG CENT
LIST DISPLACE ALL
```

Una vez es ejecutado en el M-STRUDL el listado anterior se genera un archivo el cual contiene las reacciones en cada uno de los miembros debidas a cada una de las

fuerzas actuantes (gravdad y sismo), y para el caso particular de sismo se tienen también los desplazamientos en cada nudo.

A continuación se presentan dichos resultados:

 * RESULTADOS DE ANALISIS *

UNIDADES ACTIVAS : TONELADAS METROS

*** CARGA : GRAVEDAD ***

FUERZA RESULTANTES EN LOS MIEMBROS -----

MIEMBRO NO. MOMENTO	SECCION	NUDO NO.	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE	
1	CC_70x70	1	44.17	-1.27	-1.79
		9	-44.17	1.27	-3.15
2	CC_70x70	2	75.61	-0.13	-0.28
		10	-75.61	0.13	-0.24
3	CC_70x70	3	76.40	-0.11	-0.22
		11	-76.40	0.11	-0.20
4	CC_70x70	4	77.53	-0.09	-0.18
		12	-77.53	0.09	-0.17
5	CC_70x70	5	90.93	-0.92	-1.25
		13	-90.93	0.92	-2.35
6	CC_70x70	6	102.47	0.07	0.11
		14	-102.47	-0.07	0.16
7	CC_70x70	7	102.38	0.08	0.20
		15	-102.38	-0.08	0.12
8	CC_70x70	8	56.08	2.37	3.27
		16	-56.08	-2.37	5.98
9	CC_70x70	9	37.65	-1.90	-3.75
		17	-37.65	1.90	-3.64
10	CC_70x70	10	62.34	-0.00	0.09
		18	-62.34	0.00	-0.09
11	CC_70x70	11	63.23	0.04	0.11
		19	-63.23	-0.04	0.05
12	CC_70x70	12	64.17	-0.03	0.00
		20	-64.17	0.03	-0.10
13	CC_70x70	13	74.75	-1.55	-3.10
		21	-74.75	1.55	-2.96
14	CC_70x70	14	84.02	-0.01	0.01
		22	-84.02	0.01	-0.04
15	CC_70x70	15	83.83	-0.13	-0.34
		23	-83.83	0.13	-0.16
16	CC_70x70	16	47.08	3.57	7.17
		24	-47.08	-3.57	6.74
17	CC_70x70	17	30.96	-1.94	-3.75
		25	-30.96	1.94	-3.80
18	CC_70x70	18	49.28	-0.15	-0.30
		26	-49.28	0.15	-0.28
19	CC_70x70	19	50.04	0.01	0.01
		27	-50.04	-0.01	0.04
20	CC_70x70	20	50.69	-0.08	-0.16
		28	-50.69	0.08	-0.14
21	CC_70x70	21	58.62	-1.54	-2.93
		29	-58.62	1.54	-3.08
22	CC_70x70	22	65.60	0.04	0.08

		30	-65.60	-0.04	0.06
23	CC_70x70	23	65.43	0.09	0.24
		31	-65.43	-0.09	0.10
24	CC_70x70	24	37.95	3.57	6.96
		32	-37.95	-3.57	6.95
25	CC_70x70	25	24.13	-1.99	-3.91
		33	-24.13	1.99	-3.85
26	CC_60x70	26	36.35	-0.33	-0.50
		34	-36.35	0.33	-0.78
27	CC_60x70	27	36.85	-0.05	-0.05
		35	-36.85	0.05	-0.15
28	CC_60x70	28	37.20	-0.16	-0.26
		36	-37.20	0.16	-0.37
29	CC_60x70	29	42.52	-1.41	-2.80
		37	-42.52	1.41	-2.70
30	CC_60x70	30	47.19	0.04	0.03
		38	-47.19	-0.04	0.11
31	CC_60x70	31	47.10	0.34	0.43
		39	-47.10	-0.34	0.89
32	CC_70x70	32	28.73	3.57	7.06
		40	-28.73	-3.57	6.85
33	CC_70x70	33	17.23	-2.75	-4.13
		41	-17.23	2.75	-6.58
34	CC_60x70	34	23.59	0.09	0.17
		42	-23.59	-0.09	0.17
35	CC_60x70	35	23.61	0.23	0.48
		43	-23.61	-0.23	0.42
36	CC_60x70	36	23.61	0.05	0.06
		44	-23.61	-0.05	0.12
37	CC_60x70	37	26.43	-2.09	-3.50
		45	-26.43	2.09	-4.66
38	CC_60x70	38	28.75	-0.13	-0.36
		46	-28.75	0.13	-0.14
39	CC_60x70	39	28.88	-0.39	-0.69
		47	-28.88	0.39	-0.84
40	CC_70x70	40	19.47	5.00	7.39
		48	-19.47	-5.00	12.12
41	VC_35x70	9	-0.63	6.52	6.90
		10	0.63	6.66	-7.25
42	VC_35x70	10	-0.49	6.61	7.41
		11	0.49	6.57	-7.30
43	VC_35x70	11	-0.35	6.61	7.40
		12	0.35	6.57	-7.31
44	VC_35x70	12	-0.28	6.79	7.48
		13	0.28	7.09	-8.25
45	VC_35x70	13	-0.91	9.09	13.70
		14	0.91	9.27	-14.36
46	VC_35x70	14	-0.99	9.18	14.19
		15	0.99	9.18	-14.22
47	VC_35x70	15	-1.20	9.36	14.44
		16	1.20	9.00	-13.15
48	VC_35x70	17	-0.04	6.69	7.39
		18	0.04	6.49	-6.88
49	VC_35x70	18	-0.19	6.56	7.27
		19	0.19	6.62	-7.40
50	VC_35x70	19	-0.22	6.58	7.33
		20	0.22	6.60	-7.40
51	VC_35x70	20	-0.27	6.88	7.66
		21	0.27	7.00	-7.97
52	VC_35x70	21	-0.26	9.12	13.85
		22	0.26	9.24	-14.25
53	VC_35x70	22	-0.21	9.19	14.21
		23	0.21	9.17	-14.14
54	VC_35x70	23	0.00	9.23	14.06
		24	-0.00	9.13	-13.70
55	VC_35x70	25	-0.05	6.83	7.71
		26	0.05	6.35	-6.53
56	VC_35x70	26	-0.23	6.58	7.31

		27	0.23	6.60	-7.36
57	VC_35x70	27	-0.30	6.59	7.37
		28	0.30	6.59	-7.36
58	VC_35x70	28	-0.38	6.90	7.76
		29	0.38	6.98	-7.94
59	VC_35x70	29	-0.25	9.12	13.83
		30	0.25	9.24	-14.24
60	VC_35x70	30	-0.25	9.17	14.15
		31	0.25	9.19	-14.23
61	VC_35x70	31	-0.00	9.14	13.71
		32	0.00	9.22	-14.01
62	VC_35x70	33	-0.76	6.90	7.98
		34	0.76	6.28	-6.41
63	VC_35x70	34	-0.34	6.48	7.02
		35	0.34	6.70	-7.56
64	VC_35x70	35	-0.06	6.54	7.23
		36	0.06	6.64	-7.50
65	VC_35x70	36	0.15	6.95	7.82
		37	-0.15	6.93	-7.77
66	VC_35x70	37	-0.54	9.16	13.97
		38	0.54	9.20	-14.10
67	VC_35x70	38	-0.70	9.24	14.35
		39	0.70	9.12	-13.90
68	VC_35x70	39	-1.43	9.10	13.70
		40	1.43	9.26	-14.24
69	VC_35x70	41	2.75	6.79	6.58
		42	-2.75	7.14	-7.48
70	VC_35x70	42	2.66	6.84	7.31
		43	-2.66	7.09	-7.93
71	VC_35x70	43	2.43	6.91	7.52
		44	-2.43	7.02	-7.79
72	VC_35x70	44	2.39	6.98	7.67
		45	-2.39	7.50	-8.99
73	VC_35x70	45	4.48	9.32	13.65
		46	-4.48	9.60	-14.64
74	VC_35x70	46	4.61	9.53	14.78
		47	-4.61	9.39	-14.26
75	VC_35x70	47	5.00	9.89	15.10
		48	-5.00	9.03	-12.12

 * RESULTADOS DE ANALISIS *

UNIDADES ACTIVAS : TONELADAS METROS

*** CARGA : SISMO ***

FUERZA RESULTANTES EN LOS MIEMBROS -----

MIEMBRO		NUDO	FUERZA	FUERZA	
NO.	SECCION	NO.	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	CC_70x70	1	-59.37	15.75	48.67
		9	59.37	-15.75	12.76
2	CC_70x70	2	2.00	20.97	55.60
		10	-2.00	-20.97	26.19
3	CC_70x70	3	0.09	20.86	55.51
		11	-0.09	-20.86	25.84
4	CC_70x70	4	0.30	20.86	55.50
		12	-0.30	-20.86	25.87
5	CC_70x70	5	24.84	19.57	53.72
		13	-24.84	-19.57	22.60
6	CC_70x70	6	-0.09	18.11	51.65
		14	0.09	-18.11	18.99
7	CC_70x70	7	-1.76	18.05	51.40
		15	1.76	-18.05	19.02

8	CC_70x70	8	34.00	13.74	45.58
		16	-34.00	-13.74	7.99
9	CC_70x70	9	-44.56	12.40	25.56
		17	44.56	-12.40	22.80
10	CC_70x70	10	1.03	21.80	44.13
		18	-1.03	-21.80	40.87
11	CC_70x70	11	0.12	21.55	43.51
		19	-0.12	-21.55	40.55
12	CC_70x70	12	0.45	21.57	43.59
		20	-0.45	-21.57	40.52
13	CC_70x70	13	18.49	19.44	39.43
		21	-18.49	-19.44	36.38
14	CC_70x70	14	-0.00	17.33	35.34
		22	0.00	-17.33	32.24
15	CC_70x70	15	-1.27	17.72	36.30
		23	1.27	-17.72	32.82
16	CC_70x70	16	25.74	10.28	21.62
		24	-25.74	-10.28	18.45
17	CC_70x70	17	-28.68	10.26	18.06
		25	28.68	-10.26	21.97
18	CC_70x70	18	0.45	19.46	35.92
		26	-0.45	-19.46	39.98
19	CC_70x70	19	0.10	19.44	35.89
		27	-0.10	-19.44	39.91
20	CC_70x70	20	0.49	19.34	35.71
		28	-0.49	-19.34	39.70
21	CC_70x70	21	11.64	17.29	31.64
		29	-11.64	-17.29	35.78
22	CC_70x70	22	0.08	15.26	27.57
		30	-0.08	-15.26	31.94
23	CC_70x70	23	-0.86	15.45	27.86
		31	0.86	-15.45	32.39
24	CC_70x70	24	16.77	8.15	13.63
		32	-16.77	-8.15	18.15
25	CC_70x70	25	-14.89	9.25	13.70
		33	14.89	-9.25	22.40
26	CC_60x70	26	0.08	15.40	26.81
		34	-0.08	-15.40	33.25
27	CC_60x70	27	0.10	15.59	27.11
		35	-0.10	-15.59	33.68
28	CC_60x70	28	0.42	15.49	26.92
		36	-0.42	-15.49	33.48
29	CC_60x70	29	5.79	13.98	23.83
		37	-5.79	-13.98	30.69
30	CC_60x70	30	0.09	12.45	20.69
		38	-0.09	-12.45	27.85
31	CC_60x70	31	-0.52	12.37	20.61
		39	0.52	-12.37	27.64
32	CC_70x70	32	8.93	7.47	9.98
		40	-8.93	-7.47	19.16
33	CC_70x70	33	-5.02	4.31	3.27
		41	5.02	-4.31	13.53
34	CC_60x70	34	0.06	10.04	15.15
		42	-0.06	-10.04	24.02
35	CC_60x70	35	0.05	10.25	15.46
		43	-0.05	-10.25	24.53
36	CC_60x70	36	0.23	9.96	14.96
		44	-0.23	-9.96	23.87
37	CC_60x70	37	1.72	8.96	12.87
		45	-1.72	-8.96	22.06
38	CC_60x70	38	0.06	8.09	11.04
		46	-0.06	-8.09	20.53
39	CC_60x70	39	-0.30	8.18	11.25
		47	0.30	-8.18	20.66
40	CC_70x70	40	3.19	3.41	1.48
		48	-3.19	-3.41	11.80
41	VC_35x70	9	-2.62	-14.82	-38.31
		10	2.62	14.82	-35.78

42	VC_35x70	10	-1.07	-13.84	-34.55
		11	1.07	13.84	-34.65
43	VC_35x70	11	0.36	-13.87	-34.70
		12	-0.36	13.87	-34.68
44	VC_35x70	12	1.79	-14.03	-34.78
		13	-1.79	14.03	-35.36
45	VC_35x70	13	2.39	-7.68	-26.68
		14	-2.39	7.68	-27.10
46	VC_35x70	14	2.33	-7.77	-27.23
		15	-2.33	7.77	-27.15
47	VC_35x70	15	2.73	-8.25	-28.16
		16	-2.73	8.25	-29.61
48	VC_35x70	17	0.04	-15.88	-40.86
		18	-0.04	15.88	-38.52
49	VC_35x70	18	-0.11	-15.30	-38.26
		19	0.11	15.30	-38.25
50	VC_35x70	19	-0.05	-15.28	-38.19
		20	0.05	15.28	-38.22
51	VC_35x70	20	-0.10	-15.32	-38.02
		21	0.10	15.32	-38.60
52	VC_35x70	21	-0.07	-8.47	-29.42
		22	0.07	8.47	-29.86
53	VC_35x70	22	0.04	-8.56	-29.94
		23	-0.04	8.56	-29.97
54	VC_35x70	23	-0.05	-8.97	-30.72
		24	0.05	8.97	-32.08
55	VC_35x70	25	1.82	-13.79	-35.67
		26	-1.82	13.79	-33.27
56	VC_35x70	26	0.59	-13.41	-33.53
		27	-0.59	13.41	-33.53
57	VC_35x70	27	-0.43	-13.40	-33.49
		28	0.43	13.40	-33.53
58	VC_35x70	28	-1.45	-13.34	-33.08
		29	1.45	13.34	-33.60
59	VC_35x70	29	-1.93	-7.49	-26.01
		30	1.93	7.49	-26.39
60	VC_35x70	30	-1.91	-7.50	-26.25
		31	1.91	7.50	-26.23
61	VC_35x70	31	-2.16	-7.84	-26.76
		32	2.16	7.84	-28.13
62	VC_35x70	33	-0.10	-9.88	-25.66
		34	0.10	9.88	-23.73
63	VC_35x70	34	-0.60	-9.86	-24.68
		35	0.60	9.86	-24.62
64	VC_35x70	35	-1.09	-9.82	-24.52
		36	1.09	9.82	-24.56
65	VC_35x70	36	-1.77	-9.63	-23.87
		37	1.77	9.63	-24.26
66	VC_35x70	37	-1.94	-5.55	-19.30
		38	1.94	5.55	-19.57
67	VC_35x70	38	-1.44	-5.52	-19.32
		39	1.44	5.52	-19.34
68	VC_35x70	39	-0.78	-5.74	-19.55
		40	0.78	5.74	-20.64
69	VC_35x70	41	3.59	-5.02	-13.53
		42	-3.59	5.02	-11.55
70	VC_35x70	42	1.45	-4.96	-12.47
		43	-1.45	4.96	-12.32
71	VC_35x70	43	-0.90	-4.91	-12.20
		44	0.90	4.91	-12.32
72	VC_35x70	44	-2.96	-4.67	-11.55
		45	2.96	4.67	-11.81
73	VC_35x70	45	-4.02	-2.96	-10.26
		46	4.02	2.96	-10.43
74	VC_35x70	46	-4.21	-2.89	-10.09
		47	4.21	2.89	-10.14
75	VC_35x70	47	-4.49	-3.19	-10.52
		48	4.49	3.19	-11.80

 * RESULTADOS DE ANALISIS *

UNIDADES ACTIVAS : KGS CMS

*** CARGA : SISMO ***

DESPLAZAMIENTO EN NUDOS

NUDO NO.	/--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/		ROTATION --/
	X DIRECTION	Y DIRECTION	Z DIRECTION
9	0.42	0.02	-0.08
10	0.43	-0.00	-0.06
11	0.43	-0.00	-0.07
12	0.43	-0.00	-0.07
13	0.43	-0.01	-0.07
14	0.42	0.00	-0.07
15	0.42	0.00	-0.07
16	0.42	-0.01	-0.08
17	1.11	0.03	-0.09
18	1.11	-0.00	-0.07
19	1.11	-0.00	-0.07
20	1.11	-0.00	-0.07
21	1.11	-0.01	-0.08
22	1.11	0.00	-0.08
23	1.11	0.00	-0.08
24	1.11	-0.02	-0.09
25	1.76	0.04	-0.08
26	1.76	-0.00	-0.06
27	1.76	-0.00	-0.06
28	1.76	-0.00	-0.06
29	1.76	-0.02	-0.07
30	1.76	0.00	-0.07
31	1.76	0.00	-0.07
32	1.77	-0.02	-0.08
33	2.31	0.05	-0.06
34	2.31	-0.00	-0.05
35	2.31	-0.00	-0.05
36	2.31	-0.00	-0.05
37	2.31	-0.02	-0.05
38	2.31	-0.00	-0.05
39	2.31	0.00	-0.05
40	2.31	-0.03	-0.06
41	2.66	0.05	-0.03
42	2.66	-0.00	-0.02
43	2.66	-0.00	-0.02
44	2.66	-0.00	-0.02
45	2.66	-0.02	-0.03
46	2.67	-0.00	-0.03
47	2.67	0.00	-0.03
48	2.68	-0.03	-0.04



ESTUDIO DE MECANICA, DE SUELOS
EXTENSION UNIVERSITARIA
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
SAN SALVADOR

INTRODUCCION.

El presente trabajo contiene los resultados obtenidos en la investigación del subsuelo realizada en terrenos de la Universidad de El Salvador, específicamente en el edificio de Extensión Universitaria, comprendido dentro del Proyecto de Reconstrucción y Desarrollo de la Universidad de El Salvador.

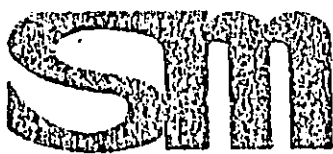
El estudio se realizó atendiendo solicitud de CONSULTA S.A. DE C.V.

El edificio en mención presenta daños causados por la actividad sísmica del 10 de Octubre de 1986.

OBJETIVO.

El estudio de Mecánica de Suelos se orientó a determinar las condiciones del subsuelo y las características físicas y mecánicas de los estratos detectados, definir la capacidad de carga del suelo y el nivel de fundación, así como también dar las recomendaciones necesarias para una mejor solución de la recimentación.

Para tal fin se realizaron 5 (cinco) perforaciones tipo penetración estándar (SPT), distribuidos según se muestra en el plano de ubicación anexo. La profundidad máxima explorada fue de 9.00 metros.

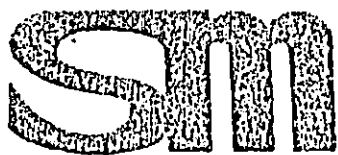


CONTENIDO

El presente estudio contiene:

1. Trabajo de Campo;
2. Ensayos de Laboratorio;
3. Estratigrafía;
4. Resistencia a la Penetración;
5. Contenidos de Humedad;
6. Estimación de la Capacidad de Carga;
7. Análisis de los Resultados y Conclusiones;
8. Recomendaciones;
9. Anexos:

- A- Plano de Ubicación
- B- Hojas de Registro de Perforación
- C- Perfiles Estratigráficos.-



1. TRABAJO DE CAMPO

Se realizaron 5 sondeos exploratorios con equipo de perforación motorizado marca ACKER Modelo AMC-2, con el objeto de obtener muestras representativas y continuas para su clasificación determinación del contenido de humedad y resistencia presentada por el suelo a la penetración de una cuchara muestrera de 1 1/2" (38.1 mm) de diámetro interno, hincado con un martillo de 140 libras (63.5 Kg), el cual es dejado caer desde una altura de 30" (76.0 cm), contándose el número de golpes necesarios para penetrar 1 pie (30.5 cm), según lo establece la norma ASTM D-1586 "PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR Y MUESTREO DE SUELOS CON CUCHARA PARTIDA".

2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas se analizaron en el laboratorio, efectuándose ensayos según se describe en las Normas ASTM:

- D-2216 "DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO"
- D-2487 "CLASIFICACION DE SUELOS PARA PROPOSITOS DE INGENIERIA".
- D-4318 "LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS"
- D-422 "ANALISIS GRANULOMETRICO DE LOS SUELOS"

3. ESTRATIGRAFIA.

LIMO ARENOSO (ML) con pómez y ripio, color café claro, conteniendo entre 20 y 40% de arena gruesa, media y fina, con un espesor de 7.50 mts. a partir de la superficie.

LIMO ARENOSO (ML-OL) con materia orgánica y con pómez, color café gris, con 25% de arena gruesa, media y fina, con un espesor de 1.00 mt.

LIMO ARCILLOSO (ML") con pómez y gravillas, color café, -- con 40% de arena gruesa, media y fina, con finos de baja plasticidad, tiene un espesor de 2.50 mts.

Sus características de plasticidad son: LIMITE LIQUIDO = 41.9%, LIMITE PLASTICO = 32.2%, INDICE PLASTICO = 9.7% .

ARENA LIMPIA PUMITICA (SW), bien graduada, color café claro, presenta la siguiente granulometría: GRAVA 9%, ARENAS 87%, FINOS 4%, Cu= 12.8, Cc= 1.8

ARENA LIMOSA (SM), con pómez, color café claro, con 60% arena gruesa, media y fina.

4. RESISTENCIA A LA PENETRACION

La resistencia del suelo a la penetración de una cuchara muestrera descrita en el numeral uno del presente informe, varió de 2 a 35 golpes, su compacidad relativa se clasifica de la siguiente manera:

De 2 a 10 golpes : SUELTO

De 11 a 30 golpes: SEMI-COMPACTO

De 31 a 35 golpes: COMPACTO

(Ver anexos Nos. 2 al 11)

5. CONTENIDOS DE HUMEDAD

Los contenidos naturales de humedad del suelo varían entre

15.5 y 43.3%, detectándose los valores máximos, mínimos y promedios en cada sondeo, según se detalla a continuación:

SONDEO No.	W MAX(%)	W MIN(%)	W PROM (%)
15	30.4 (3.00 m)	17.8	25.1
16	36.8 (1.50 m)	25.8	30.9
17	28.8 (3.50 m)	15.5	21.5
18	43.3 (8.50 m)	21.7	29.6
19	39.4 (2.00 m)	16.8	27.2

(Ver anexos Nos. 2 al 11)

6. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga admisible con la profundidad considerando cimentación superficial de 2.00 mt. en Kg/cm^2 , sería:

No. Sondeo	Prof. (mt)									
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	
15	0.4	0.6	0.8	0.8	0.6	0.5	1.0	1.5	--	
16	0.1	0.1	0.3	0.5	0.5	0.5	0.6	1.6	--	
17	0.3	0.2	0.3	0.4	2.4	1.1	--	--	--	
18	0.6	0.3	0.4	1.0	1.5	0.4	0.4	0.6	1.2	
19	0.1	0.4	0.6	1.0	1.0	3.7	--	--	--	

7. ANALISIS DE LOS RESULTADOS Y CONCLUSIONES

De los resultados anteriores se concluye que:

7.1 Existe en el área estudiada una zona en estado suelto con baja capacidad de carga y conteniendo materia orgánica, según se detalla a continuación:



SONDEO No.	ELEV. BROCAL (m)	ZONA SUELTA (m)	ZONA CON MAT. ORG. (m)
15	99.85	0.00-6.50	1.00-2.00
16	99.49	0.00-7.50	1.00-2.00
17	99.81	0.00-4.00	-----
18	99.44	0.00-3.50	-----
		5.50-8.50	-----
19	99.88	0.00-3.50	-----

7.2 Los estratos arenosos encontrados son susceptibles a la erosión, socavación, tubificación y a disminuir rápidamente su resistencia cuando se saturan, mientras que los estratos arcillosos son susceptibles a los cambios volumétricos, sin rebote plástico.

7.3 Los contenidos naturales de humedad del suelo varían entre normales y saturados, predominando los valores ligeramente altos.

No se encontró el nivel freático ni el de roca.

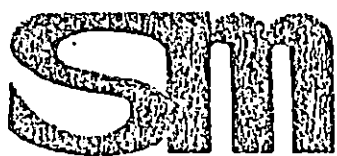
7.4 Podrán tomarse como parámetros del suelo los valores siguientes:

PESO VOLUMETRICO HUMEDO $\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$
 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA $\phi = 30^\circ$
 COHESION APARENTE $C = 0.0 \text{ Ton/m}^2$

8. RECOMENDACIONES

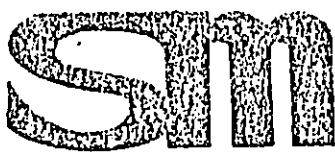
Tomando en consideración los resultados obtenidos y las conclusiones anteriores, recomendamos:

8.1 El subsuelo del lugar está constituido básicamente -- por limo arenoso (ML), detectándose en el sondeo No.18



una capa de limo arcilloso de 2.5 m de espesor y lentes aislados de limo orgánico y arena limosa de espesor pequeño. La superficie del terreno se encuentra en condición suelta con profundidad variable entre 3.5 m y 7.0 m, por lo que será necesario mejorar las condiciones del suelo de cimentación o trasladar las cargas a estratos más resistentes.

- 8.2 La solución de la cimentación será mediante la aplicación de las alternativas siguientes:
 - A.- Ampliar el área de cimentación
 - B.- Uso de pilotes de concreto reforzado
- 8.3 La alternativa "A" comprende la ampliación del área de cimentación para redistribuir las cargas, con espesores y refuerzo no menor que el existente.
- 8.4 En los casos donde pueda efectuarse restituciones para mejorar el suelo bajo la cimentación se efectuará con una mezcla de suelo-cemento en proporción volumétrica 20:1 debidamente compactado o una mezcla de concreto pobre cuando el espesor sea pequeño.
- 8.5 La alternativa "B" comprende el uso de pilotes de concreto reforzado, colados en el lugar, con diámetro mínimo de 0.30 m y longitud variable, debiendo penetrar al menos 0.60 m en el estrato resistente.
- 8.6 La capacidad de carga admisible de cada pilote, trabajando de punta, ha sido evaluado considerando un factor de seguridad de 2.5, obteniendo los valores siguientes:

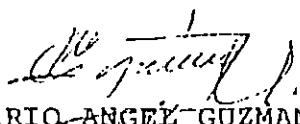


SONDEO No.	PROF. (m)	Qc (Ton)
15	7.0	10.6
16	7.5	11.3
18	9.0	13.6

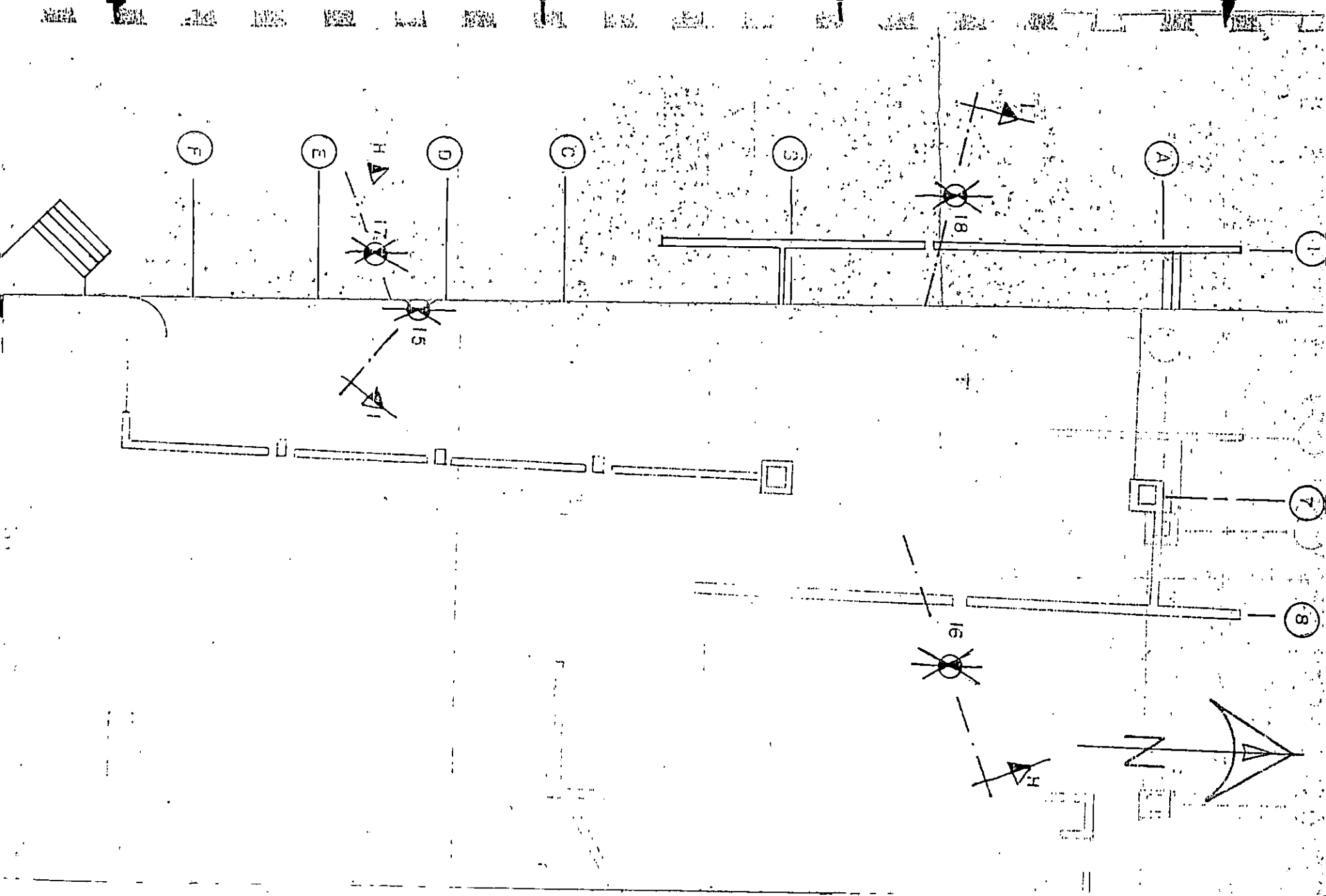
- 8.7 Evitar empozamientos y filtraciones de cualquier tipo en las excavaciones para cimentación por la susceptibilidad de los suelos a la socavación y a perder su resistencia.
- 8.8 Proporcionar un drenaje superficial eficiente. En caso de sustituir tuberías de drenaje, estas serán de tipo flexible para absorber pequeñas deformaciones.

Quedamos a sus apreciables órdenes.

Atentamente,


ING. MARIO ANGE~~L~~ GUZMAN URBINA
Presidente.-

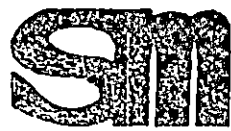
S.S. 9 de Diciembre de 1988.
MAGU/lc.



SM suelos y materiales s.a. de c.v.

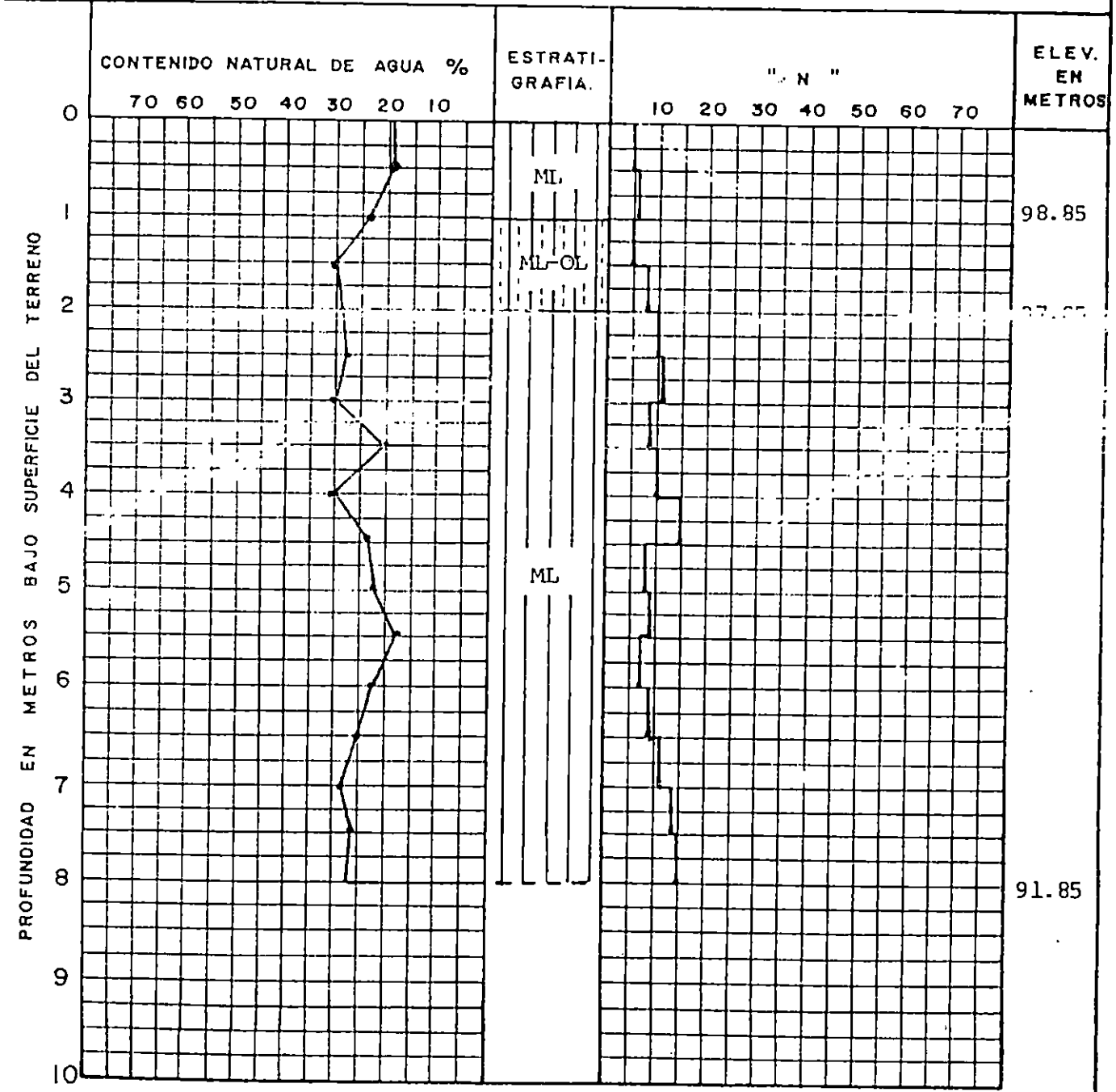
Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 15 Elev. Brocal: 99.85
 Fecha Inicial: 21-Nov-1988 Registro: HAM Operador: HAM Reviso: MAGUI
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón: _____

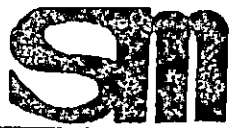
Prof. en Mts.	Resistencia a la penetración				Humedad %	Clasificación
	20	15	15	"N"		
0.50	3	2	3	5	18.6	LIMO ARENOSO (ML) con pomez y ripio, color ca-
1.00	4	3	3	6	22.8	fé claro, con 20 y 40% de arena gruesa, media.
1.50	4	2	3	5	30.2	LIMO ARENOSO (ML-OL) con materia orgánica y
2.00	5	4	4	8	29.2	con pomez, con 25% de arena gruesa, media y fina.
2.50	6	5	5	10	28.4	LIMO ARENOSO (ML) con pomez y ripio, color
3.00	6	5	6	11	30.4	café claro, con 20 y 40% de arena gruesa,
3.50	3	5	4	9	20.4	media y fina.
4.00	6	5	5	10	30.2	"
4.50	11	8	7	15	23.3	"
5.00	8	4	4	8	22.0	"
5.50	6	4	5	9	17.8	"
6.00	5	3	4	7	22.0	"
6.50	5	4	5	9	25.1	"
7.00	6	5	6	11	28.1	"
7.50	8	7	7	14	26.0	"
8.00	9	7	8	15	26.6	"



suelos y materiales s.a. de c.v.

Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 15 Elev. Brocal: 99.85
 Fecha Inic. : 21-Nov-1988 Registró: HAM Operador: HAM Revisó: MAGU
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón:

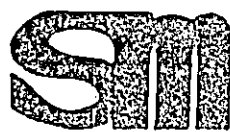




suelos y materiales s.a. de c.v.

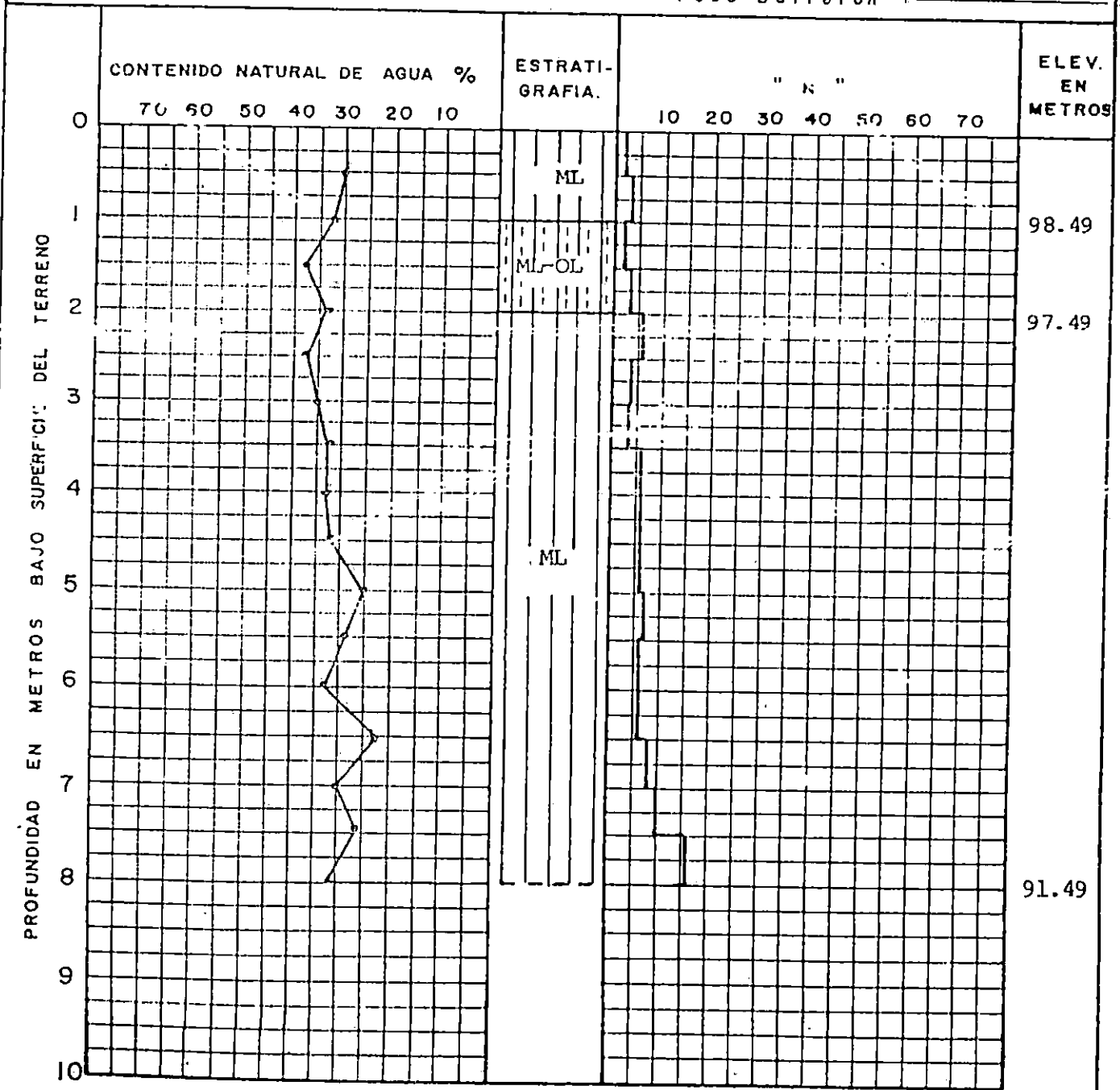
Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondéo No. 16 Elev. Brocal: 99.49
 Fecha Inicial: 21-Nov-1988 Registro: JOC Operador: JOC Reviso: MAGI
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón _____

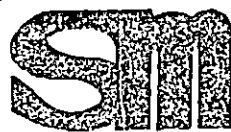
Prof. en Mts.	Resistencia a la penetración				Humedad %	Clasificación
	20	15	15	"N"		
0.50	2	1	1	2	29.6	LIMO ARENOSO (ML) con pómez y ripio, color ca-
1.00	2	1	2	3	32.0	fé claro, con 20 y 40% de arena gruesa, media
1.50	2	1	1	2	36.8	LIMO ARENOSO (ML-OL) con materia orgánica y
2.00	2	1	2	3	33.9	con pómez, color café gris, con 25% arena
2.50	2	3	3	6	37.0	LIMO ARENOSO (ML) con pómez y ripio, color
3.00	3	2	2	4	34.7	café claro, con 20 y 40% de arena gruesa,
3.50	3	2	2	5	33.0	media y fina.
4.00	4	3	3	6	32.7	" "
4.50	4	3	3	6	31.7	" "
5.00	4	3	3	6	24.6	" "
5.50	4	3	4	7	27.6	" "
6.00	4	3	3	6	32.2	" "
6.50	4	3	3	6	22.5	" "
7.00	4	3	5	8	29.8	" "
7.50	6	5	5	10	25.8	" "
8.00	8	7	9	16	30.5	" "
8.50	8	7	9	16	30.5	" "



suelos y materiales s.a. de c.v.

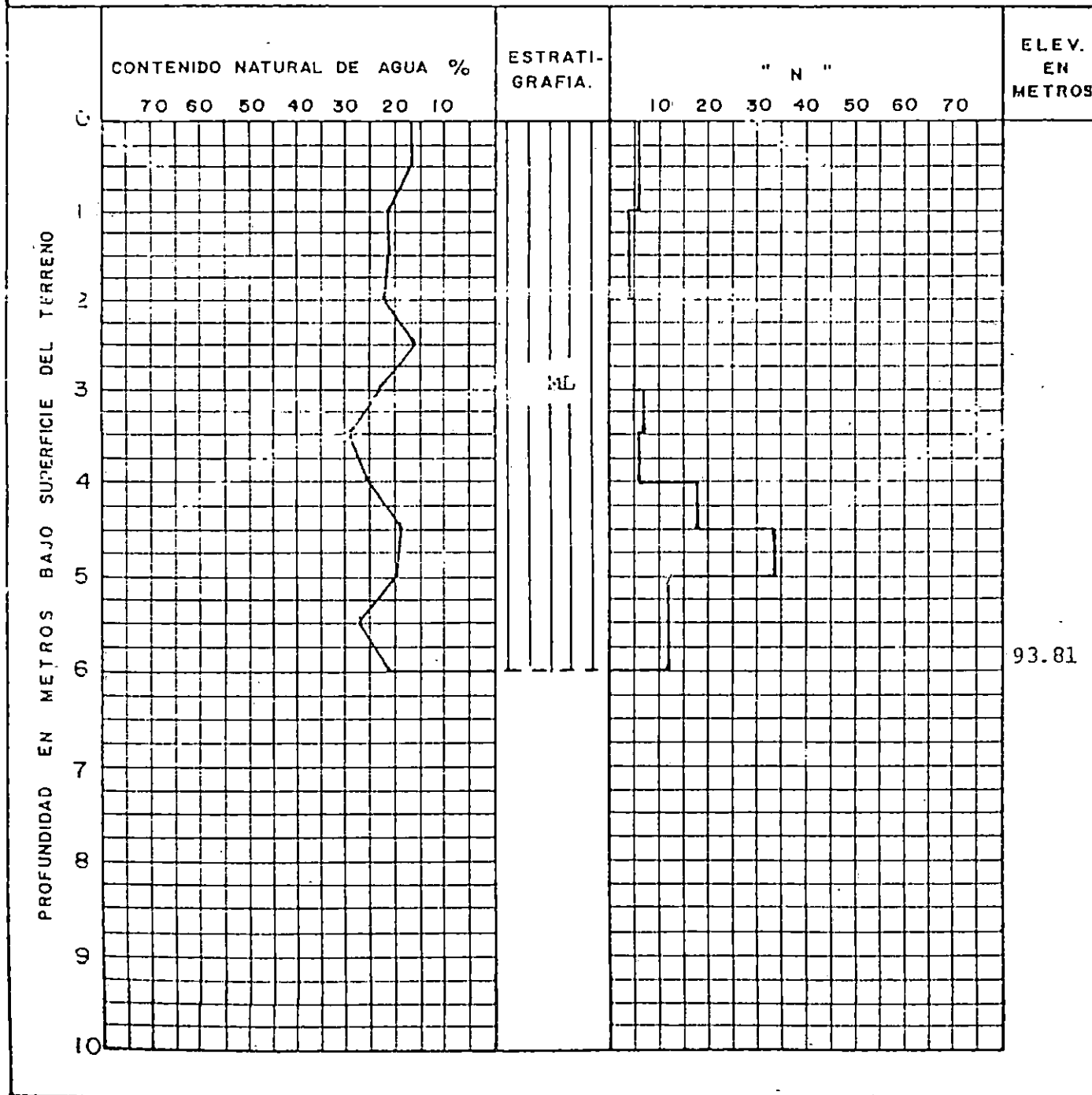
Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 16 Elev. Brocal: 99.49
 Fecha Inicia.: 21-Nov-1988 Registró: JOC Operador: JOC Revisó: MAGU
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón: _____

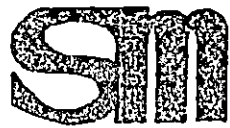




suelos y materiales s.a. de c.v.

Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 17 Elev. Brocal: 99.81
 Fecha Iniclac.: 21-Nov-1988 Registró: JOC Operador: JOC Revisó: MAGU
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón: _____

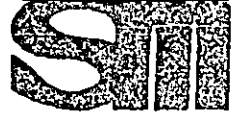




suelos y materiales s.a. de c.v.

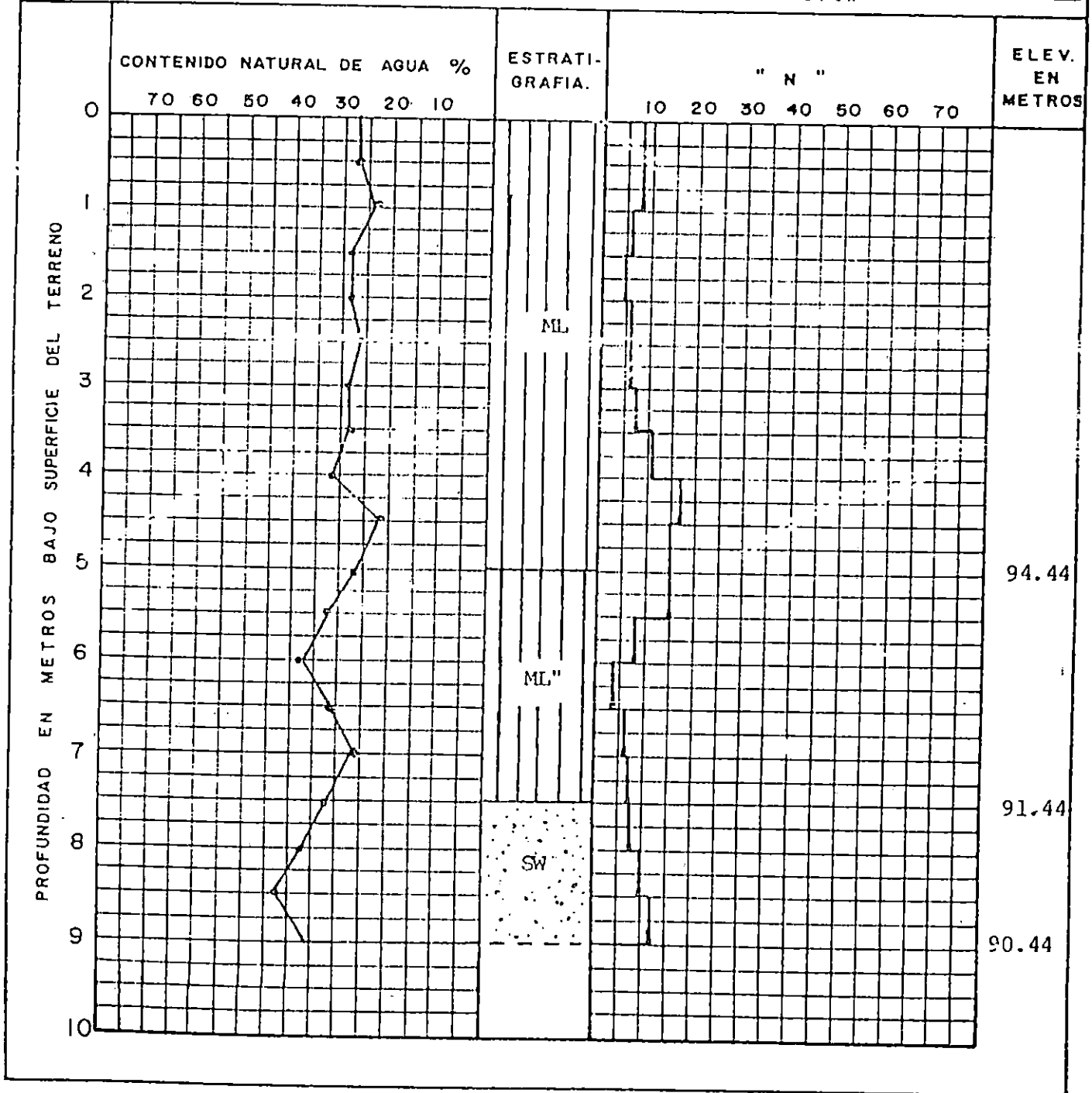
Obro: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 18 Elev. Brocal: 99.44
 Fecha Inicial: 21-Nov-1988 Registro: JOC Operador: JOC Revisor: MAGI
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barrotón _____

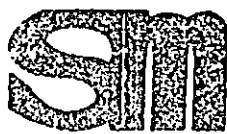
Prof. en Mts.	Resistencia a la penetración				Humedad %	Clasificación
	20	15	15	"N"		
0.50	5	4	4	8	26.7	LIMO ARENOSO (ML) con pomez y ripio, color
1.00	5	4	4	8	23.5	café claro, con 20 y 40% de arena gruesa,
1.50	4	3	3	6	28.3	media y fina.
2.00	3	2	3	5	27.6	" "
2.50	4	3	3	6	25.8	" "
3.00	3	3	3	6	27.8	" "
3.50	4	3	4	7	26.8	" "
4.00	6	5	6	11	30.6	" "
4.50	8	7	10	17	21.7	" "
5.00	16	11	4	15	25.8	" "
5.50	8	6	9	15	32.0	LIMO ARCILLOSO (ML) con pomez y gravillas
6.00	9	4	4	8	36.7	volcánicas, color café, con 40% de arena gruesa,
6.50	3	2	2	4	30.7	media y fina, con finos de baja plasticidad.
7.00	4	3	3	6	25.6	
7.50	5	3	4	7	30.7	ARENA LIMPIA PUMITICA (SW), bien graduada, color
8.00	6	4	4	8	36.3	café claro.
8.50	7	5	5	10	43.3	" "
9.00	7	5	7	12	31.0	" "



suelos y materiales s.a. de c.v.

Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización SAN SALVADOR Sondoo No. 18 Elev. Brocal: 99.44
 Fecha Inic. 21-Nov-1988 Registró: JOC Operador: JOC Revisó: MAGU
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón: _____





suelos y materiales s.a. de c.

Obra: EXTENSION UNIVERSITARIA DE LA UES Estructura: EDIFICIO
 Localización: SAN SALVADOR Sondeo No. 19 Elev. Brocal: 99.88
 Fecha Iniclae.: 21-Nov-1988 Registró: HAM Operador: HAM Revisó: MAGU
 Herramientas de Avance: Penetración normal Peso Golpeador: 140 lbs.
 Herramientas de Muestreo: Cuchara partida Peso Barretón: _____

