



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

**DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA
NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR
DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

Stefania González Leche

Asesorado por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra

Guatemala, septiembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA
NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR
DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

STEFANIA GONZÁLEZ LECHE

ASESORADO POR LA INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

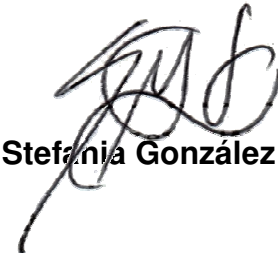
DECANO	Ing. Roberto Mayorga Rouge
EXAMINADOR	Ing. Juan Miguel Rubio Romero
EXAMINADOR	Ing. Leonel Pinot Leiva
EXAMINADOR	Ing. Rafael Ángel Bolaños Escobar
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA
NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR
DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 16 de noviembre de 2010.



Stefania González Leche



Guatemala, 28 de octubre de 2011
REF.EPS.DOC.1414.10.11

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Stefania Gon Leche** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **198311315**, procedí a revisar informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN LA ESCUELA NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISA ESCOBAR DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO GUATEMALA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
MRGSdS/ra



Guatemala, 26 de abril de 2012
Ref.EPS.D.456.04.12

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

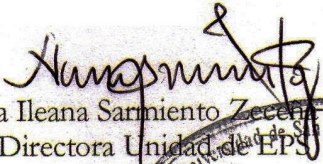
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

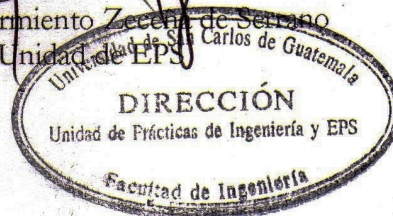
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Stefania González Leche**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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



NISZ/ra



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



Guatemala,
18 de abril de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Stefania González Leche, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

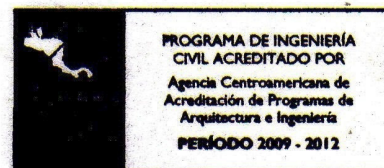

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





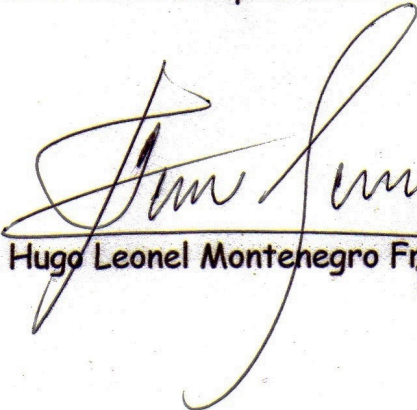
USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala


<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra y del Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, al trabajo de graduación de la estudiante Stefania González Leche, titulado **DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, septiembre 2013

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala

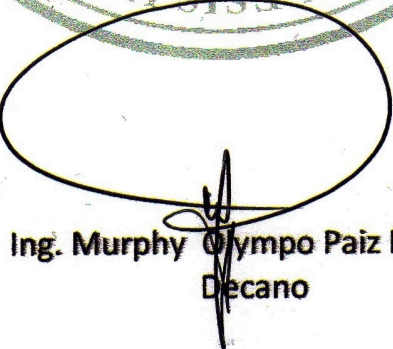


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 645 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE UN SALÓN DE USOS MÚLTIPLES PARA LA ESCUELA NACIONAL URBANA MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR DEL MUNICIPIO DE MIXCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,** presentado por la estudiante universitaria **Stefania González Leche,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 23 de septiembre de 2013

/gdech



ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Marco geofísico de la Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar	1
1.1.1. Situación geográfica	1
1.1.2. Límites, colidancias y funcionalidad de la propiedad.....	2
1.1.3. Vías de acceso	3
1.1.4. Clima	3
1.1.5. Características constructivas y componentes del complejo educativo	3
1.2. Marco económico y social.....	4
1.2.1. Población estudiantil.....	4
1.2.2. Servicios del complejo educativo.....	4
1.2.3. Actividades culturales y deportivas.....	5
1.3. Marco cultural	5
1.3.1. Reseña histórica de la fundación del centro escolar	5
1.3.2. Idioma y religión.....	6

1.4.	Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios e infraestructura de la escuela	6
1.4.1.	Descripción de las necesidades	7
1.4.2.	Priorización de las necesidades	7
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1.	Diseño del salón de uso múltiple	9
2.1.1.	Descripción del proyecto	9
2.1.2.	Investigación preliminar.....	9
2.1.3.	Terreno disponible.....	10
2.1.3.1.	Análisis de suelos	10
2.1.3.2.	Prueba triaxial	10
2.1.4.	Diseño arquitectónico.....	12
2.1.4.1.	Ubicación del edificio	12
2.1.4.2.	Distribución de ambientes.....	12
2.1.4.3.	Altura del edificio	13
2.1.4.4.	Ventilación	14
2.1.4.5.	Iluminación.....	14
2.1.4.6.	Aislamiento acústico	15
2.1.5.	Análisis y diseño estructural.....	15
2.1.5.1.	Sistema estructural	16
2.1.5.2.	Predimensionamiento estructural	17
2.1.5.3.	Modelos matemáticos de marcos rígidos.....	23
2.1.5.4.	Cargas de diseño.....	23
2.1.5.5.	Cargas verticales en marcos rígidos.....	24
2.1.5.6.	Cargas horizontales en marcos rígidos.....	26

2.1.5.7.	Análisis de marcos rígidos por el método numérico de Kani	32
2.1.5.8.	Aplicación del método de Kani, cálculo de la carga muerta	34
2.1.5.9.	Aplicación del método de Kani para fuerzas laterales o sísmicas	42
2.1.5.10.	Comparación de momentos finales del método de Kani con los datos obtenidos del programa SAP 2000.....	54
2.1.5.11.	Comparación de momentos finales por envolventes de momentos (ACI, apéndice C)	56
2.1.5.12.	Diagrama de cortes últimos en marcos rígidos.....	60
2.1.6.	Diseño estructural.....	63
2.1.6.1.	Diseño de losa para los asientos.....	63
2.1.6.2.	Análisis y diseño de vigas	66
2.1.6.3.	Análisis y diseño de columnas	79
2.1.6.4.	Análisis y diseño de zapatas	97
2.1.7.	Análisis de marcos rígidos para estructuras metálicas.....	104
2.1.7.1.	Diseño de columna.....	110
2.1.7.2.	Diseño de vigas.....	114
2.1.7.3.	Diseño de costaneras.....	116
2.1.7.4.	Diseño de placas y tornillos.....	118
2.1.7.5.	Diseño de placas para base de columnas.....	121
2.2.	Diseño de muros en mampostería	126
2.3.	Planos del proyecto	129

2.3.1. Presupuesto del proyecto.....	129
CONCLUSIONES.....	133
RECOMENDACIONES	135
BIBLIOGRAFÍA	137
ANEXOS	139

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de ubicación	2
2.	Planta típica para graderío del salón de uso múltiple.....	18
3.	Sección A - A', graderío para salón de uso múltiple.....	19
4.	Detalle de la loseta.....	21
5.	Cargas de diseño	23
6.	Marco 11, -sentido Y- cargas laterales y verticales.....	31
7.	Marco D,-sentido X- cargas laterales y verticales	31
8.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m) – carga muerta – marco 11, sentido Y	40
9.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) – carga muerta – marco 11, sentido Y	41
10.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m)- carga viva - marco 11 sentido Y	41
11.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) – carga viva – marco 11, sentido Y	42
12.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -fuerza sísmica- marco 11, sentido Y	44
13.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) –fuerza sísmica- marco 11, sentido Y	45
14.	Diagrama de la estructura primaria – carga muerta– marco D.....	46
15.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga muerta-marco D, sentido X	48

16.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga muerta-marco D, sentido X.....	49
17.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga viva- marco D, sentido X.....	50
18.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga viva- marco D, sentido X.....	50
19.	Diagrama de la estructura primaria–carga lateral -marco D	51
20.	Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga sísmica- marco D, sentido X.....	53
21.	Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga sísmica- marco D, sentido X	53
22.	Diagrama de momentos con Kani, marco 11-sentido Y.....	54
23.	Diagrama de momentos con SAP 2000. Marco 11- sentido Y.....	55
24.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) -marco 11 -, sentido Y.....	58
25.	Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) -marco 11-, sentido Y.....	58
26.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) -marco D -, sentido X.....	59
27.	Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) -marcoD -, sentido X.....	59
28.	Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) -marco 11 -, sentido Y.....	61
29.	Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) -marco 11 -, sentido Y.....	61
30.	Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) -marco D -, sentido X.....	62
31.	Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) -marco D -, sentido eje X	62
32.	Armado final de loseta	66
33.	Armado final de viga V-2, sentido Y.....	71

34.	Diagrama de corte actuante y corte resistente.....	76
35.	Armado final de Viga V-1 , sentido X	78
36.	Refuerzo en columna estructural	90
37.	Esquema de espaciamiento de estribos en columna.....	91
38.	Refuerzo en columna estructural	97
39.	Comprobación por corte simple	100
40.	Comprobación por corte punzonante	101
41.	Detalle de zapata Z-1	104
42.	Fuerzas actuantes en marco típico	105
43.	Reacciones en la base del marco	107
44.	Diagrama de momentos en el marco	108
45.	Rodilla	109
46.	Reacciones en uniones.....	117
47.	Placa metálica.....	118
48.	Diseño de placa metálica	120
49.	Placa típica y su comportamiento ante una carga P	121
50.	Placa metálica para base de columnas.....	123
51.	Arranque de columna metálica sobre pilón de concreto	123
52.	Detalle de anclaje de pernos.....	126
53.	Arreglo de muros.....	127

TABLAS

I.	Altura y espesores mínimos para vigas	17
II.	Comparación de momentos finales de SAP 2000 con Kani.....	55
III.	Área de acero en la viga V-2, sentido Y.....	68
IV.	Área de acero en viga V-1 , sentido X.....	73
V.	Rigideces de muros y centro de corte de muros	128
VI.	Distribución de cargas, esfuerzos permisibles y esfuerzos	128

VII.	Refuerzos estructurales.....	129
VIII.	Presupuesto	130

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Ag	Área bruta de la sección transversal de un elemento sin incluir el área de acero
As	Área de acero
As_{req.}	Área de acero requerida para cubrir un momento dado
Az	Área de la zapata vista en planta
H	Altura del elemento considerado
Hi	Altura del nivel considerado, medida desde la base del marco
Hn	Altura del nivel de piso
As_{máx.}	Área máxima de acero
As_{min.}	Área mínima de acero
b	Base de la sección transversal de un elemento
P_{cr}	Carga axial crítica a la que estará sometida la columna
P_u	Carga axial última
P'_y	Carga normal máxima cuando se encuentra presente la excentricidad, $e_x, e_y=0$
P'_x	Carga normal máxima cuando se encuentra presenta la excentricidad $e_y, e_x=0$
P'_u	Carga normal máxima que actúa en las excentricidades e_x y e_y
P_o	Carga axial máxima que puede resistir la columna cuando no existen excentricidades $e_x=0, e_y=0$
P	Carga puntual
Cs	Carga sísmica

CU	Carga Última ACI 91
CV	Carga Viva
Z	Coefficiente numérico que depende de la zona sísmica
C	Coefficiente que depende del período de oscilación sísmica
ρ bal.	Cuantía balanceada de acero
ρ	Cuantía de acero
ρ máx.	Cuantía máxima de acero
ρ mín.	Cuantía mínima de acero
\emptyset	Diámetro
E	Esbeltez de un elemento
V ac.	Esfuerzos de corte que actúan en el elemento
V res.	Esfuerzos de corte que el concreto es capaz de resistir
Vd	Esfuerzos cortantes de diseño
S	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal
t	Espesor de losa
e	Excentricidad
I	Coefficiente numérico que depende del tipo de ocupación que se le dé al edificio
Fcu	Factor de carga última
Vik	Factor de corrimiento
Dik	Factor de distribución
Mik	Factor de giro
T	Fuerza de tensión actuante por perno
Fm	Fuerza por marco
Fn	Fuerza por nivel respecto al corte basal
VE	Fuerza que actúa como reacción vertical en base de marco de estructura metálica
Ψi	Grado de empotramiento o restricción de las columnas

I	Inercia del elemento de análisis
M^{ik}	Influencias de giro
kg	Kilogramo
Li	Longitud de un elemento dado
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Mfik	Momentos fijos
Mn	Momento de piso
Ms	Momento de sujeción
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
M As_{máx.}	Momento que resiste el área de acero máximo
M As_{min.}	Momento que resiste el área de acero mínimo
No.	Nomenclatura del acero estructural la cual mide el diámetro de la barra en múltiplos de 1/8"
N	Número de pernos en una conexión
d	Peralte
W	Peso del elemento en análisis
T	Período de oscilación sísmica
Wx	Peso en componente x
Wy	Peso en componente y
γ_s	Peso específico del suelo
γ_{conc.}	Peso promedio del concreto armado por unidad de volumen (kg/m ³)
q_{dis.}	Presión última de diseño
R	Radio de giro, se emplea para el cálculo de la esbeltez en las columnas

Rec	Recubrimiento de estructura
D	Relación de rigideces de elementos en tabla de balance de momento por el método de rigidez
τ	Relación entre el área transversal encerrada por el refuerzo longitudinal en las columnas y el área total de la sección transversal de la columna
Pnc	Resistencia axial nominal de la sección transversal de la columna en condiciones óptimas, utilizada generalmente para predimensionar dicho elemento
K	Rigidez de un elemento
F'c	Resistencia mínima a compresión del concreto
Fy	Resistencia nominal a tensión del acero estructural
$\sum Ri$	Sumatoria de rigideces de marco analizado
qd	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ACI	Siglas de American Concrete Institute.
AISC	Siglas de American Institute of Steel Construction Inc., código para el diseño estructural en estructuras metálicas.
Área tributaria	Se define como la zona de acción de las cargas para el análisis estructural.
Carga axial	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.
Carga muerta	Cargas permanentes soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción.
Carga viva	Son las cargas de ocupación en edificios. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar su ubicación.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción, la cual transmitirá sobre el terreno en forma estable y segura.
Columna	Elemento estructural usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

Confinamiento	Adecuada distribución de estribos en un elemento estructural de concreto armado de acuerdo a los lineamientos de códigos y especificaciones técnicas para un perfecto amarre perimetral de la estructura.
Corte basal	Fuerza de corte provocada por la acumulación de fuerzas aplicadas en la base de una edificación.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Estribo	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte en un elemento estructural.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
Longitud de desarrollo	Longitud embebida en el hormigón que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica.
Módulo de elasticidad	Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión bajo el límite de proporcionalidad del material.
Momento	Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.

Muro	Elemento generalmente vertical empleado para encerrar o separar espacios.
Viga	Miembro horizontal usado principalmente para soportar cargas.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, contiene el diseño arquitectónico estructural para un salón de uso múltiple en la Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar.

En el primer capítulo, se presenta la investigación de los aspectos culturales, económicos y sociales de la población que va a beneficiar el proyecto, son indicadores de las características de la población, las actividades y usos que se llevaran a cabo en el proyecto, la proyección social y el impacto económico del proyecto dentro de la comunidad. El entorno físico como el clima, la ubicación del solar sirve para atender en primera instancia los efectos del clima, la accesibilidad del lugar.

En el segundo capítulo, se toman en cuenta normas y criterios generales para el diseño de la infraestructura del salón de uso múltiple, tanto arquitectónicos como estructurales. En el diseño estructural, se consideran todas las cargas verticales y horizontales que actúan sobre la estructura, así como las fuerzas sísmicas. Una vez obtenidas las cargas se definen las características de elementos tales como vigas, columnas, zapatas en concreto armado y en la cubierta. Concluido el diseño se elabora el presupuesto y los planos.

OBJETIVOS

General

Concebir un diseño arquitectónico y realizar el diseño estructural de un salón de uso múltiple para la Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar que cubra las exigencias de seguridad, utilidad y confort.

Específicos

1. Relacionar en el diseño arquitectónico en exacta proporción la disposición de espacios, los aspectos del ambiente, la apariencia estética y los materiales de construcción para obtener un proyecto factible en ejecución y en operación.
2. Diseñar una estructura segura con las normas vigentes sobre edificios escolares oficiales.
3. Utilizar el sistema estructural indicado y los métodos de construcción apropiados.
4. Implementar y mejorar los espacios físicos de apoyo de la enseñanza del establecimiento educativo.

INTRODUCCIÓN

La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) implementado por la Universidad de San Carlos de Guatemala, tiene como finalidad llevar desarrollo a las comunidades, realizando un estudio prodesarrollo de la región.

El diseño del salón de uso múltiple fue elaborado considerando aspectos técnicos, arquitectónicos y estructurales, ambientales y socioeconómicos que contribuyen a garantizar el beneficio y desarrollo de esta comunidad. Para garantizar su buen funcionamiento fue elaborado con base a códigos nacionales e internacionales de diseño vigentes en el país, con el fin de brindar seguridad y confiabilidad del mismo.

Con el diseño de este proyecto se pretende dar una solución factible y económica a las necesidades de esta comunidad.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Marco geofísico de la Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar

La Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar, presta el servicio de educación a nivel primario, tiene una ubicación en un contexto totalmente urbano, es un establecimiento educativo que tiene la existencia de espacios físicos de apoyo a la enseñanza, como un salón de usos múltiples, biblioteca escolar pero de manera no suficiente y carece de otros.

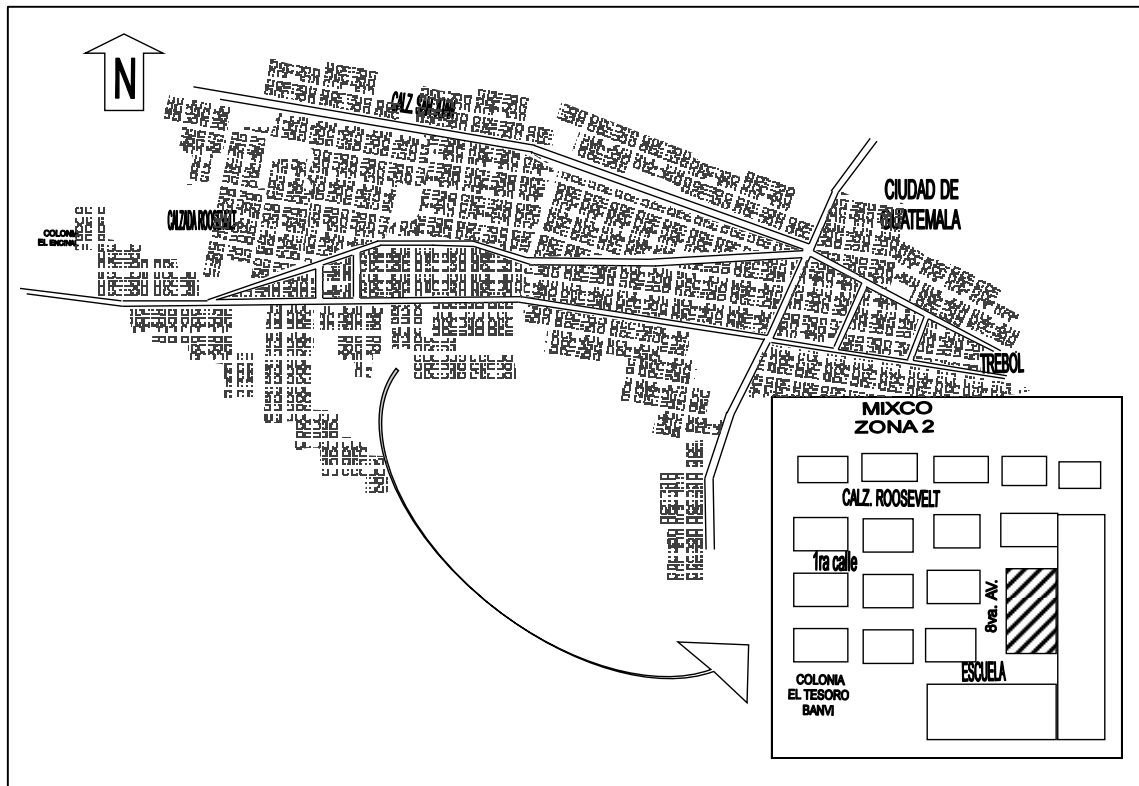
Salón de usos múltiples es un espacio que no forma parte de la infraestructura de las escuelas oficiales a nivel primario, su existencia puede contribuir a la calidad de la educación que se imparte al ampliar las oportunidades de aprendizaje de los estudiantes.

1.1.1. Situación geográfica

El complejo educativo se encuentra en el departamento de Guatemala, municipio de Mixco con la dirección 8va. avenida 1-67 zona 2, colonia El Tesoro Banvi se encuentra en una altitud de 1 585 metros sobre el nivel del mar y las coordenadas de la posición geográfica son las siguientes; latitud 14 grados, 31 minutos y 26 segundos y longitud 90 grados, 45 minutos y 41 segundos.

La ubicación del establecimiento es en un sitio de fácil acceso para los niños, el entorno se encuentra libre de peligros como barrancos, ríos y basureros. El vecindario proyecta un ambiente de seguridad.

Figura 1. Mapa de ubicación



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

1.1.2. Límites, colidancias y funcionalidad de la propiedad

La escuela colinda al norte con la colonia Alvarado, al este con las bodegas de una empresa privada, al sur con el área recreativa de la colonia el Tesoro Banvi y al oeste con las casas con los numerales comprendidos del 1-00 al 1-82.

La propiedad pertenece al Estado (Ministerio de Educación, MINEDUC) con registro de la propiedad inmueble; finca urbana, No. 62 344, Folio 251, libro 1 037 y área registrada 3 841 metros cuadrados.

1.1.3. Vías de acceso

Sobre la calzada Roosevelt, en el tramo comprendido entre Anillo Periférico y la zona 2 de Mixco, se encuentra la 8va. avenida, de lado sur de la calzada tomando esta avenida hasta la 1ra. calle, ahí se ubica la escuela; aproximadamente a 200 metros de la mencionada calzada. La distancia de la cabecera municipal de Mixco al complejo educativo es de 5,8 kilómetros. Las calles, avenidas y calzadas del sector están pavimentadas.

1.1.4. Clima

El clima generalmente es templado, en época de verano entre los meses de junio a septiembre la temperatura oscila entre 16 grados y 27,8 grados centígrados en invierno entre los meses diciembre abril la temperatura oscila de 21 a 5 grados centígrados. La precipitación pluvial por año es de 1 660 milímetros. La humedad relativa es de 70,3 por ciento.

1.1.5. Características constructivas y componentes del complejo educativo

Los componentes del complejo educativo son cuatro edificaciones de un nivel que albergan área administrativa, 12 aulas, 4 módulos de servicios sanitarios, 4 bodegas, 2 cocinas y 2 guardianías. La construcción del inmueble es de muros de block y techo de lámina. Todos los ambientes tienen ventanas de estructura metálica con vidrio, puertas metálicas y pisos de granito.

Los espacios exteriores del complejo educativo son cuatro patios que separan cada módulo, unidos por caminamientos y rodeados por pequeñas áreas verdes, un patio cívico, dos canchas polideportivas pavimentadas. Un salón de uso múltiple de paredes de block y techo de lámina de duralita y costanera metálica como estructura portante, con capacidad de 80 alumnos. La escuela tiene muro perimetral construido de block con dos portones metálicos

1.2. Marco económico y social

Se realizaron observaciones de tipo cualitativo y cuantitativo, para tomar datos de los aspectos sociales, económicos y de infraestructura del complejo educativo en estudio, obteniendo información con la elaboración de encuestas; resultados que se describen a continuación.

1.2.1. Población estudiantil

La escuela tiene un cupo escolar aproximado de 500 alumnos en cada jornada; matutina y vespertina, se estima también, que la mayoría de esta población estudiantil es aledaña a la escuela.

1.2.2. Servicios del complejo educativo

Las condiciones de infraestructura escolar y al acceso a los servicios básicos son los siguientes: drenaje sanitario conectado a la red de drenajes de la Municipalidad de Mixco, agua potable suministrada por la red municipal, almacenamiento de agua por medio de tinacos. El servicio eléctrico es suministrado por la empresa Comercializadora Eléctrica de Guatemala, S.A., COMEGSA con un voltaje de 110 voltios.

El mantenimiento es realizado de forma permanente y adecuada, semestralmente se reparan baños, puertas, ventanas y pisos. La aplicación de pintura a los muros se realiza anualmente. Las reparaciones de techos y muros, considerando la seguridad de los niños son realizadas en las vacaciones de fin de año.

1.2.3. Actividades culturales y deportivas

A lo largo del año, se realizan actividades recreativas, cívicas y culturales según la calendarización del ministerio de educación.

1.3. Marco cultural

La educación debe ser un componente fundamental para el desarrollo de una nación, la cual debe aportar a la población conocimientos socioculturales, deportivos, tecnológicos y conductas morales.

1.3.1. Reseña histórica de la fundación del centro escolar

La escuela fue fundada el 25 de mayo de 1959, siendo su primer nombre Escuela Rural Mixta Las Américas, en una casa en arrendamiento posteriormente se trasladó al predio actual contando solamente con cuatro aulas y un salón de actos sin muro perimetral, el terreno fue donado por un vecino.

En 1966 la escuela cambio de nombre a Escuela Doctora María Isabel Escobar, primera galena graduada en la Universidad de San Carlos dedicándose toda su vida al campo de la pediatría. El 7 de junio de 1 982 las autoridades del Ministerio de Educación entregaron las instalaciones actuales para impartir clase a nivel preprimario y primario.

1.3.2. Idioma y religión

La población estudiantil habla el idioma español. La religión predominante es la católica, siguiéndole la religión cristiana evangélica.

1.4. Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios e infraestructura de la escuela

Este proceso consistió en la obtención de información para realizar el diagnóstico de las necesidades primarias de la escuela, en cuanto infraestructura y servicios, de este análisis se obtuvo lo siguiente:

- Los espacios físicos de apoyo a la enseñanza para fortalecer las actividades escolares, utilizados en el establecimiento son: salón de maestros, biblioteca escolar, salón de usos múltiples con capacidad de 80 alumnos.
- Condiciones de mantenimiento y conservación del establecimiento, son aceptables, en pintura de muros, conservación y limpieza de vidriería. Funcionalidad de puertas y cerrojos en buen estado. No se encontraron grietas visibles, techos, canales y bajantes sin daños visibles.
- Implementación del personal de apoyo en la docencia de materias como física, artes, inglés, computación y orientación. Personal y material para apoyar a niños con capacidades especiales.

1.4.1. Descripción de las necesidades

Mejorar los apoyos pedagógicos y acervos bibliográficos. En los espacios físicos de apoyo falta implementar un laboratorio de cómputo, el programa de biblioteca aula y la construcción de un nuevo salón de uso múltiple con una capacidad adecuada.

1.4.2. Priorización de las necesidades

Se debe modificar el modelo de infraestructura básica de las escuelas para ampliar las oportunidades de aprendizaje de los alumnos. Estas necesidades pueden ser consideradas de carácter prioritario.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del salón de uso múltiple

Al diseñar un proyecto, se consideran el uso y los servicios que debe prestar la edificación a los usuarios, considerando los criterios arquitectónicos, normas, códigos y reglamentos vigentes, en este caso, es un inmueble de uso educativo y público, con categoría ocupacional de obra importante.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un salón de uso múltiple que estará compuesto por una nave principal, un graderío, bodega y vestidores con servicios sanitarios para educandos de sexo femenino y masculino.

El graderío tendrá un diseño estructural basado en marcos rígidos de concreto reforzado y la nave principal del salón será de estructura metálica con vigas y columnas de acero de sección llena tipo I.

2.1.2. Investigación preliminar

Actualmente el centro educativo cuenta con un salón de uso múltiple, sin embargo se ha manifestado por parte del cuerpo docente del centro la iniciativa de poder mejorar las instalaciones, colaborando así con el desarrollo educativo de los estudiantes y brindar a los docentes, padres de familia y alumnos un edificio moderno con ambientes cómodos para realizar actividades culturales, sociales, de integración o servicio a la comunidad.

2.1.3. Terreno disponible

El terreno destinado para la ubicación del proyecto se encuentra en el patio principal de la escuela, el cual colinda según alineaciones municipales a 200 metros del eje principal de la calzada Roosevelt y zona 2 de Mixco.

2.1.3.1. Análisis de suelos

Al realizar el diseño estructural del proyecto, uno de los factores más importantes es el diseño de las cimentaciones, se debe efectuar un estudio de las condiciones del subsuelo para determinar las presiones que existen en el sistema suelo-cimiento, lo que permite definir el tipo y el diseño más apropiado de la cimentación, tomando en cuenta 2 características que se deben conjugar: seguridad y economía.

2.1.3.2. Prueba triaxial

Se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico a una profundidad de 2 metros en el lugar donde se construirá el salón de uso múltiple.

- Cálculo del valor soporte q_d

Datos:

$D_f = 1$ m, profundidad del desplante de la cimentación

Ángulo de fricción interna = $\theta = 20,11^\circ = 0,35$ rad

$C_u = 3,23$ ton/m², cohesión del suelo

$B = 1,7$ m ancho de la zapata cuadrada

$\gamma_{SUELO} = 1,90$ ton/m³, peso volumétrico del suelo

N_c , N'_q y N'_w = factores de carga que se obtienen del diagrama basado en la teoría del Dr. Terzaghi, ver anexos:

$$N'_c = 12,00$$

$$N'_q = 3,30$$

$$N'_w = 0,30$$

$$C'_u = \frac{2}{3} * C_u = \frac{2}{3} * 3,23 = 2,15 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la fórmula experimental del Dr. Terzaghi para zapatas cuadradas y corte local, se obtiene el valor soporte último

$$q_d = 0,4 * \gamma_{\text{SUELO}} * B * N'_w + 1,3 * C'_u * N'_c + \gamma_{\text{SUELO}} * D_f * N'_q$$

$$q_d = (0,4 * 1,90 * 1,70 * 0,30) + (1,3 * 2,15 * 12,00) + (1,90 * 1,00 * 3,3)$$

$$q_d = 40,19 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte neto último

$$q_u = q_d - (\gamma_{\text{SUELO}} * D_f)$$

$$q_u = 40,19 \text{ ton/m}^2 - (1,90 \text{ ton/m}^3 * 2 \text{ m}) =$$

$$q_u = 36,39 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño:

$$q_d = \frac{q_u}{f_c}$$

$$f_c = \text{factor de seguridad} = 1,08$$

$$q_d = \frac{(36,39 \text{ ton/m}^2)}{1,08}$$

$$q_d = 33,70 \text{ ton/m}^2$$

2.1.4. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico tiene como cometido satisfacer las demandas de una forma adecuada y una correcta distribución de ambientes, el diseño final debe ser económicamente razonable en la inversión y en la operación, debe estar de acuerdo con las necesidades que se tengan y estará limitado por el espacio disponible, los recursos económicos, los materiales y las normas de diseño vigentes.

2.1.4.1. Ubicación del edificio

La correcta orientación y ubicación del edificio proporciona una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del mismo. Por restricciones de espacio la orientación del salón es de sur a norte.

2.1.4.2. Distribución de ambientes

Para la distribución de ambientes se tomaron en cuenta las siguientes áreas; área de prácticas, área de vestidores con servicios sanitarios y área de bodega.

Para el cálculo de la capacidad del salón se considera la jornada con la máxima población de educandos y por el área requerida por usuario.

La jornada con la máxima población de educandos en el centro escolar es de 515 educandos.

Área por usuario para salones de uso múltiple = 0,68 m²

Área de prácticas (curriculares-extracurriculares) = 515 educandos x 0,68 m² = 350,20 m², se tomará como área final = 365,00 m²

Se utilizará el área de escenario = 35,00 m²

Área de bodega estimada = (5 % área a servir) = 340,00 m² * 0,05 = 17,00 m² se utilizará área final para la bodega = 12,00 m² por limitaciones de espacio

Área de vestidores = 75,00 m².

Área de graderíos = 87,00 m²

Área del salón de uso múltiple = 365,00 m² + 35,00 m² + 12,00 m² + 75,00 m² + 87,00 m² = 574,00 m².

Área de vestidores = 75,00 m².

Área de graderíos = 87,00 m²

Área del salón de uso múltiple = 365,00 m² + 35,00 m² + 12,00 m² + 75,00 m² + 87,00 m² = 574,00 m²

2.1.4.3. Altura del edificio

La altura del edificio de piso a solera corona, será de 5,50 metros más la cumbrera, es el punto donde finaliza las 2 aguas y cada una tienen una pendiente del 15 por ciento, se llega a una altura total de 7 metros.

2.1.4.4. Ventilación

Los ventanales se ubicaron para permitir una ventilación cruzada, constante y controlada por medio de un mecanismo manual. La superficie mínima estimada del área total de ventanas para la ventilación es $1/6$ del área de piso.

Se protegerá el interior del salón contra los elementos del clima (soleamiento, lluvia y viento) usando una pérgola metálica alrededor de la edificación.

2.1.4.5. Iluminación

La iluminación en un salón de usos múltiples es un factor básico, ya que de eso depende que las actividades se realicen en forma adecuada, la mejor iluminación es la natural y se debe de aprovecharse al máximo por lo tanto hay que seguir los siguientes lineamientos:

- La altura de los ventanales debe ser accesible para permitir la limpieza de estos, la transparencia en la cristalera vertical es afectada por la falta de limpieza reduciéndola al 50 por ciento. Los cristales deben ser lisos.
- La superficie mínima para ventanales para iluminación debe ser $1/5$ área de piso.
- Evitar utilizar iluminación cenital por el calor que provoca los rayos del sol al recibirlos en forma directa dentro de un recinto cerrado.

La luz natural no se puede utilizar toda la jornada, entonces es necesario recurrir a luz artificial, el nivel de iluminación requerido se establece por las exigencias de uso y características arquitectónicas del local en este caso se utilizó 200 lux.

2.1.4.6. Aislamiento acústico

Para evitar interferencias entre espacios debido a ruidos, la ubicación del salón debe de estar lo suficiente alejado de las aulas pero por no contar con mucho espacio se dejará una distancia de 5 metros por lo tanto es necesario insonorizar la estructura para evitar que el ruido producido internamente salga, teniendo en cuenta que la estructura en su diseño es de piso de concreto y con muros de cerramiento de bloques de cemento y arena los cuales son materiales sumamente densos que permiten la trasmisión del ruido.

Un aislamiento de bajo costo es utilizar un pavimento de concreto menos denso insertándole cavidades, una dosificación propuesta será 1:2:1:2 siendo esta última piedra pómez con escoria de lava volcánica, a la mezcla final se le puede agregar fibras de caña de paja.

Los métodos más utilizados e eficaces para insonorizar los muros de cerramiento es adherirles placas de yeso, de corcho o planchas fabricadas a base de fibra natural.

2.1.5. Análisis y diseño estructural

El diseño estructural persigue realizar estructuras factibles, seguras y con una funcionalidad adecuada, utilizar el sistema estructural idóneo y los métodos de construcción apropiados.

El análisis estructural pretende correlacionar los distintos procedimientos de la teoría estructural con los principios de la mecánica de ingeniería en los cuales se basan. La función del análisis es ayudar a realizar un diseño estructural satisfactorio por eso se considera el análisis es un medio para alcanzar un fin y no un fin en sí mismo.

2.1.5.1. Sistema estructural

El sistema estructural consiste en elegir un sistema ideado para transmitir en forma óptima y directa las cargas externas a que están sujeta una estructura al suelo, bajo un sistema resistente y con una disposición adecuada de sus elementos componentes, se debe considerar factores de economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra.

La tipología final de la estructura, representa la solución de haber resuelto los diferentes problemas estructurales dentro de un sistema de trabajo estructural determinado, tomando en cuenta la geometría, las dimensiones de la estructura y los diferentes materiales a emplearse.

Se ha elegido un sistema estructural de marcos rígidos para la estructura del graderío, en la parte inferior albergará los servicios sanitarios, vestidores y bodega.

La estructura del salón de uso múltiple se utilizará una nave de estructura metálica con vigas y columnas de acero tipo I este tipo estructuras permiten cubrir grandes luces, los muros de cerramiento del salón y los demás ambientes serán de tabiques de mampostería de block pómez. La cubierta se hará de techo de lámina perfil 10.

2.1.5.2. Predimensionamiento estructural

Predimensionar una estructura es darle las medidas preliminares a los elementos que la conforman los cuales serán utilizados para soportar las cargas aplicadas.

Los elementos estructurales fueron predimensionados con base a los parámetros establecidos por el código ACI 318-99, los cuales se detalla a continuación:

- Vigas: es utilizado el método recomendado por el ACI 318-99, sección 9.5.2, tabla I, el cual calcula el peralte o altura de la viga, dependiendo de la luz que cubre la viga y el tipo de sus apoyos.

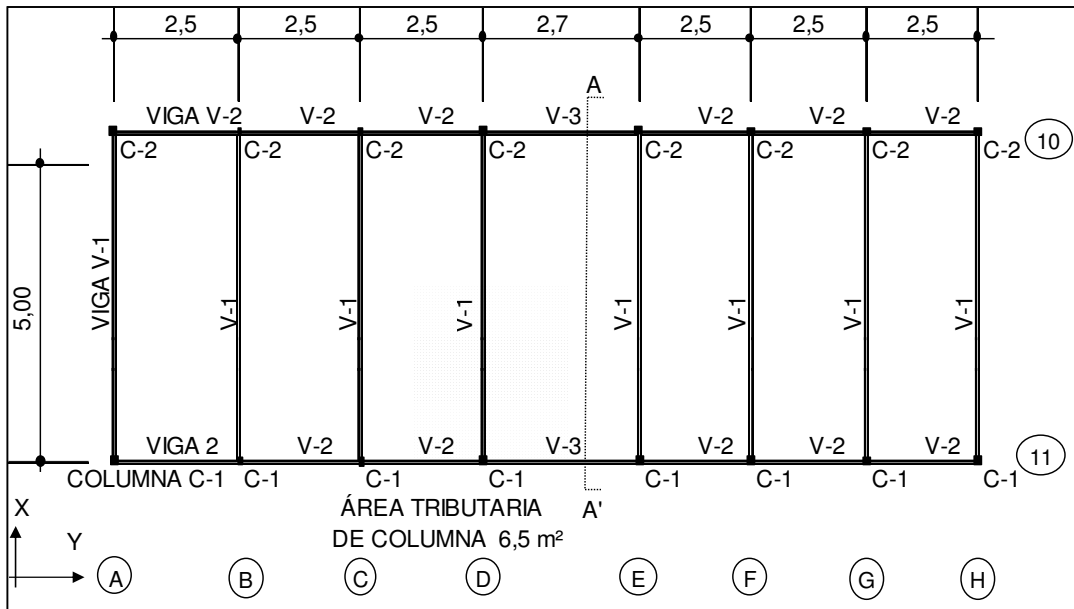
Tabla I. **Altura y espesores mínimos para vigas**

Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que se calculen las deformaciones				
Espesor mínimo, h				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/8

L= luz libre entre apoyos

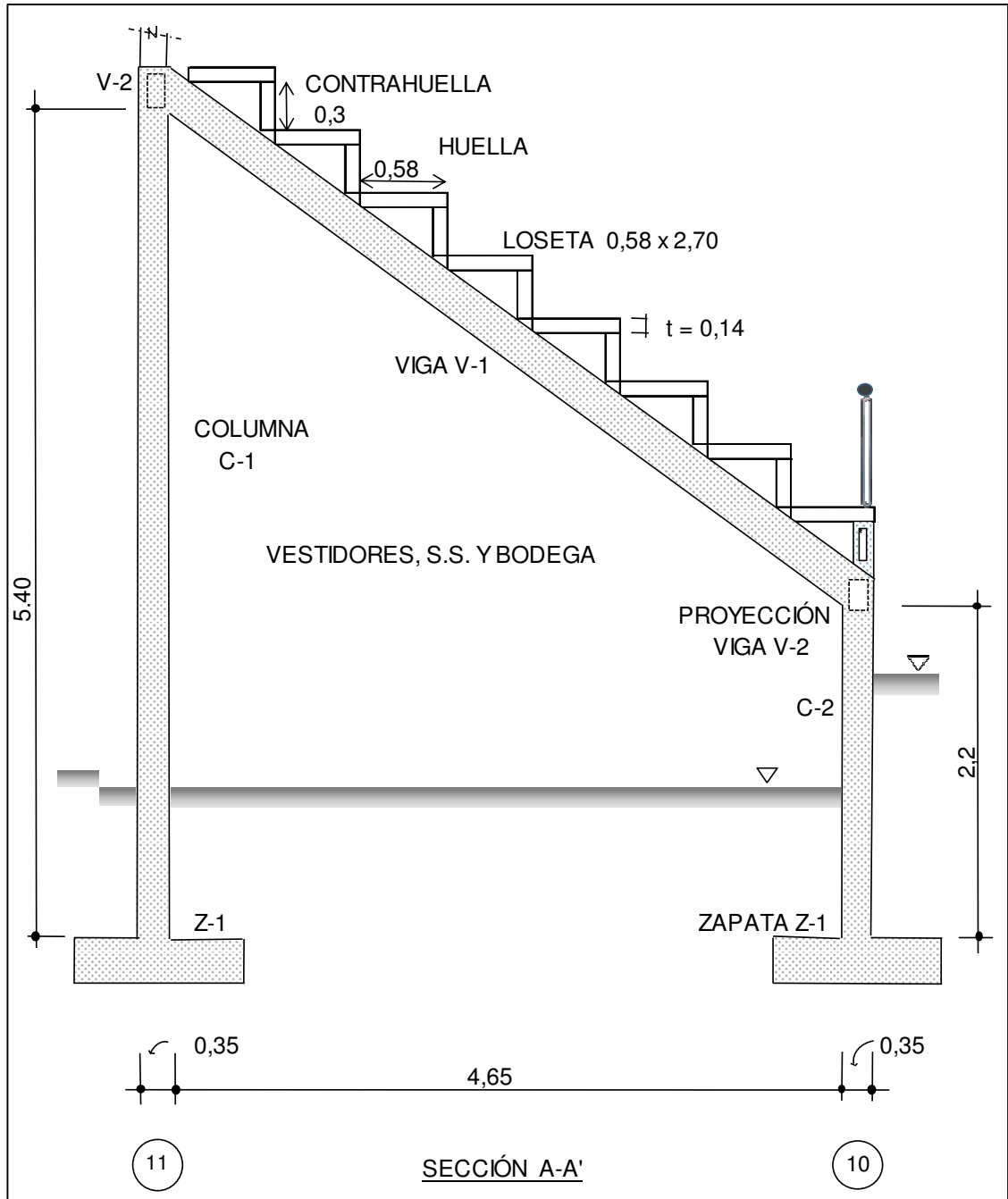
Fuente: ACI 318-99, sección 9.5.2. p 5.

Figura 2. Planta típica para graderío del salón de uso múltiple



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

Figura 3. Sección A - A', graderío para salón de uso múltiple



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

- Dimensionamiento de vigas

Predimensionamiento de viga V-1

$$\text{Altura (h)} = \text{luz}/16 = 5,00 \text{ m}/16 = 0,31 \text{ m}$$

Por lo tanto se propone una sección de 25 x 38 centímetros, para la viga V-1, considerando la relación $h = 1,5 \cdot b$, se obtiene $b = 25,33$ centímetros.

- Predimensionamiento de viga V-2 y V-3

Para la viga V-3 se tiene; altura (h) = $2,70 \text{ m}/21 = 0,13 \text{ m}$,

para la viga V-2 se tiene; altura (h) = $2,5/18,5 = 0,12 \text{ m}$

Por lo tanto se propone una sección de 18 x 25 centímetros para la viga V-3 y para la viga V-2, considerando la relación $h = 1,5 \cdot b$, se obtiene $b = 16,6$ centímetros.

- Dimensionamiento de losa (ACI-318-99)

La losa que cubrirá los vestidores, servicios sanitarios y bodega será la misma que formara el graderío utilizando losetas para los asientos, apoyadas sobre las vigas V-1 y el espacio que queda entre ellas se cubrirá con losetas de contrahuella. Para calcular el espesor de la loseta de los asientos, se aplicó el criterio de peraltes mínimos para losas en una dirección, simplemente apoyadas, según tabla 9.5(a), ACI 318 – 99.

$$t = L / 20$$

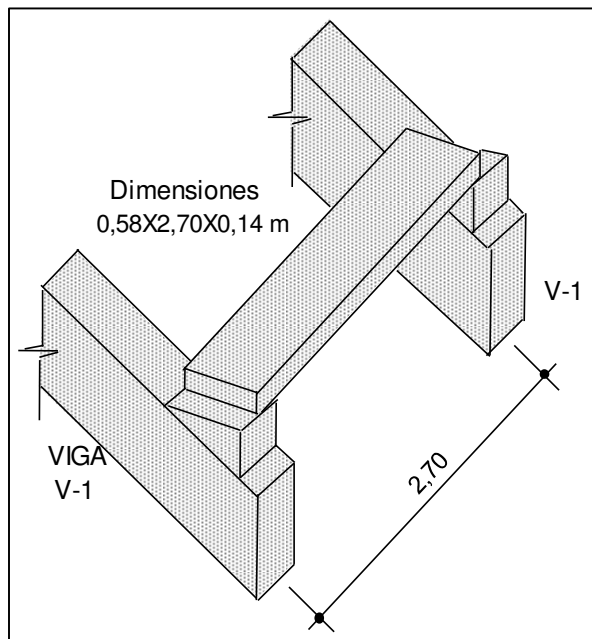
t = espesor de loseta

L = luz libre entre vigas V-1; longitud de loseta

$$t = 2,70 \text{ m} / 20 = 0,135 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 14 centímetros para la loseta de los asientos para salvar los tramos de 2,70 metros y 2,50 metros. Las dimensiones de la loseta de contrahuella serán 0,14 x 0,30 x 2,70 metros y 0,14 x 0,30 x 2,50 metros según sea el tramo a cubrir.

Figura 4. **Detalle de la loseta**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

- Dimensionamiento de columnas (ACI-C.10.3.6.1)

Es necesario tomar en cuenta parámetros de diseño y recomendaciones tales como:

- Columnas circulares: por lo menos 25 centímetros de diámetro.

- Columnas rectangulares: la dimensión menor debe ser mayor de 25 centímetros con un área no menor a 600 centímetros cuadrados.

Fórmula a utilizar:

$$P = 0,88(0,225f'c * Ag + fy * As)$$

Donde As oscila entre 1 % $Ag \leq As \leq 8 \% Ag$

Solución:

$$P = \text{Área tributaria} * \text{peso del concreto} = 6,5 * 2400 = 15600 \text{ kg}$$

$Ag = \text{Área gruesa}$

$As = \text{Área de acero}$

Usando un área de acero de 1%, Ag , queda:

$$15600 = 0,88 (0,225 * 210 * Ag + 2810 * 0,01 Ag)$$

$$Ag = 258,79 \text{ cm}^2$$

El ACI establece como lado mínimo de una columna estructural de 20 centímetros por lado, se tendrá un área gruesa mínima de 400 centímetros cuadrados, el área gruesa obtenida es menor al área mínima requerida, por lo tanto se asumirá una sección de:

35 cm x 35 cm = 1225 cm² para las columnas tipo C-1 y C-2.

2.1.5.3. Modelos matemáticos de marcos rígidos

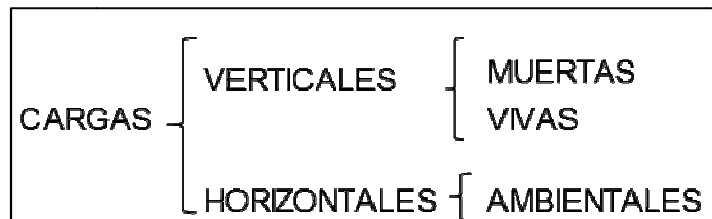
Los marcos rígidos definidos como un sistema estructural formado por vigas y columnas, las fuerzas que actúan sobre sus elementos, los materiales de los elementos estructurales que lo forman, las propiedades geométricas y elásticas son los datos necesarios para calcular la resistencia y el equilibrio de la estructura y se realiza por medio de modelos matemáticos.

Los modelos matemáticos describen numéricamente la solución de un problema pero es necesario conocer el ámbito de aplicación para poder garantizar la veracidad de los resultados.

2.1.5.4. Cargas de diseño

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

Figura 5. Cargas de diseño



Fuente: elaboración propia.

2.1.5.5. Cargas verticales en marcos rígidos

En el presente apartado, se hace una descripción de los tipos de cargas verticales a las cuales se ven sometidas las edificaciones, cargas que fueron consideradas en el análisis del presente trabajo de investigación.

- Cargas muertas: son las cargas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. La mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.
- Cargas vivas: son las cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son variables en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se pueden predecir.
- Cálculo de las cargas verticales:

- Carga muerta:

Peso del concreto = 2 400 kg/m³

Peso de muros = 250 kg/m²

- Carga viva:

Salones sin asiento fijo = 500 kg/m², consultado en AGIES NSE 2-10

- Acabados:

Repello de arena de río por mm de espesor: 1,5 mm kg/m²

Repello de arena amarilla por mm de espesor: 1,20 mm kg/m²

Espesor de repello de graderío; 20 mm*1,5 mm kg/m² = 30 kg/m²

Espesor de repello de techo; 25 mm*1,20 kg/m² = 30 kg/m²

Acabados = 30 kg/m² + 30 kg/m² = 60 kg/m²

Considerando 50 % extra por el repello en las contrahuellas

Acabados = 90 kg/m²

- Distribución de cargas en el sentido X

- Carga muerta:

$$C_m = W_{\text{losetas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{contrahuellas}} + W_{\text{acabados}}$$

$$\text{Área de carga tributaria en viga V-1} = A_t = (1,35 + 1,25) * 5,00 = 13,00 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{losetas}} = (W_{\text{concreto}} * t_{\text{loseta}} * A_t) / L_{\text{viga-1}}$$

$$W_{\text{losetas}} = (2400 * 0,14 * 13,00) / 5,00 = 873,60 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas}} = \text{sección de viga V-1} * W_{\text{concreto}}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,25 * 0,38 * 2400 = 228,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{contrahuellas}} = (W_{\text{concreto}} * \text{Secc. contrahuella} * \text{Longitud} * \text{No. de c.}) / L_{\text{viga-1}}$$

$$W_{\text{contrahuellas}} = (2400 * 0,3 * 0,12 * (1,25 + 1,35) * 8) / 5,00$$

$$W_{\text{contrahuellas}} = 359,42 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acabados}} = (W_{\text{acabados}} * A_t) / L_{\text{viga-1}}$$

$$W_{\text{acabados}} = (90 * 13,00) / 5,00 = 234,00 \text{ kg/m}$$

$$C_m = 873,60 \text{ kg/m} + 228,00 \text{ kg/m} + 359,42 \text{ kg/m} + 234,00 \text{ kg/m} = 1695,02$$

kg/m

- Carga viva:

$$\text{Área tributaria} = 13,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de viga} = 5,00 \text{ m}$$

$$C_v = (A_t \cdot \text{carga viva}) / L \text{ viga V-1}$$

$$C_v = (13,00 \cdot 500 \text{ kg/m}^2) / 5,00 = 1\ 300,00 \text{ kg/m}$$

- Distribución de cargas en el sentido Y

En el sentido Y no hay áreas tributarias de losa sobre las vigas, ya que ésta trabaja en una dirección, sin embargo, para el diseño de vigas y columnas se aplicará una carga muerta 90 kilogramos por metro cuadrado y el peso propio de la viga. Para carga viva se considerará una carga de 100 kilogramos por metro cuadrado. La viga que se colocará en este sentido servirá para el arriostramiento de los marcos transversales.

$$C_m = (W_{\text{concreto}} \cdot \text{sección viga V-2, V-3}) + \text{sobrecarga}$$

$$C_m = (2\ 400 \cdot 0,18 \cdot 0,25) + 90 = 198 \text{ kg/m}^2$$

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

2.1.5.6. Cargas horizontales en marcos rígidos

En el presente apartado, se hace una descripción de los tipos de cargas horizontales en marcos rígidos a las cuales se ven sometidas las edificaciones, cargas que fueron consideradas en el análisis del presente trabajo de investigación.

- Cargas ambientales

Son consideradas cargas horizontales ambientales las causadas por el viento, las olas y las causadas por los sismos, Guatemala se encuentra cerca de la frontera de la placa tectónica de Cocos y la placa del Caribe, varias fallas locales y de numerosos volcanes, por lo tanto el territorio nacional esta propicio a sufrir sismos de origen tectónicos, por fallas locales y sismos originados por actividad volcánica.

Los sismos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra y provocan vibraciones importantes a las estructuras, a medida que el terreno se mueve, la base de la estructura tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia, la masa de la estructura se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, entonces se generan fuerzas de inercia internas que ponen en peligro la seguridad de la misma.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino depende de las propiedades de la estructura como la rigidez, la masa, y la geometría de la estructura.

- Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas aplicadas en una estructura pueden ser determinadas por medio de análisis sísmicos como el método de la carga estática equivalente y el método de análisis modal espectral. Para este proyecto se utilizó el método SEAOC, cuyo procedimiento se describe a continuación:

- Corte basal (V)

Es la fuerza sísmica que transmite el suelo a la base de la estructura. Se calcula en base a la fórmula siguiente:

$$V = Z * I * C * S * K * W$$

Donde:

- Z = coeficiente que depende de la zona, 1 para Guatemala
- I = coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar 1,25 (por la aglomeración de personas)
- C = coeficiente que depende del período natural de vibración, el cual está dado por:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad T = \frac{0,0906 * Hn}{\sqrt{D}}$$

Donde:

- Hn = altura del edificio
- D = base del edificio
- S = coeficiente que depende del tipo de suelo donde se cimenta la estructura, si se desconoce usar 1,5 asegurándose que el producto $C * S \leq 0,14$, si el resulta excede este valor tomar $C * S = 0,14$
- K = factor que refleja la ductilidad de la estructura = 0,67
- W = peso propio de la estructura + 25 % de las cargas vivas

Para estructuras de un nivel, la combinación de factores ZICKS es igual a 0,1, tomando el 10 por ciento del peso total de la estructura, por lo tanto el valor del corte basal V será:

$$V = 0,10 * W$$

- Peso del graderío

$$W = W_{\text{losetas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{contrahuellas}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{columnas}}$$

$$W_{\text{losetas}} = W_{\text{concreto}} * \text{área cubierta por las losetas} * t_{\text{loseta}}$$

$$W_{\text{losetas}} = 2\,400 * 0,14 * 17,7 * 5,00 = 29\,736,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = W_{\text{concreto}} * (\text{vol. Viga V-1} + \text{Viga V-2} + \text{V-3}) * \text{No. de vigas}$$

$$W_{\text{vigas}} = 2\,400(25 * 0,38 * 5,00 * 8 + 0,18 * 0,25 * 2,5 * 12 + 0,18 * 0,25 * 2,7 * 2) = 12\,943,20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{contrahuellas}} = W_{\text{concreto}} * \text{área cubierta/contrahuellas} * t_{\text{contrahuella}}$$

$$W_{\text{contrahuellas}} = 2\,400 * 0,3 * 17,70 * 8 * 0,12 = 12\,234,24 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = W_{\text{concreto}} * (\text{volumen columnas C-1} + \text{C-2}) * \text{No. de columnas}$$

$$W_{\text{columnas}} = 2\,400(0,35 * 0,35 * 5,40 * 8 + 0,35 * 0,35 * 2,20 * 8) = 17\,875,20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = W_{\text{acabados}} * \text{área total} = 90 * 17,7 * 5,00 = 7\,965,00 \text{ kg}$$

$$W = 29\,736,00 \text{ kg} + 12\,943,2 \text{ kg} + 12\,234,24 \text{ kg} + 17\,875,20 \text{ kg} + 7\,965,00 \text{ kg}$$

$$W = 80\,753,64 \text{ kg}$$

$$\text{El 25 \% de la carga viva} = 0,25 * CV * \text{área total}$$

$$W = 0,25 * 500 * 88,5 = 11\,062,5 \text{ kg}$$

El peso total de la estructura está dado por:

$$W = 80\,753,64 \text{ kg} + 11\,062,5 \text{ kg}$$

$$W = 91\,816,14 \text{ kg}$$

Corte basal

$$V = 0,10 \cdot 91\,816,14 = 9\,181,61 \text{ kg}$$

Debido a que el sismo actúa en diferentes direcciones, se determina el corte basal en las direcciones X y Y (transversal y longitudinal respectivamente).

- Fuerzas en marcos -sentido X-

$$F = V/8$$

$$F = 9\,181,61/8 = 1\,147,70 \text{ kg}$$

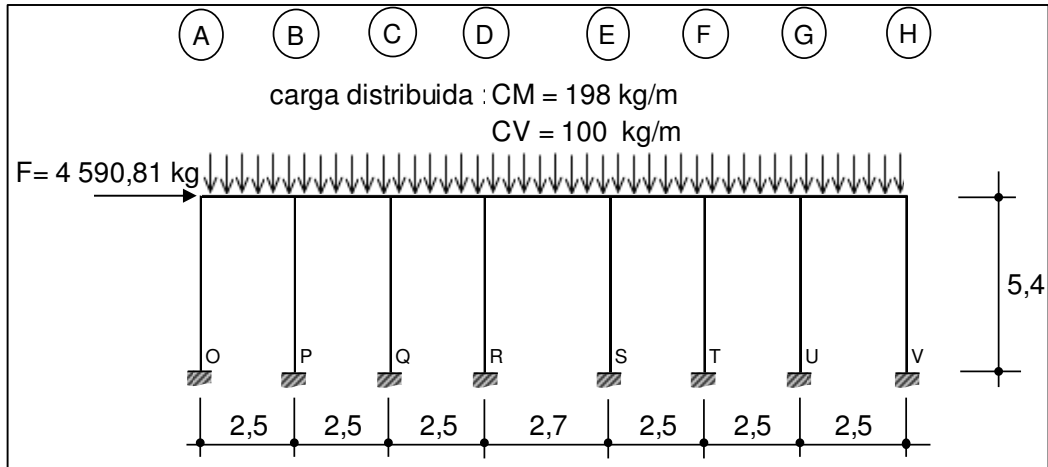
- Fuerzas en marcos - sentido Y-

$$F = V/2$$

$$F = 9\,181,61/2$$

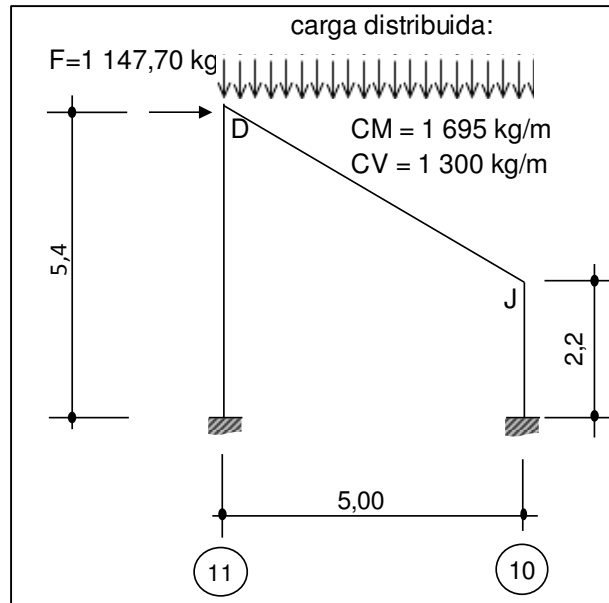
$$F = 4\,590,81 \text{ kg}$$

Figura 6. **Marco 11, -sentido Y- cargas laterales y verticales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

Figura 7. **Marco D,-sentido X- cargas laterales y verticales**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad 2009.

2.1.5.7. Análisis de marcos rígidos por el método numérico de Kani

Procedimiento para el análisis estructural por el método de Kani para el marco 11 -sentido Y-.

- Momentos fijos o de empotramiento perfecto (MFik): se calculan cuando existen cargas verticales. Si actúan únicamente cargas horizontales:

$$MFik = 0, \quad MFik = \pm \frac{WL^2}{12}$$

- Rigideces de los elementos (Kik):

$$Kik = \pm \frac{I}{L_{ik}}$$

Donde: I = inercia del elemento, Lik = longitud del elemento

- Factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik}):

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

- Momentos de sujeción (Ms): se calculan cuando hay cargas verticales:

$$Ms = \sum MFik$$

- Factores de corrimiento (V_{ik}): se dan debido al desplazamiento de los nudos de las columnas por efectos de la carga lateral o algún tipo de antisimetría estructural de cargas o de apoyos.

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

- Fuerzas de sujeción (H_n): se dan cuando hay cargas laterales en los nudos, donde: $H_n = F_n$ (fuerza por marco del nivel, tomada del análisis sísmico)
- Fuerza cortante en el piso (Q_n): se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido, donde: $Q_n = \sum F_n$
- Momentos de piso (M_n): se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$M_n = \frac{Q_n * H_n}{3}, \text{ donde: } H_n = \text{altura del piso } n$$

- Influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{ni}), \text{ sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_s + (M'_{ni} + M'_{in})], \text{ con ladeo}$$

- Influencias de desplazamiento (M''_{ik})

$$M''_{ik} = V_{ik} [M_n + (M'_{ik} + M'_{ki})], \text{ ladeo por fuerza horizontal}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} [\sum (M'_{ik} + M'_{ki})], \text{ ladeo por simetría}$$

- Momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

$$M'_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}, \text{ sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}, \text{ con ladeo}$$

- Cálculo de momentos positivos en vigas (M (+))

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{|M_i(-)| + |M_k(-)|}{2}$$

Donde:

M_i(-) = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

M_k(+) = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

2.1.5.8. Aplicación del método de Kani, cálculo de la carga muerta

A continuación se desarrolla la aplicación del método de Kani al cálculo de carga muerta, empezando por el Marco 11, sentido Y.

- Momentos fijos o de empotramiento (MF_{ik}), para carga distribuida

$$MF_{ik} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

$$MF_{AB} = - \frac{198 * 2,5^2}{12} = - 103,12 \text{ kg-m}$$

$$MF_{AB} = - 103,12 \text{ kg-m}$$

$$MF_{BA} = 103,12 \text{ kg-m}$$

$MF_{BC} = - 103,12 \text{ kg-m}$	$MF_{CB} = 103,12 \text{ kg-m}$
$MF_{CD} = - 103,12 \text{ kg-m}$	$MF_{DC} = 103,12 \text{ kg-m}$
$MF_{DE} = - 120,29 \text{ kg-m}$	$MF_{ED} = 120,29 \text{ kg-m}$
$MF_{EF} = - 103,12 \text{ kg-m}$	$MF_{FE} = 103,12 \text{ kg-m}$
$MF_{FG} = -103,12 \text{ kg-m}$	$MF_{GF} = 103,12 \text{ kg-m}$
$MF_{GH} = -103,12 \text{ kg-m}$	$MF_{HG} = 103,12 \text{ kg-m}$

- Rigideces de los elementos (K_{ik}) = I/L

Inercias para columnas y vigas:

$$I = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$I \text{ columnas / C-1, C-2} = \frac{1}{12} * 35 * 35^3 = 125\ 052,08 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ vigas/ V-2, V-3} = \frac{1}{12} * 18 * 25^3 = 23\ 437,5 \text{ cm}^4$$

Se determinan inercias relativas para los elementos:

$$I_{\text{columnas}} = \frac{12\ 552,08}{125\ 052,08} = 1$$

$$I_{\text{vigas}} = \frac{23\ 437,5}{125\ 052,08} = 0,187$$

- Rigidez:

$$K_{AO} = K_{BP} = K_{CQ} = K_{DR} = K_{ES} = K_{FT} = K_{GU} = K_{HV} = 1/5 = 1/5,4 \\ = 0,185$$

$$K_{AB} = 0,187/2,5 = 0,075$$

$$K_{BA}: 0,075$$

$$K_{BC}: 0,069$$

$$K_{CB}: 0,075$$

$$K_{CD}: 0,075$$

$$K_{DC}: 0,075$$

$$K_{DE}: 0,069$$

$$K_{ED}: 0,069$$

$$K_{EF}: 0,075$$

$$K_{FE}: 0,075$$

$$K_{FG}: 0,075$$

$$K_{GF}: 0,075$$

$$K_{GH}: 0,075$$

$$K_{HG}: 0,075$$

- Factor de giro o coeficientes de reparto

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

- Nudo A

$$\mu_{AB} = \frac{-1}{2} * \frac{0,075}{0,075 + 0,185} = -0,144$$

$$\mu_{AO} = \frac{-1}{2} * \frac{0,185}{0,185 + 0,185} = -0,356$$

- Nudo B

μ_{BA} : -0,112, μ_{BC} : -0.112,
 μ_{BP} : -0,276

- Nudo D

μ_{DC} : -0.114, μ_{DE} : -0,105
y μ_{DR} : -0,281

- Momentos de sujeción

$$M_s = \sum M_{Fik}$$

$$\text{Nudo A} = -103,12 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo B} = 103,12 - 103,12 = 0$$

$$\text{Nudo C} = 103,12 - 103,12 = 0$$

$$\text{Nudo D} = 103,12 - 120,29 = -17,17 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = 120,29 - 103,12 = 17,17 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo F} = 103,12 - 103,12 = 0$$

$$\text{Nudo G} = 103,12 - 103,12 = 0$$

$$\text{Nudo H} = 103,12 \text{ kg-m}$$

- Influencias de giro (M'_{ik}), primera iteración

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

- Nudo A

$$A_{AB} = -0,144(-103,12) = 14,849 \text{ kg-m}$$

$$A_{AO} = -0,356(-103,12) = 36,711 \text{ kg-m}$$

- Nudo B

$$B_{BA} = -0,112(0+14,849) = -1,663 \text{ kg-m}$$

$$B_{BC} = -0,112(0+14,849) = -1,663 \text{ kg-m}$$

$$B_{BP} = -0,276(0+14,849) = -4,098 \text{ kg-m}$$

- Nudo C

$$C_{CB} = -0,112(0-1,663+0) = 0,186 \text{ kg-m}$$

- Influencias de giro (M'ik), segunda iteración

- Nudo A

$$A_{AB} = -0,144(-103,12-1,663) = 15,089$$

$$A_{AO} = -0,356(-103,12-1,663) = 37,303$$

- Nudo B

$$B_{BA} = -0,112(0+15,089+0,186) = -1,711$$

$$B_{BC} = -0,112(0+15,089+0,186) = -1,711$$

$$B_{BP} = -0,276(0+15,089+0,186) = -4,216$$

Después de efectuar la sexta iteración se determinan los momentos:

- Nudo A

$$A_{AB} = 15,10 \text{ kg-m}$$

$$A_{AO} = 37,30 \text{ kg-m}$$

- Nudo B

$$B_{BA} = -1,68 \text{ kg-m}$$

$$B_{BC} = -1,68 \text{ kg-m}$$

$$B_{BC} = -4,16 \text{ kg-m}$$

- Momentos finales en el extremo de cada barra (Mik)

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

- Viga:

$$M_{AB} = -103,12 + 2(15,10) - 1,68 = -74,60 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = 103,12 + 2(-1,68) + 15,10 = 114,86 \text{ kg-m}$$

- Columna:

$$M_{AO} = 0 + 2(37,30) + 0 = 74,60 \text{ kg-m}$$

$$M_{OA} = 0 + 2(0) + 37,30 = 37,30 \text{ kg-m}$$

- Momentos en vigas positivo en vigas Mik(+)

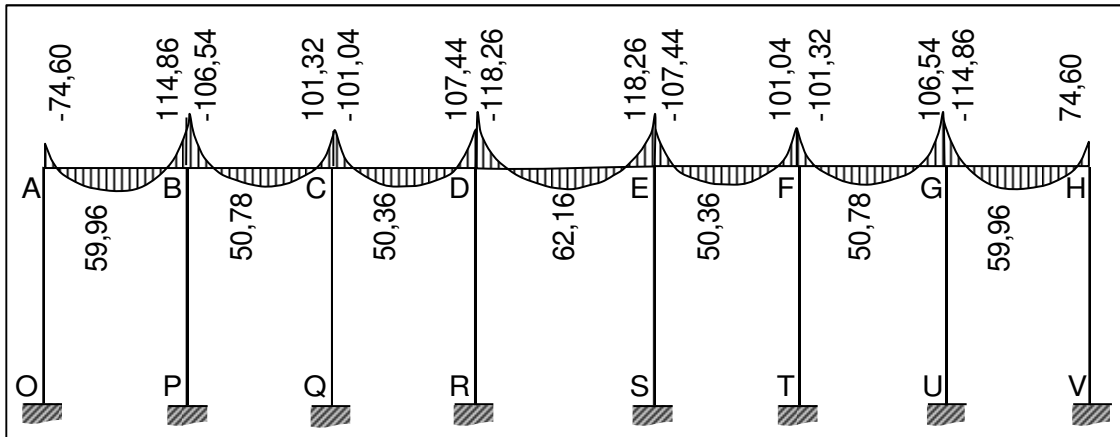
$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{|M_i(-)| + |M_k(-)|}{2}$$

$$MAB (+) = \frac{198 * 2,5^2}{8} - \frac{|74,60| + |114,86|}{2}$$

$$= 59,96 \text{ kg-m}$$

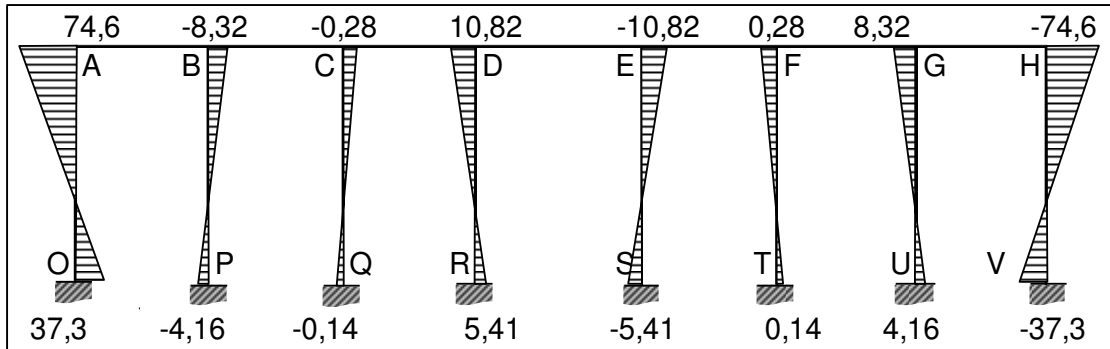
Los procedimientos descritos con anterioridad se utilizaron para determinar los momentos finales en todos los elementos, los resultados se muestran en las figuras siguientes:

Figura 8. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m) – carga muerta – marco 11, sentido Y**



Fuente: elaboración propia.

Figura 9. **Diagrama de momentos en columnas (kg-m) – carga muerta – marco 11, sentido Y**

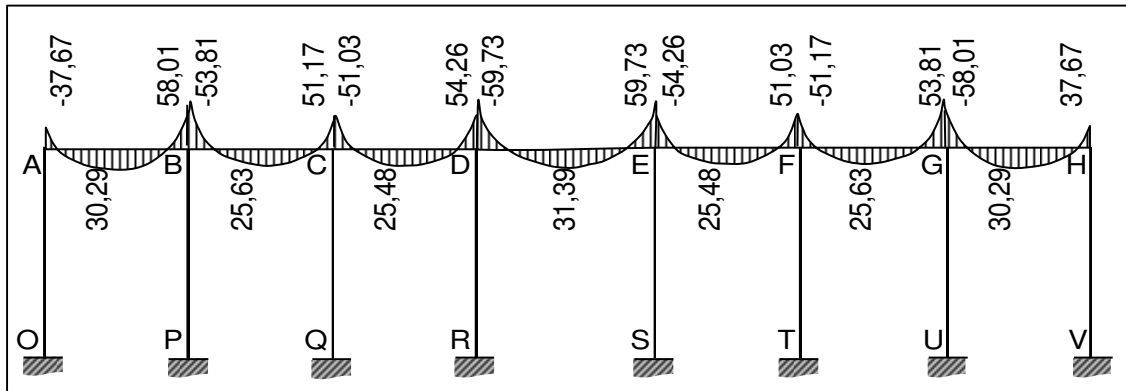


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Método de Kani para carga viva, marco 11 – sentido Y-

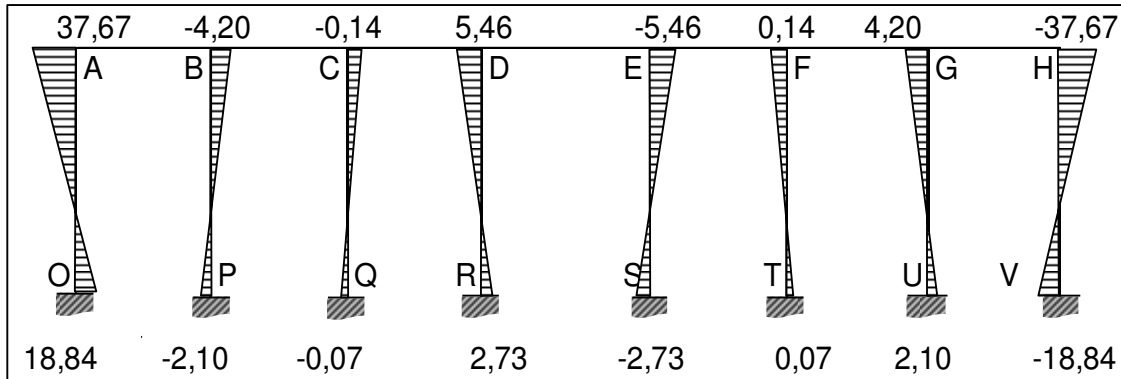
El procedimiento, es el mismo que se utilizó cuando se calculó la carga muerta, obteniendo los resultados que se muestran en las figuras siguientes:

Figura 10. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m)- carga viva - marco 11 sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 11. **Diagrama de momentos en columnas (kg-m) – carga viva – marco 11, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.5.9. Aplicación del método de Kani para fuerzas laterales o sísmicas

A continuación se desarrolla la aplicación del método de Kani al cálculo de fuerzas laterales o sísmicas.

- Factor de corrimiento

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

$$V_{ik} = \frac{-3}{2} * \frac{0,185}{0,185 * 8}$$

$$V_{ik} = -0,1875$$

- Fuerzas de sujeción, para todos los nudos, son iguales a cero

- Fuerza cortante en el piso

$$Q_n = \Sigma F_n$$

$$Q_{n1} = 4\,590,81$$

- Momentos de piso

$$M_n = \left(\frac{4\,590,81 \cdot 5,4}{3} \right)$$

$$M_n = 8\,263,46 \text{ kg}$$

- Los valores de la rigideces, factores de giro y factores de corrimiento, son los que se calcularon en el análisis de la carga muerta.
- Influencias de desplazamiento (M'_{ik}) – primera iteración

$$M''_{ik} = V_{ik} [M_n + (M'_{ik} + M'_{ki})]$$

$$M''_{AO} = -0,1875(8\,263,46) = -1\,549,40$$

- Influencias de desplazamiento (M'_{ik}) – sexta iteración

$$M''_{AO} = -0,1875(8\,263,46 + 801,53 + 529,31 + 558,58 + 569,39 + 569,51 + 558,37 + 529,70 + 800,93) = -2\,471,40$$

- Momentos finales en el extremo de la barra (M_{ik})

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

- Vigas

$$M_{AB} = 0+2(325,22)+214,76 = 865,20 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = 0+2(214,76)+325,22 = 754,74 \text{ kg-m}$$

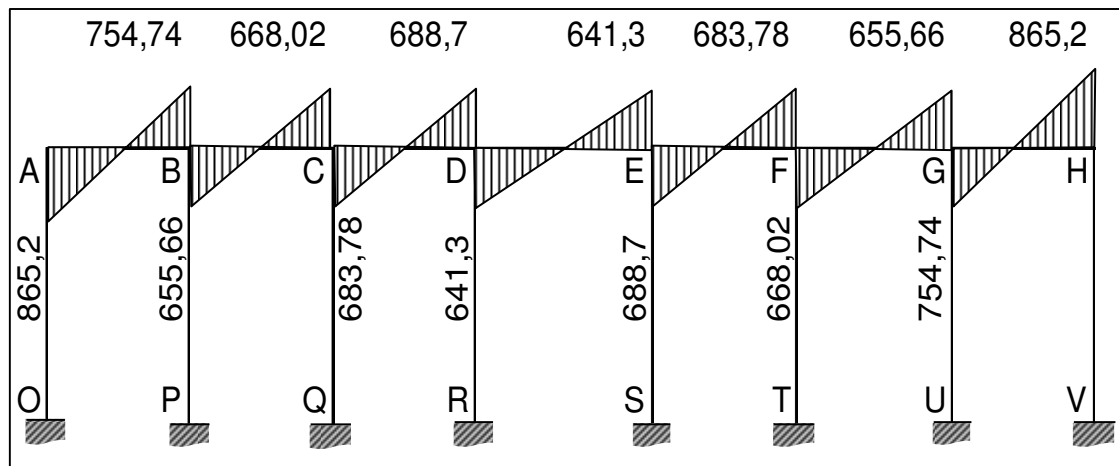
- Columnas

$$M_{AO} = 0+2(803,10)+0+(-2\ 471,40) = -865,20 \text{ kg-m}$$

$$M_{OA} = 0+2(0)+803,10+(-2\ 471,40) = -1\ 668,30 \text{ kg-m}$$

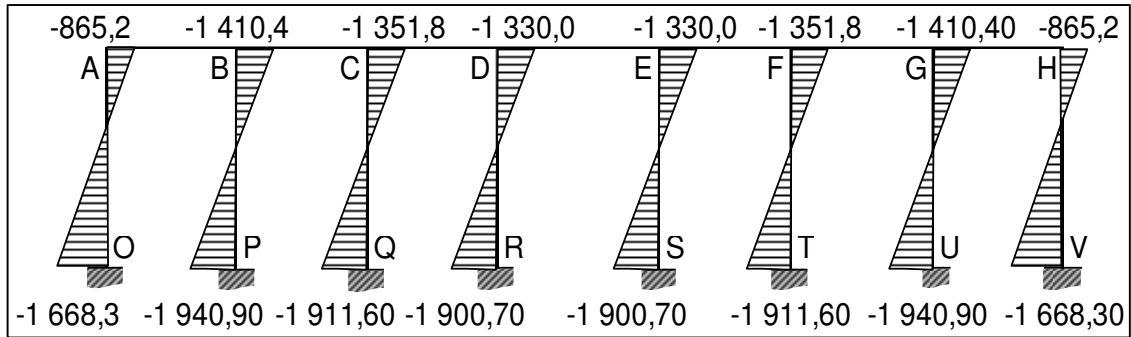
Todos los resultados del análisis por carga lateral se muestran en las figuras siguientes:

Figura 12. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -fuerza sísmica-marco 11, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 13. **Diagrama de momentos en columnas (kg-m) –fuerza sísmica-marco 11, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

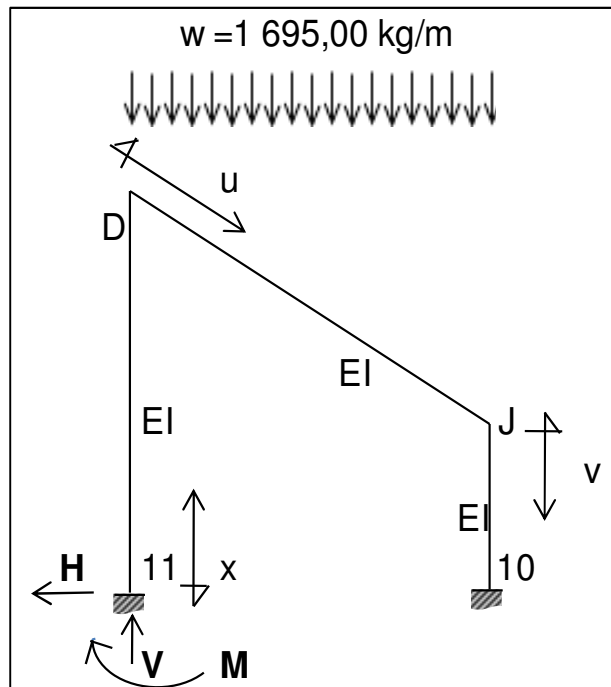
- Análisis del marco D- sentido X - por el método de las fuerzas o flexibilidades

Para analizar una estructura hiperestática con el método de flexibilidades se requiere seleccionar una estructura isostática inicial o estructura primaria. Luego se establecen los desplazamientos angulares, los desplazamientos lineales correctivos y el sistema de ecuaciones correspondientes. También hay que considerar al utilizar el planteamiento tradicional se tienen que calcular integrales si se aplica el método de la carga unitaria.

En este caso se establecieron las ecuaciones en función de las reacciones redundantes H, V y M del sistema analizado, tomando en cuenta que los desplazamientos lineales verticales, horizontales y los giros en los apoyos son iguales a cero.

Se considera una estructura primaria donde las reacciones M, V y H serán consideradas como redundantes. Para todas las secciones, el momento de inercia y el módulo de Young será el mismo.

Figura 14. Diagrama de la estructura primaria – carga muerta– marco D



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Las expresiones de momento flexionante son:

$$M_x = M + Hx; \quad 0 \leq x \leq 5,40$$

$$M_u = M + H(5,4 - 0,54u) + v \cdot 0,84 \cdot u - 0,42 \cdot (1\,695,02) \cdot u^2 \quad 0 \leq u \leq 5,94$$

$$M_v = M + H(2,20 - v) + v \cdot (5,00) - (1\,695,02) \cdot 12,50 \quad \leq v \leq 2,20$$

Las condiciones del empotramiento en la base de la columna 11, son:

$$EI\theta_{11} = 0$$

$$EI\Delta H_{11} = 0$$

$$EI\Delta V_{11} = 0$$

Las expresiones de momento flexionante de la estructura auxiliar se obtienen a partir de las expresiones previas, haciendo unitarias, respectivamente, las fuerzas H, V y M.

Se establecen las integrales siguientes:

$$EI\theta_{,11} = 0 = \int_0^{5,4} M_x dx + \int_0^{5,94} M_u du + \int_0^{2,2} M_v dv$$

$$EI\Delta H_{,11} = 0 = \int_0^{5,4} M_x x dx + \int_0^{5,94} M_u (5,40 - 0,54u) du + \int_0^{2,2} M_v (2,20 - v) dv$$

$$EI\Delta V_{,11} = 0 = \int_0^{5,94} M_u (0,84) u du + \int_0^{2,2} M_v (5) dv$$

Efectuando las integrales, se obtiene las ecuaciones siguientes:

$$26,00M + 61,27H + 106,04V = 427\,741,04$$

$$13,60M + 39,70H + 26,16V = 98\,002,50$$

$$39,69M + 147,13H + 61,27V = 204\,101,18$$

La solución del sistema de ecuaciones es el siguiente:

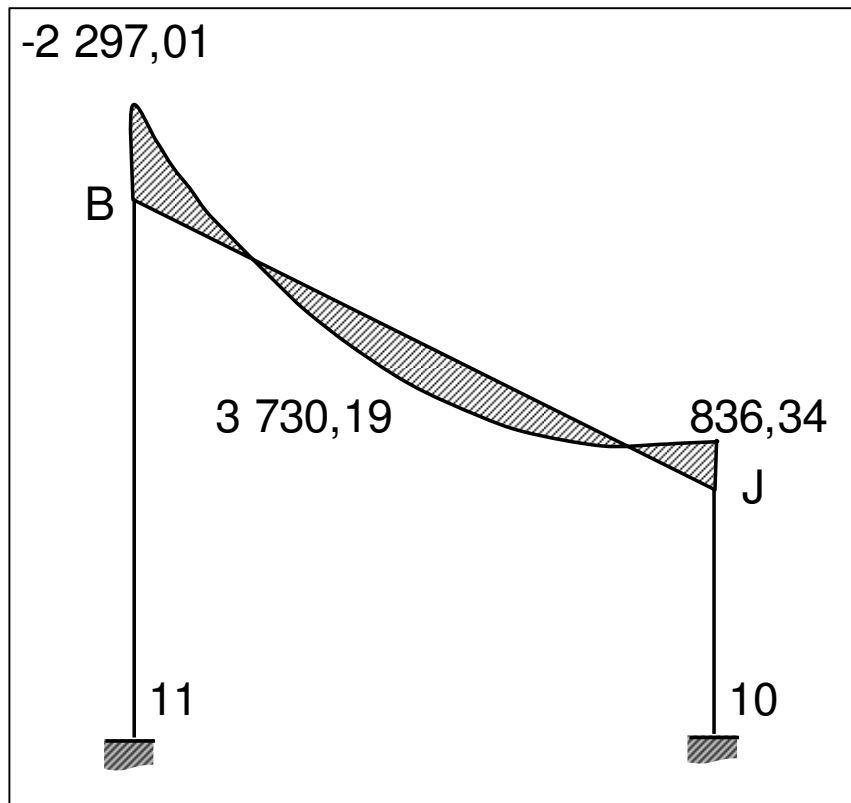
$$M = 1126,21 \text{ kg-m}$$

$$H = -633,93 \text{ kg}$$

$$V = 4\,123,92 \text{ kg}$$

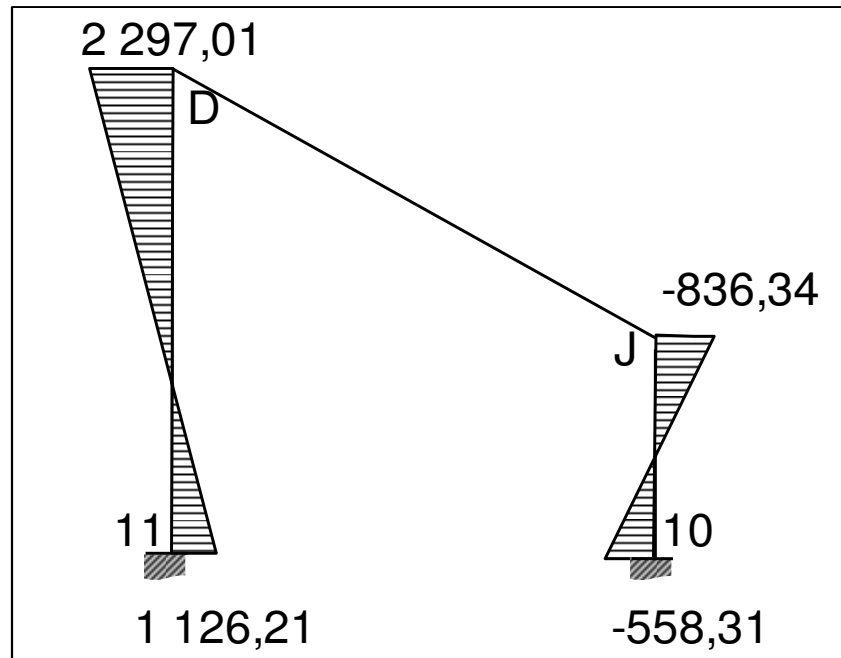
Por condiciones de equilibrio se obtuvieron las reacciones del otro empotramiento luego se determinaron los momentos finales en todos los elementos, obteniendo los resultados finales que se muestran en los diagramas de momentos siguientes:

Figura 15. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga muerta-marco D, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 16. Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga muerta-marco D, sentido X

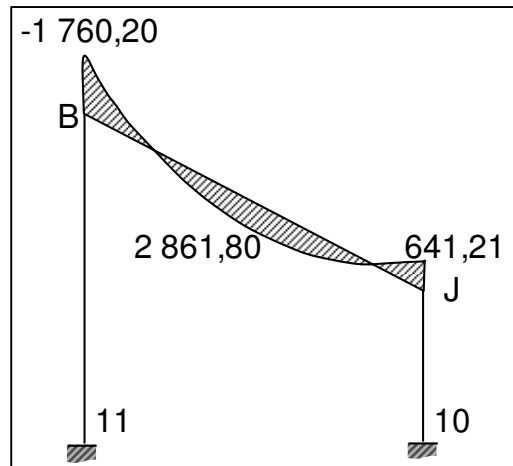


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Método de las fuerzas para carga viva, marco D – sentido X-

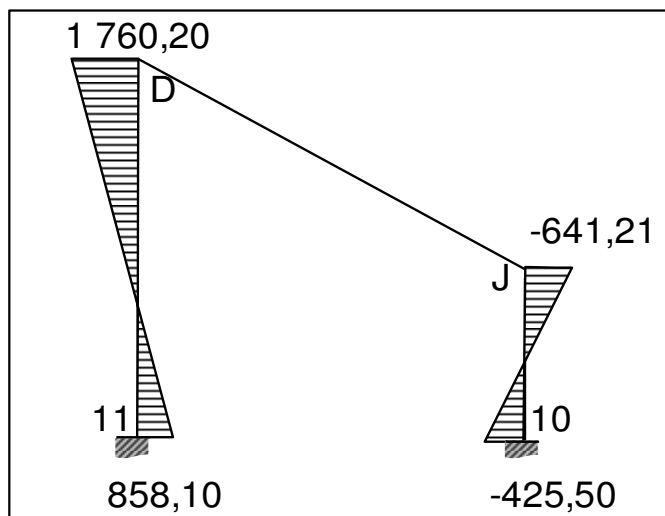
Aplicando el mismo procedimiento utilizado en la cálculo de la carga muerta, los resultados son los siguientes:

Figura 17. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga viva- marco D, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 18. **Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga viva- marco D, sentido X**

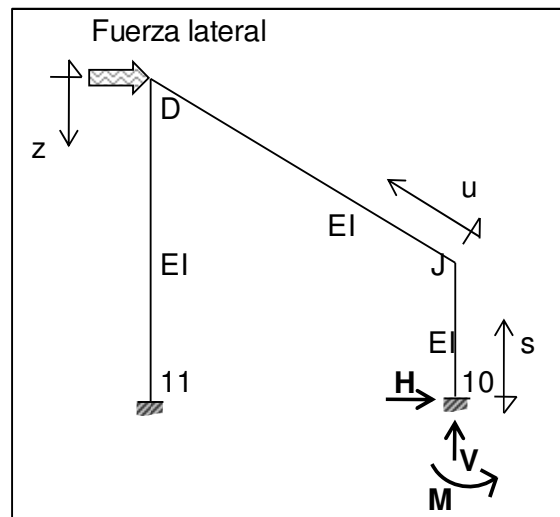


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Método de la fuerzas para fuerzas laterales (sísmica)

Se considera la estructura primaria siguiente:

Figura 19. **Diagrama de la estructura primaria–carga lateral -marco D**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Las expresiones de momento flexionante son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 M_s &= M + H_s & 0 \leq s \leq 2,20 \\
 M_u &= M + H^*(3,2-u) + v^*(5,00) - 147,70*u & 0 \leq u \leq 5,94 \\
 M_z &= M + H^*(2,2 + 0,54z) + v^*(0,84)*z & 0 \leq z \leq 5,40
 \end{aligned}$$

Las condiciones del empotramiento nombrado como 10, son:

$$\begin{aligned}
 EI\theta_{10} &= 0 \\
 EI\Delta H_{10} &= 0 \\
 EI\Delta V_{10} &= 0
 \end{aligned}$$

Las expresiones de momentos de las estructuras auxiliares se obtienen a partir de las expresiones previas, haciendo unitarias, respectivamente, las fuerzas H, V y M.

Se establecen las siguientes integrales:

$$EI\theta_{10} = 0 = \int_0^{2,2} M_s ds + \int_0^{5,94} M_u du + \int_0^{5,40} M_z dz$$

$$EI\Delta H_{10} = 0 = \int_0^{2,2} M_s s ds + \int_0^{5,4} M_u (3,2-u) du + \int_0^{5,94} M_z (2,2+0,54z) dz$$

$$EI\Delta V_{10} = 0 = \int_0^{5,94} M_u (0,84) u du + \int_0^{2,2} M_v (5) dv$$

Efectuando las integrales, se obtienen las ecuaciones siguientes:

$$41,85M + 78,47H + 184,53V = 83\,667,33$$

$$27,70M + 108,90H + 77,88V = -6\,693,39$$

$$13,54M + 27,70H + 41,85V = 16\,733,47$$

La solución del sistema de ecuaciones es el siguiente:

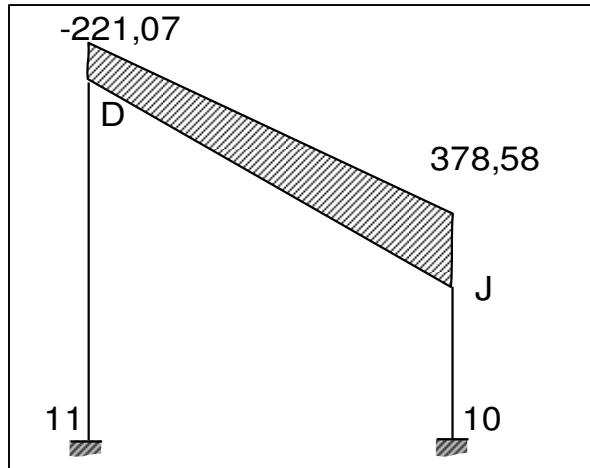
$$M = 1\,186,61 \text{ kg-m}$$

$$H = -711,45 \text{ kg}$$

$$V = 486,83 \text{ kg}$$

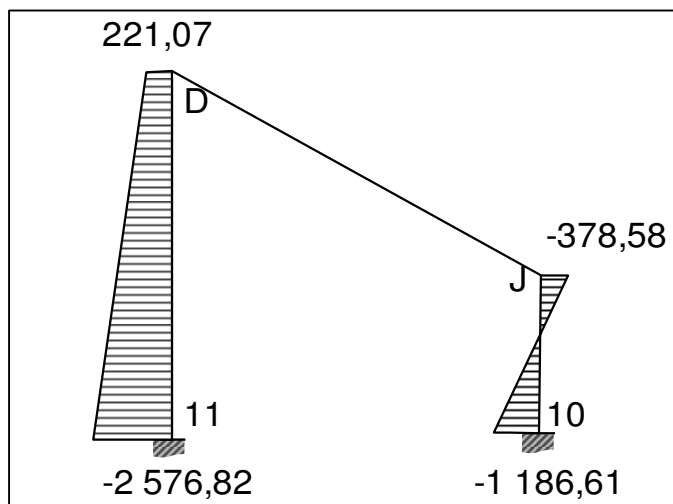
Por condiciones de equilibrio se obtuvieron las reacciones del otro empotramiento luego se determinaron los momentos finales en todos los elementos, obteniendo los diagramas de momentos que se muestran en las figuras siguientes:

Figura 20. **Diagrama de momentos en vigas (kg-m) -carga sísmica-marco D, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 21. **Diagrama de momentos en columnas (kg-m) -carga sísmica-marco D, sentido X**

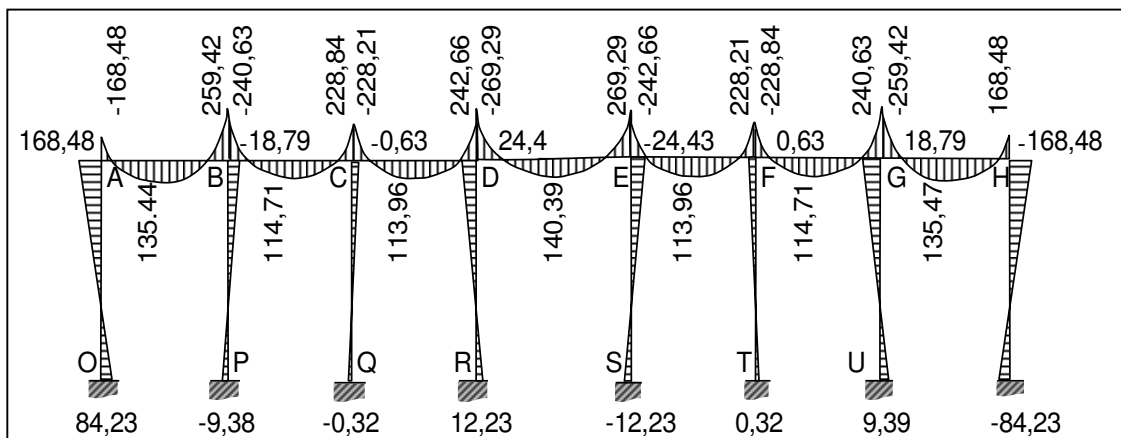


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.5.10. Comparación de momentos finales del método de Kani con los datos obtenidos del programa SAP 2000

Los resultados del análisis con el método numérico de Kani utilizando cargas finales $1,4 \cdot C_m + 1,7 \cdot C_v$, se muestra en el diagrama de momentos siguiente:

Figura 22. **Diagrama de momentos con Kani, marco 11-sentido Y**

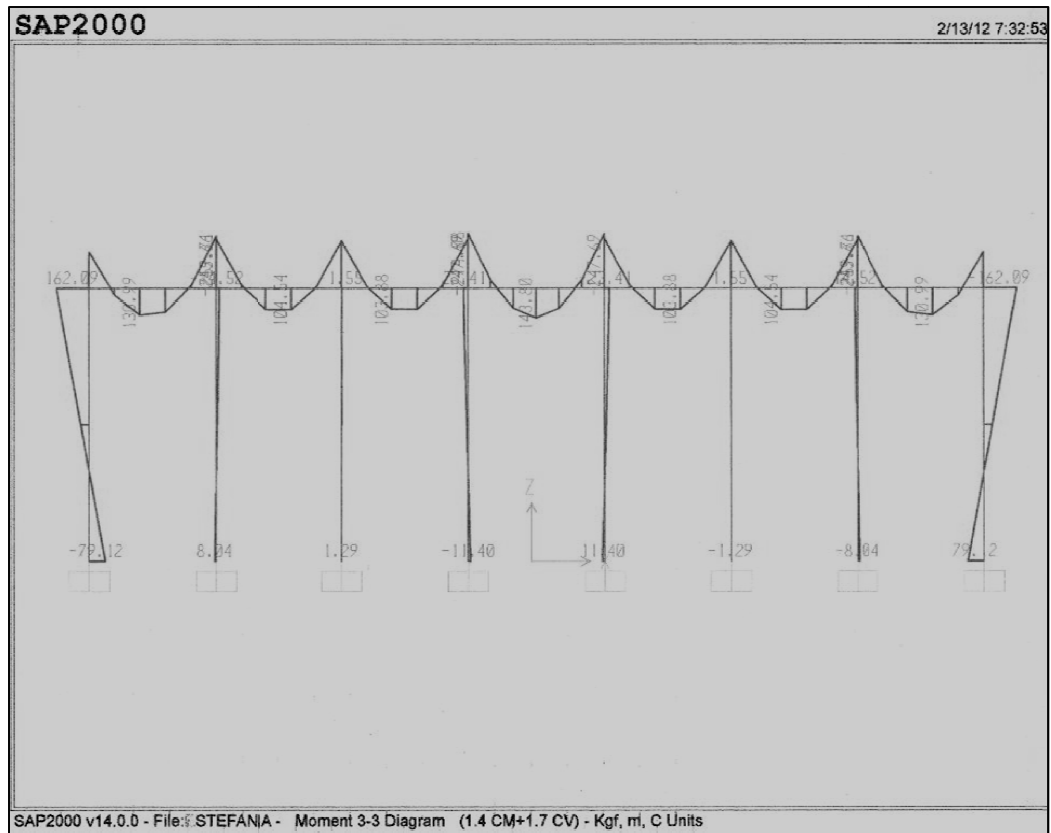


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

El programa SAP 2000 es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones, desarrollado y comercializado por la universidad de Berkeley, California basado inicialmente en un programa realizado por el Dr. Edward L. Wilson.

El siguiente diagrama de momentos se utilizó el programa SAP 2000 con las mismas condiciones de carga:

Figura 23. Diagrama de momentos con SAP 2000. Marco 11- sentido Y



Fuente: elaboración propia, con programa SAP 2000.

Tabla II. Comparación de momentos finales de SAP 2000 con Kani

NUDO	O	A		P	B			Q	C		R	D			
MIEMBRO	OA	AO	AB	PB	BA	BP	BC	QC	CQ	CB	CD	RD	DR	DC	DE
M. KANI	84,23	169	169	9,38	259	18,8	241	0,32	0,63	229	228	12,23	24,43	243	269
M. SAP 2000	79,12	162	162	8	254	14,52	250	1,29	1,55	226	226	11,4	23,41	248	277
% DE DIF.	6,07	3,8	3,8	1,34	5,7	4,28	3,64	75	59	1,35	1,35	6,78	4,17	2,01	2,81

Fuente: elaboración propia.

Los nudos E, F, G y H no se compararon con los datos obtenidos de Sap 2000 por ser simétricos con D, C, B, A respectivamente, igualmente los nudos de empotramiento V, U, T, S por ser simétricos con O, P, Q, R.

En la tabla de comparación se encuentra una diferencia considerable en el miembro QD de 75 por ciento en el momento de la base de la columna y 59 por ciento en el momento con la viga pero los momentos en los dos casos son menores de 1,75 kilogramos por metro.

El caso que le sigue en consideración es el miembro PB de 14,28 por ciento en el momento de la base de la columna y 22,76 por ciento en el momento con la viga dando un porcentaje medio 18,52 por ciento.

En los demás casos la diferencia mayor es de 6,07 y la menor 1,35 dando como porcentaje medio 3,71 por ciento.

2.1.5.11. Comparación de momentos finales por envolventes de momentos (ACI, apéndice C)

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de las cargas gravitacionales y sísmicas. El código del ACI -05 indica para diseñar los elementos que satisfagan las resistencias requeridas, para las cargas de diseño, utilizar las siguientes combinaciones de carga:

$$M = 1,4M_{\text{carga muerta}} + 1,7M_{\text{carga viva}}$$

$$M = 0,75[1,4M_{\text{cm}} + 1,7M_{\text{cv}} \pm 1,87M_{\text{s}}]$$

$$M = 0,90M_{\text{cm}} \pm 1,40 M_{\text{s}}$$

- Envolvente de momentos en el marco 11, sentido Y

- Vigas:

$$MAB = 1,4(-74,60)+1,70(-37,67) = -168,48 \text{ kg-m}$$

$$MAB = 0,75[1,4(-74,6)+1,7(-37,67)-1,87(865,20)]= -1 339,80 \text{ kg-m}$$

$$MAB = 0,90(-74,60) + 1,40(865,20) = 1 144,14 \text{ kg-m}$$

- Columnas:

$$MAO = 1,40(74,60)+1,7(37,67) = 168,48 \text{ kg-m}$$

$$MAO = 0,75[1,4(74,60)+1,7(37,67)-1,87(-865,20)]= -1 339,79 \text{ kg-m}$$

$$MAO = 0,90(74,60)+1,40(-865,20) = -1 144,14 \text{ kg-m}$$

$$MOA = 1,4(37,30)+1,7(18,84) = 84,24 \text{ kg-m}$$

$$MOA = 0,75[1,4(37,30)+1,7(18,84) \pm 1,87(-1 668,30)]= -2 276,61 \text{ kg-m}$$

$$MOA = 0,90(37,30)+1,40(-1 668,30) = -2 302,06 \text{ kg-m}$$

De los resultados anteriores se toman los mayores.

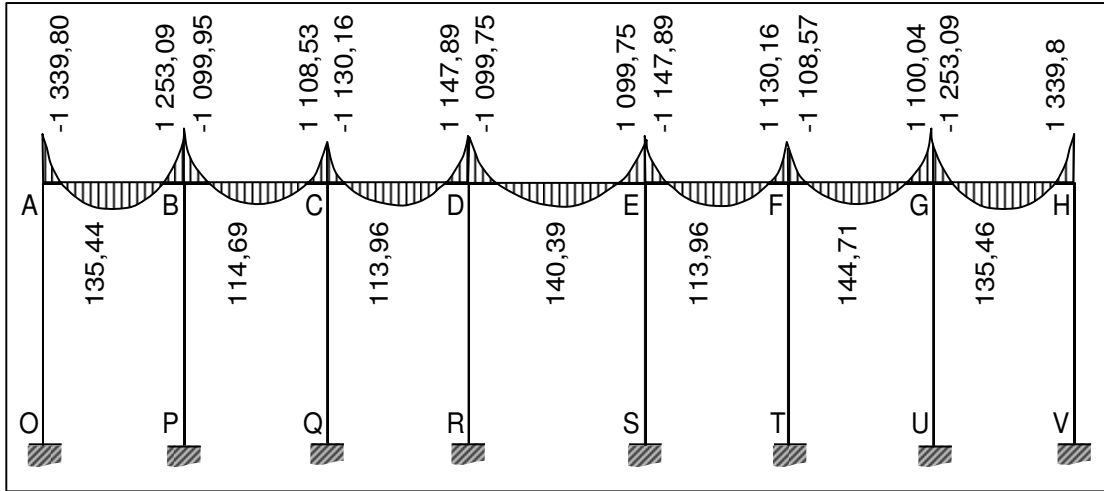
- Momentos positivos en vigas

$$M(+)= 1,4M_{cm} + 1,7M_{cv}$$

$$M(+)_AB = 1,4(59,96)+1,7(30,29)$$

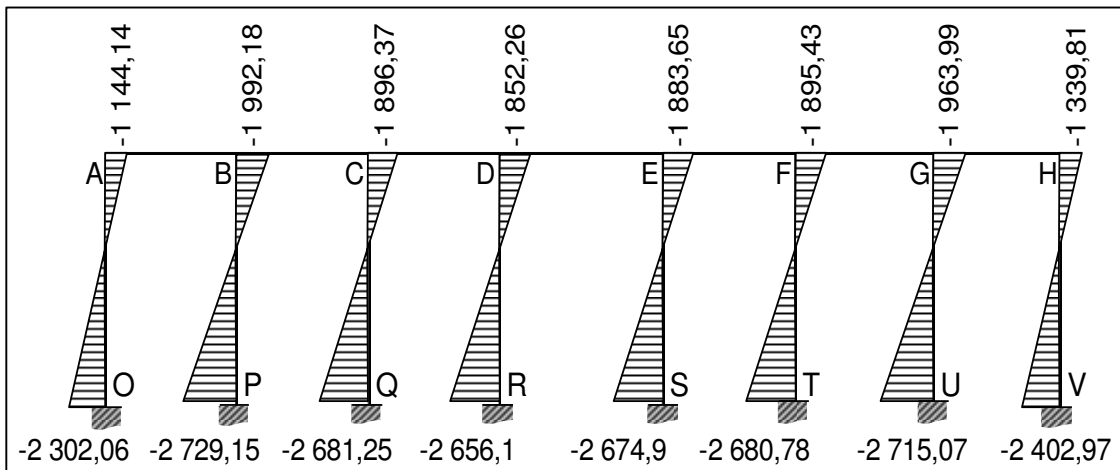
$$M(+)_AB = 135,44 \text{ kg-m}$$

Figura 24. **Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) -marco 11 -, sentido Y**



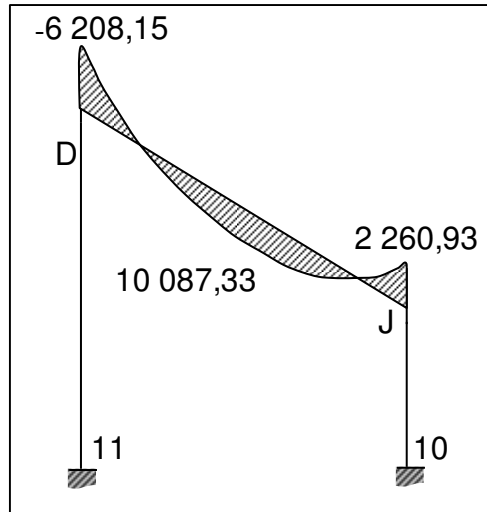
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 25. **Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) -marco 11-, sentido Y**



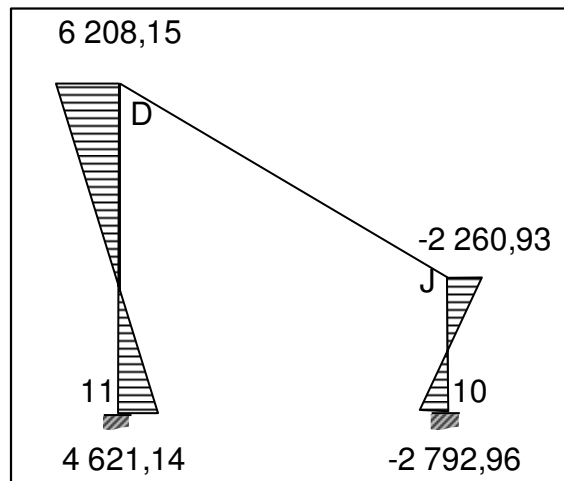
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 26. **Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) -marco D -, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 27. **Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) -marco D -, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.5.12. Diagrama de cortes últimos en marcos rígidos

Los diagramas de corte últimos, son utilizados para el diseño de resistencia por cortante.

Se calcula de la forma siguiente:

- Vigas:

$$V_v = 0,75 \left[\frac{1,4(W_{cm} \cdot L)}{2} + \frac{1,7(W_{cv} \cdot L)}{2} + \frac{1,87(\sum M_s)}{L} \right]$$

- Columnas:

$$V_{\text{columnas}} = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

- Vigas del marco 11

$$V_{AB} = 0,75 \left[\frac{1,4(198,00 \cdot 2,5)}{2} + \frac{1,7(100,00 \cdot 2,5)}{2} + \frac{1,87(865,2 + 754,74)}{2,5} \right]$$

$$= 1\,328,04 \text{ kg}$$

$$V_{BC} = 0,75 \left[\frac{1,4(198,00 \cdot 2,5)}{2} + \frac{1,7(100,00 \cdot 2,5)}{2} + \frac{1,87(655,6 + 668,02)}{2,5} \right]$$

$$= 1\,161,80 \text{ kg}$$

- Columnas del marco 1

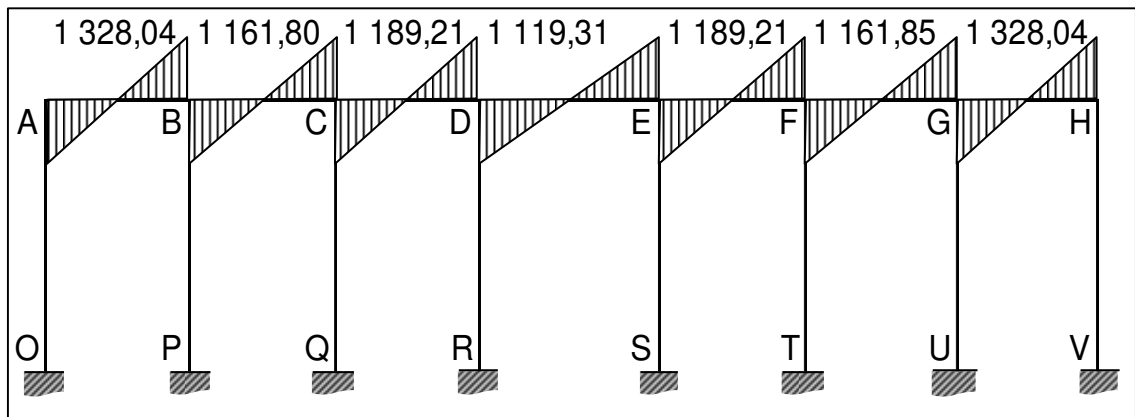
$$V_{AO} = \frac{(-1\,144,14 + (-2\,302,06))}{5,4}$$

$$= -638,18 \text{ kg}$$

$$VBP = \frac{(-1\,992,18 + (-2\,729,15))}{5,4}$$

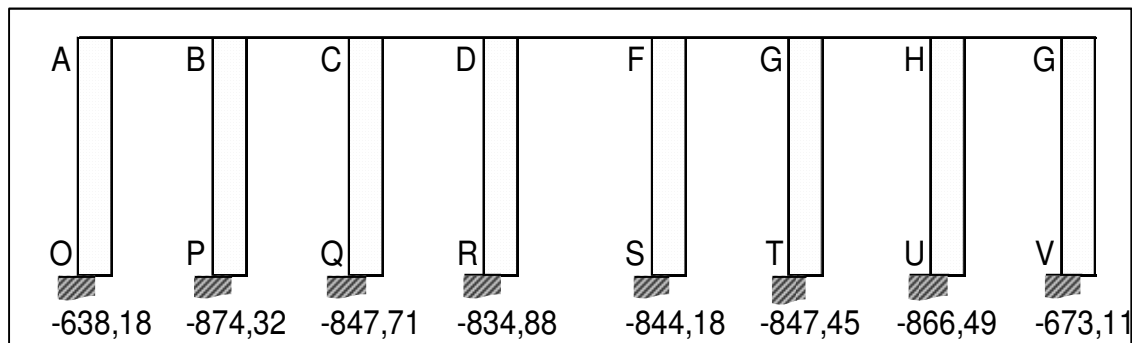
$$= -874,32 \text{ kg}$$

Figura 28. **Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) -marco 11 -, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

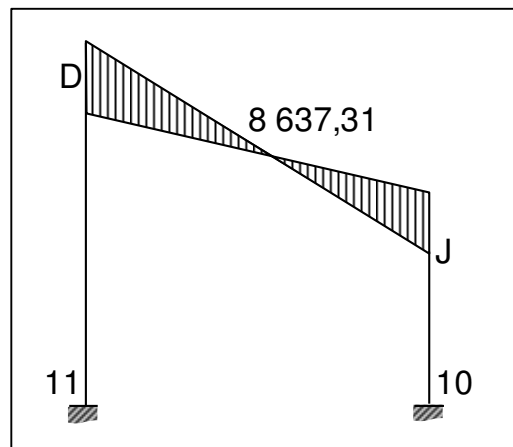
Figura 29. **Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) -marco 11 -, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

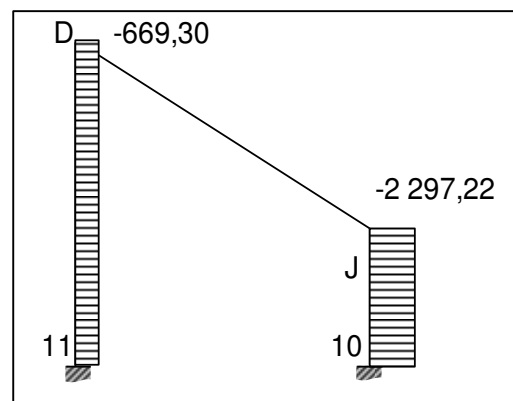
Utilizando las mismas ecuaciones utilizadas para obtener los valores de corte para el marco 11, se obtienen los valores de corte para columnas y vigas para el marco inclinado D.

Figura 30. **Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) -marco D -, sentido X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 31. **Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) -marco D -, sentido eje X**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.6. Diseño estructural

El diseño de concreto reforzado se basa en las teorías del comportamiento elástico y postelástico de los materiales; concreto y acero de refuerzo, trabajan en conjunto dando resultados excelentes porque las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Se deben considerar también los códigos de construcción sismo resistentes.

2.1.6.1. Diseño de losa para los asientos

Dentro del diseño de la losa para los asientos, se escogió un espesor según el predimensionamiento $t = 14$ centímetros, a continuación se presenta el cálculo de dicho valor.

Carga última o de diseño:

$$C_U = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$C_U = 1,4(W_{\text{llosa}} + W_{\text{sobrecarga}}) + 1,7C_V$$

$$C_U = 1,4(2\ 400 \cdot 0,14 + 100) + 1,7(500)$$

$$C_U = 1\ 420,40\ \text{kg/m}^2$$

Para calcular los momentos de diseño, se toma el ancho de la loseta 0,58 metros y el largo 2,70 metros.

$$C_{Ua} = (1\ 420,40\ \text{kg/m}^2) \cdot 0,58 = 847,03\ \text{kg/m}$$

Momento actuante:

$$M = w \cdot L^2 / 8 = 847,03 \cdot 2,70^2 / 8 = 771,86\ \text{kg-m}$$

Calculando peralte efectivo de losa:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 14 - 2,5 - (0,95/2) = 11,02 \text{ cm}$$

Calcular el acero mínimo de la losa:

$$A_{s \text{ mínimo}} = (14,1/f'y) * b * d$$

Donde:

$$b = \text{ancho} = 58 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ mínimo}} = (14,1/2 \cdot 810) * 58 * 11,02 = 3,21 \text{ cm}^2$$

Proponer espaciamiento S, usando varilla no. 3, por un área de 0,71 cm²

$$3,21 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 58 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S: S = 13 \text{ cm}$$

Comprobando $S_{\text{máximo}} = 3 * t = 3 * 14 = 42 \text{ cm}$ ó $S_{\text{máx.}} = 30 \text{ cm}$, Usar $S = 13 \text{ cm}$

Calcular el momento que se resiste el $A_{s \text{ mín}}$:

$$M_{A_{s \text{ mín.}}} = \Phi * \left[A_s * F'y * \left(d - \left(\frac{A_s * f'y}{1,7 * f'c * b} \right) \right) \right]$$

Donde:

Φ = flexión

b = ancho = 0,58

$$M_{As \text{ mín.}} = 0,90 * \left[3,21 * 2\ 810 * \left(11,025 - \left(\frac{3,21 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 58} \right) \right) \right]$$

$$M_{As \text{ mín.}} = 85\ 965,48 \text{ kg-cm}$$

$$M_{As \text{ mín.}} = 859,15 \text{ kg-m}$$

$M_{\text{actuante}} = 771,86 \text{ kg-m} < M_{As \text{ mín.}}$. Colocar $As_{\text{mínimo}}$ usar barra de acero no. 3 @ 13 centímetros en sentido longitudinal.

En el sentido transversal colocar:

$$As_{\text{temperatura}} = 0,002 * b * d = 0,002 * 58 * 11\ 025 = 1,28 \text{ cm}^2$$

Proponer espaciamiento S, usando barra de acero no. 3, con una área de $0,71 \text{ cm}^2$.

$$1,28 \text{ cm}^2 \text{ -----} 74 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ -----} \quad S: \dots S = 41 \text{ cm}$$

Comprobando

$$S_{\text{máximo}} = 3 * t = 3 * 14 = 42 \text{ cm} \text{ ó } S_{\text{máx.}} = 30 \text{ cm}$$

Comprobación por corte:

$$\text{Corte máximo actuante: } V_{\text{máx.}} = (CU_u * L) / 2$$

Donde:

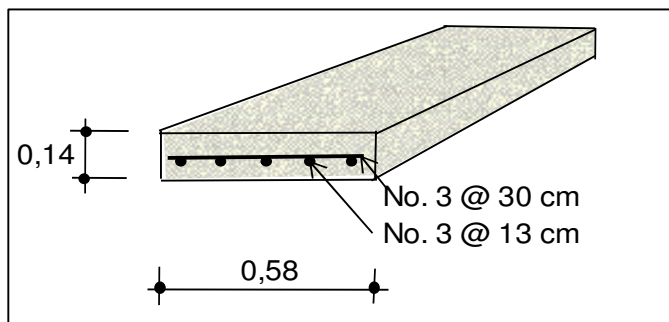
CU_u = carga última unitaria

L = Longitud de la losa

$$V_{\text{máx.}} = (847,03 \cdot 2,70) / 2 = 1\,143,49 \text{ kg}$$

$$\text{Corte máximo resistente: } V_r = 45 \cdot t \cdot \sqrt{f'_c} = 45 \cdot 14 \cdot \sqrt{210} = 9\,129,57 \text{ kg}$$

Figura 32. **Armado final de loseta**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.6.2. **Análisis y diseño de vigas**

Se diseñara el refuerzo estructural de la Viga V-2 del tramo G-H, sentido Y, del predimensionamiento realizado previamente se tiene las siguientes dimensiones de la viga:

$$b = 18 \text{ cm}$$

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

Calcular peralte efectivo:

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

$$d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 18 * 22 = 1,97 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

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

$$\rho_{\text{máx.}} = 0,50 * \rho_{\text{balanceado}}; \text{ zona sísmica}$$

$$\rho_{\text{bal.}} = \frac{f_c}{f_y} * \Phi^2 * \left[\frac{0,003}{0,003 * \frac{f_y}{E_s}} \right]$$

Donde:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \text{ se usará } \Phi = 0,85$$

$$E_s = 2,3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal.}} = \frac{210}{2810} * 0,85^2 * \left[\frac{0,003}{0,003 * \frac{2810}{2,3 \times 10^6}} \right]$$

$$\rho_{\text{bal.}} = 0,03734$$

$$\rho_{\text{máx.}} = 0,50 * 0,03734 = 0,01866$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0,01866 * 18 * 22 = 7,38 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida para cada momento actuante:

$$A_s = 0,85 * \frac{f_c}{f_y} * \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f_c}} \right]$$

Donde:

M_u = momento último (kg-m)

F'_c = 210 kg/cm²

F'_y = 2 810 kg/cm²

b = 18 cm

d = 22 cm

A_s = cm²

Se debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- $A_s < A_s$ mínimo ; colocar A_s mínimo
- $A_s > A_s$ máximo; aumentar el peralte o diseñar viga doblemente reforzada
- $A_s < A_s$ máximo; es viga simplemente reforzada

En la tabla III se muestra el A_s requerido, para cada momento actuante:

Tabla III. **Área de acero en la viga V-2, sentido Y**

	Momento Actuante (kg-m)	A_s Requerida (cm ²)	Chequeando rango	Usar A_s (cm ²)
$M_u(-)$	1 253,09	2,36	$1,97 < 2,36 < 7,38$	2,36
$M_u(+)$	135,46	0,24	$0,24 < 1,97$	1,97
$M_u(-)$	1 339,80	2,63	$1,97 < 2,63 < 7,38$	2,63

Fuente: elaboración propia.

Requisitos sismo resistentes para el armado del refuerzo longitudinal de vigas de concreto reforzado.

- Cama superior: para el refuerzo longitudinal superior se debe colocar como valor mínimo, 2 barras de acero corridas, con el mayor de los siguientes valores; A_s mínimo o 33 por ciento del área de acero calculada para el momento negativo mayor.
 - $A_{s \text{ mín.}} = 1,97 \text{ cm}^2$
 - $33\% M(-) = 0,33 * 2,63 = 0,87 \text{ cm}^2$

Armado final del refuerzo longitudinal superior:

- Colocar 2 barras de acero no. 4 corridas
- $A_s \text{ utilizar} = 2,54 \text{ cm}^2$
- Bastones: diferencia entre el A_s y A_s corrido: $2,63 - 2,54 = 0,09 \text{ cm}^2$. Como bastón utilizar una barra de acero no.3 en cada extremo de la viga con una longitud de 60 centímetros.
- Cama inferior: en el refuerzo longitudinal inferior se debe colocar como valor mínimo, dos barras de acero corridas, con el mayor de los siguientes valores; A_s mínimo, 50 por ciento del área de acero calculada para el momento negativo mayor o 50 por ciento del área de acero para el momento positivo.
 - $A_s \text{ mín.} = 1,97 \text{ cm}^2$
 - $50\% M(-) = 1,32 \text{ cm}^2$
 - $50\% M(+) = 0,12 \text{ cm}^2$

- Armado final del refuerzo longitudinal inferior:

Colocar 2 barras de acero corridas no. 4

As a utilizar = 2,54 cm²

- Acero transversal (estribos):

Esfuerzo de corte que resiste el concreto:

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{210} \cdot 18 \cdot 22 = 2\,585,23 \text{ kg}$$

Utilizando el corte actuante del diagrama de cortes figura 25:

$$V_{act.} = 1\,328,04 \text{ kg}$$

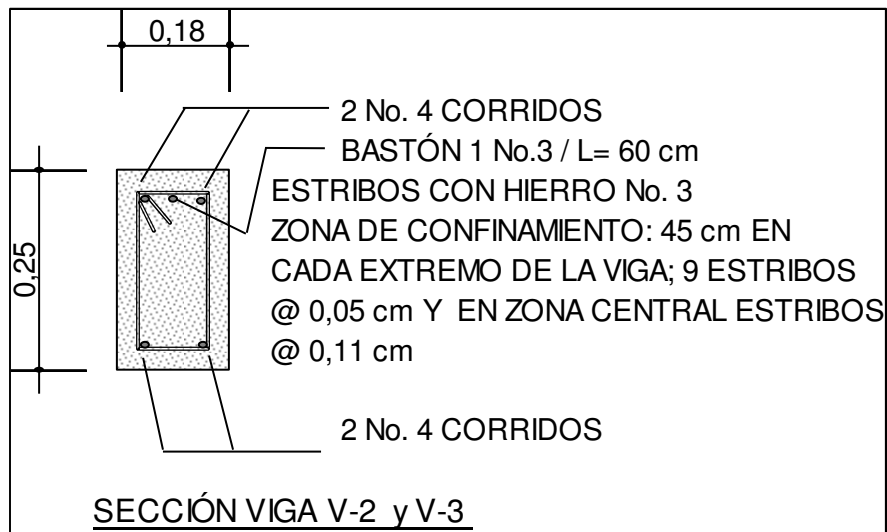
$V_r > V_{act.}$; por lo tanto se colocaran estribos usando el espaciamiento máximo.

$$S_{m\acute{a}x.} = d/2 = 22/2 = 11 \text{ cm}$$

- Acero transversal en los extremos de la viga, según el reglamento ACI 319-95, cap. 21.3.3: define la zona confinamiento como 2*d, en este caso 2*d = 2*22 = 44 centímetros; se aproximará a 45 centímetros y se define el espaciamiento de los estribos como la distancia menor de las siguientes condiciones:
 - $d/4 = 22/4 = 5,5 \approx 5 \text{ cm}$
 - 8 veces el \emptyset de la varilla menor longitudinal = $8 \cdot 1,27 = 10,16 \text{ cm}$
 - 24 veces \emptyset varilla de estribo = $24 \cdot 0,95 = 22,86 \text{ cm}$
 - 30 cm

- Colocar estribos con barra de acero no.3 con espaciamiento de 5 centímetros en la zona de confinamiento, en la parte central colocar estribos con barra de acero no.3, con espaciamiento de 11 centímetros.

Figura 33. **Armado final de viga V-2, sentido Y**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Para la viga V-3 se utilizara el mismo armado de la viga V-2

Se diseñara el refuerzo estructural de la Viga V-1 del tramo D-J, sentido X, del predimensionamiento realizado previamente se tiene las siguientes dimensiones de la viga:

- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 38 \text{ cm}$

Calcular peralte efectivo:

$d = h - \text{recubrimiento}$

$$d = 38 - 3 = 35 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14,1}{f'y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 25 * 35 = 4,39 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

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

$$\rho_{\text{máx.}} = 0,50 * \rho_{\text{balanceado; zona sísmica}}$$

$$\rho_{\text{bal.}} = \frac{f'c * \Phi^2 * \left[\frac{0,003}{0,003 * \frac{f'y}{E_s}} \right]}$$

Donde:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2, \text{ se usará } \Phi = 0,85$$

$$E_s = 2,3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal.}} = \frac{210}{2810} * 0,85^2 * \left[\frac{0,003}{0,003 * \frac{2810}{2,1 \times 10^6}} \right]$$

$$\rho_{\text{bal.}} = 0,03734$$

$$\rho_{\text{máx.}} = 0,50 * 0,03734 = 0,01866$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0,01866 * 25 * 35 = 16,33 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida para cada momento actuante:

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f'_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Donde:

M_u = momento último (kg-m)

F'_c = 210 kg/cm²

F'_y = 2 810 kg/cm²

b = 25 cm

d = 35 cm

A_s = cm²

Se debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- $A_s < A_s$ mínimo ; colocar A_s mínimo
- $A_s > A_s$ máximo; aumentar el peralte o diseñar viga doblemente reforzada
- $A_s < A_s$ máximo; es viga simplemente reforzada

En la tabla IV se muestra el A_s requerido, para cada momento actuante:

Tabla IV. **Área de acero en viga V-1, sentido X**

	Momento Actuante (kg-m)	As. Requerida (cm ²)	Chequeando rango	Usar As (cm ²)
Mu(-)	6 208,15	7,52	4,39 < 7,52 < 16,33	7,52
Mu(+)	10 087,33	12,89	4,39 < 12,89 < 16,33	12,89
Mu(-)	2 260,93	2,62	4,39 < 2,62 < 16,33	4,39

Fuente: elaboración propia.

Requisitos sismo resistentes para el armado del refuerzo longitudinal de vigas de concreto reforzado.

- Cama superior: para el refuerzo longitudinal superior se debe colocar como valor mínimo, dos barras de acero corridas, con el mayor de los siguientes valores; A_s mínimo o 33 por ciento del área de acero calculada para el momento negativo mayor.
 - $A_{s \text{ mín.}} = 4,39 \text{ cm}^2$
 - $33\% M(-) = 0,33 * 7,52 = 2,48 \text{ cm}^2$, implica utilizar $A_{s \text{ mín}} = 4,39 \text{ cm}^2$

Armado final del refuerzo longitudinal superior: colocar 3 barras de acero no. 5 corridas

$$A_s \text{ a utilizar} = 5,94 \text{ cm}^2$$

Área de bastones: siendo la diferencia entre el A_s requerido y A_s corrido:
 $7,52 - 5,94 = 1,58 \text{ cm}^2$

Como bastón utilizar una barra de acero No.3, ubicarla en el extremo izquierdo superior de la viga con una longitud de 1,10 metros.

- Cama inferior: en el refuerzo longitudinal inferior se debe colocar como valor mínimo, dos varillas de acero corridas, con el mayor de los siguientes valores; A_s mínimo, 50 por ciento del área de acero calculada para el momento negativo mayor o 50 por ciento del área de acero para el momento positivo.

- $As \text{ m\u00edn.} = 4,39 \text{ cm}^2$
- $50\% M(-) = 3,76 \text{ cm}^2$
- $50\% M(+) = 6,44 \text{ cm}^2$

Armado final del refuerzo longitudinal inferior:

Colocar 3 hierros corridos No. 5 + 1 hierro No. 4

$$As \text{ a utilizar} = 7,17 \text{ cm}^2$$

Área de bastones: siendo la diferencia entre el As requerido y As corrido:
 $12,89 - 7,17 = 5,92 \text{ cm}^2$

Como bastones utilizar 3 barras de acero No.5, ubicarlas en el centro de la viga con longitudes de 2,30 metros.

- Acero transversal (estribos)

Esfuerzo de corte que resiste el concreto:

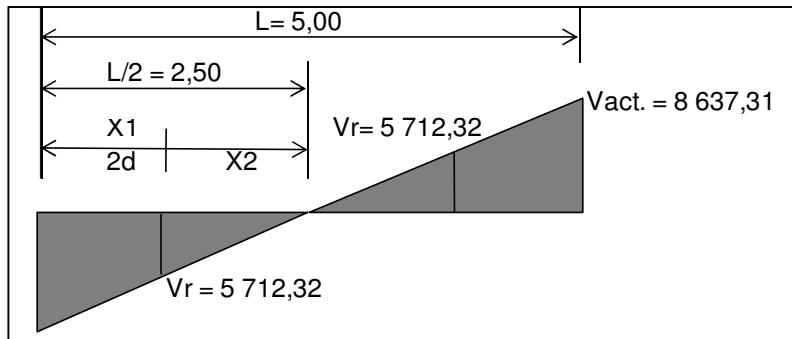
$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 35 = 5\,712,32 \text{ kg}$$

Corte actuante tomado del diagrama de cortes figura 34:

$$V_{act.} = 8\,637,31 \text{ kg}$$

$$V_r < V_{act.}; \text{ por lo tanto .}$$

Figura 34. Diagrama de corte actuante y corte resistente



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Calculo del espaciamiento:

$$\frac{8\,637,31}{2,5} = \frac{5\,712,32}{X2}; \quad X2 = 1,65 \text{ m}$$

$X1 = 2,50 - 1,65 = 0,89$ metros es la longitud requerida para el confinamiento de estribos por esfuerzo de corte.

Espaciamiento de estribos con varilla No. 3 para $X1$:

$$S = \frac{2 \cdot Av \cdot f'c}{V_{actuante} \cdot b}$$

Donde:

$Av = \text{área de varilla} = 0,71 \text{ cm}^2$

$V_{actuante} = \text{Esfuerzo de corte actuante}$

$$V_{actuante} = \frac{V_{actuante}}{b \cdot d}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{8\,637,81}{25 \cdot 35}$$

$$= 9,87 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores:

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\,810}{9,87 \cdot 25} = 16,17$$

Acero transversal en los extremos, según el reglamento ACI 319-95, capítulo 21.3.3: define la zona de confinamiento como $2 \cdot d$, en este caso $2 \cdot d = 2 \cdot 35 = 70 \text{ cm}$; se aproximará a 90 centímetros, para que cubra la distancia X_1 y se define el espaciamiento de los estribos como la distancia menor de las siguientes condiciones:

- $d/4 = 35/4 = 8,75 \approx 8 \text{ cm}$
- 8 veces el \emptyset de la varilla menor longitudinal = $8 \cdot 0,95 = 7,6 \text{ cm}$
- 24 veces \emptyset varilla de estribo = $24 \cdot 0,95 = 22,86 \text{ cm}$
- 30 cm

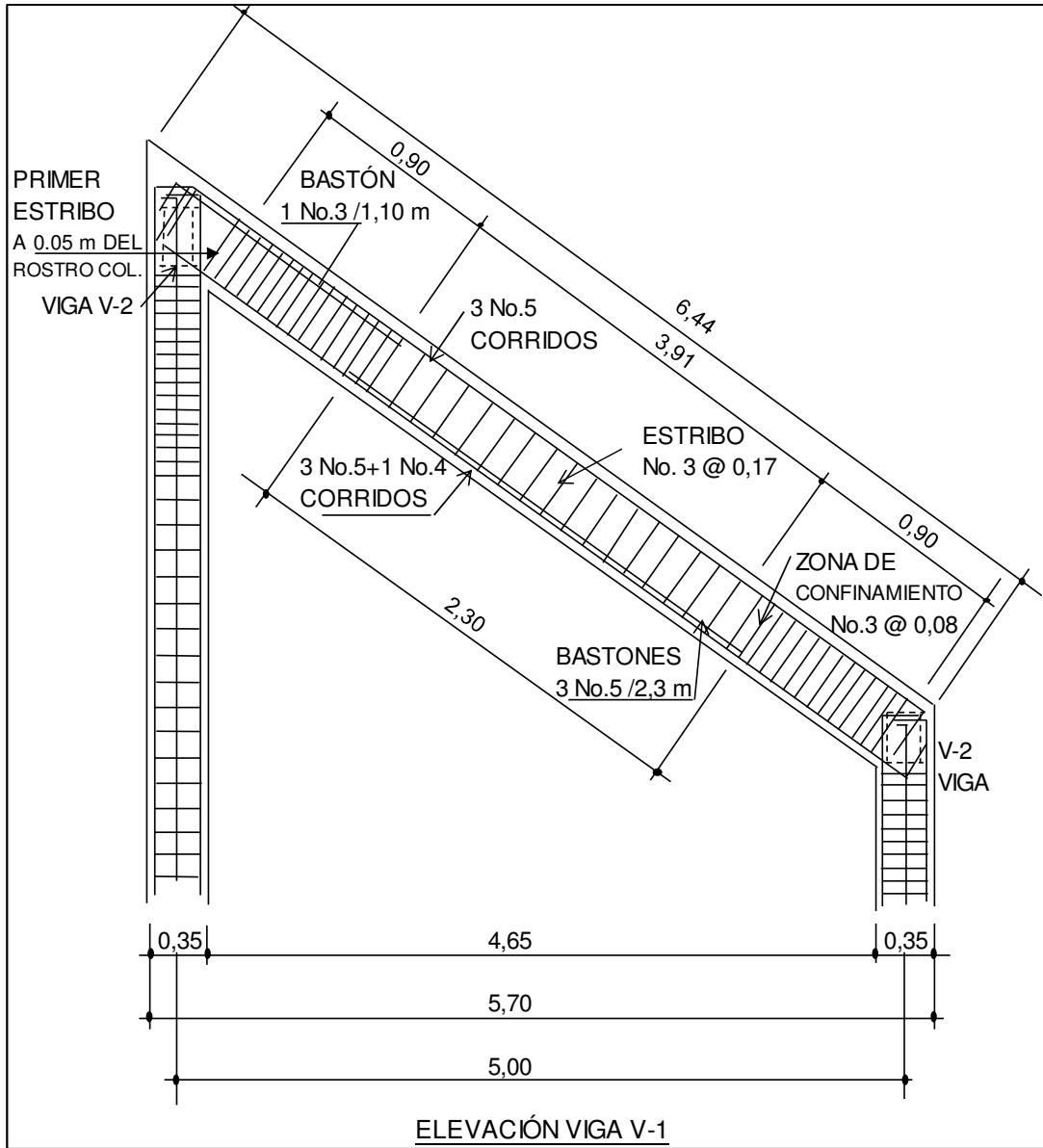
Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento: 8 cm

Para X_2 , colocar $S \text{ máx.} < 30 \text{ cm}$

$$S \text{ máx.} = d/2 = 35/2 = 17,5 \approx 17 \text{ cm}$$

Colocar el primer estribo a 5 centímetros del rostro de la columna, colocar 11 estribos con barra de acero no. 3 con espaciamiento de 8 centímetros en la zona de confinamiento de longitud 90 centímetros ubicada en cada extremo de la viga, el resto se considera como zona central se colocan estribos con barra de acero no.3 con espaciamiento de 17 centímetros.

Figura 35. Armado final de Viga V-1, sentido X



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.6.3. Análisis y diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de flexo compresión. Las columnas se diseñan por el método de aproximación para el perfil de falla (método de Bresler).

Se deben encontrar la carga axial que actúa en la columna y el momento actuante en el sentido X e Y. La carga axial se calcula con base en el área tributaria, carga muerta y viva. Los momentos se toman de la envolvente de momentos para columnas, ejes D y 11, figuras 24 y 26.

Requisitos de ACI 318-95 sección 21.4.1 para columnas:

Área de acero longitudinal

- As mín. = 0,01 Ag
- Ag = área gruesa
- As máx. = 0,06 Ag.(zona sísmica)
- La columna deberá tener como mínimo 4 varillas de acero longitudinal
- El lado más pequeño de una columna estructural será de 20 centímetros
- La sección mínima deberá ser de 400 centímetros cuadrados
- El refuerzo transversal (estribos) nunca podrá ser menor que No. 3

Desarrollo por pasos para el diseño de columnas:

Columna C-1, ubicada sobre los ejes 11 y D.

Datos:

Sección de columna: 0,35x0,35 m

Momento máximo en $X_{\text{superior}} = 6\,208,15 \text{ kg-m}$

Momento máximo en $X_{\text{inferior}} = 4\,621,14 \text{ kg-m}$

Momento máximo en $Y_{\text{superior}} = 1\,852,26 \text{ kg-m}$

Momento máximo en $Y_{\text{inferior}} = 2\,656,10 \text{ kg-m}$

Corte actuante máximo = 834,88 kg

Longitud efectiva = 5,4 m.

Sobrecarga = 100 kg/m²

Acabados = 90 kg/m²

$A_g = 1\,225 \text{ cm}^2$

Área tributaria, de la figura 2, $A_t = 6,50 \text{ m}^2$

- Cálculo de la carga axial

- Carga última:

$$C_U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$C_U = 1,4((2\,400 \cdot 0,14) + 100 + 90) + 1,7 \cdot 500 = 1\,586,40 \text{ kg/m}^2$$

- Calcular factor de carga última (FC_U):

$$FC_U = C_U \text{ total} / (CM + CV)$$

$$FC_U = 1\,586,40 / (526 + 500) = 1,55$$

- Carga axial:

$$P_u = (\text{área tributaria de columna} \cdot C_U \text{ total}) + (\text{Peso propio vigas} \cdot FC_U)$$

$$\text{Peso viga V-3}_{D-E} = W_{\text{concreto}} \cdot \text{sección viga} \cdot (\text{longitud viga}/2)$$

$$\text{Peso viga V-3}_{D-E} = 2\,400 \cdot 0,18 \cdot 0,25 \cdot (2,7/2) = 145,80 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga V-3}_{D-E} = 2\,400 \cdot 0,18 \cdot 0,25 \cdot (2,7/2) = 145,80 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga V-2}_{C-D} = W_{\text{concreto}} \cdot \text{sección viga} \cdot (\text{longitud viga}/2)$$

$$\text{Peso viga V-2}_{C-D} = 2\,400 \cdot 0,18 \cdot 0,25 \cdot (2,5/2) = 135,00 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga V-1}_{D-J} = W_{\text{concreto}} \cdot \text{sección viga} \cdot \text{longitud viga}$$

$$\text{Peso viga V-1}_{D-J} = 2\,400 \cdot 0,25 \cdot 0,38 \cdot 2,97 = 677,16 \text{ kg}$$

$$P_u = (6,50 \cdot 1\,586,40) + (145,80 + 135 + 677,16) \cdot 1,55 = 11\,796,44 \text{ kg}$$

- Efectos de esbeltez (E)

La delgadez de las columnas se basa en su configuración y en su arriostramiento lateral.

Una columna se considera esbelta cuando la relación B/L es muy grande, para clasificar una columna de acuerdo a su esbeltez se debe tomar en cuenta los siguientes criterios:

- $E < 21$; columnas corta
- $21 < E < 100$; columna intermedia
- $E > 100$; columna larga

Esta clasificación se realiza para ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes y si son largas no se construyen, fallan por pandeo.

- Factores de longitud efectiva

Para calcular la relación de esbeltez de una columna es necesario estimar su longitud efectiva, es un método matemático para reemplazar una columna por otra columna equivalente, articulada y arriostrada.

La esbeltez (E) está dada la expresión por:

$$E = K \cdot Lu / r$$

Donde:

K= factor de longitud efectiva

Lu = longitud de la columna entre apoyos

r = radio de giro de la sección transversal de la columna, sección cuadrada

utilizar: $r = 0,30 \cdot \text{lado de la sección}$

- Cálculo de la inercia, dada por la expresión siguiente

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

$$I \text{ columna C-1} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125\,052,08 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ viga V-2}_{C-D} = \frac{18 \cdot 25^3}{12} = 23\,437,5 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ viga V-2}_{D-E} = \frac{18 \cdot 25^3}{12} = 23\,437,5 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ viga V-1}_{D-J} = \frac{25 \cdot 38^3}{12} = 114\,316,67 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de coeficientes de grado de empotramiento (sentido y): se utilizaron coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación
 - Extremo superior:

$$\psi = \frac{\sum (E_m \frac{I}{L}) \text{ columnas en el plano del momento}}{\sum (E_m \frac{I}{L}) \text{ vigas en el plano del momento}}$$

Donde:

$E_m = 1$, por ser todo el marco del mismo material

I = inercia de cada elemento estructural

L = longitud de cada elemento estructural

$$\psi_A = \frac{\frac{125\,052,08}{5,4}}{\frac{23\,437,50}{2,7} + \frac{23\,437,50}{2,5}} = 1,28$$

- Extremo inferior:

$\psi_B = 0$, por ser empotramiento en la base

- Determinación de factores K con nomogramas

El procedimiento para estimar las longitudes efectivas es mediante el uso de los nomogramas de Jackson y Moreland (Anexos) para marcos arriostrados. Ingresando los valores de ψ_A y ψ_B en la gráfica e interpolando se obtiene el valor de K también se utiliza un método alternativo que implica usar las ecuaciones siguientes:

$$K = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1,0$$

$$K = 0,85 + 0,05 \cdot \psi_{\text{mínimo}} \leq 1,0 \text{ tomando } \psi_{\text{mínimo}} \text{ como el menor de } \psi_A \text{ y } \psi_B$$

Se toma K como el valor menor de las dos ecuaciones. En este estudio se utilizaron los nomogramas, obteniendo $K = 0,635$.

$$E_y = K \cdot L_u / r = 0,635 \cdot 5,40 / 0,105 = 32,66$$

$$21 < 32,66 < 100; \text{ columna intermedia}$$

Para los marcos sin desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez pueden ignorarse si satisface la siguiente expresión (ACI ec.10-8):

$$\frac{K L_u}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

Donde M_1 y M_2 son los momentos de los extremos de la columna, los 2 momentos actúan en el mismo plano, M_1 es el momento menor y M_2 es el momento mayor y la relación M_1/M_2 es negativa cuando los 2 momentos actúan en el mismo sentido y flexionan la columna con doble curvatura.

$$\frac{K L_u}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{\text{Momento Y superior}}{\text{Momento Y inferior}} =$$

$$32,66 < 34 - 12 \cdot \frac{1\ 852,26}{2\ 656,10} = 32,66 < 42,37$$

Se puede despreciar el efecto de esbeltez en el sentido Y

Cálculo de coeficientes de grado de empotramiento (sentido X), utilizando el mismo procedimiento realizado para el sentido Y.

$$\psi_A = \frac{\frac{125\ 052,08}{5,4}}{\frac{114\ 316,67}{5,64}} = 1,14$$

$$\psi_B = 0$$

K = 0,625, obtenido de los nomogramas

Cálculo de la esbeltez (sentido X)

$$E_x = \frac{K L_u}{r} = 0,625 * 5,40 / 0,105 = 32,14$$

$$\frac{K L_u}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$$

$$32,14 < 34 - 12 * \frac{4\,621,14}{6\,208,15} = 32,66 < 42,93$$

Se puede despreciar el efecto de esbeltez en el sentido X

Momentos de diseño:

$$M_y = 1\,852,26 \text{ kg-m}$$

$$M_x = 6\,208,15 \text{ kg-m}$$

Refuerzo longitudinal aplicando el método de Bresler.

Límites de área de acero en la columna:

$$A_s \text{ mín.} = 0,01 * (35 * 35) = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx.} = 0,06 * (35 * 35) = 73,5 \text{ cm}^2$$

Proponer área de acero:

$$A_s = 2\% A_g$$

$$A_s = 0,02 * (35 * 35) = 24,5 \text{ cm}^2$$

Área de acero propuesta, $A_s = 22,32$ centímetros cuadrados equivalente a un armado de acero con 4 barras no.5 y 4 barras no.6, se verifica a continuación si cumple con los requerimientos:

Usar diagramas de interacción para diseño de columnas (ver anexos):

Valor de la gráfica:

$$Y = \frac{b-2*\text{recubrimiento}}{h}$$

$$Y_y = \frac{35-2*4}{35} = 0,77$$

$$Y_x = \frac{35-2*4}{35} = 0,77$$

Valor de la curva:

$$\rho_u = \frac{A_s}{A_g}$$

$$\rho_u = \frac{22,32}{1\ 225} = 0,018$$

Excentricidades:

$$e_y = M_y/P_u = 1,85/11,80 = 0,16 \text{ m}$$

$$e_x = M_x/P_u = 6,21/11,80 = 0,53 \text{ m}$$

Valor de la diagonal:

$$e_y/h_y = 0,16/0,35 = 0,46$$

$$e_x/h_x = 0,53/0,35 = 1,51$$

Con el valor de la gráfica, curva y diagonal, buscar en el diagrama de interacción los valores K_y y K_x :

$$K_y = 0,46$$

$$K_x = 0,39$$

Resistencia de la columna a una excentricidad dada:

Carga de resistencia de la columna:

$$P'_{uy} = K_y \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot b \cdot h = 0,46 \cdot 0,70 \cdot 210 \cdot 35 \cdot 35 = 82,83 \text{ ton}$$

$$P'_{ux} = K_x \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot b \cdot h = 0,39 \cdot 0,70 \cdot 210 \cdot 35 \cdot 35 = 70,22 \text{ ton}$$

Carga axial de resistencia para la columna:

$$P'_o = 0,85 \cdot (f'_c \cdot A_g) + (A_s \cdot f'_y)$$

$$P'_o = 0,85 \cdot (210 \cdot 1225) + (2232 \cdot 2810) = 281,38 \text{ ton}$$

Carga de resistencia de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\left(\frac{1}{P'_{uy}}\right) + \left(\frac{1}{P'_{ux}}\right) - \left(\frac{1}{P'_o}\right)}$$

$$P'_u = \frac{1}{\left(\frac{1}{82,83}\right) + \left(\frac{1}{70,23}\right) - \left(\frac{1}{281,38}\right)}$$

$$P'_u = 43,94 \text{ ton}$$

$$P_u / 0,70 = 11,80 / 0,70$$

$$= 16,85 \text{ ton}$$

Se cumple la condición: $P'u > P_u$; $43,94 > 16,85$ ton. La área de acero propuesta, $A_s = 22,32$ centímetros cuadrados equivalente a un armado de acero con 4 hierros no.5 y 4 hierros no.6, se deja como diseño final.

- Acero transversal (estribos):

- Corte que resiste el concreto:

$$V_r = 0,85 * 0,53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 35 * 31 = 7\,083,28 \text{ kg}$$

- Corte máximo actuante en la columna C-1 ubicada en los ejes 11 y D, figura 26:

$$V_{\text{act.}} = 834,88 \text{ kg}$$

$$V_r > V_{\text{act.}} \text{ colocar estribos a } S_{\text{máx.}} = d/2$$

$$S_{\text{máx.}} = 31/2 = 15,5 \text{ cm utilizar } 16 \text{ cm}$$

Criterios para el cálculo del espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento de la columna:

Se debe tomar la longitud mayor resultante de los siguientes criterios:

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{6} = \frac{5,4}{6} = 0,90 \\ \text{Lado menor de la columna} = 0,35 \\ 0,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Se tomará el mayor, $L_o = 0,90$

Relación volumétrica:

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \left(0,85 * \frac{210}{2810} \right)$$

Donde:

ρ_s = relación volumétrica de la columna $\geq 0,12(f'y / f'c)$

Área chica = $29 * 29 = 841 \text{ cm}^2$

Área gruesa = $35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$

$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{1225}{841} - 1 \right) * \left(0,85 * \frac{210}{2810} \right)$

$\rho_s = 0,013 \geq 0,008967$

Para calcular el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento se usará la siguiente expresión:

$$S = \frac{2 * A_v}{\rho_s * L_n}$$

Donde:

A_v = área de la barra, se usará barra No. 3 con área de $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

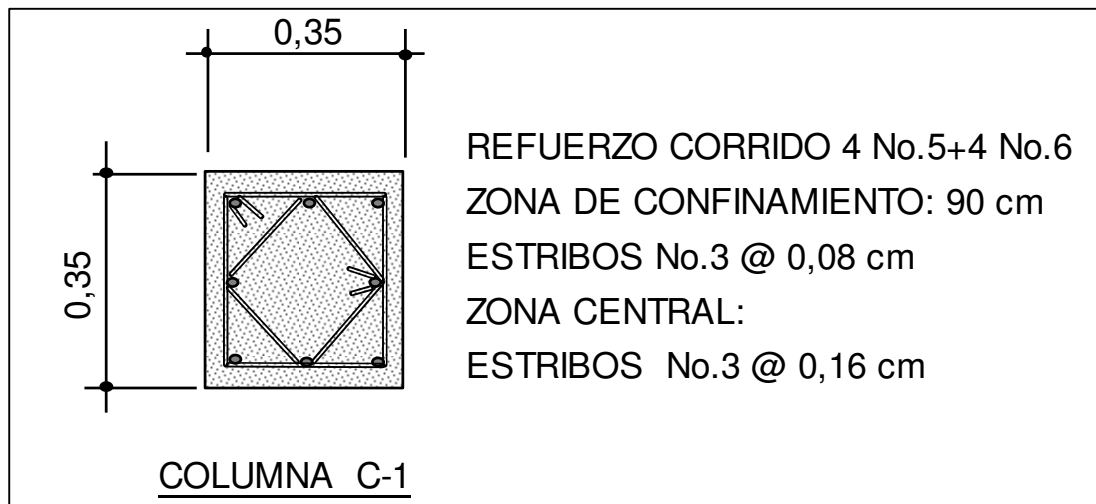
L_n = longitud no soportada del estribo

Al colocar en forma doble los estribos y girados a 45 grados se incrementa el área $A_s = 0,71$ centímetros cuadrados al doble por lado.

$$S = \frac{4 * 0,71}{0,013 * 29} = 7,53 \text{ cm, se utilizará } 8 \text{ cm como espaciamiento}$$

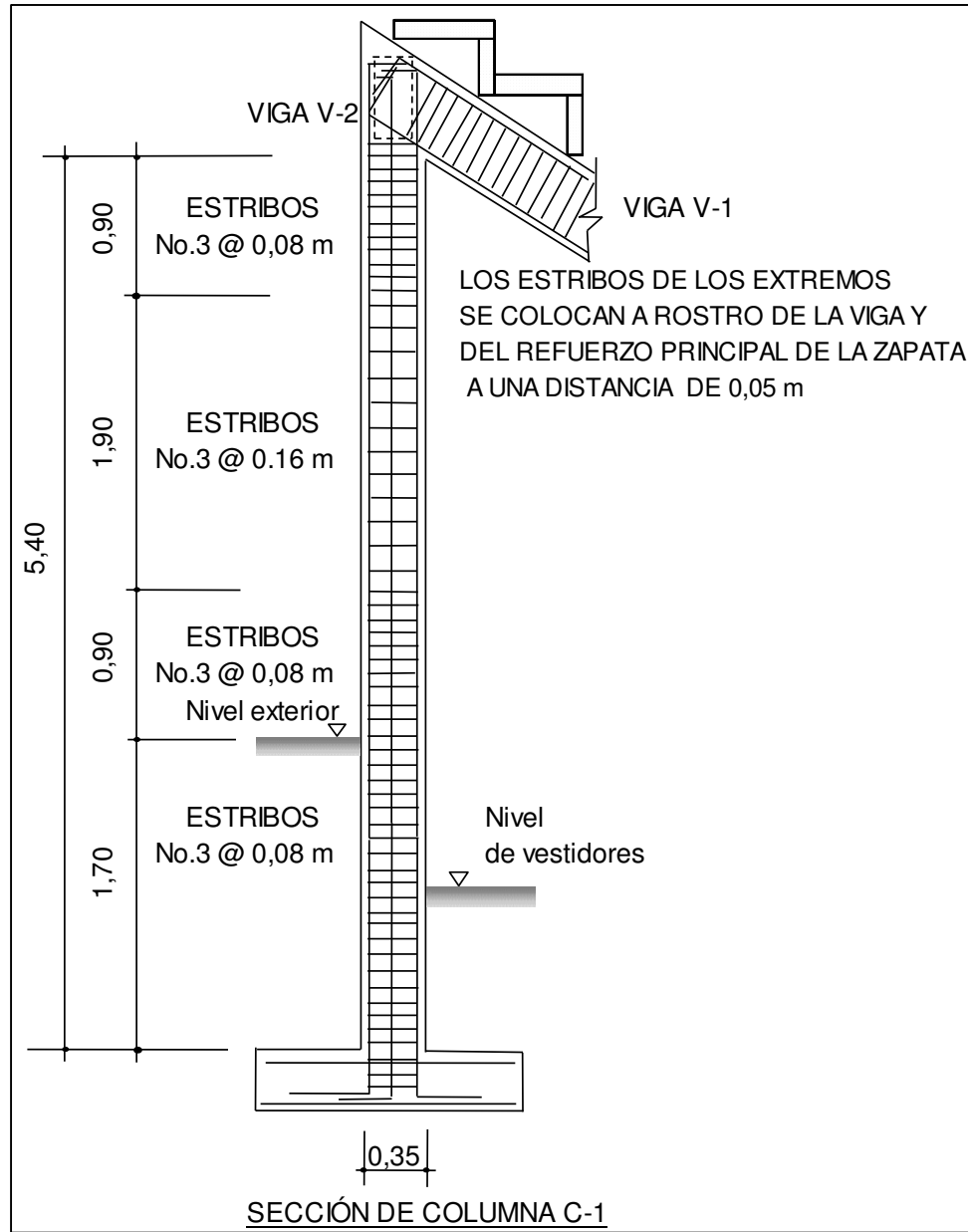
En la zona de confinamiento de 90 centímetros de la columna se colocará estribos de barra acero no. 3 @ 8 centímetros, en la zona central se colocará estribos con barra de acero no. 3 @ 16 centímetros.

Figura 36. **Refuerzo en columna estructural**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Figura 37. **Esquema de espaciamiento de estribos en columna**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Diseño de la columna C-2, ubicada sobre los ejes 10 y D

Sección de columna: 0,35x0,35 m

Momento máximo en X_{superior} = 2 260,93 kg-m, figura 25

Momento máximo en Y_{superior} = 580,00 kg-m, eje D, análisis del marco 10

Corte actuante máximo = 2 297,22 kg figura 30

Longitud efectiva = 2,2 m

Ag = 1 225 cm²

r = radio de giro = 0,105

Pu = 11 796,44 kg, la misma de la columna C-2

- Cálculo de coeficientes de grado de empotramiento (sentido X, utilizando el procedimiento utilizado en el diseño de la columna C-1.

$$\psi_A = \frac{\frac{125\,052,08}{2,2}}{\frac{114\,316,67}{5,64}} = 2,80$$

$$\psi_B = 0$$

K = 0,665 de los nomogramas

- Cálculo de coeficientes de grado de empotramiento (sentido Y)

$$\psi_A = \frac{\frac{125\,052,08}{2,2}}{\frac{23\,437,50}{2,7} + \frac{23\,437,50}{2,5}} = 3,15$$

$$\psi_B = 0$$

Utilizando los nomogramas K = 0,675

- Cálculo de la esbeltez (sentido X):

$$E_x = \frac{KL_u}{r} = 0,665 \cdot 2,2 / 0,105 = 13,93$$

- Cálculo de la esbeltez (sentido Y)

$$E_y = \frac{K L_u}{r} = 0,675 * 2,2 / 0,105 = 14,14$$

$$E_x = 13,93 \text{ y } E_y = 14,14 < 21; \text{ columna corta, C-2}$$

- Momentos de diseño:

$$M_x = 2\,260,93 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 580,00 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del refuerzo longitudinal aplicando el método de Bresler

- Límites de área de acero en la columna:

$$A_{s \text{ mín.}} = 0,01 * (35 * 35) = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0,06 * (35 * 35) = 73,5 \text{ cm}^2$$

- Proponer área de acero:

$$A_s = 2\% A_g = 0,02 * (35 * 35) = 24,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado propuesto} = 4 \text{ No. 5 y } 4 \text{ No.6 con } A_s = 22,32 \text{ cm}^2$$

- Análisis de columnas usando los diagramas de interacción

- Valor de la gráfica:

$$V_x = \frac{35 - 2 * 4}{35} = 0,77$$

$$V_y = \frac{35 - 2 * 4}{35} = 0,77$$

- Valor de la curva de interacción:

$$\rho_u = \frac{22,32}{1\ 225} = 0,018$$

- Excentricidades:

$$e_x = M_x/P_u = 2,3/11,80 = 0,19 \text{ m}$$

$$e_y = M_y/P_u = 0,58 / 11,80 = 0,05 \text{ m}$$

- Valor de la diagonal:

$$e_x/h_x = 0,19/0,35 = 0,54$$

$$e_y/h_y = 0,05/0,35 = 0,14$$

Con el valor de la gráfica, curva y diagonal, se buscan en el diagrama de interacción los valores K_y y K_x :

$$K_x = 0,425$$

$$K_y = 0,25$$

- Resistencia de la columna a una excentricidad dada

- Carga de resistencia de la columna:

$$P'_{ux} = K_x * 0,70 * f'_c * b * h = 0,425 * 0,70 * 210 * 35 * 35 = 76,53 \text{ ton}$$

$$P'_{uy} = K_y * 0,70 * f'_c * b * h = 0,25 * 0,70 * 210 * 35 * 35 = 45,02 \text{ ton}$$

- Carga axial de resistencia para la columna:

$$P'o = 0,85*(f'c*Ag)+(As*f'y)$$

$$P'o = 0,85*(210*1\ 225)+(22,32*2\ 810) = 281,38 \text{ ton}$$

- Carga de resistencia de la columna C-2:

$$P'u = \frac{1}{\left(\frac{1}{p'ux}\right) + \left(\frac{1}{p'uy}\right) - \left(\frac{1}{p'o}\right)}$$

$$P'u = \frac{1}{\left(\frac{1}{76,53}\right) + \left(\frac{1}{45,02}\right) - \left(\frac{1}{281,38}\right)} = 31,51 \text{ ton}$$

$$Pu/0,70 = 11,80/0,70 = 16,85 \text{ ton}$$

Se cumple la condición: $P'u > Pu$; $31,52 > 16,85 \text{ ton}$. La área de acero propuesta, $As = 22,32 \text{ cm}^2$ equivalente a un armado de acero con 4 barras no.5 y 4 barras no.6, se deja como diseño final.

- Acero transversal (estribos)

- Corte que resiste el concreto:

$$Vr = 0,85*0,53\sqrt{f'c} * b*d$$

$$Vr = 0,85*0,53\sqrt{210}*35*31 = 7\ 083,28 \text{ kg}$$

- Corte máximo actuante columna C-2 ejes 10 y D, figura 30:

$$V \text{ act.} = 2\ 297,22 \text{ kg}$$

$$Vr > V \text{ act.}; \text{ colocar estribos a } S \text{ máx.} = d/2$$

$$S \text{ máx.} = 31/2 = 15,5 \text{ cm utilizar } 16 \text{ cm}$$

- Cálculo de espaciamiento del estribo en zona confinada

Se debe tomar la longitud mayor resultante de los siguientes criterios:

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{6} = \frac{2,2}{6} = 0,37 \\ \text{Lado menor de la columna} = 0,35 \\ 0,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tomar el mayor, $L_o = 0,45$

- Relación volumétrica:

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \left(0,85 * \frac{210}{2810} \right)$$

Donde:

ρ_s = relación volumétrica de la columna $\geq 0,12(f'y/f'c)$

$$\text{Área chica} = 29 * 29 = 841 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área gruesa} = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{1225}{841} - 1 \right) * \left(0,85 * \frac{210}{2810} \right)$$

$$\rho_s = 0,013 \geq 0,008967$$

- Calcular espaciamiento de estribos en zona de confinamiento

$$S = \frac{2 * A_v}{\rho_s * L_n}$$

Donde:

A_v = área de la varilla, usando una barra no. 3 con $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

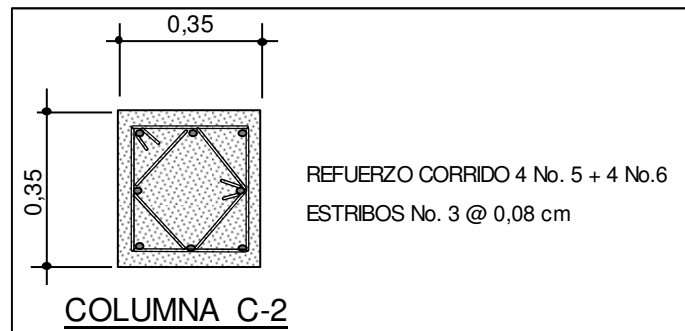
L_n = longitud no soportada del estribo

Al colocar doble estribo no. 3 se tiene:

$$S = \frac{4 \cdot 0,71}{0,013 \cdot 29} = 7,53 \text{ cm, se utilizará 8 cm}$$

Zona de confinamiento de 45 centímetros colocar estribos de barra No. 3 @ 8 centímetros, altura libre de piso a Viga V-1 es de 0,50 metros se colocara los estribos con espaciamiento de 8 centímetros a lo largo de columna

Figura 38. **Refuerzo en columna estructural**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.6.4. **Análisis y diseño de zapatas**

La losa de las zapatas se dimensionan para soportar todas las cargas factorizadas aplicadas en cualquier combinación que gobierne al diseño y las

reacciones inducidas, se consideró una sección cuadrada para simplificar el armado y la construcción.

Datos:

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

$$F'y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mux = 4,6 \text{ ton-m, figura 26}$$

$$Muy = 2,66 \text{ ton-m, figura 24u} = 11,80 \text{ ton}$$

$$\text{Desplante} = 1 \text{ m}$$

$$F_{CU} = 1,55$$

$$V_S = 33,70 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Espesor asumido} = 0,40 \text{ m}$$

$$\gamma_S = 1,9 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Espesor asumido} = 0,40 \text{ m}$$

$$\gamma_C = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Sección de columna } C-1 = 0,35 \times 0,35 \text{ m}$$

Cargas de trabajo o de servicio:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

$$P' = \frac{11,80}{1,55} = 7,61 \text{ ton}$$

Momentos de trabajo:

$$M' = \frac{M_u}{F_{cu}}$$

$$M'x = 4,6/1,55 = 2,97 \text{ ton-m}$$

$$M'y = 2,66/1,55 = 1,72 \text{ ton-m}$$

Estimación del área de la zapata:

$$Az = \frac{P'Fcu}{Vs}$$

$$Az = \frac{7,61 \cdot 1,55}{33,70} = 0,35 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{Az} \quad L = \sqrt{0,35} = 0,59 \text{ m}$$

Se propone una zapata de 1,70x1,70 m

$$\text{Área final de la zapata} = Az = 1,70 \cdot 1,70 = 2,89 \text{ m}^2$$

Integración de cargas actuantes:

$$P = P' + P_{\text{suelo}} + P_{\text{columna C-1}} + P_{\text{zapata}}$$

$$P_{\text{suelo}} = Az \cdot \text{desplante} \cdot \gamma_s = 2,89 \cdot 1,00 \cdot 1,9 = 5,49 \text{ ton}$$

$$P_{\text{columna C-1}} = \text{sección de col} \cdot \text{altura} \cdot \gamma_c = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 5,4 \cdot 2,4 = 1,59 \text{ ton}$$

$$P_{\text{zapata}} = Az \cdot \text{espesor} \cdot \gamma_c = 2,89 \cdot 0,40 \cdot 2,4 = 2,77 \text{ ton}$$

$$P = 7,61 + 5,49 + 1,59 + 2,77 = 17,46 \text{ ton}$$

Presión sobre el suelo:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \left[\frac{M_x}{S_x} \right] \pm \left[\frac{M_y}{S_y} \right]$$

Donde:

$$S = (1/6) \cdot b \cdot h^2 = (1/6) \cdot (1,70) \cdot (1,70)^2 = 0,82$$

$$Q' = \frac{17,46}{2,89} \pm \left[\frac{2,97}{0,82} \right] \pm \left[\frac{1,72}{0,82} \right]$$

$$q_{\text{máx.}} = 11,76 \text{ ton/m}^2 < Vs$$

$$q_{\text{mín.}} = 0,32 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Presión última de diseño:

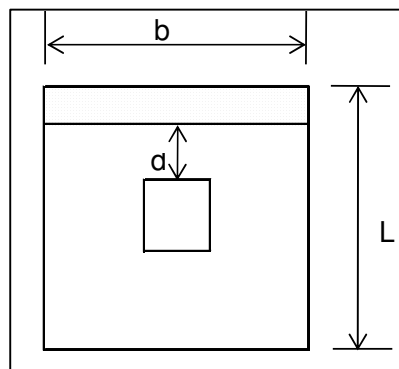
$$q \text{ dis.} = q \text{ máx.} \cdot F_{CU} = 11,76 \cdot 1,55 = 18,23 \text{ ton/m}^2$$

Comprobación por corte simple y cálculo de peralte efectivo:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing}{2} = 40 - 7,5 - \frac{1,59}{2}$$

$$d = 31,70 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Figura 39. **Comprobación por corte simple**



Fuente: elaboración propia.

Corte simple actuante ocurre a una distancia d del rostro de la columna, se extiende en un plano, a través de todo el ancho, a partir de la cara de la carga concentrada o área de reacción.

$$\text{Área ashurada} = b \cdot (L/2 - \text{col}/2 - d)$$

$$\text{Área ashurada} = 1,70 \cdot (1,70/2 - 0,35/2 - 0,317)$$

$$\text{Área ashurada} = 0,61 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{actuante}} = \text{área ashurada} * q_{\text{diseño}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 0,61 * 18,23 = 11,12 \text{ ton}$$

$$V_{\text{resistente}} = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d}{1000}$$

$$V_{\text{resistente}} = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 170 * 31,70}{1000}$$

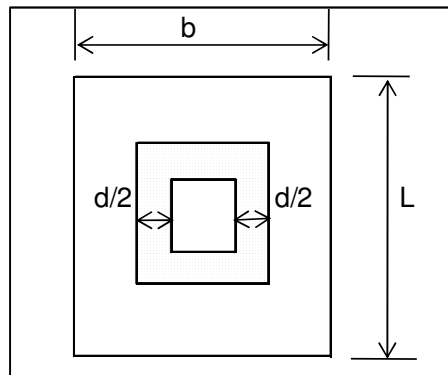
$$V_{\text{resistente}} = 35,18 \text{ ton}$$

$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$; el peralte asumido $d = 31,70 \text{ m}$ resiste el corte simple.

Acción de punzonamiento o corte punzonante:

Es también una falla por cortante pero su sección crítica se encuentra a $d/2$ del perímetro del área de carga.

Figura 40. **Comprobación por corte punzonante**



Fuente: elaboración propia.

Corte punzonante resistente:

$$V_{\text{resistente}} = \frac{0,85 * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d}{1000}$$

Donde:

b_o = perímetro de la sección crítica de punzonamiento

$$V_{\text{resistente}} = \frac{0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot 206,8 \cdot 31,70}{1\,000}$$

$$V_{\text{resistente}} = 85,59 \text{ ton}$$

$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$, el peralte sí cumple

Diseño de refuerzos de la base:

$$M_u = W \cdot L^2 / 2$$

Donde:

$W = q$ diseño

$L =$ distancia media del rostro de la columna al borde de la zapata

$$M_u = 18,23 \cdot 0,675^2 / 2$$

$$M_u = 4,15 \text{ ton-m} = 4\,153,02 \text{ kg-m}$$

Área de acero requerida para momento último:

$$A_s = 0,85 \cdot \left(\frac{f'_c}{f'_y} \right) \cdot \left[b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right]$$

Donde:

$$M_u = 4\,153,02 \text{ kg-m}$$

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

$$f'_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 67,5 \text{ cm}$$

$$d = 31,70 \text{ cm}$$

$$As = \text{cm}^2$$

$$As = 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) * \left[72,5 * 31,70 - \sqrt{(72,5 * 31,70)^2 - \frac{4 * 108,32 * 72,5}{0,003825 * 210}} \right]$$

$$As \text{ requerido} = 5,28 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

$$As_{\text{mín.}} = (14,1 / f'_{y}) * b * d$$

$$As_{\text{mín.}} = (14,1 / 2810) * 67,5 * 31,70$$

$$As_{\text{mín.}} = 10,74 \text{ cm}^2$$

$As_{\text{mín.}} > As_{\text{requerida}}$, colocar $As_{\text{mín.}}$.

Cálculo del espaciamiento entre barras No. 5

$$10,74 \text{ cm}^2 (As_{\text{mín.}}) \text{ ----- } 67,5 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = 12,44 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

El armado será barras no. 5 @ 0,13 en ambos sentidos

Cálculo de As por temperatura, cama superior de la zapata:

$$As_{\text{temp}} = 0,002 * b * d$$

$$As_{\text{temp}} = 0,002 * 100 * 31,70 = 6,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento entre barras No. 3:

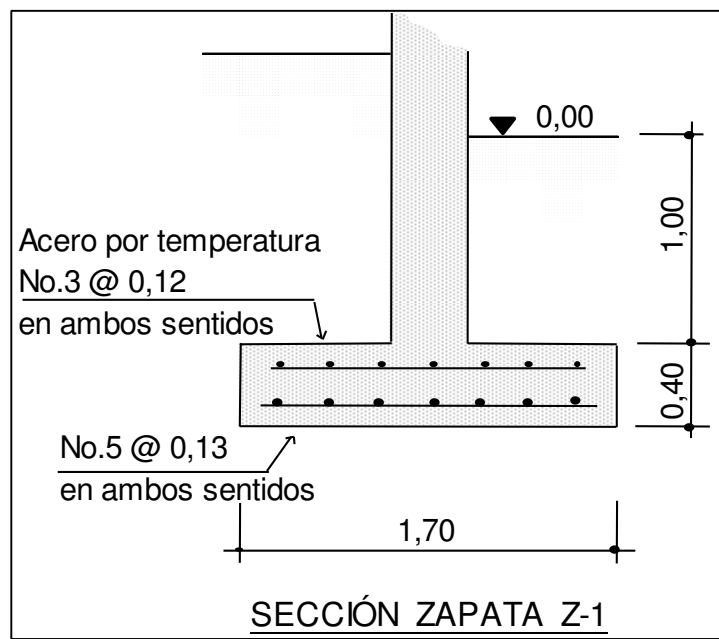
$$6,34 \text{ cm}^2 (As_{\text{temp.}}) \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{----- S}$$

$$S = 11,20 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

El armado será barras no. 3 @ 12 centímetros en ambos sentidos.

Figura 41. **Detalle de zapata Z-1**



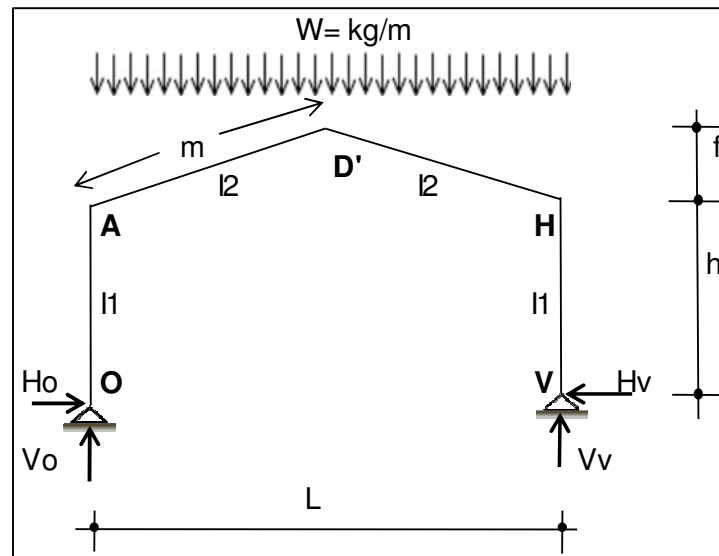
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.7. Análisis de marcos rígidos para estructuras metálicas

Los marcos rígidos son estructuras que tienen elementos verticales o columnas como horizontales o vigas, tienen continuidad entre si para que trabajen como un único elemento compartiendo las deformaciones. Los marcos metálicos como se encuentran articulados en la base de sus apoyos, condición que les permite ser estructuras muy eficientes en cuanto a la distribución de momentos.

Para este proyecto se utiliza el método de análisis aproximados de marcos rígidos desarrollado en el libro de diseño de estructuras metálicas de Jack McCormac, el cual establece ecuaciones con las que se pueden estimarse las reacciones en la base de las columnas y calcularse por estática los momentos aproximados, en varios puntos del marco.

Figura 42. **Fuerzas actuantes en marco típico**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Diseño del marco e integración de cargas

Según el manual AISC:

Para sección (propuesta) $W10X30 = 44,8 \text{ kg/m}$

Costaneras de perfil $C 6X2 = 12,1 \text{ kg/m}$

$W = W_{\text{trabe (viga)}} + W_{\text{costaneras}} + W_{\text{lámina}} + W_{\text{sobrecarga}}$

$W = 44,8 + 125 + 29,5 + 120 = 319,3 \text{ kg/m}$

La componente horizontal de la reacción en la base de la columna está dado por:

$$H_O = H_V = 1,05 * \left[\frac{W * L^2}{8 * h * N} \right] * (5Q + 8)$$

Donde:

$$Q = \frac{f}{h}$$

$$N = 4(Q^2 + 3Q + K + 3)$$

Datos:

$$h = 5,5 \text{ m y } f = 2,35 \text{ m}$$

$$m = \sqrt{9,03^2 + 2,42^2} = 9,34 \text{ m}$$

Rigidez (K):

Considerando $I_1 = I_2$ se tiene:

$$K = \frac{12 * h}{I_1 * m} = \frac{5,5}{9,34} = 0,59$$

Determinación del valor de Q y N:

$$Q = \frac{f}{h} = \frac{2,42}{5,5} = 0,44$$

$$N = 4(0,44^2 + 3 * 0,44 + 0,59 + 3) = 20,41$$

Entonces:

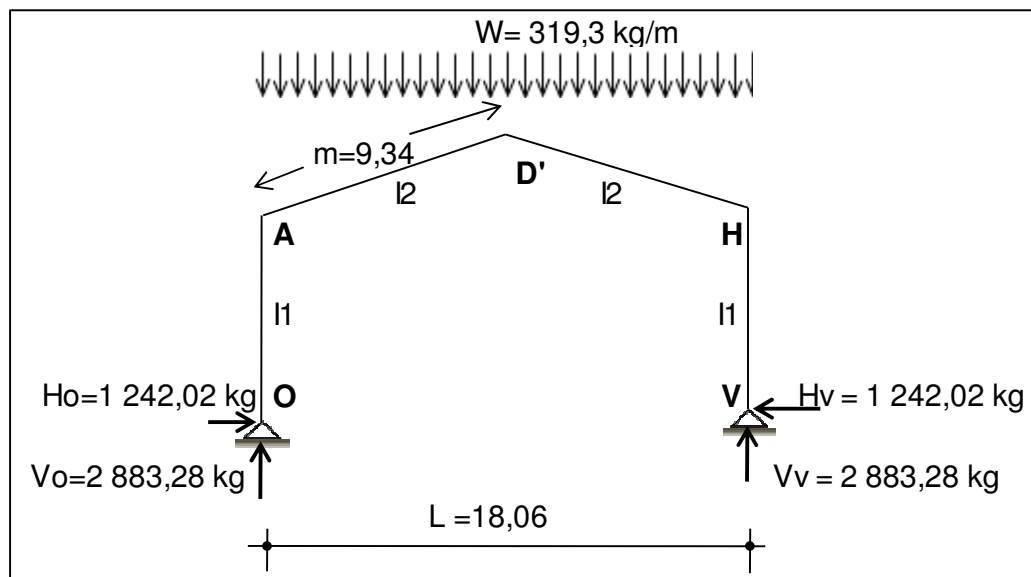
$$H_O = H_V = 1,05 * \left[\frac{319,3 * 18,06^2}{8 * 5,5 * 20,41} \right] * (5 * 0,44 + 8) = 1\ 242,02\ \text{kg}$$

Reacciones verticales en base de columnas

$$V_O = V_V = \frac{W * L}{2}$$

$$V_O = V_V = \frac{319,3 * 18,06}{2} \\ = 2\ 883,28\ \text{kg}$$

Figura 43. **Reacciones en la base del marco**



Fuente: elaboración propia.

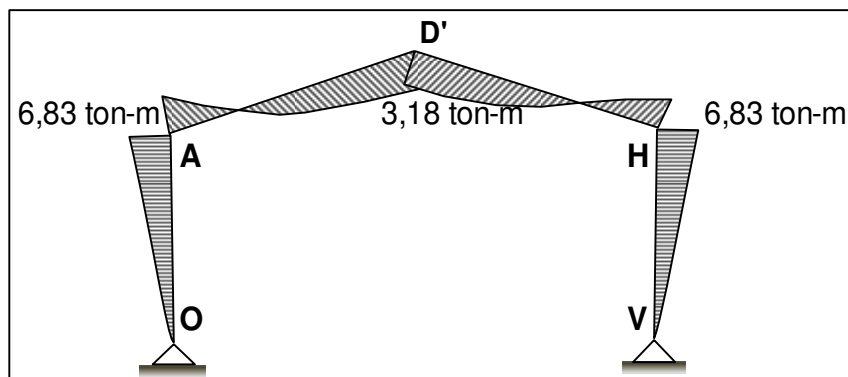
Estimación de momentos del marco:

$$M_{\text{rodilla}} = 1\,242,02 \cdot 5,5 = 6\,831,11 \text{ kg-m} = 6,83 \text{ ton-m}$$

Considerando momento positivo a favor de las agujas del reloj

$$M_{\text{cubierta}} = 2\,883,28 \cdot 9,03 - 1\,242,02 \cdot (5,50 + 2,42) - 9,03 \cdot 319,30 \cdot \frac{9,03}{2} = 3\,181,21 \text{ kg-m}$$

Figura 44. **Diagrama de momentos en el marco**



Fuente: elaboración propia.

- Predimensionamiento de la rodilla

Las rodillas con cartelas rectas o curvas se emplean a veces para mejorar el diseño y la estética de la estructura. Además su empleo permite una reducción de las dimensiones de las barras en su parte prismática y, por tanto, una economía de acero aunque la fabricación del nudo es más cara, lo que contrarresta en parte la economía mencionada.

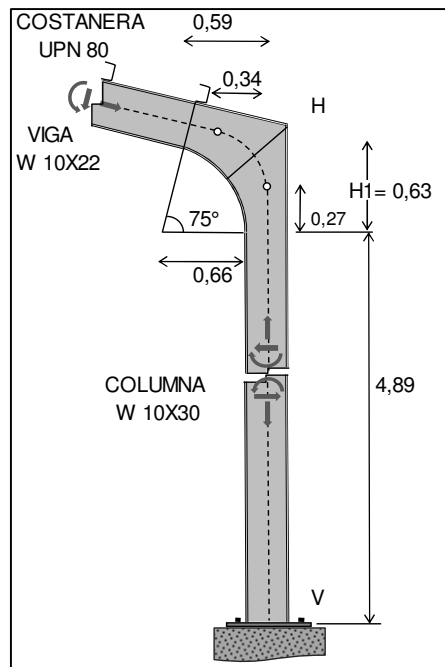
Los criterios de diseño son los siguientes:

- La resistencia a la flexión de la parte del nudo con inercia variable.
- La resistencia al pandeo local y al alabeo.
- La transmisión de las tensiones de cizallamiento en la parte de la unión del trabe.
- El radio para la rodilla debe ser 2,5 veces el peralte mayor de la sección trabe-columna.

Por cálculos geométricos, se obtiene:

Radio = 0,66 m y $L_1 = 0,63$ m

Figura 45. **Rodilla**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.7.1. Diseño de columna

Para el diseño de la columna, se utilizó el manual AISC segunda edición, que indica específicamente el procedimiento de cálculo para columnas, dicho procedimiento se muestra en los siguientes párrafos.

- Cálculo del momento máximo

$$M \text{ máx.} = H_0 * (h-L1)$$

$$M \text{ máx.} = 1\,242,02 * (5,5-0,62) = 6\,061,05 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de la fuerza normal máxima

$$V_0 = V_V = \frac{319,30 * 18,06}{2} = 2\,883,28 \text{ kg}$$

Usando tentativamente una sección W10X30 según especificaciones de la tabla 1-40 del manual AISC (2da. edición) se tiene:

$$A = 57,32 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 535,20 \text{ cm}^3 = 32,66 \text{ pulg}^3$$

$$r = 3,50 \text{ cm} = 1,38 \text{ plg}$$

$$d/A_f = 26,60/19,11 = 1,39; \quad d = \text{peralte, } A_f = \text{área del patín}$$

Para el diseño se utiliza la fórmula para esfuerzos combinados del AISC 1.6-2 (7ma. Edición), está dada por:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Donde:

$$f_a = \text{esfuerzo axial} = \frac{P}{A}$$

Fa = esfuerzo permisible en caso que exista solo fuerza axial

$$f_b = \text{esfuerzo de flexión} = \left(\frac{Mc}{I} \right)$$

Fb= esfuerzo permisible de flexión

Esta fórmula podrá usarse siempre que se cumpla $\frac{f_a}{F_a} < 0,15$

- Cálculo de esfuerzo axial (fa)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{\text{reacción vertical en marco}}{A}$$

$$f_a = \frac{2\,883,28}{57,32} = 50,30 \text{ kg/cm}^2$$

- El cálculo del esfuerzo permisible (Fa), lo define el manual AISC (7ma. Edición), formula 1.5.1 está dado por la siguiente expresión:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r} \right)^2}{2C^2} \right] * F_y}{\frac{5}{3} + \frac{\left(3 * \frac{Kl}{r} \right)}{8C} - \frac{\left(\frac{Kl}{r} \right)}{8C^3}}$$

Donde:

C = 126,1 para aceros estructurales A36 según el manual AISC

$K = 1$ es un valor utilizado para marcos con cargas axiales pequeñas y da resultados muy razonables, según McCormac en su libro Diseño de Estructuras Metálicas.

Entonces:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right) = \frac{1 \cdot (5,5 - 0,62) \cdot 100}{3,50} = 139,43$$

El valor de F_a está dado por:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(139,43)^2}{2 \cdot (126,1)^2}\right] \cdot 36 \text{ksi}}{\frac{5}{3} + \frac{(3 \cdot 139,43)}{8 \cdot 126,1} - \frac{(139,43)}{8(126,1)^3}} = 6,68 \text{ ksi}$$

$$F_a = 470,61 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que se cumpla $\frac{f_a}{F_a} < 0,15$, según lo estipulado por el AISC

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{50,30}{470,61} = 0,11 < 0,15 \text{ ok}$$

- Cálculo de esfuerzo de flexión (f_b)

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{\text{màx}}}{S_x} = \frac{6\,061,05 \cdot 100}{535,2} \\ &= 1\,132,48 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Cálculo de esfuerzo de flexión permisible (Fb)

Según el manual AISC para la mayoría de casos $F_b = 0,66F_y$, sin embargo para este diseño se consideró la fórmula 1.5-7 (AISC 7ma. Edición), para secciones de pared delgada y peralte pequeño, dado por:

$$F_b = \frac{(12 \cdot 10^3) \cdot C_b}{L \cdot d / A_f}$$

Donde:

$C_b = 1$ debido a que el momento en centro del claro es mayor que el momento en los extremos.

$$L = (5,5 - 0,62) = 4,88 \text{ m} = 15,81 \text{ pies}$$

$$\frac{d}{A_f} = 1,39$$

Entonces F_b está dado por:

$$F_b = \frac{(12 \cdot 10^3) \cdot 1}{15,81 \cdot 1,39} = 546,05 \text{ ksi} > 0,66 F_y = 23,76 \text{ ksi}$$

Se utiliza $23,71 \text{ ksi} = 1\ 673,89 \text{ kg}$

Aplicando la fórmula AISC 1.6.2

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{50,30}{470,61} + \frac{1\ 132,48}{1\ 673,61} = 0,79 < 1 \text{ ok; sección W10X30 es adecuada.}$$

2.1.7.2. Diseño de vigas

Para el diseño las vigas, se utilizó el manual AISC segunda edición, que indica específicamente el procedimiento de cálculo vigas, dicho procedimiento se muestra en los siguientes párrafos.

- Cálculo de momento máximo

$$M_{\text{máx.}} = -1\,242,02 \cdot (4,89 + 0,62) + 2\,883,28 \cdot 0,59 - 0,59 \cdot 319,2 \cdot \left(\frac{0,59}{2}\right)$$

$$M_{\text{máx.}} = -5\,197,95 \text{ kg-m}$$

Determinar T máximo:

$$T_{\text{máx.}} = 1\,242,02 \cdot \sin 75^\circ + (2\,883,28 - 0,59 \cdot 319,30) \cdot \cos 75^\circ$$

$$T_{\text{máx.}} = 1\,897,19 \text{ kg}$$

Probar con la sección W10x22 con las propiedades siguientes:

$$A = 41,75 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 379,40 \text{ cm}^3$$

$$r = 3,36 \text{ cm}$$

$$b_f = 10,83 \text{ cm}$$

- Cálculo de esfuerzo axial (fa)

$$f_a = \frac{T_{\text{máx.}}}{A} = \frac{1\,897,19}{41,75} = 45,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right) = \frac{1 \cdot 100 \cdot 0,75}{3,36} = 22,32; \text{ la distancia entre costaneras igual a } 0,75 \text{ cm}$$

- Cálculo de esfuerzos permisibles (F_a)

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(22,32)^2}{2 \cdot (126,1)^2}\right] \cdot 36 \text{ ksi}}{\frac{5}{3} + \frac{(3 \cdot 22,32)}{8 \cdot 126,1} - \frac{(22,32)}{8(126,1)^3}} = 20,28 \text{ ksi}$$

$$F_a = 1\,428,73 \text{ kg/cm}^2$$

Se revisa que se cumpla $\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15$ según lo estipulado por el AISC.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{45,44}{1\,428,73} = 0,03 < 0,15 \text{ ok}$$

$$f_b = \frac{M \text{ máx.}}{S_x} = \frac{5\,197,95 \cdot 100}{379,4} = 1\,370,04 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de esfuerzo de flexión permisible (F_b):

Según el manual AISC

$$F_b = 0,66F_y$$

$$F_b = 0,66 \cdot 36 \text{ ksi} = 23,76 \text{ ksi}$$

$$F_b = 1\,673,89 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la fórmula AISC 1.6.2

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{45,44}{1\,428,73} + \frac{1\,370,04}{1\,673,89} = 0,85 < 1 \text{ ok}$$

La sección W10x22 propuesta es adecuada.

2.1.7.3. Diseño de costaneras

Para el salón de uso múltiples se utilizarán costaneras perfil C 6x2 a cada 0,75 metros o 2,46 pies. La distancia entre traves principales para cálculo será de 5,00 metros o 16,4 pies.

Peso cubierta = 6 lb/pie² proyección horizontal

Peso costanera = 2 lb/pie²

Peso total = 8 lb/pie²

Presión del viento = 10 lb/pie²

Entonces:

$$W_{\text{gravedad}} = 2,46 \times 8 = 19,68 \text{ lb/pie}$$

$$W_{\text{viento}} = 2,46 \times 10 = 24,6 \text{ lb/pie}$$

$$W_x = 24,6 + 19,68 \cdot \cos 15^\circ = 43,61 \text{ lb/pie}$$

$$W_y = 19,68 \cdot \sin 15^\circ = 5,09 \text{ lb/pie}$$

$$M_x = \frac{W_x \cdot L^2}{8} = \frac{[(0,044) \cdot (16,4)^2]}{8} = 1,48 \text{ pie-klb}$$

$$M_y = \frac{W_y \cdot L^2}{32} = \frac{[0,005 \cdot (16,4)^2]}{32} = 0,04 \text{ pie-klb}$$

Seleccionando un perfil C 6 X 2 acero A36 ($S_x = 4,31 \text{ plg}^3$, $S_y = 0,48 \text{ plg}^3$)

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = (12 \cdot 1,48) / 4,31 = 4,12 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = (12 \cdot 0,04) / 0,48 = 1,00 \text{ klb/plg}^2$$

- Según el manual AISC y la ecuación de esfuerzos combinados, se tiene:

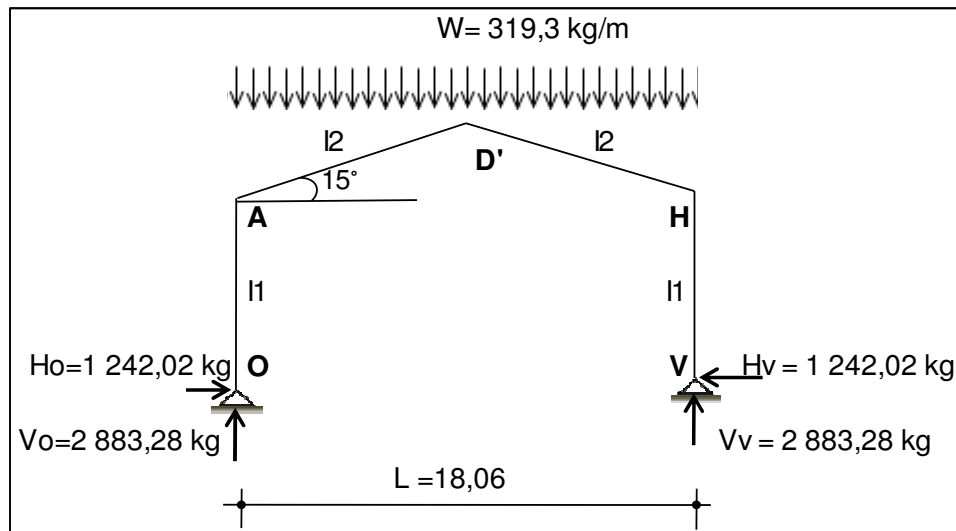
$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \frac{4.12}{24} + \frac{1}{27} = 0,21 < 1$$

Se utilizará perfiles C 6 X 2

- Diseño de uniones

Peso en el tramo A - D' es igual a la reacción = $H_o = 1\,242,02\text{ kg}$

Figura 46. **Reacciones en uniones**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Esfuerzos debido al peso (W) en el nudo A

$$A_x = 1\,242,02 \cdot \sin 15^\circ = 321,46\text{ kg} = 707,21\text{ lb}$$

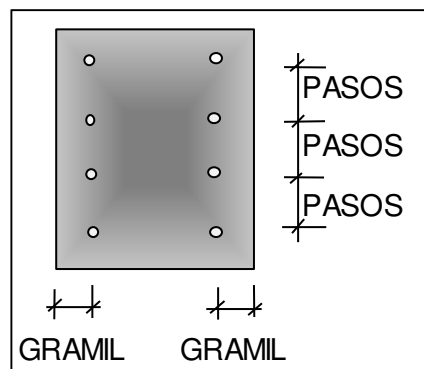
$$A_y = 1\,242,02 \cdot \cos 15^\circ = 1\,199,69\text{ kg} = 2\,639,32\text{ lb}$$

2.1.7.4. Diseño de placas y tornillos

El diseño de estos elementos estructurales deben considerar lo siguiente (ref. libro de diseño de estructuras metálicas Jack McCormac)

- Los pasos deben estar como mínimo 2"2" /"3" veces el diámetro del tornillo.
- La distancia (gramiles) entre el canto y los tornillos puede ser entre 1,5 a 2 veces el diámetro del tornillo.

Figura 47. **Placa metálica**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

- Diseño de placas

El peso que afecta la unión está dado por A_x , utilizando acero estructural A36 y $F_y = 36$ ksi.

- Cálculo del área de la placa:

$$A = \frac{\text{Carga}}{\text{Esfuerzo permisible}}$$

El esfuerzo permisible está dado por $0,75 \cdot F_y$

$$A = \frac{707,21}{0,75 \cdot 36\,000} = 0,03 \text{ plg}^2$$

Se propone una placa de 26"x7"x1/2" de área = 94,50 plg²

- Esfuerzo en la placa (F_p):

$$F_p = \frac{\text{Carga}}{A} = \frac{707,21}{94,50} = 7,48 \text{ lb/plg}^2$$

- Espesor (t) de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot F_p \cdot n^2}{F_b}} \text{ donde: } F_b = 0,75 F_y \text{ y } n = 1\frac{1}{4}'' \text{, en este caso}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot 7,48 \cdot 1,25^2}{0,75 \cdot 36\,000}} = 0,04 \text{ plg} \text{ se utilizará un espesor de } \frac{1}{2} \text{ plg para la placa}$$

- Diseño de tornillos de alta resistencia (A325):

Los esfuerzos cortantes que los tornillos deben resistir están dados por A_y
 $= 2\,639,32 \text{ lb}$.

Revisando esfuerzo de corte en los tornillos:

$$\text{Corte (V)} = \text{No. tornillos} * A_{\text{tornillo}} * 22\,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$\text{Corte (V)} = 8 * \pi * \frac{5^2}{16} * 22\,000 = 53\,996,25 \text{ lb}$$

$$\text{Corte (V)} = 53\,996,25 \text{ lb} > A_y = 2\,639.32 \text{ lb} \rightarrow \text{ok}$$

Aplastamiento en los tornillos:

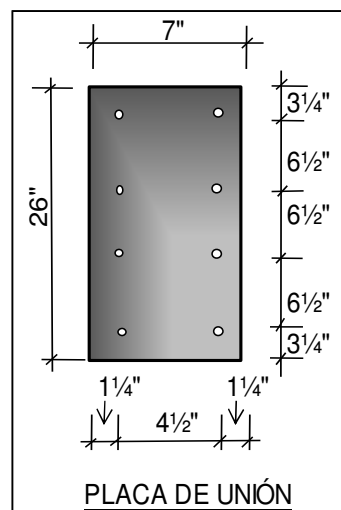
$$\text{Aplastamiento} = \text{No. tornillos} * t_{\text{placa}} * \varnothing_{\text{tornillo}} * 1.2F_y$$

$$\text{Aplastamiento} = 8 * \frac{1}{2} * \frac{5}{8} * 1.2 * 36\,000 = 108\,000 \text{ lb}$$

$$\text{Aplastamiento} = 108\,000 \text{ lb} > A_y = 2\,639.32 \text{ lb} \rightarrow \text{ok}$$

De acuerdo a los cálculos anteriores las dimensiones de las placas de unión el diseño de la placas es de 26"x7"x1/2" lunidas por 8 tornillos 5/8".

Figura 48. **Diseño de placa metálica**



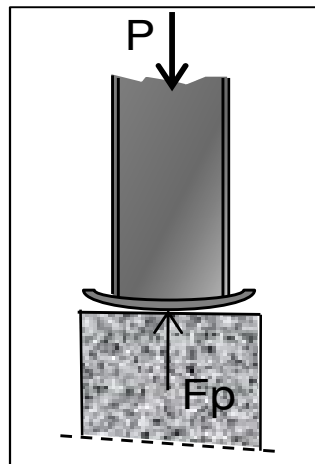
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.1.7.5. Diseño de placas para base de columnas

Para el diseño de las placas para base de columnas se utilizará acero estructural A36 $F_y = 36 \text{ ksi}$.

La carga P en la columna = $2\,883,28 \text{ kg} = 6\,343,22 \text{ lb}$

Figura 49. Placa típica y su comportamiento ante una carga P



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Área de la placa:

$$A = \frac{\text{Carga}}{0,25 \cdot \text{esfuerzo permisible del concreto}}$$

Esfuerzo permisible concreto = $0,25 \cdot 4000 \text{ psi}$

$$A = \frac{6\,343,22 \text{ lb}}{0,25 \cdot 4\,000} = 6,34 \text{ plg}^2$$

Se propone una placa de 14 3/32" x 14 3/32" A = 198,63 plg²

Esfuerzo en la placa (Fp):

$$F_p = \frac{\text{carga}}{A} = \frac{6\,343,22}{14,09 \times 14,09} = 31,95 \text{ psi}$$

Propuesta de área tentativa de la placa:

$$d = 10,5" \text{ y } b = 5,82"$$

Cálculo del espesor (t) de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot F_p \cdot n^2}{F_b}}$$

Donde:

$$F_b = 0,75 F_y$$

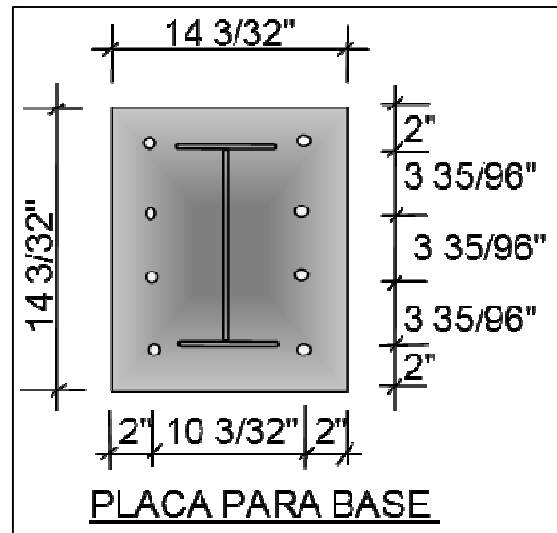
$$F_b = 0,75 \cdot 36\,000 \text{ psi} = 27\,000 \text{ psi}$$

$$n = 4,72" \text{ (para este caso)}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot 31,95 \cdot 4,72^2}{27\,000}} = 0,25 = \frac{1}{4}"$$

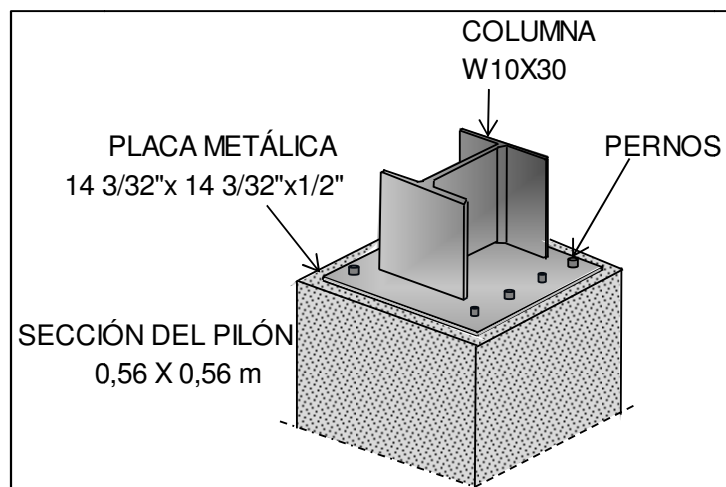
Eso significa que la placa a usar es de 14,09" x 14,09" x 1/4", sin embargo para este proyecto se utilizará placas con dimensiones de 14 3/32" x 14 3/32" x 1/2" ó 36 cm x 36 cm x 1,3 cm

Figura 50. **Placa metálica para base de columnas**



Fuente: elaboración propia

Figura 51. **Arranque de columna metálica sobre pilón de concreto**



Fuente: elaboración propia

- Diseño de pernos en placas de base para columnas

Datos:

Momento máximo en la columna = 6 061,05 kg-m = 43 736,54 lb-pie

Corte = 2 883,28 kg = 6 343,22 lb

Sección a utilizar W10X30

Fy = 35 000 lb/plg²

8 pernos A490 de Ø 3/4", dato asumido

Los pernos sujetos a corte y tensión se verifican con la ecuación de esfuerzos combinados siguiente:

$$\frac{V}{V_d} + \frac{T}{T_d} \leq 1$$

Donde:

V= corte actuante por perno

Vd = corte de diseño por perno

T = tensión actuante por perno

Td= tensión de diseño por perno

Corte actuante por perno, se utilizará la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q}{N}$$

Donde:

Q = corte en la conexión producida por las cargas

N = No. de pernos en la conexión

$$V = \frac{6 \cdot 343,22}{8} = 792,90 \text{ lb}$$

Tensión actuante por perno actuante por perno, dada por la expresión siguiente:

$$T = \frac{M}{d \cdot n}$$

Donde:

M = momento en la conexión producida por las cargas aplicadas

T = fuerza de extracción por perno

N = número de pernos en la conexión

D = distancia entre los pernos a tensión y los pernos a compresión

$$T = \frac{43 \cdot 736,54}{4 \cdot 0,84} = 13 \cdot 016,83 \text{ lb}$$

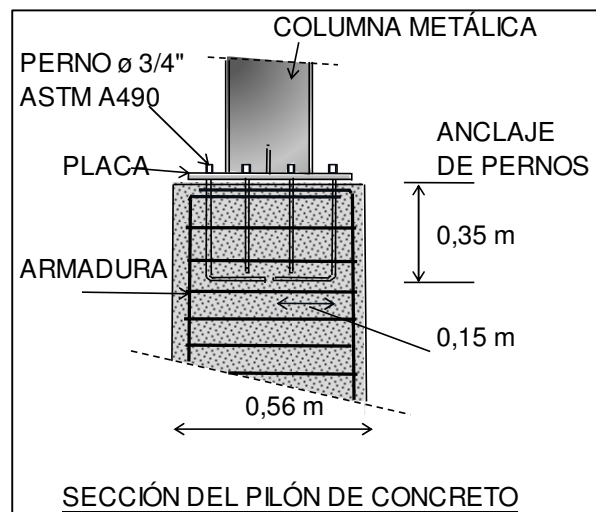
Para pernos A490 de $\varnothing \frac{3}{4}$ ", corte de diseño = 12 000 lb y tensión de diseño = 24 000 kg

Chequeo con fórmula de esfuerzos combinados

$$\frac{0,79}{12} + \frac{13,02}{24} = 0,61 < 1, \text{ ok}$$

Se utilizará 8 pernos A490 de $\varnothing 3/4"$

Figura 52. **Detalle de anclaje de pernos**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

2.2. Diseño de muros en mampostería

Se usará blocks de pómez y cemento con dimensiones 15x20x40 centímetros, unido con una argamasa de mortero de cemento y arena, con proporción 1:3 con las siguientes propiedades:

$$f'_m = 72,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 0,616 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2\,812 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,50 \cdot f_y = 1\,406 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 20,36 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles considerados:

$$F_b = 0,5 \cdot 0,33 \cdot f' \cdot m$$

$$F_a = 0,5 \cdot 0,2 \cdot f' \cdot m \cdot (1 - (H/40 \cdot t)^3)$$

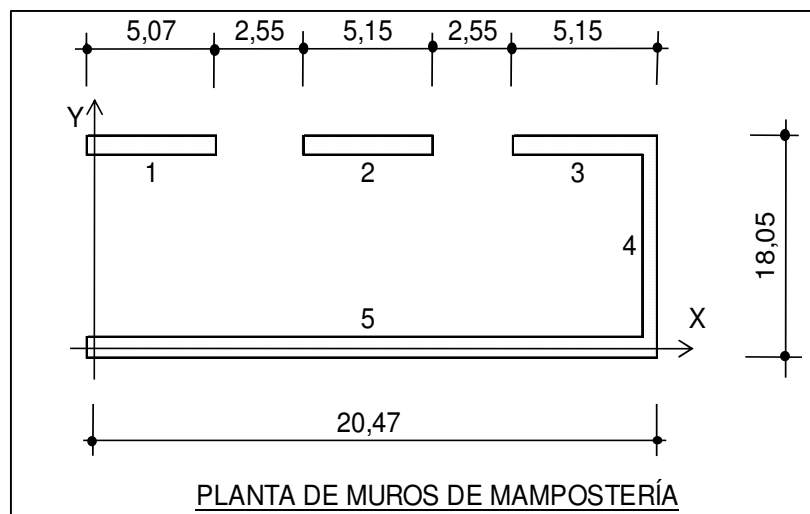
Corte definido por $0,5f'm$

El análisis a utilizar será por el método simplificado, asumiendo que solamente los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen en la resistencia despreciando la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada.

Rigidez de cada muro en dirección del muro viene dado por la fórmula:

$$R = \frac{t \cdot E}{\left(\frac{h}{I}\right)^3 + 3 \cdot \frac{h}{I}}$$

Figura 53. **Arreglo de muros**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2009.

Tabla V. **Rigideces de muros y centro de corte de muros**

MURO	L	h/L	R*E	Centro de corte x		Centro de corte y		
				yi	yi*R	xi	xi*R	
1	5,07	1,08	0,03	17,9	0,55			
2	5,15	1,07	0,03	17,9	0,57			
3	5,15	1,07	0,03	17,9	0,57			
5	20,47	0,27	0,17	17,9	0			
4	18,05	0,3	0,15	0		20,32	3,02	
					$\sum yi^*R = 1,69$	$\sum xi^*R = 3,02$		
					yccm= 6,4 m	xccm= 20,32 m		

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del centro de masa:

En la siguiente tabla se muestran los resultados:

Tabla VI. **Distribución de cargas, esfuerzos permisibles y esfuerzos**

MURO	L	Ry	Rx	Rx*y ²	Rx/ $\sum Rx^*Px$	YRx/ JP*TPx	Fi	Mi	fv	Fa	Fb	Fv	Asmín.	As	Av
1	5,07		0,0309	4,09	44,52	11,84	392,05	244,85	5,15	7,26	11,98	0,59	5,32	3,77	5,13
2	5,15		0,0317	4,20	45,67	12,14	392,05	251,19	5,08	7,26	11,98	0,59	5,41	3,81	5,06
3	5,15		0,0317	4,20	45,67	12,14	392,35	251,19	5,08	7,26	11,98	0,59	5,41	3,81	5,06
5	20,47		0,1696	6,93	244,34	-36,07	344,14	1343,93	1,12	7,26	11,98	0,39	21,49	5,13	1,12
4	18,05	0,15		0,0	0,0	0,0	380,21	2091,17	1,40	7,26	11,98	0,40	18,95	9,05	1,40
		$\sum 0,15$	0,2639	19,42											
		JP =	$\sum Ry X^2 + \sum Rx Y^2 = 0 + 19,42 = 1,42$												

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Refuerzos estructurales**

TIPO DE MURO	REFUERZO VERTICAL				REFUERZO VERTICAL			
	SECCIÓN	HIERRO CORRIDO	ESTRIBOS	No. DE COLUMNAS	SOLERA SUPERIOR	SOLERA DINTEL	SOLERA INTERMEDIA	SOLERA U
1	15X15	4 No. 4	Est. No. 2 @ 0,20 m	3	15X30	15X30	15X20	15X20
2	15X15	4 No. 4	Est. No. 2 @ 0,20 m	3	4 No. 4	4 No. 4	4 No. 3	2 No. 3
3	15X15	4 No. 4	Est. No. 2 @ 0,20 m	3	Estribos	Estribos	Estribos	Eslabón
4	15X15	4 No. 4	Est. No. 2 @ 0,20 m	6	No.2 @ 0,20m	No.2 @ 0,20m	No.2 @ 0,20m	No.2 @ 0,20m
5	15X15	4 No. 4	Est. No. 2 @ 0,20 m	8				

Fuente: elaboración propia

2.3. Planos del proyecto

Los planos son la representación gráfica del proyecto y comprende: los planos arquitectónicos, estructurales e instalación de servicios.

En los planos están implícitos los resultados de los cálculos y las consideraciones técnicas, los planos finales se encuentran en el anexo.

2.3.1. Presupuesto del proyecto

El presupuesto hace referencia a todos los costos fijos para realizar un proyecto y tiene diferente usos según en la fase en que se encuentra, en la fase de anteproyecto arroja como indicador principal si es factible y es bastante aproximado, en la fase de ejecución el presupuesto ya ha servido para ganar una licitación y ha fijado las bases de un contrato, la función principal en esta fase es elaborar la programación y la planificación de ejecución.

El presupuesto del proyecto en estudio es el siguiente:

Tabla VIII. **Presupuesto**

PRESUPUESTO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UN SALÓN DE USO MÚLTIPLE PARA LA ESCUELA NACIONAL MIXTA DOCTORA MARÍA ISABEL ESCOBAR					
RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	Corte y demolición de pavimento y muros	m ²	256,15	Q 75,00	Q 1 911,00
1.2	Trazo y circulación	m ²	540,00	Q 70,00	Q 37 800,00
2	CIMENTACIÓN				
2.1	Cimiento corrido Tipo CC-1 hasta solera	ml	35,4	Q 519,35	Q 18 384,99
2.2	Cimiento corrido Tipo CC-2 hasta solera	ml	70,99	Q 526,86	Q 37 401,00
2.3	Cimiento corrido Tipo CC-3 hasta solera	ml	17,7	Q 435,29	Q 7 704,63
3	COLUMNAS				
3.1	Columna Tipo C-2	ml	156,00	Q 210,00	Q 32 760,00
4	MUROS				
4.1	Levantado de pared de block	ml	427,00	Q 195,00	Q 83 265,00
4.2	Sillares y dinteles	ml	112,00	Q 45,00	Q 5 040,00
				VAN	Q 222 374,62

Continuación de la tabla VIII.

				VIENEN	Q 222 374,62
5	LOSA Y TECHOS				
5.1	Techo de salón de usos múltiples	m ²	493,00	Q 320,00	Q 137 000,00
6	ESTRUCTURA METÁLICA				
6.1	Marcos de estructura metálica	global	1,00	Q 1 750,00	Q 160 000,00
7	PISOS				
7.1	Instalación de piso cerámico en vestidores	m ²	88,5	Q 145,00	Q 12 832,00
7.2	Base de selecto	m ²	393,00	Q 10,00	Q 3 930,00
7.3	Piso de concreto del salón de uso múltiple,	m ²	393,00	Q 210,00	Q 82 530,00
7.3	Piso de concreto para bodega, espesor 0,10 m.	m ²	12,50	Q 150,00	Q 1 875,00
8	ACABADOS				
8.1	Repello y cernido en paredes	m ²	100,00	Q 40,00	Q 4 000,00
8.2	Repello y cernido en columnas	m ²	20,00	Q 40,00	Q 800,00
8.3	Repello y cernido en cielo	m ²	119,00	Q 50,00	Q 5 950,00
8.4	Colocación de azulejo en baños	m ²	60,00	Q 145,00	Q 8 700,00
9	HERRERÍA				
9.1	Puerta principal de lámina de metal 3/64"	unidad	3,00	Q 3 000,00	Q 9 000,00
9.2	Puerta de bodega de lámina de metal 3/64"	unidad	1,00	Q 1 100,00	Q 1 100,00
9.3	Puerta de baños	unidad	6,00	Q 650,00	Q 3 900,00
9.4	Barandilla	ml	16,00	Q 259,00	Q 4 144,00
9.5	Pérgola y laminado	ml	44,00	Q 200,00	Q 8 800,00
10	VENTANERÍA				
10.1	Ventanas	m ²	62,45	Q 565,00	Q 35 284,25
11	ARTEFACTOS SANITARIOS				
11.1	Inodoro	unidad	6,00	Q 625,00	Q 3 750,00
11.2	Lavamanos	unidad	4,00	Q 425,00	Q 1 700,00
11.3	Mingitorios	unidad	4,00	Q 500,00	Q 2 000,00
12	RED HIDRÁULICA				
12.1	Instalación de tubería pvc de agua potable de 1/2".	ml	72,00	Q 11,50	Q 828,00
12.2	Llaves de chorro	unidad	4,00	Q 115,00	Q 460,00
13	INSTALACIÓN SANITARIA				
13.1	Instalación de tubería de pvc de drenajes de 4"	ml	134,00	Q 68,00	Q 9 112,00
13.2	Caja de registro	unidad	4,00	Q 210,00	Q 28 140,00
				VAN	Q 748 209,87

Continuación de la tabla VIII.

				VIENEN	Q 748 209,87
14	INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
14.1	acometida eléctrica de poste y contador	global	1,00	Q 4 100,00	Q 4 100,00
14.2	Instalación de tablero de 12 polos e interruptores	unidad	3,00	Q 975,00	Q 2 925,00
14.3	Instalación de ducto y cable para tableros	ml	90,00	Q 70,00	Q 6 300,00
14.4	Circuito de alumbrado, inst.	ml	115,00	Q 14,25	Q 1 628,75
14.5	Lámpara de 105 watts	unidad	6,00	Q 750,00	Q 4 500,00
14.6	Lámpara de 2x40 watts	unidad	4,00	Q 420,00	Q 1 680,00
14.7	Circuito de fuerza, inst.	ml	44,00	Q 27,00	Q 1 188,00
14.8	Tomacorrientes	unidad	5,00	Q 140,00	Q 700,00
15	GRADERÍO				
15.1	Zapata Z-1	ml	16,00	Q 1 457,00	Q 23 312,12
15.2	Columna C-1	ml	60,80	Q 510,00	Q 31 008,00
15.3	Viga V-1	ml	47,52	Q 505,00	Q 23 997,60
15.4	Viga V-2	ml	35,40	Q 425,00	Q 15 045,00
15.5	Losetas	unidad	56,00	Q 325,00	Q 18 200,00
15.6	Contrahuellas	unidad	56,00	Q 295,00	Q 16 520,00
15.7	Solera de Apoyo	ml	17,70	Q 375,00	Q 6 637,50
Costo total del proyecto Salón de uso múltiple					Q 925 155,26

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño de un salón de uso múltiple para la Escuela Nacional Urbana Mixta Doctora María Isabel Escobar tiene como finalidad la propuesta de gestionar ante una entidad gubernativa o privada, los fondos necesarios para la ejecución del proyecto.
2. El diseño del salón de uso múltiple se realizó tomando en cuenta los aspectos de seguridad, funcionalidad y factibilidad; cumpliendo con los reglamentos de diseño.
3. El proyecto del salón de uso múltiple beneficiará en forma directa a 1 000 alumnos del centro educativo, donde podrán realizar actividades culturales, cívicas y deportivas. El proyecto tendrá un costo de Q. 925 155,26.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado permite adquirir experiencia para desarrollar un proyecto desde el principio, primero identificar las necesidades, luego establecer la finalidad general del proyecto, satisfacer las condiciones del propietario o cliente, aplicar criterios técnicos para diseñar proyectos de ingeniería con proyección social. Evaluar la relación costo beneficio para justificar la ejecución del proyecto.

RECOMENDACIONES

1. Respetar los parámetros de diseño por ningún motivo cambiar lo establecido en los planos, para garantizar el buen funcionamiento del proyecto.
2. Velar por el uso adecuado de las instalaciones del edificio para conservar el mismo en óptimas condiciones de estética y funcionalidad.
3. Brindar el mantenimiento preventivo adecuado a las instalaciones para contrarrestar el deterioro de las mismas.
4. Promover la participación de la población para promover proyectos que sean sostenibles.

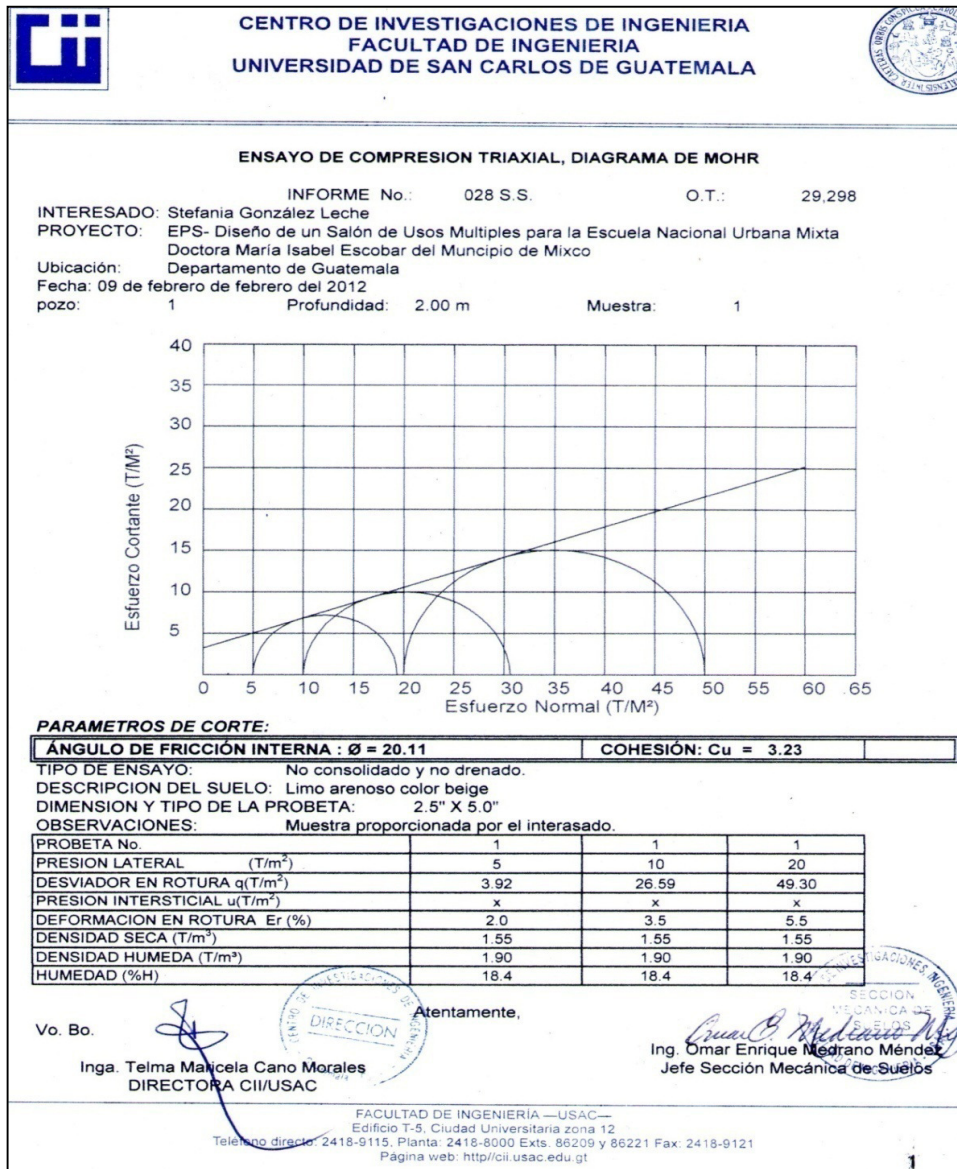
BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. CABRERA SEIS, Jadenón Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 155 p.
3. Comisión de Diseño Estructural de Hormigón Armado. *Código de Diseño de Hormigón Armado, basado en el código ACI 318-95*. Chile: CDEH, 2000. 168 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*, 5a ed. México: Limusa, 2006. 650 p.
5. JIMÉNEZ CABRERA, Oscar Amilcar. *La utilidad de la microcomputadoras y las calculadoras de bolsillo y su aplicación en lenguaje Basic al Método de Kani*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1985. 155 p.
6. LUTHE GARCÍA, Rodolfo. *Análisis Estructural*. 2a ed. México: Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1983. 681 pp.

7. McCormac, Yack. *Diseño de estructuras metálicas, Método ASD*. 4a ed. México: Alfa y Omega, 1974. 779 p.
8. _____. *Diseño de concreto reforzado*. 5a ed. México: Alfa y Omega, 1974. 791 p.
9. PÉREZ GARCÍA, Luis Felipe. *Diseño de alcantarillado sanitario para el barrio Las Estrellas, muro de contención, graderíos y cubierta de la cancha de basket ball del Instituto Nacional de Educación Básica, municipio de Barberena, Santa Rosa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1985. 166 p.

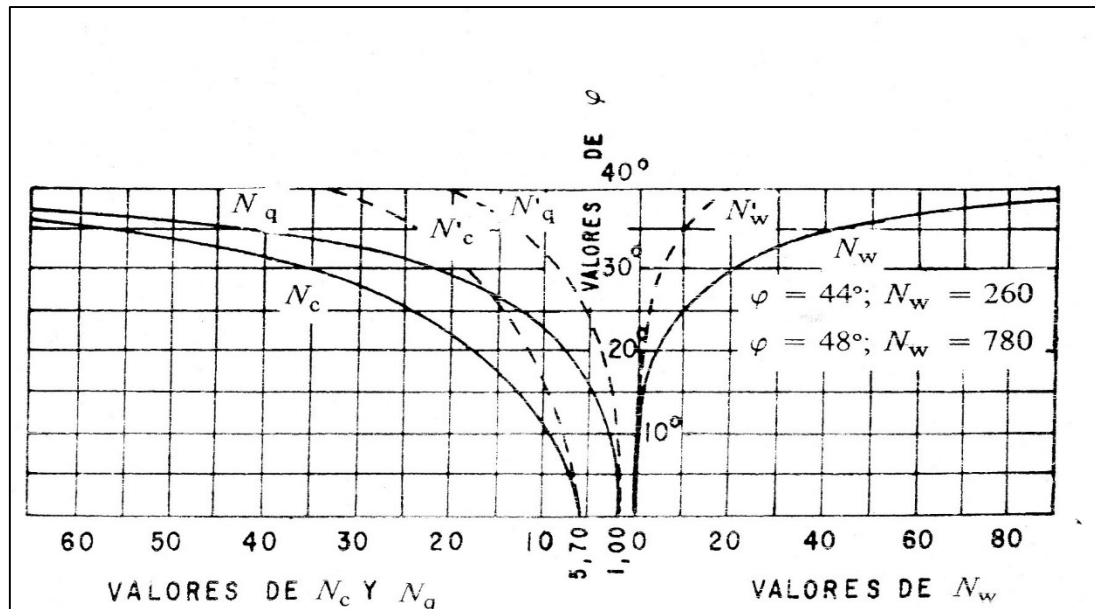
ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial



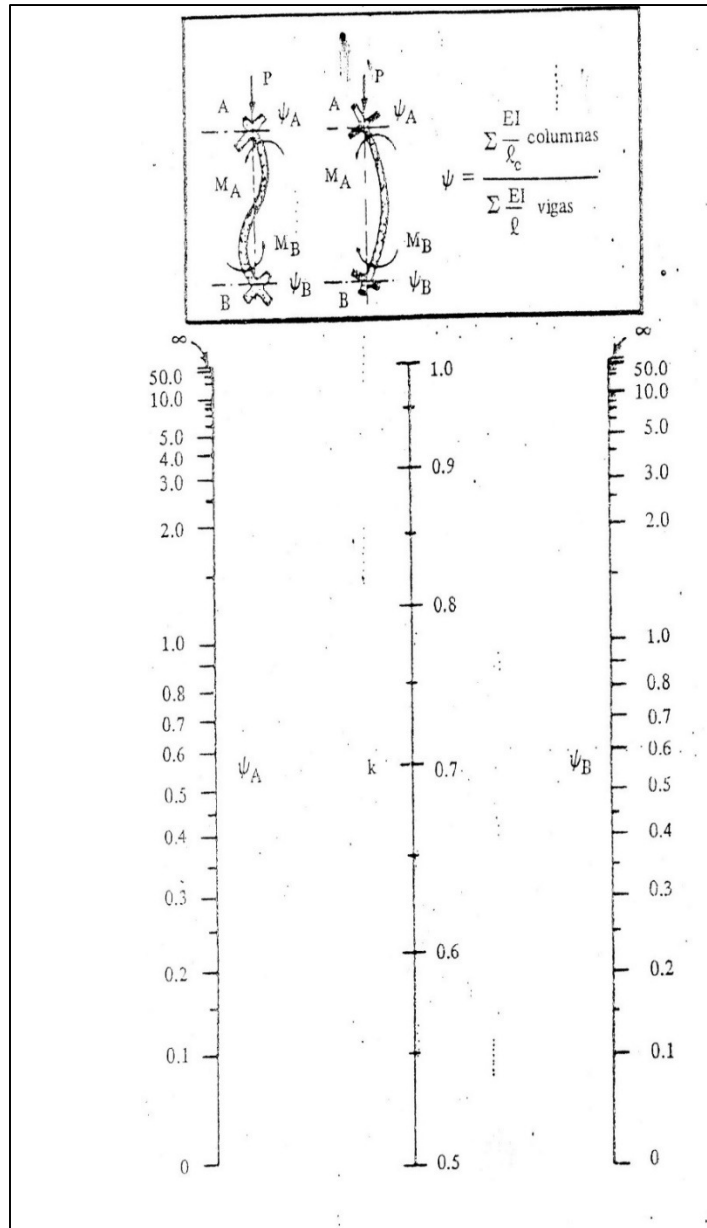
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 2. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de terzaghi



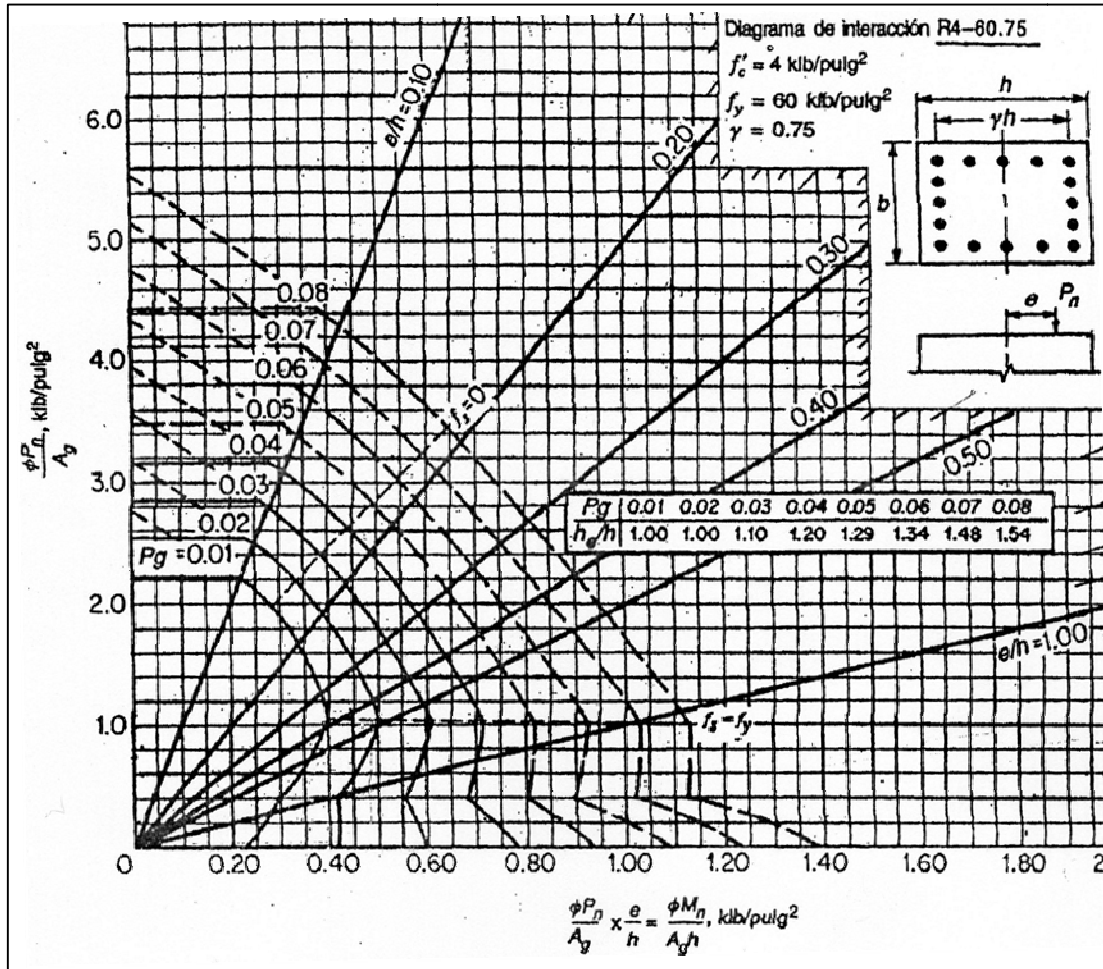
Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. p. 297.

Anexo 3. Factores de longitud efectivas para columnas contraventeadas



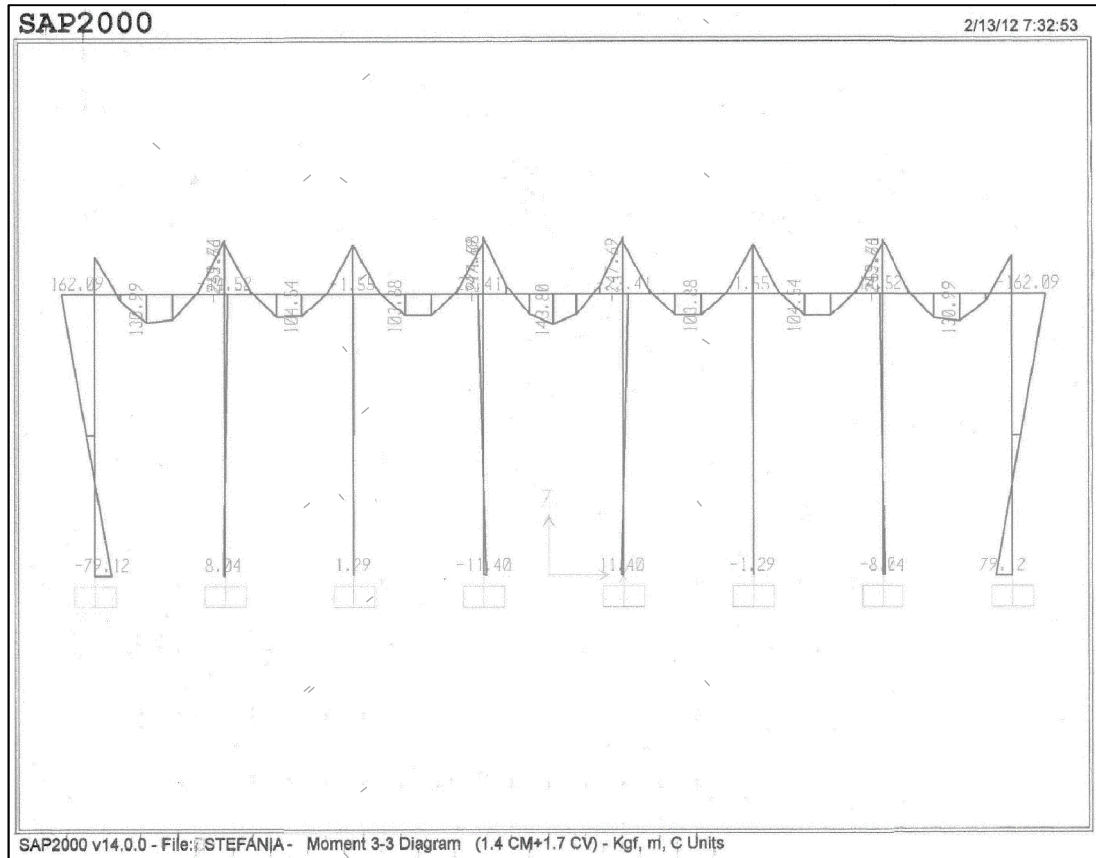
Fuente: McCORMAC, Jack. Diseño de Concreto Reforzado. p. 368.

Anexo 4. Diagrama de interacción del ACI para columna con barras a lo largo de las cuatro caras



Fuente: McCORMAC, Jack. Diseño de Concreto Reforzado. p. 337.

Anexo 5. Resultados con el programa SAP2000



Fuente: elaboración propia, con base del programa SAP2000.