



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

**DISEÑO DEL MARCO DE CARGA PARA LA DETERMINACIÓN  
DE ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTE Y COMPRESIÓN A  
ESCALA NATURAL**

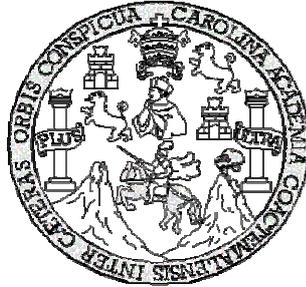
Andrea Aldana Aldana

Asesorada por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2005



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL MARCO DE CARGA PARA LA DETERMINACIÓN DE  
ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTE Y COMPRESIÓN A ESCALA  
NATURAL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ANDREA ALDANA ALDANA**

ASESORADA POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

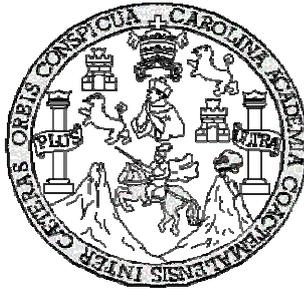
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2005



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
EXAMINADOR	Ing. José Eduardo Ramírez Saravia
EXAMINADOR	Ing. Ronny de Jesús Mayorga Licon
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL MARCO DE CARGA PARA LA DETERMINACIÓN  
DE ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTE Y COMPRESIÓN A  
ESCALA NATURAL**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 09 de febrero de 2005.

Andrea Aldana Aldana



## DEDICATORIA

**A:**

- Dios** Por darme la oportunidad de vivir y lograr todas mis metas.
- Mis padres** *Mario Antonio Aldana*, por estar siempre en mi mente y en mi corazón, y brindarme lo mejor.  
*Haideé Aldana*, por ser mi razón de vivir, mi ejemplo, mi mejor amiga, mi apoyo, mi todo.
- Mis abuelos y tíos** Por compartir su tiempo conmigo y brindarme siempre todo su cariño.
- Mis hermanos** Alex Javier, por su cariño, y en especial a Wendy, por compartir su vida conmigo y ser mi amiga.
- Mis sobrinos** Andrés Javier y Marco Antonio, por ser parte especial de mi vida.
- Mis primos** Gracias por estos años de amistad y cariño; y en especial a Luisa Fernanda y Karla, por ser los angelitos que me inspiran a seguir adelante.
- Raúl Hernández** Por dejarme formar parte de su vida, por ayudarme a lograr esta meta, por todo su cariño, comprensión y ser el amigo y persona excepcional.
- Fam. Pérez De León** Gracias por aceptarme como su hija, brindarme todo el cuidado y cariño que necesito, y por estar siempre conmigo; para ustedes todo mi amor y admiración.
- René De León Palma** Todo mi cariño, respeto y admiración; gracias por ayudarme cuando te necesito.
- Mis amigos** Por compartir conmigo estos años de sacrificio y lucha.
- Mi asesor** Ingeniero Mario Corzo, porque sin él no hubiera podido lograr mi meta.



## **AGRADECIMIENTOS**

### **A:**

**Dios Todopoderoso**

Por su bendición en todas las cosas que realizo.

**Colegio Brooklyn**

Por ayudarme en mi formación como persona y brindarme los conocimientos necesarios para salir adelante.

**Facultad de Ingeniería**

Por permitirme culminar mis estudios y realizarme como profesional.

**Ing. Mario Corzo**

Por el apoyo incondicional, cariño, paciencia, amistad y por compartir conmigo sin egoísmo sus conocimientos en la realización de este trabajo y durante mi carrera.

**Ing. Alfredo Beber**

Por ayudarme en el desempeño de mi carrera, considerarme su amiga y brindarme toda su confianza y cariño.

**Fam. Hernández Juárez**

Por su cariño, por brindarme confianza y abrirme las puertas de su casa.

**Byron Vaidés**

Por ser como un hermano para mí durante tantos años, y brindarme su apoyo incondicional.

**Manuel Vaidés**

Por hacer del inicio de mi carrera un camino más fácil.

**A mis amigos en especial**

Raúl Hernández, Henry Castañeda, Alex González, Axel Moya y Steve Cabrera, por ayudarme y brindarme su cariño hasta el final.





1.2.2	Ladrillo	6
1.2.2.1	Ladrillo cocido	6
1.2.2.1.1	Tipos de ladrillo	7
1.2.2.1.2	Especificaciones de uso	7
1.2.3	Adobe	8
1.2.3.1	Medidas del adobe	8
1.2.3.2	Especificaciones de uso	9
1.2.4	Bloque de yeso	9
1.2.4.1	Tipos y usos	10
1.2.4.2	Mortero para bloques de yeso	10
1.2.4.3	Acabado	10
1.2.4.4	Especificaciones de uso	11
1.2.5	Bloque de vidrio	11
1.2.5.1	Formas y colores disponibles	12
1.2.5.2	Tipos y usos	12
1.2.5.3	Mortero para bloques de vidrio	12
1.2.5.4	Especificaciones de uso	13
2.	MUROS	15
2.1	Definición	15
2.2	Tipos de muros	15
2.2.1	Muros de mampostería reforzada	15
2.2.1.1	Muros reforzados interiormente	16
2.2.1.1.1	Muros de carga	16
2.2.1.1.2	Muros de corte	17
2.2.1.2	Muros confinados	17
2.2.2	Muros de mampostería no reforzada	18
2.2.2.1	Muros de bloque de concreto	19
2.2.2.2	Muros de mampostería de ladrillo	19

2.2.2.3	Muros de adobe	19
2.2.2.3.1	Resistencia de la mampostería de adobe	20
2.2.2.3.2	Cimentación de muros de adobe	20
2.2.2.4	Muros de bloque de vidrio	21
2.2.3	Ventajas y desventajas de uso de los tipos de muros	21
2.2.3.1	Bloques de concreto	21
2.2.3.1.1	Ventajas de uso de muros de bloque de concreto	21
2.2.3.1.2	Desventajas de uso de muros de bloque de concreto	22
2.2.3.2	Ladrillo	22
2.2.3.2.1	Ventajas de uso de muros de ladrillo	22
2.2.3.2.2	Desventajas de uso de muros de ladrillo	23
2.2.3.3	Bloque de yeso	23
2.2.3.3.1	Ventajas de uso de muros de bloque de yeso	23
2.2.3.3.2	Desventajas de uso de muros de bloque de yeso	23
2.2.3.4	Bloque de vidrio	24
2.2.3.4.1	Ventajas de uso de muros de bloque de vidrio	24
2.2.3.4.2	Desventajas de uso de muros de bloque de vidrio	24
2.3	Mortero	24
2.3.1	Componentes del mortero	25
2.3.2	Propiedades del mortero	25
2.3.3	Proporciones de los morteros	26
2.3.3.1	Normas AGIES	26
2.3.3.2	Normas ASTM	27
3.	MARCOS ESTRUCTURALES	31
3.1	Definición	31
3.2	Tipos de marcos	31
3.2.1	Estáticamente determinados	31

3.2.2	Estáticamente indeterminados	32
3.2.2.1	Métodos de Análisis	33
4.	CARGAS	35
4.1	Cargas gravitacionales	35
4.1.1	Cargas vivas	36
4.1.1.1	Tipos de cargas vivas	36
4.1.2	Cargas muertas	37
4.2	Cargas Laterales	38
4.2.1	Sismos	38
4.2.1.1	Efectos	39
4.2.1.2	Cálculo	40
4.2.2	Viento	43
4.2.2.1	Efectos	43
4.2.2.2	Cálculo	46
4.2.2.2.1	Presión estática del viento	46
4.2.2.2.2	Presión de diseño del viento	47
5.	DISEÑO DEL MARCO DE CARGA	49
5.1	Integración de cargas	50
5.2	Predimensionamiento de elementos	52
5.2.1	Columnas	52
5.2.2	Vigas	53
5.2.3	Cálculo de inercias	54
5.2.3.1	Inercia de vigas	54
5.2.3.2	Inercia de columnas	54
5.2.4	Cálculo de áreas	55
5.2.4.1	Vigas	55
5.2.4.2	Columnas	56

5.2.4.2.1	Columnas tipo 1	56
5.2.4.2.2	Columnas tipo 2	56
5.3	Análisis Estructural	56
5.4	Envolvente de momentos	68
6.	CÁLCULO ESTRUCTURAL	71
6.1	Cálculo de vigas	71
6.1.1	Viga tipo 1	71
6.1.1.1	Cálculo de áreas de acero de viga tipo 1	72
6.1.1.2	Refuerzo a flexión de viga tipo 1	74
6.1.1.3	Cálculo de estribos	76
6.1.1.4	Armado de viga	78
6.1.2	Viga tipo 2	78
6.1.2.1	Cálculo de áreas de acero de viga tipo 2	79
6.1.2.2	Refuerzo a flexión de viga tipo 2	81
6.1.2.3	Cálculo de estribos	83
6.1.2.4	Armado de viga	85
6.2	Cálculo de columna	86
6.2.1	Cálculo de columna tipo 1, nudos B y C	86
6.2.1.1	Determinación de columna corta o esbelta	86
6.2.1.2	Proposición de áreas de acero	88
6.2.1.3	Propuesta de armado de columna	91
6.2.1.4	Confinamiento de columna	93
6.2.1.5	Cálculo de espaciamiento de estribos	94
6.2.1.5.1	Cálculo de espaciamiento de estribos en longitud de confinamiento	94
6.2.1.5.2	Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte	95
6.2.2	Cálculo de columna tipo 1, nudos A y B	96
6.2.2.1	Determinación de columna corta o esbelta	97

6.2.2.2	Proposición de área de acero	99
6.2.2.3	Propuesta de armado de columna	100
6.2.2.4	Confinamiento de columna	101
6.2.2.5	Cálculo de espaciamiento de estribos	102
6.2.2.5.1	Cálculo de espaciamiento de estribos en longitud de confinamiento	102
6.2.2.5.2	Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte	103
6.2.3	Cálculo de columna tipo 2, nudos E y F	104
6.2.3.1	Determinación de columna corta o esbelta	104
6.2.3.2	Proposición de área de acero	106
6.2.3.3	Propuesta de armado de columna	107
6.2.3.4	Confinamiento de columna	109
6.2.3.5	Cálculo de espaciamiento de estribos	109
6.2.3.5.1	Cálculo de espaciamiento de estribos en longitud de confinamiento	109
6.2.3.5.2	Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte	110
6.2.4	Cálculo de columna tipo 2, nudos E y D	110
6.2.4.1	Determinación de columna corta o esbelta	111
6.2.4.2	Proposición de área de acero	112
6.2.4.3	Propuesta de armado de columna	113
6.2.4.4	Confinamiento de columna	115
6.2.4.5	Cálculo de espaciamiento de estribos	115
6.2.4.5.1	Cálculo de espaciamiento de estribos en longitud de confinamiento	115
6.3	Cálculo del cimiento	116
6.3.1	Cálculo de zapatas	117
6.3.1.1	Zapata tipo 1	118
6.3.1.2	Zapata tipo 2	118
6.3.1.3	Volumen de concreto de zapatas	119

6.3.2	Cálculo de cimiento combinado	120
6.3.2.1	Propuesta de dimensiones de cimiento	121
6.3.2.2	Área del cimiento	122
6.3.2.2.1	Chequeo de área de zapata	123
6.3.2.3	Diagramas de corte y de momento	127
6.3.2.3.1	Diagrama de corte	127
6.3.2.3.2	Diagrama de momentos	127
6.3.2.4	Diseño estructural del cimiento	128
6.3.2.4.1	Chequeo por corte simple	128
6.3.2.4.2	Chequeo por corte punzonante	130
6.3.2.4.3	Chequeo por flexión	131
6.3.2.5	Armado de cimiento combinado	133
6.3.2.5.1	Armado para momento máximo positivo	133
6.3.2.5.2	Armado para momento derecho	134
6.3.2.5.3	Armado de acero de cama inferior de cimiento	135
6.3.2.5.4	Longitud de desarrollo	135
6.3.2.5.5	Refuerzo por corte	136
6.3.2.5.6	Refuerzo transversal (área de acero por temperatura)	138
6.3.2.5.7	Armado final de cimiento combinado	139
6.3.2.6	Volumen de concreto de cimiento combinado	140
	CONCLUSIONES	141
	RECOMENDACIONES	143
	BIBLIOGRAFÍA	145
	ANEXOS	147



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1	Área bruta del bloque de concreto	02
2	Área neta del bloque de concreto	02
3	Bloque de yeso	10
4	Bloque de vidrio	12
5	Esquema de un muro de mampostería	15
6	Planta y Elevación de marco de carga	49
7	Carga muerta aplicada en marco de carga	52
8	Especificación de tipo de columnas en marco de carga	53
9	Longitud viga tipo 1	72
10	Armado de viga tipo 1	78
11	Longitud viga tipo 2	79
12	Armado de viga tipo 2	85
13	Especificación de tipo de columnas en marco de carga	86
14	Diagrama de interacción para columna corta (primer intento), columna tipo 1, nudos B y C	90
15	Diagrama de interacción para columna corta (segundo intento), columna tipo 1, nudos B y C	91
16	Diagrama de interacción para columna corta (armado final), columna tipo 1, nudos B y C	92
17	Armado de columna tipo 1, nudos B y C	93
18	Sección de columna para cálculo de espaciamiento de estribos	94
19	Confinamiento de columna tipo 1, nudos B y C	96

20	Diagrama de interacción para columna corta, columna tipo 1, nudos A y B	99
21	Diagrama de interacción para columna corta (armado final), columna tipo 1, nudos A y B	100
22	Armado de columna tipo 1, nudos A y B	101
23	Sección de columna para cálculo de espaciamiento de estribos	102
24	Confinamiento de columna tipo 1, nudos A y B	103
25	Diagrama de interacción para columna corta (área de acero min), columna Tipo 2, nudos E y F	107
26	Diagrama de interacción para columna corta (armado final), columna Tipo 2, nudos E y F	108
27	Armado de columna tipo 2, nudos E y F	108
28	Confinamiento columna tipo 2, nudos E y F	110
29	Diagrama de interacción para columna corta (área acero mín), columna Tipo 2, nudos E y D	113
30	Diagrama de interacción para columna corta (armado final), columna Tipo 2, nudos E y D	114
31	Armado de columna tipo 2, nudos E y D	114
32	Confinamiento columna tipo 2, nudos E y D	116
33	Condiciones de carga resultantes para el marco de carga	117
34	Cálculo área de zapata tipo 1	118
35	Cálculo área de zapata tipo 2	119
36	Elevación de cimiento combinado	120
37	Proposición de dimensiones de cimiento combinado	121
38	Dimensiones de cimiento combinado	122
39	Presiones sobre cimiento	125
40	Presiones últimas de diseño	126
41	Presiones últimas por metro lineal	126

42	Diagrama de corte de cimiento combinado	127
43	Diagrama de momentos de cimiento combinado	127
44	Cimiento combinado escalonado (una crujía)	129
45	Perímetro punzonante en columna tipo 2	130
46	Ancho de cimiento	132
47	Armado de cimiento combinado (una crujía)	139
48	Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción-cortante	169
49	Agrietamiento de las unidades de mampostería producido por un fallo de tensión diagonal	169
50	Fallo por agrietamiento vertical producido por esfuerzos de compresión	170
51	Grietas verticales por tracción	171
52	Grietas a lo largo de las juntas por tracción	171

## TABLAS

I	Resistencia a compresión del mortero	26
II	Proporciones volumétricas de los morteros para levantado	28
III	Clasificación de los tipos de mortero de acuerdo a su resistencia	29
IV	Resultados de análisis estructural	57
V	Envolvente de momentos (a ejes)	68
VI	Envolvente de momentos (a rostros) para diseño de vigas	69
VII	Factores que afectan la resistencia a compresión	167
VIII	Bloques huecos de concreto	179
IX	Medidas principales normales de los bloques huecos de hormigón	179
X	Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto con diferentes tipos de mortero	180
XI	Resistencia mínima a la compresión para bloques huecos de hormigón	180
XII	Resistencia a compresión de la mampostería de ladrillos de barro cocido	181
XIII	Espesores mínimos en centímetros para muros de carga	181
XIV	Distancias máximas entre soportes para muros de carga	181
XV	Cargas vivas en edificaciones	182

## LISTA DE SÍMBOLOS

As.	Área de acero de refuerzo
$A_{s_{temp.}}$	Área de acero por temperatura
Ag.	Área gruesa
Av	Área de varilla
Az.	Área zapata
B	Base
CM.	Carga muerta
CG.	Centro geométrico
CU.	Carga última
CV.	Carga viva
cm.	Centímetro
cm <sup>2</sup> .	Centímetro cuadrado
D	Peralte
F.C.U.	Factor de carga última
Ft	Fuerza adicional de la cúspide
H	Altura
hi	Altura de nivel i
I	Inercia del elemento
Kg	Kilogramo
L	Longitud
Lo.	Longitud de confinamiento de estribos
M <sub>(+)</sub>	Momento positivo
M <sub>(-)</sub>	Momento negativo
m <sup>2</sup>	Metro cuadrado
m <sup>3</sup>	Metro cúbico

P	Carga aplicada a la columna
q	Presión sobre el suelo
t	Espesor de losa o cimiento
r	Radio de giro
S	Espaciamiento de refuerzo transversal
V	Corte
V <sub>a</sub>	Corte actuante
V <sub>p</sub>	Corte punzonante
V <sub>r</sub>	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
V <sub>s</sub>	Valor soporte del suelo
W <sub>c</sub>	Peso específico del concreto
w <sub>i</sub>	Peso de nivel i
W	Carga distribuida
φ	Diámetro de varilla de acero
ρ	Porcentaje de acero de refuerzo
ρ <sub>b</sub>	Porcentaje de acero balanceado
φ	Coefficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna
γ <sub>s</sub>	Peso específico del suelo
γ <sub>c</sub>	Peso específico del concreto

## GLOSARIO

<b>Columna</b>	Miembro que se usa principalmente para soportar cargas de compresión axial y cuya altura es al menos tres veces su menor dimensión lateral.
<b>Diagrama de interacción</b>	Gráfico que ilustra las combinaciones de carga y momento que provocan la falla de una sección dada en una columna
<b>Esfuerzo</b>	Es la fuerza aplicada por unidad de área, que soporta el material.
<b>Estribo</b>	Armadura que se usa para resistir tensiones de corte y tracción diagonal en un miembro estructural.
<b>Estructura</b>	Son construcciones artificiales, en las cuales todos sus elementos están en equilibrio y reposo, los unos con relación a los otros.
<b>Grout</b>	Mezcla de cemento, arena, grava, que es colocada en las celdas de las piezas de mampostería alrededor del acero para contribuir a la resistencia a compresión del muro.

<b>Longitud de desarrollo</b>	Longitud del refuerzo que se requiere a fin de desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en la sección crítica
<b>Punto de inflexión</b>	Punto sobre la longitud de un miembro estructural sometido a flexión en el cual la curvatura cambia de cóncava a convexa o de convexa a cóncava y en el cual el momento flector es nulo.
<b>Sisa</b>	Espesor de mortero existente entre las unidades de mampostería, generalmente es de un centímetro.
<b>Viga</b>	Elemento estructural que descansa generalmente sobre apoyos situados en sus extremos, debe ser diseñada para contrarrestar cargas transversales.
<b>Zapata escalonada</b>	Apoyo con forma escalonada compuesto por prismas de hormigón de dimensiones laterales progresivamente decrecientes superpuestos uno sobre otro para distribuir la carga de una columna.

## RESUMEN

El laboratorio de estructuras del Centro de Investigaciones no cuenta con un marco de carga que sea capaz de simular acciones combinadas de corte-compresión en muros, que reflejen un comportamiento más real a la acción de sismos y que nos permita evaluarlas como elementos empotrados; actualmente sólo pueden realizarse ensayos en forma separada analizando los muros como elementos en voladizo y los resultados deben compararse con métodos individuales de corte y de carga.

Es por eso que en este trabajo se propone el diseño de dos marcos de carga perpendiculares con dos crujías cada uno, permitiendo con esto poder colocar cuatro muros de mampostería para ser ensayados.

Para el diseño del marco de ensayo se partió del principio, que dicho sistema estructural deberá proveer tal rigidez que no tenga desplazamientos de traslación ni rotación. El diseño consistirá en el análisis estructural y cálculo de vigas, columnas y cimiento combinado que sean capaces de resistir las cargas actuantes. Como parte del diseño se tiene la integración de cargas, predimensionamiento de los elementos estructurales, análisis estructural, cálculo y armado final, presentados en un juego de planos, que servirán como guía para llevar a cabo la construcción de los marcos en el área de Prefabricados del Centro de Investigaciones de Ingeniería.



## **OBJETIVOS**

### **General**

- Diseñar un marco de carga que tenga la capacidad para realizar ensayos combinados de corte y compresión de muros a escala natural, para el laboratorio de estructuras del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería.

### **Específicos**

1. Concebir el marco para tener y ensayar como mínimo cuatro muros en forma consecutiva.
2. Diseñar vigas que permitan soportar y ejercer esfuerzos gravitacionales de compresión en forma distribuida, puntual y combinadas; semejando condiciones de carga reales.
3. Dejar previsto el marco de carga para realizar ensayos de volteo y de impacto en muros y elementos de mampostería.
4. Lograr que el estudiante pueda tener una vivencia real del comportamiento combinado de estructuras a escala natural por acción de sismo.



## INTRODUCCIÓN

Es necesario que el laboratorio de estructuras del Centro de Investigaciones, cuente con el equipo para realizar los ensayos combinados de corte y compresión adecuados a los muros de mampostería y obtener así, resultados que permitan realizar una observación acerca de las propiedades de los materiales ensayados, además de la resistencia, falla y deformación que presentan ante la aplicación de cargas.

Para obtener dichos resultados, se propone el diseño de un marco de carga que contará con elementos estructurales con suficiente rigidez, para que no presenten desplazamientos o que sus valores tiendan a ser cero, ante la solicitud de esfuerzos cortantes a los muros a ensayar, además de transmitir cargas simuladas a la acción de sismo. Se pretende también, que las vigas sean capaces de ejercer esfuerzos de compresión semejando condiciones de carga de techo que consideren cargas de muros de una vivienda de dos niveles.

El propósito de diseñar el marco de carga para realizar ensayos combinados, es que los materiales utilizados actualmente en construcción cumplan con la seguridad, funcionalidad, factibilidad técnica y económica que son requeridas en las normas aplicadas actualmente en Guatemala, como por ejemplo AGIES, FHA y ACI, además de tener una visión del comportamiento de los muros actuando en un caso de emergencia.



# 1. MAMPOSTERÍA

## 1.1 Definición

La mampostería es la unión de bloques o unidades con mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento.

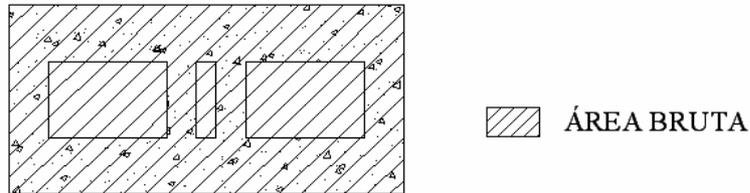
## 1.2 Tipos de unidades de mampostería

### 1.2.1 Bloques de concreto

El bloque de concreto es una unidad de mampostería por lo general con uno o varios huecos, aunque también disponible en forma sólida, que se fabrica con los siguientes ingredientes: agua, cemento Pórtland, cementos mezclados y diversos tipos de agregados, como lo son, arena, grava, piedra triturada, cenizas volcánicas, pómez, diferentes tipos de cuentas de plástico y escorias.

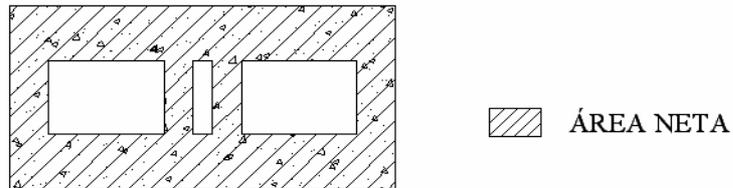
*Área Bruta:* es la superficie normal al eje del o de los huecos, sin descontar la superficie del o de los huecos, normal a su eje; es decir, es el producto del largo por el ancho del bloque.

Figura 1. **Área bruta del bloque de concreto**



*Área Neta:* es la superficie normal al eje del o de los huecos, descontando la superficie del o de los huecos normal a su eje.

Figura 2. **Área neta del bloque de concreto**



### *Dimensiones*

Las dimensiones de los bloques de concreto varían generalmente en múltiplos de 20cm (ver anexo 3).

#### **1.2.1.1 Clasificación y designación**

##### **1.2.1.1.1 Clasificación en tipos, según la masa del hormigón del bloque**

En cuanto a la masa del hormigón de los bloques, se clasificarán en tres tipos, de la siguiente manera:

- *Tipo pesado*: son los bloques que completamente secos a la estufa, poseen una masa mínima de 2000 kg/m<sup>3</sup> (125 lb/pie<sup>3</sup>).
- *Tipo medio*: son los bloques que completamente secos poseen una masa igual o mayor de 1680 kg/m<sup>3</sup> (105 lb/pie<sup>3</sup>) pero menor de 2000 kg/m<sup>3</sup> (125 lb/pie<sup>3</sup>).
- *Tipo liviano*: son los bloques que completamente secos poseen una masa menor de 1680 kg/m<sup>3</sup> (105 lb/pie<sup>3</sup>).

#### 1.2.1.1.2 Clasificación en clases, según la capacidad de los bloques de soportar carga

Los bloques de hormigón según su capacidad de soportar carga se clasifican en dos clases:

- **Clase A**: bloques huecos para soportar carga; utilizados en muros sujetos a cargas de compresión que deben transmitirse hacia el cimiento.
- **Clase B**: bloques huecos para no soportar carga; destinados para ser utilizados como muro divisorio.

#### 1.2.1.1.3 Clasificación en grados

Los bloques se clasifican en dos grados:

- **Grado 1**: bloques huecos destinados para usos generales tales como paredes exteriores por debajo o sobre el nivel del suelo, expuestos o no a la penetración de la humedad y en general a las condiciones del tiempo.

Pueden también emplearse para paredes interiores y para muros de retención.

- **Grado 2:** bloques huecos destinados para usos limitados tales como paredes exteriores revestidas de una cubierta protectora contra las inclemencias del tiempo. Su uso está limitado a paredes construidas sobre el nivel del suelo.

#### **1.2.1.1.4 Designación**

Los bloques huecos de hormigón se designarán por su nombre, seguido del tipo, clase y grado. Ejemplo:

*Bloque hueco de hormigón tipo pesado, clase A, grado 1:* este bloque tiene una masa seca de hormigón mayor de 2000 kg/m<sup>3</sup>, es destinado a soportar carga y a usos generales.

#### **1.2.1.2 Especificaciones de uso de bloques de concreto**

- El tipo de bloque de concreto y el del mortero deben satisfacer los requisitos determinados por la altura, las condiciones estructurales, las cargas y el uso final del diseño, según normas.
- Los bloques de concreto deben colocarse siempre sobre lecho completo de mortero.
- Debe verificarse que se instalen todas las formas especiales para esquinas, marcos de aberturas, dinteles, etc.
- Se deben instalar tanto uniones de dilatación como uniones de construcción. Las uniones de control disminuyen los esfuerzos en el interior de los muros

de bloques de concreto, y por tanto permiten que haya movimiento sin agrietamiento de la mampostería.

- Las hiladas en el sentido vertical deben planearse correctamente para los cierres superiores de ventanas, puertas y dinteles; el tendido de hiladas debe verificarse también por alturas de los cielos, alturas de piso a piso y apoyo estructural.
- El bloque de concreto debe recibirse en obra seco y curado.
- Cuando se vaya a usar bloque de concreto para muros exteriores, debe determinarse el tipo de tratamiento que se necesite para hacerlo impermeable.

#### **1.2.1.3 Factores que afectan la resistencia de los bloques de concreto**

- Relación agua-cemento
- Peso de las unidades
- Tipo de agregado
- Proceso de fraguado

#### **1.2.1.4 Bloques de concreto ligero**

Este tipo de bloque reduce el costo de la construcción, además añade valores de resistencia considerablemente mayores al muro, así como un amortiguamiento acústico mayor. Estos bloques se pueden usar para construcción a prueba de incendios y muros divisorios: sus valores aislantes pueden aumentarse aún más al insertar almohadillas aislantes previamente preparadas en los huecos.

### **1.2.1.5 Bloques ligeros con acabados de color**

Se fabrican diversos tipos de bloques de concreto con acabados permanentes de color en sus superficies, aplicados a uno o a ambos lados y se surten en una amplia gama de colores y texturas. Este tipo de bloque de concreto puede usarse en dondequiera que se requiera una superficie coloreada, lavable, tersa y durable para acabados interiores.

## **1.2.2 Ladrillo**

Bloque rectangular formado por sustancias inorgánicas, no metálicas, de origen mineral y endurecidas por la acción de calor o por acción química. El ladrillo puede dividirse en dos categorías principales:

- 1) Los ladrillos fabricados de arcilla, que después se queman o cuecen hasta lograr el endurecimiento del material. Entre los ladrillos cocidos existe el ladrillo (común) de construcción, el ladrillo para fachadas o vistas, el ladrillo vidriado para fachadas, el ladrillo refractario, el ladrillo para pisos, el ladrillo para pavimento, el ladrillo ácido y el ladrillo para drenajes.
- 2) Los fabricados de materiales cementicios, o sea, de la naturaleza del cemento, que se endurecen por acción química. Este grupo incluye a los ladrillos de arena y cal, o tabicones, y a los ladrillos o bloques de cemento.

### **1.2.2.1 Ladrillo cocido**

Es un producto de arcilla que se cuece a temperaturas elevadas cercanas a la de vitrificación, que produce baja absorción y alta resistencia a la compresión. El ladrillo blando cocido se hornea a temperaturas más bajas y tiene absorción relativamente alta y baja resistencia a la compresión. Estos a su vez pueden

clasificarse en dos tipos: **perforados**, en los cuales el área neta es menor que 75% del área bruta de la sección; **sólidos o no perforados**, en donde el área de las perforaciones es menor o igual al 25% del área de la sección bruta.

Los ladrillos macizos o tayuyos comúnmente son de 11cm. de ancho por 23cm de largo por 6.5cm de alto. Mientras que los ladrillos perforados son de 14cm de ancho por 23cm ó 29cm de largo por 6.5cm de alto. Los tubulares son de 14cm de ancho por 23 ó 29cm de largo por 6.5cm de alto.

La resistencia mínima de los ladrillos, medido sobre el área bruta, no debe ser menor que 50 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que los ladrillos hechos a máquina, la resistencia debe ser de 90 kg/cm<sup>2</sup>. La densidad del ladrillo cocido varía de 2.6 a 2.8, y su peso por unidad de volumen varía de 0.060 a 0.082 lb/pulg<sup>3</sup>, siendo el promedio de 0.071 lb/pulg<sup>3</sup>, el cual es equivalente a 123 lb/pie<sup>3</sup>.

#### **1.2.2.1.1 Tipos de ladrillo**

Los tipos de ladrillos que se emplean en construcción son el de construcción, el de fachadas y vistas, el hueco, el vidriado para fachadas de pavimento, de revestimiento y el ladrillo refractario.

#### **1.2.2.1.2 Especificaciones de uso**

- Deben verificarse el tipo de ladrillo, su color, textura y composición, así como la necesidad de usar cualesquiera formas especiales de ladrillo.
- Deben verificarse las limitaciones relativas de altura, longitud y espesor contra lo dispuesto en los reglamentos locales, estatales y federales.
- Siempre deben calcularse las dimensiones de las hiladas, tanto horizontales como verticales.

- Deben verificarse las posiciones de los tubos y salidas de las canalizaciones eléctricas así como de las tuberías de agua, etc.
- Tipo de mortero y uniones de mortero.
- Eflorescencia y limpieza.
- Esquinas.
- Condiciones a la altura del terreno y en el techo.
- La mampostería de ladrillo debe protegerse siempre contra las condiciones adversas del tiempo al término de cada día de trabajo.

### **1.2.3 Adobe**

Unidad de mampostería elaborada de arcilla (barro) con buenas propiedades plásticas, que se seca constituyendo una masa dura y uniforme. Se puede utilizar mejor en climas áridos o semiáridos, en donde la arcilla es abundante y en los que pueden aprovecharse con ventaja las excelentes propiedades aislantes del adobe. La resistencia mínima a la compresión sobre una superficie de 15\*15cm debe ser de 17 kg/cm<sup>2</sup>; la resistencia mínima a la flexión debe ser de 9 kg/cm<sup>2</sup> y la máxima absorción de agua de los adobes en 1 hora debe ser de 18% del peso del mismo.

#### **1.2.3.1 Medidas del adobe**

Se recomienda que las medidas de los adobes sean de 0.38\*0.38\*0.08 m de largo, ancho, y alto respectivamente; siempre considerando que el espesor del adobe no debe sobrepasar de 10cm, y la longitud no puede ser mayor que el doble de su ancho más el espesor de una sisa.

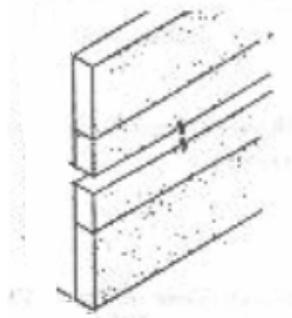
### 1.2.3.2 Especificaciones de uso

- El adobe debe colocarse siempre sobre una cimentación impermeable (generalmente sobre concreto) para prevenir la acción capilar y su consecuente desintegración.
- Debe unirse con mortero de la misma arcilla de que se hace.
- A la mampostería de adobe debe aplicársele un aplanado o revoque que puede ser de mezcla de cal o de cemento o de pasta de arcilla.
- Siempre debe protegerse contra la penetración de la humedad, cubriéndolo con voladizos de techo amplios.
- La altura de las construcciones debe ser de preferencia de un piso y no más de cuatro.

### 1.2.4 Bloque de yeso

Los bloques de yeso para edificación son conocidos como *losetas de división*, por lo general se hacen de yeso y diferentes tipos de fibra como aglutinantes y refuerzos. Tienen una resistencia a la compresión de 75 lbf / pulg<sup>2</sup> (0.515 MN / m<sup>2</sup>) cuando están secos y de 25 lbf / pulg<sup>2</sup> (0.171 MN / m<sup>2</sup>) cuando están mojados. Tienen muy buena resistencia al fuego porque el yeso libera muy lentamente su agua de cristalización cuando se expone al fuego.

Figura 3. **Bloque de yeso**



FUENTE: Caleb Hornbostel. **Materiales para Construcción, Tipos, Usos y Aplicaciones. Pág. 994**

#### **1.2.4.1 Tipos y usos**

El bloque de yeso se usa para divisiones o cancelos interiores, de pesos ligeros y resistentes al fuego; el bloque sólido se usa solamente para forrar y para columnas a prueba de fuego. El bloque de yeso se fija a una base de loseta de arcilla, ya que la humedad y el agua lo dañan fácilmente.

#### **1.2.4.2 Mortero para bloques de yeso**

El mortero para bloque de yeso consiste en una parte de pasta de yeso puro y 3 partes de arena molida y limpia; la relación es por peso.

#### **1.2.4.3 Acabado**

Todos los bloques de yeso tienen sus superficies texturizadas para proporcionar una buena adhesión al aplanado; usualmente por un lado lleva impreso el nombre del fabricante y la clasificación de resistencia al fuego del

bloque. Por tanto, un trabajo con este tipo de bloque se tiene que aplanar o forrar a fin de recibir algún otro tipo de acabado superficial.

#### **1.2.4.4 Especificaciones de uso**

- El bloque de yeso siempre debe tener una base de loseta de arcilla o de otro material resistente al agua.
- Siempre se debe usar tela de alambre para reforzar las esquinas superiores de las aberturas.
- Los dinteles de aberturas grandes presentan un problema estructural y se deben diseñar y detallar para cada caso en particular. Se pueden usar acero, yeso reforzado o bastidores reforzados para puertas.
- Se deben consultar los reglamentos estatal, local y municipal.

#### **1.2.5 Bloque de vidrio**

Existen dos tipos de bloques de vidrio: 1) bloque hueco, formado por dos formas de vidrio que, fundidas bajo presión de una contra la otra, forman una unidad; 2) bloque sólido de vidrio de 75mm de espesor.

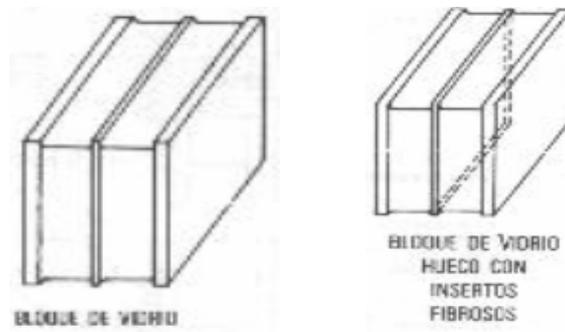
Las propiedades de los bloques de vidrio son las siguientes:

- Resistencia a la compresión, 400 a 600 lb/pulg<sup>2</sup> del área bruta de apoyo (nunca utilizar este valor como carga que soporta el bloque)
- Peso, 20 lb/pulg<sup>2</sup>
- Resistencia máxima al viento instalado en paneles, 20 lb/pulg<sup>2</sup>
- Coeficiente de transmisión de calor, 0.44 a 0.60
- Transmisión de luz, 50 a 85%, dependiendo del tipo de bloque.

### 1.2.5.1 Formas y colores disponibles

El bloque de vidrio se ofrece transparente, prismado para difusión de la luz, con o sin insertos de fibra de vidrio, con textura de diversos costillares y dibujos y con o sin recubrimientos de cerámica en una cara. Los recubrimientos de cerámica se ofrecen en 12 colores de fábrica.

Figura 4. **Bloque de vidrio**



FUENTE: Caleb Hornbostel. **Materiales para Construcción, Tipos, Usos y Aplicaciones.** Pág. 933

### 1.2.5.2 Tipos y usos

El uso principal del bloque de vidrio es en áreas en las que la transmisión de la luz, el aislamiento y el control de destello son importantes.

### 1.2.5.3 Mortero para bloques de vidrio

El mortero para bloques de vidrio se mide por volumen y tiene la siguiente composición: 1 parte de cemento Pórtland;  $\frac{1}{4}$  a  $1 \frac{1}{4}$  partes de cal y arena en una cantidad igual a  $2 \frac{1}{4}$  a 3 veces la cantidad de la combinación de cemento y cal. Toda la arena debe pasar por la malla no. 12. Para obras exteriores debe

usarse cemento Pórtland a prueba de agua o un aditivo integral impermeabilizante.

#### **1.2.5.4 Especificaciones de uso**

- Siempre debe verificarse la orientación cuando se vayan a instalar bloques de vidrio. Debe escogerse un tipo correcto de bloque de vidrio que satisfaga las condiciones de transmisión de luz, aislamiento, calor solar, decoración y privacidad, con base en la orientación y el diseño.
- La altura, el ancho y el área de los paneles de bloques de vidrio deben caer dentro de las limitaciones máximas de tamaño.
- Siempre debe dejarse una tolerancia de ½ pulg. extra por deflexión del acero o del concreto armado en las cabeceras de los paneles de bloques de vidrio.
- Nunca debe usarse el bloque de vidrio como muro o división de carga.
- Siempre debe verificarse el tratamiento que se ha de dar a la cabecera, a las partes laterales, verticales y al repisón o umbral al instalar bloques de vidrio.
- Siempre debe verificarse el tratamiento que conviene dar en las aberturas para puertas y ventanas.
- Siempre debe dejarse suficiente holgura en la cabecera y en los lados para la instalación del material de dilatación.
- Siempre debe instalarse refuerzo horizontal a cada 0.60m medidos verticalmente.
- Siempre debe aplicarse pintura asfáltica de tipo de emulsión a los dinteles o umbrales de manera que se rompa la unión con la mampostería.

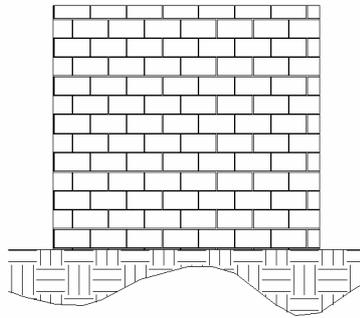


## 2. MUROS

### 2.1 Definición

Muro es una obra de albañilería que puede estar formado por diversos materiales, como lo son bloques de concreto, ladrillos, adobe, entre otros, y que son unidos mediante morteros de cal, cemento o yeso. El objetivo de los muros es garantizar la transmisión de esfuerzos entre las piezas individuales (mampostería), sin fallas o deformaciones considerables.

Figura 5. **Esquema de un muro de mampostería**



### 2.2 Tipos de muros

#### 2.2.1 Muros de mampostería reforzada

Para levantado de muros de mampostería reforzados se deben utilizar ladrillos o bloques con cemento y cal como aglutinante. El refuerzo se usa para resistir la totalidad de las fuerzas de tensión y ocasionalmente, para resistir

los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple.

Dentro de los muros reforzados se tienen, los reforzados interiormente, por ejemplo pineado, es decir que el refuerzo se encuentra dentro del elemento de mampostería y los muros confinados, cuando tienen elementos de concreto reforzado en su perímetro, es decir, los muros se encuentran reforzados fuera de los elementos de mampostería, por ejemplo, vigas, mochetas y columnas.

#### **2.2.1.1 Muros reforzados interiormente**

Son los muros reforzados con varillas corrugadas de acero colocadas vertical y horizontalmente como pines o unidad de varilla. Verticalmente son colocadas entre los agujeros de las piezas de mampostería, y horizontalmente son colocadas entre las sisas.

##### **2.2.1.1.1 Muros de carga**

Los muros de carga deben cumplir con los siguientes requisitos generales:

- Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7mm y máximo de 13mm.
- El espesor mínimo de muro debe ser de 14cm. Los muros no estructurales que solo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 10cm, comúnmente llamados tabique.
- La distancia libre mínima entre varillas paralelas de refuerzo en un muro deberá ser, el diámetro del refuerzo pero no menos de 2.5cm, con excepción en los traslapes.

- El refuerzo que se coloque en las sisas horizontales deberá quedar embebido completamente entre el mortero y deberá tener un gancho de 180° que garantice su anclaje en cada uno de los extremos del muro.
- En muros de 14cm de espesor o menos, solo podrá colocarse una varilla en una misma celda, para varillas No.4 o mayores, y el diámetro máximo de la varilla será el No.8.
- El diámetro mínimo para refuerzo vertical será del No.3.

#### **2.2.1.1.2 Muros de corte**

Los muros de corte de mampostería deben cumplir con los siguientes requisitos:

- El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor de 2m.; el espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que 0.80m.
- Se deberá colocar refuerzo horizontal en la parte superior del cimiento corrido, en las partes superior e inferior de todas las aberturas en los muros, a la mitad del muro, a la altura de la losa de techo. Este refuerzo deberá ser continuo.
- Se deberá colocar por lo menos dos varillas No.3 en todos los bordes de todas las aberturas que tengan más de 60cm en cualquier dirección. Este refuerzo deberá continuar una longitud de desarrollo, pero no menos de 60cm más allá del borde de la abertura.

#### **2.2.1.2 Muros confinados**

Son muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto, deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7mm y máximo de 13mm, todas las sisas deberán quedar pegadas con mortero.
- Los muros deberán tener un espesor mínimo de 14cm.
- Todo muro de carga o de corte deberá llevar refuerzos horizontales de acero ligados a todas las piezas de mampostería por medio de concreto.
- El ancho mínimo de soleras deberá ser el espesor del muro.
- El concreto que se utilice en soleras, sillares y dinteles de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kg/cm<sup>2</sup>.
- El recubrimiento del acero de refuerzo no deberá ser menor de 1.5cm.
- Todo muro de carga (gravitacional) o de corte (recibe cargas horizontales por sismo) deberá llevar refuerzos verticales de acero a todas las piezas de mampostería por medio de concreto. El refuerzo vertical debe principiar en la cimentación y terminar en la solera superior debidamente anclada a ella.
- El concreto que se utilice en los refuerzos verticales de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.2.2 Muros de mampostería no reforzada**

Son aquellos que no contienen refuerzo. Los esfuerzos dominantes en estos muros son de compresión, los cuales deben contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por las fuerzas horizontales.

### **2.2.2.1 Muros de bloque de concreto**

#### *Restricciones de longitud y altura*

La distancia máxima entre apoyos laterales de muros tanto verticales como horizontales es 3.65m para bloques de 20cm, 5.45m para bloques de 30cm y 3.55m para muros de cavidad de 25cm.

### **2.2.2.2 Muros de mampostería de ladrillo**

La resistencia mecánica de los muros de ladrillo depende de la resistencia del mortero y de la de los ladrillos mismos que forman la mampostería.

### **2.2.2.3 Muros de adobe**

Para obtener un rendimiento eficiente de los muros de adobe, se debe observar que éstos no presenten roturas ni rajaduras, tampoco presentar más de 3 grietas de 0.07m de longitud y 0.003m de ancho, ni otros defectos que puedan afectar la resistencia mecánica, durabilidad de la construcción o que puedan interferir en la colocación adecuada de los adobes en la construcción, además deben cumplir con las siguientes especificaciones:

**Espesor de los muros:** debe oscilar entre 0.30m (mínimo) y  $H/8$  (máximo).

**Longitud de los muros:** no puede ser mayor que 10 veces el espesor del muro medida a partir de 2 muros perpendiculares a él.

**Altura de los muros:** La altura  $H$  medida desde el piso hasta la parte superior del coronamiento horizontal puede ser de  $H=2m$  (mínimo) y  $H=3m$  (máximo) o utilizar la relación 8 veces el espesor del muro.

**Levantado de muro:** no debe exceder en más de 1m por día, para evitar el aplastamiento del muro debido a su propio peso.

**Mortero para levantado de muro:** Se debe utilizar mortero con la misma composición o más resistente que la del adobe.

**Refuerzos de muros:** Se debe colocar refuerzos para aumentar la rigidez, adherencia y estabilidad de los muros. Entre los tipos de refuerzos podemos encontrar: caña de castilla, madera, varillas de acero, concreto reforzado o malla de alambre. El refuerzo puede ser vertical, horizontal, preferentemente la combinación de ambos. La separación máxima del refuerzo debe ser: vertical a cada 0.80m y la horizontal a cada 4 hiladas.

#### **2.2.2.3.1 Resistencia de la mampostería de adobe**

Las propiedades que tiene el adobe utilizado como prisma son las siguientes:

**Resistencia admisible a la compresión:** 2 kg/cm<sup>2</sup>.

**Resistencia admisible al corte:** 0.25 kg/cm<sup>2</sup>.

**Resistencia admisible a la tracción por flexión:** para cargas perpendiculares a su plano debe ser de 0.40 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **2.2.2.3.2 Cimentación de muros de adobe**

Para permitir una adecuada transmisión de cargas de los muros hacia el terreno, se debe de tener una profundidad mínima de 0.40m con una base igual a 2 veces el espesor del muro. El material utilizado para la construcción del cimiento puede ser concreto ciclópeo o mampostería de piedra.

#### **2.2.2.4 Muros de bloques de vidrio**

Las paredes verticales de bloques de vidrio son de longitud y altura limitadas en cuanto a superficie. Cuando se enmarcan paneles de bloques de vidrio en una estructura hecha de mampostería o de acero, con ranuras para recibir a los bloques, la longitud máxima es 7.60m, la altura máxima 6m y el área máxima del panel de 13.40m<sup>2</sup>. Cuando los paneles no se colocan en ranuras, la longitud y la anchura máximas son 3m, y el área máxima del panel es 9m<sup>2</sup>.

#### **2.2.3 Ventajas y desventajas de uso de los tipos de muros**

##### **2.2.3.1 Bloque de concreto**

###### **2.2.3.1.1 Ventajas de uso de muros de bloque de concreto**

- Pueden ser utilizados cuando el diseño requiere de muros de mampostería resistentes al fuego, de buena resistencia mecánica, relativamente ligeros y aptos o no aptos para soportar carga.
- Brindan respaldo para muros de mampostería de ladrillo, piedra u otro tipo de material de vista.
- Permiten ser utilizados como mampostería para muros divisorios, ya sean aptos o no aptos para resistir carga.
- Pueden ser utilizados como muros exteriores.

### **2.2.3.1.2 Desventajas de uso de muros de bloque de concreto**

- No pueden ser utilizados donde se requieran muros exteriores impermeables que no necesiten de mantenimiento posterior para que conserven una condición ideal.
- Presentan condiciones desfavorables si su uso es extremadamente intenso.
- Cuando los bloques no son seleccionados según su capacidad de carga y son utilizados en lugares no adecuados presentan distintos tipos de falla que pueden llevar al colapso de una estructura.

### **2.2.3.2 Ladrillo**

#### **2.2.3.2.1 Ventajas de uso de muros de ladrillo**

- Son utilizados como miembros de carga, cuando es importante la resistencia a la compresión.
- Requieren mantenimiento al mínimo y son utilizados en donde la superficie tenga probabilidades de recibir uso rudo.
- Brindan resistencia al fuego.
- El color y la textura del ladrillo son factores de diseño deseables.
- Pueden ser utilizados cuando son importantes la baja transmisión del sonido y el control del mismo.
- Conservan energía térmica.

### **2.2.3.2 Desventajas de uso de muros de ladrillo**

- No pueden ser utilizados en donde hay esfuerzos severos de tensión o de empuje lateral que no puedan cubrirse con la resistencia de la construcción de ladrillo reforzado ni con el mortero de gran adhesión.
- No son capaces de resistir una condición severa de presencia de agua abajo del terreno y exista una fuerza hidrostática intensa.

### **2.2.3.3 Bloque de yeso**

#### **2.2.3.3.1 Ventajas de uso de muros de bloque de yeso**

- Son utilizados para divisiones interiores de peso ligero, sobre todo cuando la superficie terminada será aplanada.
- Permiten tener un muro divisorio a prueba de sonido (utilizando bloque hueco).
- Brindan una división resistente al fuego.
- Pueden ser utilizados para encerrar un elemento vertical con material resistente al fuego.
- Son utilizados para divisiones en escaleras, instalaciones de elevadores, columnas, ductos verticales y cualquier otro espacio que requiera un forrado clasificado como resistente al fuego.

#### **2.2.3.3.2 Desventajas de uso de muros de bloque de yeso**

- No son utilizados como muro divisorio de apoyo ni en exteriores.
- Sus condiciones de uso son limitados en áreas húmedas, con fugas o salpicaduras de agua, o donde los pisos pueden estar continuamente mojados.

#### **2.2.3.4 Bloque de vidrio**

##### **2.2.3.4.1 Ventajas de uso de muros de bloque de vidrio**

- Controlan la transmisión de la luz, la brillantez y el calor solar.
- Son utilizados en estructuras en donde la pérdida de calor sea un factor importante.
- Transmiten luz y efectos decorativos.
- Pueden ser utilizados para divisiones de interiores translúcidas decorativas.
- Pueden ser utilizados para tragaluces de techo, en donde sean necesarios o deseables la luz difusa y el control de destellos, la transmisión de luz solar directa desde arriba y la transmisión del calor solar.

##### **2.2.3.4.2 Desventajas de uso de muros de bloque de vidrio**

- No se permite su uso en donde sean necesarias áreas grandes transparentes de vidrio a causa de limitaciones de área.
- Las condiciones de resistencia de carga no son las adecuadas en lugares donde se espera habrán impactos directos.

### **2.3 Mortero**

Los morteros utilizados deberán ser una mezcla plástica de materiales cementantes, agua y arena bien graduada, que le den ciertas características como lo son: trabajabilidad, durabilidad, y resistencia a compresión de los elementos, ya que debe garantizar la adherencia y cohesión entre las unidades de mampostería, también sirven como sello contra la penetración de aire y humedad.

### 2.3.1 Componentes del mortero

Los principales componentes del mortero son: cemento, cal, arena y agua, las propiedades de cada uno son los siguientes:

- Cemento: brinda resistencia y durabilidad
- Cal: brinda trabajabilidad, mayor retención de agua y elasticidad, permitiendo la distribución uniforme del mortero para llenar completamente las uniones
- Arena: actúa como relleno y contribuye a la economía y a la resistencia, debe estar bien graduada y limpia, ya que una arena con partículas muy grandes causa vacíos, lo que resulta una mezcla con poca trabajabilidad y mucha permeabilidad; y si la arena es muy fina resulta una mezcla más débil y porosa.
- Agua: brinda plasticidad a la mezcla.

### 2.3.2 Propiedades del Mortero

Entre las principales propiedades podemos encontrar: la adherencia, consistencia y retentividad, que permiten versatilidad en manipuleo y construcción de los elementos que constituyen los muros.

La **adherencia** entre la unidad de mampostería y el mortero se logra cuando éste penetra en las perforaciones y rugosidades de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas.

La **consistencia** es la capacidad del mortero a la manejabilidad, permitiendo que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que se colocan las unidades de mampostería, ayudando a evitar concentraciones de esfuerzos.

La **retentividad** es la capacidad que tiene el mortero de continuar con su manejabilidad después de un lapso de tiempo.

### 2.3.3 Proporciones de los morteros

Existen distintas normas que nos brindan las proporciones a utilizar en morteros para obtener condiciones ideales de uso; en éste caso presentaremos las proporciones de las normas AGIES y las proporciones que brindan las normas ASTM.

#### 2.3.3.1 Normas AGIES

Según normas AGIES, los morteros son clasificados según su capacidad compresiva y de adherencia; y los clasifica en tres tipos: **I, II o III**; su resistencia a compresión y dosificación.

Tabla I. **Resistencia a compresión del mortero**

<b>TIPO DE MORTERO</b>	<b>PROPORCIÓN VOLUMÉTRICA</b>			<b>RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
	<b>CEMENTO</b>	<b>CAL</b>	<b>ARENA</b>	
I	1.00	-	No menos de 2.25 y no más de 3 veces	175
II	1.00	De 0.25 a 0.50	la suma de los volúmenes de cemento y cal	125
III	1.00	De 0.50 a 1.25	usados	50

FUENTE: AGIES NR-9:2000

### 2.3.3.2 Normas ASTM

Según normas ASTM los tipos de mortero que se recomienda para mampostería son los siguientes:

**Tipo M:** mortero de alta resistencia adecuado para uso general que se recomienda específicamente cuando se requiere máxima resistencia a la compresión o cuando la mampostería tenga que estar abajo del nivel del terreno y en contacto con el terreno.

**Tipo S:** recomendado específicamente cuando se desea alta resistencia mecánica lateral de mampostería.

**Tipo N:** mortero de resistencia intermedia adecuado para uso general en mampostería expuesta arriba del terreno.

**Tipo D:** mortero de baja resistencia adecuado para muros de unidades sólidas que no sean de carga, para divisiones interiores que no soporten carga, hechas de unidades huecas y para muros de carga de unidades sólidas en los que la resistencia axial a la compresión necesaria no sea mayor de 100 lbf/pulg.

Tabla II. Proporciones volumétricas de los morteros para levantado

<b>PROPORCIONES DE MEZCLA EN VOLUMEN</b>	<b>TIPOS DE MORTERO</b>				
	<b>M 17.20 Mpa (2500 psi)</b>	<b>S 12.40 Mpa (1800 psi)</b>	<b>N 5.20 Mpa (750 psi)</b>	<b>O 2.40 Mpa (350 psi)</b>	<b>K (1) 0.52 Mpa (75 psi)</b>
A c: AR	1:2 1:2 ½ 1:3	1:3 ½ 1:4	1:6		
B c: Cal : AR	1:1/4:2 1:1:4 1:1:2 1:1/3:4 1:1/2:2	1:1/2:4 ½ 1:1/3:5 1:1/4:4	1:1:6	1:3:12	
C c: Cal : AP	1:2:6 1:2M (1-3)	1:2:2 1:3:6 1:2:9 1:4:12 1:3:9 1:1M (1-1) 1:2M (1-2) 1:4M (1-3) 1:3M (1-3) 1:3M (1-4)	1:5:10 1:6:18 1:5M (1-2) 1:6M (1-3) 1:5M (1-3)		1/10:1:2 1/5:1:2 1/10:1:4 1/10:1:3 1/5:1:3
<p>-A- Mortero: cemento – Arena de Río                      -B- Mortero: cemento – Cal – Arena de Río                      -C- Mortero: cemento – Cal – Arena Pómez                      M: Mezcla Cal – Arena                      (1) La norma ASTM C270 no incluye los morteros tipo K</p>					

FUENTE: ASTM C270

Tabla III. **Clasificación de los tipos de mortero de acuerdo a su resistencia**

<b>DESIGNACIÓN</b>	<b>RESISTENCIA</b>	<b>RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN *</b>	
		<b>(psi)</b>	<b>(Mpa)</b>
M	ALTA	2500	17.2
S	ALTA MEDIA	1800	12.4
N	MEDIA	750	5.17
O	BAJA MEDIA	350	2.41
K	BAJA	75	0.52
<b>* RESISTENCIA PROMEDIO A LOS 28 DÍAS</b>			

FUENTE: ASTM C270



## 3. MARCOS ESTRUCTURALES

### 3.1 Definición

Un marco rígido es un conjunto de columnas verticales y vigas horizontales interconectadas que se flexiona principalmente en modo cortante y ofrecen una resistencia significativa a cambiar su forma y/o a sufrir deformaciones.

### 3.2 Tipos de marcos

#### 3.2.1 Estáticamente determinados

Son aquellas estructuras que para resolverlas únicamente necesitamos de las ecuaciones de estática.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Sigma M = 0$$

Para que una estructura sea estáticamente determinada, el grado de indeterminación estática tiene que ser igual a cero, con esto se dice que la estructura está en equilibrio. Para conocer el grado de indeterminación de las estructuras estáticamente determinadas utilizamos la siguiente ecuación:

$$n = F - 3t$$

Donde:

$n$  = grado de indeterminación estática

$F$  = número de fuerzas desconocidas

$t$  = número de cuerpos libres en que separamos la estructura

$3$  = constante de número de ecuaciones de estática aplicables

Una estructura estáticamente determinada se considera que es internamente estable o rígida, si mantiene su forma y sigue siendo un cuerpo rígido cuando se separa de los apoyos (se utilizan para sujetar las estructuras al suelo a otros cuerpos, restringiendo de éste modo su movimiento bajo la acción de las cargas que le son aplicadas), y se pueden determinar todas las reacciones de sus apoyos al resolver las ecuaciones de equilibrio o de estática. Esto quiere decir que para que una estructura sea estáticamente determinada debe estar apoyada exactamente por tres reacciones.

### 3.2.2 Estáticamente indeterminados

Una estructura de cualquier tipo se clasifica como *estáticamente indeterminada* cuando el número de reacciones o fuerzas internas desconocidas es mayor que el número de ecuaciones de equilibrio disponibles para su análisis.

Para una estructura coplanar se dispone cuando más de tres ecuaciones de equilibrio para cada parte, de modo que si hay un total de  $n$  partes y  $r$  componentes de fuerza y momento reactivas, tenemos que:

**$r = 3n$ , estáticamente determinada**

**$r > 3n$ , estáticamente indeterminada**

En particular, si una estructura es *estáticamente indeterminada*, las ecuaciones adicionales necesarias para encontrar las reacciones desconocidas se obtienen al relacionar las cargas aplicadas y reacciones al desplazamiento o pendiente en puntos diferentes sobre la estructura. Esas ecuaciones, conocidas como ecuaciones de compatibilidad, deben ser igual en número al grado de indeterminación de la estructura. Las ecuaciones de compatibilidad contienen las propiedades geométricas y físicas de la estructura.

En las estructuras *estáticamente indeterminadas* podemos encontrar algunas ventajas sobre las estructuras *estáticamente determinadas*, como lo son que para una carga dada, el esfuerzo y la deflexión máximos de una estructura *estáticamente indeterminada* son generalmente más pequeños que en una *estáticamente determinada*, y también se tiene una tendencia a redistribuir su carga hacia sus soportes redundantes en casos en que ocurre un diseño defectuoso o una sobrecarga, ya que en dichos casos la estructura mantiene su estabilidad y el colapso se evita.

### **3.2.2.1 Métodos de análisis**

Al analizar cualquier estructura *indeterminada*, es necesario que se cumplan los requisitos de equilibrio, compatibilidad y fuerza-desplazamiento. El *equilibrio* se satisface cuando las fuerzas reactivas mantienen a la estructura en reposo y la *compatibilidad* se satisface cuando los diversos segmentos de la estructura se ajustan entre sí sin roturas o traslapes. Los requisitos de *fuerza-desplazamiento* dependen de la forma en que el material responde.

Existen distintos métodos para el análisis de las estructuras estáticamente determinadas que cumplen con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y fuerza-desplazamiento que también dependen del tipo de carga que se le esté aplicando, éstos son los métodos aproximados y los métodos exactos.

Como métodos aproximados podemos encontrar: *el método de puntos de inflexión* que es aplicable a marcos con cargas verticales; *método del portal* que es aplicable a marcos sometidos a cargas horizontales, es utilizado cuando la longitud de la estructura es mayor que la altura del mismo; y *el método del voladizo* que también es aplicable a marcos con cargas horizontales en donde la altura de la estructura es mayor que la base o longitud.

Los métodos exactos más utilizados en el análisis de estructuras estáticamente indeterminadas son los llamados *método de Cross* y *método de Kani*. El método de cross es utilizado para analizar vigas y marcos usando la distribución de momentos. Es un método de aproximaciones sucesivas que pueden llevarse a cualquier grado de exactitud deseada. El método comienza suponiendo que cada nudo de la estructura está fijo. Luego al soltar y bloquear cada nudo de manera sucesiva, los momentos internos en los nudos se distribuyen y balancean hasta que éstos han girado hasta alcanzar sus posiciones finales o casi finales, el proceso es repetitivo y es aplicado para cualquier tipo de carga. En el método de Kani los procedimientos generales de aplicación son los mismos que en el método de Cross, sin embargo en éste se deben desarrollar factores de transporte de rigidez y momentos de empotramiento apropiados, cada uno de los cuales depende de la geometría de la sección transversal del miembro.

## 4. CARGAS

### 4.1 Cargas gravitacionales

Son aquellas cargas que pueden ser vivas o muertas y que actúan de manera vertical, en forma puntual, lineal y distribuida.

**Cargas puntuales:** es la acción de un componente estructural que entra en contacto con otro miembro de manera concentrada. Ejemplo: una viga secundaria apoyada sobre una primaria; el soporte de una viga en una columna o el soporte de una escalera en una viga.

**Cargas lineales:** Son las cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud. Como ejemplo tenemos el peso de una pared divisoria que actúa sobre un trabe o viga de apoyo o el peso prorrateado de un sistema de piso que actúa sobre una viga de apoyo.

**Cargas uniformemente distribuidas:** Se dan en términos de fuerza por unidad de área aplicadas sobre losas y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de vigas o muros en las estructuras.

### 4.1.1 Cargas vivas

Estas varían en magnitud, localización y temporalidad; son causadas por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre la estructura, por vehículos en movimiento o por fuerzas naturales. Estas cargas incluyen un margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas.

#### 4.1.1.1 Tipos de cargas vivas

Los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes que dependen del propósito para el cual el edificio es diseñado. Al igual que las cargas muertas estas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales (ver ANEXO 3). También los códigos especifican cargas vivas concentradas mínimas, causadas por carretillas, automóviles, etc., que deben aplicarse también en cualquier punto del sistema de piso.

Para algunos tipos de estructura muchos códigos permiten una reducción en la carga viva uniforme para un piso, ya que es improbable que la carga viva prescrita se presente simultáneamente en la estructura entera en un momento dado.

**El ANSI A58.1- 1982** permite una reducción de carga viva en un miembro que tenga un área de influencia de 400 pies<sup>2</sup> o mayor.

$$L = L_o \left( 0.25 - \frac{15}{\sqrt{A_I}} \right)$$

Donde

L = Carga viva de diseño reducida por pie cuadrado de área soportada por el miembro

Lo = Carga viva de diseño no reducida por pie cuadrado de área soportada por el miembro

$A_I$  = Área de influencia en pie cuadrado igual a 4 veces el área de piso tributaria o portadora de carga efectiva para una columna y dos veces el área de piso tributaria o portadora de carga efectiva para una viga.

$$A_I = 4A_{tribut-columna}$$

$$A_I = 2A_{tribut-piso-viga}$$

Esta carga viva esta limitada a no menos que 5% de Lo para miembros que soportan un piso o a no menos que 40% de Lo para miembros que soportan más de un piso

Además ninguna reducción se permite para estructuras usadas para reuniones públicas, garajes o techos.

#### **4.1.2 Cargas muertas**

Consiste en el peso de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualquier objeto que estén permanentemente unidos a la estructura (peso propio de la estructura y de otras cargas que están permanentemente unidas a ellas (paredes, pisos, tuberías, accesorios, etc.)

Para una edificación, las cargas muertas comprenden los pesos de las columnas, vigas y trabes, losas de piso, techo, muros, ventanas, plomería, instalaciones eléctricas y otros dispositivos diversos. Estos pesos dependen del material a usar, cuando se ha determinado el material, los pesos se determinan a partir de tablas que dan sus densidades.

La valuación de la carga muerta es en general sencilla, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. Se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipo fijo).

## **4.2 Cargas laterales**

### **4.2.1 Sismos**

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura, las aceleraciones horizontales en este tipo son críticas. Guatemala es una región bastante sísmica, por lo que se debe asegurar que la estructura soportará este tipo de movimiento.

#### 4.2.1.1 Efectos

Los mayores efectos que provocan los sismos son los siguientes:

- **Movimiento directo de las estructuras:** es el desplazamiento de la estructura provocado por su conexión al suelo. Los dos efectos principales de este movimiento son un efecto desestabilizante a causa de la sacudida y el de la fuerza impulsora ocasionada por la inercia de la masa de la estructura.
- **Fallas en la superficie del suelo:** pueden consistir en grietas, desplazamientos verticales, asentamiento general de un área, derrumbes, etc.
- **Ondas sísmicas marinas:** pueden provocar daños en áreas costeras.
- **Inundaciones, incendios, explosiones:** pueden provocar daños en presas, embalses, márgenes de ríos, tuberías subterráneas, entre otras.

El efecto de la fuerza provocado por el movimiento es directamente proporcional al peso muerto de la estructura, éste peso determina parcialmente, el carácter de respuesta dinámica de la estructura, así como lo determina también el período de vibración y la eficiencia de absorción de energía.

El período de vibración está determinado básicamente por la masa, la rigidez y el tamaño de la estructura. La eficiencia está determinada por la elasticidad de la estructura y por la rigidez de los apoyos, el número de partes que se mueven independientemente y la rigidez de las conexiones.

#### 4.2.1.2 Cálculo

Según el código UBC (Uniform Building Code) la fórmula para determinar la carga lateral (corte basal) en una estructura es:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} * W$$

En la cual:

Z = factor de ajuste con respecto a la probabilidad de riesgo, dependiendo de la zona sísmica

I = factor que está relacionado con la ocupación o el uso del edificio

C = factor que tiene en cuenta la respuesta dinámica del edificio, deducido empíricamente a partir de la relación entre el período del edificio y el efecto promedio del sismo.

R<sub>w</sub> = factor general que tiene en cuenta los materiales de construcción, el tipo de construcción y tipo de sistema de arrojamiento lateral

W = peso muerto del edificio.

C se determina por la fórmula del UBC:

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$$

El valor de C no puede exceder de 2.75. S es el coeficiente del terreno, y T es el período fundamental del edificio, en segundos. T está en función de la altura de la estructura y de su profundidad en la dirección de la carga lateral, la fórmula para determinar su valor es el siguiente:

$$T = C_T * H_n^{3/4}$$

Donde

$C_t = 0.035(0.0853)$  para estructuras de acero resistentes a momentos

$C_t = 0.030(0.0731)$  para estructuras de concreto reforzado y estructuras con apoyos excéntricos.

$C_t = 0.020(0.0488)$  para todas las demás estructuras.

Alternativamente, el valor de  $C_t$  para estructuras con concreto o mampostería con muros de corte puede ser calculado como:  $0.1 * \sqrt{A_c}$ ; (para SI:  $\frac{0.0743}{\sqrt{A_c}}$ , donde  $A_c$  está en  $m^2$ ).

$A_c$  = combinación de área efectiva de los muros de corte en el primer nivel de una estructura, en  $pie^2$  o en  $m^2$ .

$$A_c = \sum A_e [0.2 + (D_e / h_n)^2]$$

$A_e$  = mínima sección transversal de área de corte en cualquier plano horizontal en el primer nivel, en  $pie^2$  o en  $m^2$ , de un muro de corte.

$D_e$  = longitud, en pies o metros, de un muro de corte en el primer nivel en dirección paralela a la aplicación de las fuerzas.

$h_n$  = altura en pie o metro arriba del nivel base o nivel n.

El valor de  **$D_e / h_n$**  no deberá exceder del valor 0.9.

Para calcular la distribución de cargas sísmicas verticales en una estructura, se aplica la siguiente fórmula:

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n Fi$$

Donde:

Ft = fuerza adicional que se aplica en la parte superior de la estructura

Ft = 0.07 \* T \* V; el máximo valor requerido para Ft es 0.25V

Ft = 0; si el valor de T ≤ 0.7 segundos

Fi = corte por nivel de la estructura

$$F_i = (V - Ft) * \frac{Wi * Hi}{\sum WiHi}$$

Wi = peso en el nivel i de la estructura

Hi = altura del nivel

Cuando el centro de rigidez de la estructura no coincide con el centroide de las cargas, se requiere que la estructura sea analizada por torsión, y que se utilice una excentricidad mínima supuesta igual al 5% de la máxima dimensión en planta del edificio cuando se emplean diafragmas horizontales para distribuir el cortante.

## 4.2.2 Viento

Cuando una edificación impide el flujo del aire la energía cinética de este se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. Este efecto de viento sobre la estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y rigidez y de la rugosidad de la superficie.

Existen dos métodos de diseño de carga de viento: método estático y método dinámico.

*Procedimiento estático:* edificios bajos

*Procedimiento dinámico:* edificios altos

### 4.2.2.1 Efectos

- **Presión positiva directa:** sobre superficies ubicadas frente a la dirección del viento (barlovento), la que produce la mayor parte de la fuerza sobre la edificación.
- **Arrastre aerodinámico:** el viento como todo fluido luego de golpear el objeto continúa su movimiento alrededor del mismo, puede provocar presiones hacia adentro como hacia fuera.
- **Presión negativa:** se presenta en el lado opuesto del objeto, a la dirección del viento (sotavento), provocando succión, que viene a ser una presión hacia afuera sobre la superficie del objeto.

A la combinación de los efectos anteriores, más la presencia de turbulencias, más las características de la estructura, se pueden presentar los siguientes efectos:

- **Oscilación, sacudimiento:** por la variación de la velocidad y dirección del viento, durante tormentas, rachas o remolinos.
- **Vibración armónica:** por efecto de sincronización entre la velocidad del viento y el periodo natural de vibración de las estructuras y sus componentes.
- **Desprendimiento:** generalmente se presenta en objetos que sobresalen de la masa del edificio, tal el caso de cornisas o voladizos, chimeneas.

Consideraciones a tomar en cuenta respecto al viento:

- Magnitud de las velocidades sostenidas
- Duración y frecuencia de las velocidades altas
- Presencia de rachas, remolinos
- Dirección dominante del viento
- Dimensiones de los edificios
- Forma de los edificios
- Condiciones del medio ambiente y sus posibles combinaciones de desarrollos urbano.

Suposiciones sobre formas de edificaciones:

- Edificios voluminosos y en forma de cajones, dando como resultado una respuesta aerodinámica común.
- Superficies cerradas.
- Firmemente empotrados en el suelo, con estructuras rígidas, limitando las vibraciones de la estructura.

Presión en superficies de techo:

Según su forma real, así como la del edificio en conjunto, las superficies no verticales pueden verse sometidas a presiones de succión o hacia el interior a causa del viento. En realidad, dichas superficies pueden experimentar ambos tipos de presión a medida que el viento cambia de dirección. La mayoría de los reglamentos establecen una succión igual a la presión total de diseño a la altura del nivel del techo.

Existe una norma en la cual la presión de succión en techos inclinados es aplicable cuando las pendientes (medida a partir de la horizontal de la solera de corona) son menores a 30 grados.

$$P = 0.07(\text{ángulo}) - 2.1$$

Ángulo medido de la horizontal

Esta presión es libras / pie<sup>2</sup>

*Efecto de volteo*

Éste efecto se analiza en función del volteo de los elementos verticales individuales del sistema resistente lateral en lugar del edificio completo.

*Efectos de las aberturas*

Son difíciles de considerar sus efectos con análisis matemático, y es usado en forma empírica o con la ayuda del túnel de viento.

### *Efecto torsional*

Si un edificio no es simétrico en función de la silueta que presenta al viento, esta puede producir un efecto de torsión, dando lugar al desplazamiento del centro de gravedad de la aplicación de la carga y por ello producir una fuerza adicional en algunos elementos de la estructura.

## **4.2.2.2 Cálculo**

### **4.2.2.2.1 Presión estática del viento**

Es la presión equivalente básica de referencia basada en la velocidad del viento local. Se calcula en base a la siguiente fórmula:

$$P = 0.00256V^2$$

Donde:

P = La presión sobre una superficie vertical, libras / pie<sup>2</sup>

V = Velocidad, millas / hora.

Generalmente, en Guatemala se usa la velocidad provocada por un Huracán con 100 millas / hora.)

#### 4.2.2.2.2 Presión de diseño del viento

Es la presión estática equivalente que se aplica en forma normal a las superficies exteriores de un edificio; puede ser positiva (hacia el interior) o negativa (hacia fuera, succión). Se determina a partir de la siguiente fórmula:

$$P = C_e * C_q * Q_s * I$$

*(Fórmula UBC 16-1, sección 2316)*

Donde:

P = presión de diseño del viento, lb/pie<sup>2</sup>

C<sub>e</sub> = coeficiente combinado de factor de altura, exposición y ráfaga

C<sub>q</sub> = coeficiente de presión para la estructura o porción de la estructura considerada.

Q<sub>s</sub> = presión estática del viento a la altura estándar de 30 pies

I = factor de importancia

El factor de importancia es 1.15 para edificios que se consideran esenciales para la seguridad y salud pública (por ejemplo hospitales y edificios gubernamentales) y edificios con 300 ó más ocupantes. Para todos los demás casos el factor de importancia es 1.

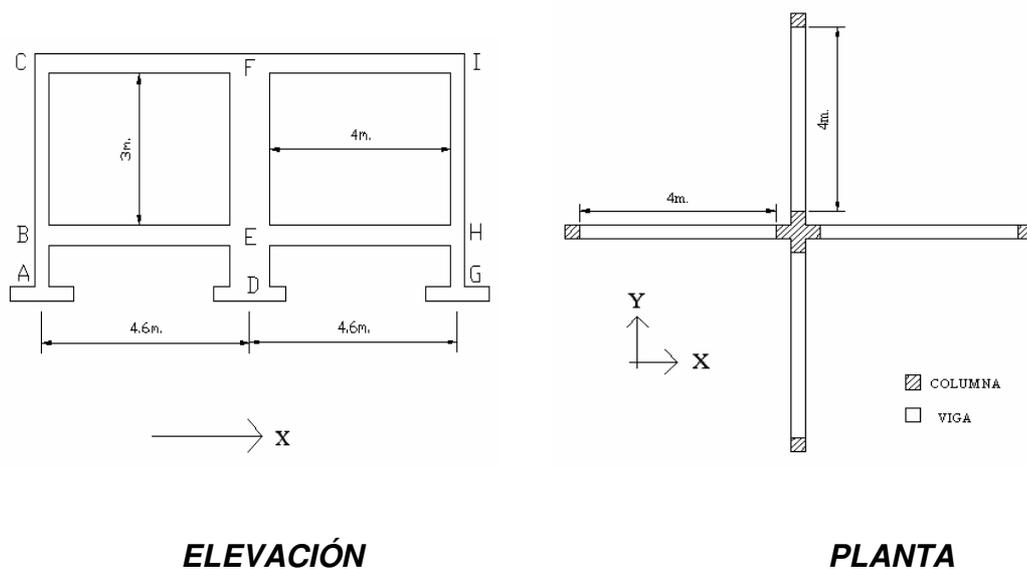


## 5. DISEÑO DEL MARCO DE CARGA

El marco a diseñar es un marco de carga que servirá para ensayar muros de mampostería para el Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería. El mecanismo de funcionamiento del marco será el de transmitir cargas simuladas de sismo hacia los muros, con el fin de observar el comportamiento de éstos ante la aplicación de cargas y el tipo de falla que presentarán.

Se diseñarán dos marcos, que se interceptan uno con otro en la columna central, formando una cruz, la finalidad de éste tipo de marco es que se puedan colocar cuatro muros de mampostería a la vez. Cada marco estará integrado por dos vigas y tres columnas que forman dos crujeías simétricas, en el cual se colocarán los muros de mampostería a ensayar; un muro por crujía o marco.

Figura 6. **Planta y elevación de marco de carga**



## 5.1 Integración de cargas

Debido a la simetría existente entre crujiás del marco de carga, solamente se analizará en un sentido, ya que el comportamiento del marco será el mismo para los dos sentidos.

Para el cálculo de carga muerta se supondrá que las vigas superiores (entre nudos C y F y nudos F e I) (ver Figura 6) resistirán el peso de una casa de dos niveles con muros de adobe. La integración de carga para ésta condición es la siguiente:

- *Muros de adobe:*

Peso aproximado por adobe = 20Kg

Adobes que se colocan por m<sup>2</sup> ≈ 32 unidades

- *Peso de Muros de adobe:*

Área por muro = 2.60m largo\*3m alto = 7.80m<sup>2</sup>

Unidades a utilizar = área\*unidades por m<sup>2</sup>

Unidades a utilizar = 7.80\*32 ≈ 250 adobes por muro

$$W_{\text{por nivel}} = \frac{\text{unidades} * \text{peso}}{\text{longitud}}$$

$$W_{\text{por nivel}} = \frac{250 * 20}{4} = 1250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{2 niveles}} = (2)1250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- *Peso de losa:*

Espesor de losa = 0.12m

$$W = \frac{(4.60)(2)(0.12)(2400)}{(4.60)} = 576 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{2niveles} = 1152 \frac{Kg}{m}$$

- *Peso Total:*

$$W_{total} = W_{muros} + W_{losas}$$

$$W_{total} = 2500 + 1152 = 3652 \frac{Kg}{m}$$

- *Carga factorizada:*

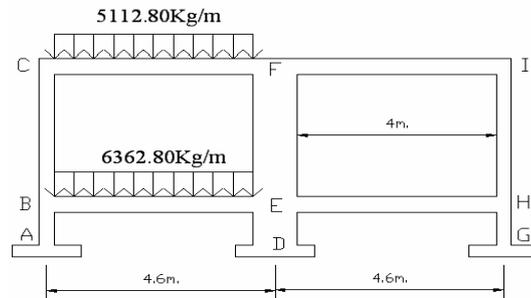
$$W_{total} = (1.4)(3652) = 5112.80 \frac{Kg}{m}$$

- *Carga total para vigas entre nudos B, E y H:*

$$W = W_{total} + W_{muro}$$

$$W = 5112.80 + 1250 = 6362.80 \frac{Kg}{m}$$

Figura 7. Carga muerta aplicada en marco de carga



Para el cálculo de carga viva se supone que actuará la mitad de la carga muerta actuante.

$$W_{\text{viga superior}} = \frac{5112.80}{2} = 2556.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{viga inferior}} = \frac{6362.80}{2} = 3181.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

## 5.2 Predimensionamiento de elementos

### 5.2.1 Columnas

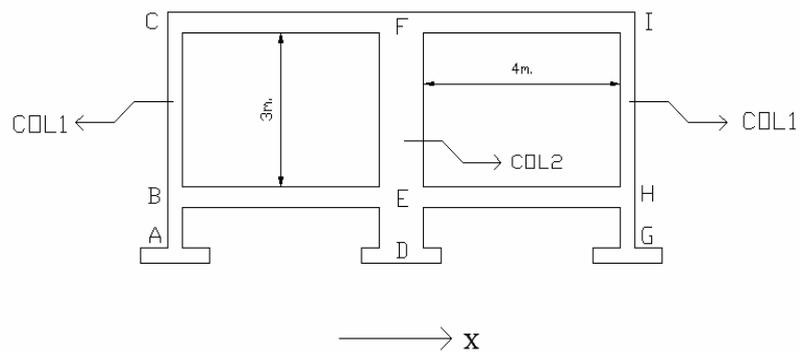
Para el cálculo de columnas inicialmente se propondrán las dimensiones mínimas que permite el código ACI, secciones de 0.30m.

Columna tipo 1: base = 0.30m    altura = 0.30m    recubrimiento = 0.04m

Para la columna tipo 2 se propone la misma base de la columna tipo 1 (0.30m) pero la altura cambia, debido al tipo de marco que se está analizando. Se desea que los elementos sean lo más rígidos posible y que se obtenga el menor desplazamiento, ésta es la razón por la que se propone una altura mayor.

Columna tipo 2: base = 0.30m    altura = 0.90m    recubrimiento = 0.05m

Figura 8. **Especificación de tipo de columnas en marco de carga**



### 5.2.2 Vigas

Para realizar el predimensionamiento de vigas se propone tomar 8cm de peralte por cada metro de luz en el marco; el ancho de la viga será el ancho de la columna.

Peralte = 4m de luz = 32cm  $\approx$  0.40m

Base = 0.30m                      recubrimiento = 0.04m

### 5.2.3 Cálculo de inercias

$$\text{Inercia gruesa de elementos} = \frac{1}{12} b * h^3$$

El Código ACI propone factores para calcular las inercias de los elementos y éstos son multiplicados por las inercias gruesas.

#### 5.2.3.1 Inercia de vigas

Base = 0.30m      altura = 0.40m

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\text{Inercia gruesa de vigas} = \frac{1}{12} (0.30)(0.40)^3 = 0.0016m^4$$

Factor ACI para vigas = 0.35

$$\text{Inercia total de vigas} = 0.0016 (0.35) = 0.00056m^4$$

#### 5.2.3.2 Inercia de columnas

Columna tipo 1:

Base = 0.30m      altura = 0.30m

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\text{Inercia gruesa de columnas} = \frac{1}{12} (0.30)(0.30)^3 = 0.000675m^4$$

Factor ACI para columnas = 0.70

Inercia total de columna =  $0.000675 (0.70) = 0.00047m^4$

Columna tipo 2:

Base = 0.30m      altura = 0.90m

Substituyendo datos en la fórmula:

Inercia gruesa de columnas =  $\frac{1}{12}(0.30)(0.90)^3 = 0.018225m^4$

Factor ACI para columnas = 0.70

Inercia total de columna =  $0.018225 (0.70) = 0.01276m^4$

## 5.2.4 Cálculo de áreas

### 5.2.4.1 Vigas

La sección de las vigas es rectangular, la fórmula para calcular el área de una sección rectangular es:

$$A = b * h$$

Substituyendo datos en la fórmula:

B = 0.30m      h = 0.40m

A =  $(0.30) (0.40) = 0.12m^2$

## 5.2.4.2 Columnas

### 5.2.4.2.1 Columnas tipo 1

La fórmula para el cálculo del área es la misma que se utilizó para el cálculo de área de las vigas.

$$B = 0.30\text{m} \quad h = 0.30\text{m}$$

$$A = (0.30) (0.30) = 0.09\text{m}^2$$

### 5.2.4.2.2 Columnas tipo 2

$$B = 0.30\text{m} \quad h = 0.90\text{m}$$

$$A = (0.30) (0.90) = 0.27\text{m}^2$$

## 5.3 Análisis estructural

Para realizar el análisis estructural del marco de carga se utilizó el programa **SAP2000 Educativo**, el cual nos permite obtener los resultados de los cortantes y los momentos existentes en los elementos estructurales después de aplicadas las cargas. Para poder obtener los resultados más críticos (valores con los que se diseña), se procede a realizar distintos tipos de aplicación de carga en el marco, suponiendo que éstas serán las situaciones más críticas que se presentarán para el marco. Los valores que se utilizaron en el programa para realizar el análisis fueron los siguientes: material a utilizar en los elementos, en éste caso: concreto reforzado; secciones de los elementos: viga, columnas tipo 1 y 2; y tipos de cargas: muerta, viva y lateral (suponiendo carga de sismo).

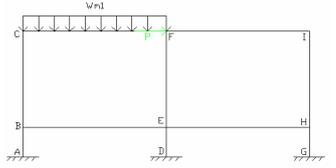
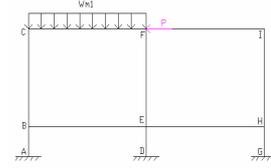
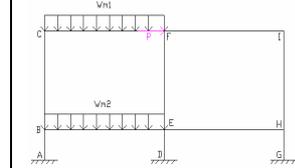
Los valores de dichas cargas son las siguientes:

$$W_{m1} = 5112.80\text{Kg/m} \quad W_{m2} = 6362.80\text{Kg/m} \quad P \text{ (lateral)} = 20000\text{Kg}$$

$$W_{v1} = 2556.40\text{Kg/m} \quad W_{v2} = 3181.40\text{Kg/m}$$

Los resultados del análisis estructural se muestran en la siguiente tabla, los valores que se encuentran en negrita son los más críticos de todas las condiciones de carga aplicadas al marco.

Tabla IV. Resultados de análisis estructural

			
<b>M<sub>AB</sub></b>	2467.07 Kg-m	-2548.94 Kg-m	619.39 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	3350.83 Kg	-2124.52 Kg	-4044.90 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	-883.76 Kg-m	-424.42 Kg-m	4664.28 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	3350.83 Kg	-2124.52 Kg	-4044.90 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	1587.01 Kg-m	-5415.78 Kg-m	-486.98 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	462.06 Kg	-3902.21 Kg	-368.04 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	15.99 Kg-m	7851.75 Kg-m	764.37 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	462.06 Kg	-3902.21 Kg	-368.04 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	2470.78 Kg-m	-4991.35 Kg-m	-5151.27 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	760.68 Kg	-2620.16 Kg	-12768.33 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>			6978.49 Kg-m
<b>M<sub>EB</sub></b>	-4078.71 Kg-m	4011.02 Kg-m	-16785.73 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	2086.92 Kg	-1293.92 Kg	17826.79 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	3203.26 Kg-m	-4886.47 Kg-m	2832.73 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	855.48 Kg	-2525.36 Kg	739.53 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>			
<b>M<sub>HE</sub></b>	-3782.33 Kg-m	3679.80 Kg-m	-3619.46 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	2181.73 Kg	-1199.11 Kg	2065.77 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	30077.82 Kg-m	-33354.73 Kg-m	20955.03 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	13567.75 Kg	-15481.54 Kg	21144.24 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	43645.57 Kg-m	-48836.28 Kg-m	42099.27 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	13567.75 Kg	-15481.54 Kg	21144.24 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	37359.79 Kg-m	<b>-42252.23 Kg-m</b>	40573.48 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	17561.12 Kg	-13710.32 Kg	18423.36 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	-22348.02 Kg-m	4362.87 Kg-m	-22065.95 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	17561.12 Kg	-13710.32 Kg	<b>18423.36 Kg</b>
<b>M<sub>CF</sub></b>	-15.99 Kg-m	-7851.75 Kg-m	-764.37 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	-8558.93 Kg	-13165.71 Kg	-8788.89 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	6712.32 Kg-m	<b>8143.46 Kg-m</b>	6360.62 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	<b>-17788.70 Kg-m</b>	-4433.25 Kg-m	-17479.26 Kg-m

$V_{FC}$	<b>16286.19 Kg</b>	11679.41 Kg	16056.23 Kg
$M_{FI}$	4559.32 Kg-m	-8796.12 Kg-m	4586.69 Kg-m
$V_{FI}$	1097.39 Kg	-3509.39 Kg	1094.49 Kg
$M_{FI}(+)$			
$M_{IF}$	-3539.03 Kg-m	4296.73 Kg-m	-3498.35 Kg-m
$V_{IF}$	2423.63 Kg	-2183.15 Kg	2420.74 Kg
$M_{IH}$	-3539.03 Kg-m	4296.73 Kg-m	-3498.35 Kg-m
$V_{IH}$	1976.82 Kg	-2387.46 Kg	1944.68 Kg
$M_{HI}$	3182.14 Kg-m	-3820.65 Kg-m	3113.57 Kg-m
$V_{HI}$	1976.82 Kg	-2387.46 Kg	1944.68 Kg
$M_{HG}$	-600.18 Kg-m	-140.84 Kg-m	-505.89 Kg-m
$V_{HG}$	3081.42 Kg	-2393.94 Kg	2900.66 Kg
$M_{GH}$	2481.23 Kg-m	-2534.78 Kg-m	2394.78 Kg-m
$V_{GH}$	3081.42 Kg	-2393.94 Kg	2900.66 Kg
$M_{AB}$	<b>-4396.63 Kg-m</b>	4251.76 Kg-m	-2611.97 Kg-m
$V_{AB}$	-9520.25 Kg	8959.97 Kg	-3911.12 Kg
$M_{BA}$	5123.62 Kg-m	-4708.21 Kg-m	1299.18 Kg-m
$V_{BA}$	-9520.25 Kg	8959.97 Kg	-3911.12 Kg
$M_{BC}$	<b>-7489.78 Kg-m</b>	7164.79 Kg-m	-1912 Kg-m
$V_{BC}$	<b>-4732.32 Kg</b>	4513.81 Kg	-680.57 Kg
$M_{CB}$	<b>8600.12 Kg-m</b>	-8182.19 Kg-m	401.95 Kg-m
$V_{CB}$	<b>-4732.32 Kg</b>	4513.81 Kg	-680.57 Kg
$M_{BE}$	<b>-12613.40 Kg-m</b>	11873 Kg-m	-3211.18 Kg-m
$V_{BE}$	<b>-16149.17 Kg</b>	14912.79 Kg	-1997.06 Kg
$M_{BE}(+)$	6937.50 Kg-m	-6359.40 Kg-m	
$M_{EB}$	-8696 Kg-m	7542.23 Kg-m	2924.95 Kg-m
$V_{EB}$	14445.95 Kg	-13029.85 Kg	-670.82 Kg
$M_{EH}$	-5257 Kg-m	4103.24 Kg-m	-4357.02 Kg-m
$V_{EH}$	-2641.31 Kg	1225.21 Kg	-2271.59 Kg
$M_{EH}(+)$			
$M_{HE}$	3842.68 Kg-m	-4583.08 Kg-m	3041.93 Kg-m
$V_{HE}$	-1315.07 Kg	2551.45 Kg	-945.35 Kg
$M_{ED}$	<b>-42477.52 Kg-m</b>	<b>42477.52 Kg-m</b>	-30077.82 Kg-m
$V_{ED}$	-7905.05 Kg	7905.05 Kg	-13567.75 Kg
$M_{DE}$	<b>-50382.58 Kg-m</b>	<b>50382.58 Kg-m</b>	-13645.57 Kg-m
$V_{DE}$	-7905.05 Kg	7905.05 Kg	-13567.75 Kg
$M_{EF}$	-39038.53 Kg-m	39038.53 Kg-m	-37359.79 Kg-m
$V_{EF}$	-12848.08 Kg	12848.08 Kg	-17561.12 Kg

<b>M<sub>FE</sub></b>	4644.94 Kg-m	-4644.94 Kg-m	22348.02 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	-12848.08 Kg	12848.08 Kg	-17561.12 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	<b>-8600.12 Kg-m</b>	8182.19 Kg-m	-401.95 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	<b>-13395.67 Kg</b>	12264.09 Kg	7427.35 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	7923.98 Kg-m	-7264.45 Kg-m	-6036.19 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	-4123.82 Kg-m	2810.44 Kg-m	16475.32 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	11449.45 Kg	-9928.55 Kg	-14765.29 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	-8768.75 Kg-m	7455.38 Kg-m	-5872.70 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	-3512.29 Kg	1991.38 Kg	-2618.29 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>			
<b>M<sub>IF</sub></b>	4337.41 Kg-m	-4755.35 Kg-m	3121.09 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	-2186.04 Kg	3317.63 Kg	-1292.05 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	4337.41 Kg-m	-4755.35 Kg-m	3121.09 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	-2419.60 Kg	2638.11 Kg	-1758.31 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	-3889.22 Kg-m	4214.21 Kg-m	-2857.16 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	-2419.60 Kg	2638.11 Kg	-1758.31 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-46.54 Kg-m	-368.87 Kg-m	184.77 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	-2574.69 Kg	3134.98 Kg	-2521.14 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	-2621.24 Kg-m	2766.11 Kg-m	-2336.36 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	-2574.69 Kg	3134.98 Kg	-2521.14 Kg
<b>M<sub>AB</sub></b>	2404.08 Kg-m	-764.26 Kg-m	2258.72 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	1564.24 Kg	3484.62 Kg	3379.50 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	839.84 Kg-m	-4248.87 Kg-m	-1120.78 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	1564.24 Kg	3484.62 Kg	3379.50 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	5090.79 Kg-m	161.99 Kg-m	717.80 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	3683.71 Kg	149.54 Kg	-87.63 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	-7433.81 Kg-m	-346.43 Kg-m	1015.75 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	3683.71 Kg	149.54 Kg	-87.63 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	4250.95 Kg-m	4410.87 Kg-m	1838.58 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	1383.78 Kg	11531.95 Kg	494.13 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>		-6444.05 Kg-m	
<b>M<sub>EB</sub></b>	-5164.78 Kg-m	15631.96 Kg-m	-3484.77 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	2710.02 Kg	-16410.69 Kg	1820.37 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	3732.71 Kg-m	-3986.49 Kg-m	2609.32 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	1109.25 Kg	-2155.63 Kg	588.93 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>			
<b>M<sub>HE</sub></b>	-4420.21 Kg-m	2879.05 Kg-m	-3150.13 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	2435.49 Kg	-829.39 Kg	1915.18 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	33354.73 Kg-m	-20955.03 Kg-m	25096.40 Kg-m

$V_{ED}$	15481.54 Kg	-21144.24 Kg	13510.42 Kg
$M_{DE}$	48836.28 Kg-m	-42099.27 Kg-m	38606.82 Kg-m
$V_{DE}$	15481.54 Kg	-21144.24 Kg	13510.42 Kg
$M_{EF}$	<b>42252.23 Kg-m</b>	-40573.48 Kg-m	31190.50 Kg-m
$V_{EF}$	13710.32 Kg	-18423.36 Kg	18660.52 Kg
$M_{FE}$	-4362.87 Kg-m	22065.95 Kg-m	-18255.26 Kg-m
$V_{FE}$	13710.32 Kg	<b>-18423.36 Kg</b>	-1339.48 Kg
$M_{CF}$	7433.81 Kg-m	346.43 Kg-m	-1015.75 Kg-m
$V_{CF}$	12034.13 Kg	7657.31 Kg	-9221.14 Kg
$M_{CF (+)}$	-7483.92 Kg-m	-5684.49 Kg-m	6854.86 Kg-m
$M_{FC}$	3119.87 Kg-m	16165.88 Kg-m	-15742.32 Kg-m
$V_{FC}$	-10158.50 Kg	-14535.33 Kg	15623.99 Kg
$M_{FI}$	7482.74 Kg-m	-5900.07 Kg-m	2512.95 Kg-m
$V_{FI}$	1988.49 Kg	-2615.40 Kg	435.18 Kg
$M_{FI (+)}$			
$M_{IF}$	-4714.67 Kg-m	3080.41 Kg-m	-2539.27 Kg-m
$V_{IF}$	3314.73 Kg	-1289.15 Kg	1761.43 Kg
$M_{IH}$	-4714.67 Kg-m	3080.41 Kg-m	-2539.27 Kg-m
$V_{IH}$	2605.97 Kg	-1726.17 Kg	1427.12 Kg
$M_{HI}$	4145.64 Kg-m	-2788.58 Kg-m	2312.93 Kg-m
$V_{HI}$	2605.97 Kg	-1726.17 Kg	1427.12 Kg
$M_{HG}$	-274.57 Kg-m	90.47 Kg-m	-837.20 Kg-m
$V_{HG}$	2954.22 Kg	-2340.38 Kg	3110.08 Kg
$M_{GH}$	2679.65 Kg-m	-2249.91 Kg-m	2272.88 Kg-m
$V_{GH}$	2954.22 Kg	-2340.38 Kg	3110.08 Kg
$M_{AB}$	-2340.59 Kg-m	411.04 Kg-m	-4188.28 Kg-m
$V_{AB}$	-2153.19 Kg	-4016.23 Kg	-9548.92 Kg
$M_{BA}$	-187.41 Kg-m	4427.27 Kg-m	5360.64 Kg-m
$V_{BA}$	-2153.19 Kg	-4016.23 Kg	-9548.92 Kg
$M_{BC}$	-4546.56 Kg-m	-1356.20 Kg-m	-6620.56 Kg-m
$V_{BC}$	-3352.52 Kg	-917.74 Kg	-4182.62 Kg
$M_{CB}$	6851.99 Kg-m	1764.13 Kg-m	7600.36 Kg-m
$V_{CB}$	-3352.52 Kg	-917.74 Kg	-4182.62 Kg
$M_{BE}$	-4359.15 Kg-m	-5783.47 Kg-m	-11981.20 Kg-m
$V_{BE}$	-2353.61 Kg	-13034.88 Kg	-15882.62 Kg
$M_{BE (+)}$		6806.10 Kg-m	6956.63 Kg-m
$M_{EB}$	3417.08 Kg-m	-16191.79 Kg-m	-9289.93 Kg-m
$V_{EB}$	-1027.36 Kg	17560.24 Kg	14712.50 Kg
$M_{EH}$	-4292.53 Kg-m	2238.79 Kg-m	-4663.07 Kg-m
$V_{EH}$	-2258.80 Kg	472.97 Kg	-2374.76 Kg
$M_{EH (+)}$			
$M_{HE}$	3047.60 Kg-m	-2897.26 Kg-m	3210.48 Kg-m

$V_{HE}$	-932.56 Kg	1799.22 Kg	-1048.52 Kg
$M_{ED}$	-28373.32 Kg-m	15973.61 Kg-m	-37496.11 Kg-m
$V_{ED}$	-15424.21 Kg	21086.91 Kg	-7847.72 Kg
$M_{DE}$	-43797.53 Kg-m	37060.52 Kg-m	-45343.55 Kg-m
$V_{DE}$	-15424.21 Kg	21086.91 Kg	-7847.72 Kg
$M_{EF}$	-36082.93 Kg-m	34404.19 Kg-m	-32869.24 Kg-m
$V_{EF}$	-14809.72 Kg	<b>19522.76 Kg</b>	-13947.48 Kg
$M_{FE}$	270.11 Kg-m	-17973.19 Kg-m	552.18 Kg-m
$V_{FE}$	5190.28 Kg	-477.24 Kg	6052.52 Kg
$M_{CF}$	-6851.99 Kg-m	-1764.13 Kg-m	-7600.36 Kg-m
$V_{CF}$	-12503.51 Kg	-9451.09 Kg	-12733.47 Kg
$M_{CF}(+)$	7620.14 Kg-m	6503.16 Kg-m	7400.67 Kg-m
$M_{FC}$	-6479.63 Kg-m	-15432.88 Kg-m	-6170.20 Kg-m
$V_{FC}$	12341.61 Kg	15394.03 Kg	12111.66 Kg
$M_{FI}$	-6479.63 Kg-m	2540.31 Kg-m	-6722.38 Kg-m
$V_{FI}$	-2847.19 Kg	432.29 Kg	-2850.08 Kg
$M_{FI}(+)$			
$M_{IF}$	3296.97 Kg-m	-2498.58 Kg-m	3337.65 Kg-m
$V_{IF}$	-1520.95 Kg	1758.53 Kg	-1523.84 Kg
$M_{IH}$	3296.97 Kg-m	-2498.58 Kg-m	3337.65 Kg-m
$V_{IH}$	-1837.76 Kg	1394.98 Kg	-1869.90 Kg
$M_{HI}$	-2951.43 Kg-m	2244.35 Kg-m	-3020 Kg-m
$V_{HI}$	-1837.76 Kg	1394.98 Kg	-1869.90 Kg
$M_{HG}$	96.17 Kg-m	-742.90 Kg-m	190.47 Kg-m
$V_{HG}$	-2422.60 Kg	2929.33 Kg	-2603.36 Kg
$M_{GH}$	-2326.43 Kg-m	2186.42 Kg-m	-2412.89 Kg-m
$V_{GH}$	-2422.60 Kg	2929.33 Kg	-2603.36 Kg
$M_{AB}$	4043.41 Kg-m	-2403.59 Kg-m	2195.72 Kg-m
$V_{AB}$	8988.64 Kg	-3939.78 Kg	1592.90 Kg
$M_{BA}$	-4945.23 Kg-m	1536.19 Kg-m	602.82 Kg-m
$V_{BA}$	8988.64 Kg	-3939.78 Kg	1592.90 Kg
$M_{BC}$	6295.57 Kg-m	-1042.79 Kg-m	4221.57 Kg-m
$V_{BC}$	3964.12 Kg	-130.87 Kg	3134.01 Kg
$M_{CB}$	-7182.42 Kg-m	-597.82 Kg-m	-6434.05 Kg-m
$V_{CB}$	3964.12 Kg	-130.87 Kg	3134.01 Kg
$M_{BE}$	11240.80 Kg-m	-2578.98 Kg-m	3618.75 Kg-m
$V_{BE}$	14646.24 Kg	-1730.51 Kg	1117.23 Kg
$M_{BE}(+)$	-6378.53 Kg-m		
$M_{EB}$	8136.17 Kg-m	2331.01 Kg-m	-4570.85 Kg-m
$V_{EB}$	-13296.40 Kg	-404.27 Kg	2443.47 Kg
$M_{EH}$	3509.30 Kg-m	-3763.08 Kg-m	3138.77 Kg-m

<b>V<sub>EH</sub></b>	958.66 Kg	-2005.04 Kg	842.70 Kg
<b>M<sub>EH</sub> (+)</b>			
<b>M<sub>HE</sub></b>	-3950.88 Kg-m	2409.73 Kg-m	-3788.01 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	2284.90 Kg	-678.79 Kg	2168.94 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	37496.11 Kg-m	-25096.40 Kg-m	28373.32 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	7847.72 Kg	-13510.42 Kg	15424.21 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	45343.83 Kg-m	-38606.82 Kg-m	43797.53 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	7847.72 Kg	-13510.42 Kg	15424.21 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	32869.24 Kg-m	-31190.50 Kg-m	36082.93 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	13947.48 Kg	-18660.52 Kg	14809.72 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	-552.18 Kg-m	18255.26 Kg-m	-270.11 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	-6052.52 Kg	1339.48 Kg	-5190.28 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	7182.42 Kg-m	597.82 Kg-m	6434.05 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	11601.88 Kg	8089.55 Kg	11371.93 Kg
<b>M<sub>CF</sub> (+)</b>	-6741.15 Kg-m	-6178.73 Kg-m	-6960.61 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	4856.82 Kg-m	14428.94 Kg-m	5166.25 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	-10590.75 Kg	-14103.08 Kg	-10820.71 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	5409 Kg-m	-3826.32 Kg-m	5436.36 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	1329.18 Kg	-1956.09 Kg	1326.28 Kg
<b>M<sub>FI</sub> (+)</b>			
<b>M<sub>IF</sub></b>	-3755.59 Kg-m	2121.33 Kg-m	-3714.91 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	2655.42 Kg	-629.85 Kg	2652.53 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	-3755.59 Kg-m	2121.33 Kg-m	-3714.91 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	2088.41 Kg	-1208.61 Kg	2056.27 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	3344.99 Kg-m	-1987.94 Kg-m	3276.42 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	2088.41 Kg	-1208.61 Kg	2056.27 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-605.88 Kg-m	421.79 Kg-m	-511.59 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	3163.64 Kg	-2549.80 Kg	2982.89 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	2557.76 Kg-m	-2128.01 Kg-m	2471.30 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	3163.64 Kg	-2549.80 Kg	2982.89 Kg
<b>M<sub>AB</sub></b>	-555.90 Kg-m	2308.32 Kg-m	-2290.99 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	3455.95 Kg	3347.70 Kg	-2184.99 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	-4011.85 Kg-m	-1039.38 Kg-m	-106 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	3455.95 Kg	3347.70 Kg	-2184.99 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	1031.21 Kg-m	958.67 Kg-m	-4305.69 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	699.24 Kg	69.65 Kg	-3195.23 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	-1346.19 Kg-m	721.84 Kg-m	6558.08 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	699.24 Kg	69.65 Kg	-3125.23 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	5043.07 Kg-m	1998.05 Kg-m	-4199.69 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	11798.50 Kg	557.57 Kg	-2290.17 Kg
<b>M<sub>BE</sub> (+)</b>	-6271.65 Kg-m		
<b>M<sub>EB</sub></b>	15038.03 Kg-m	-3617.14 Kg-m	3284.72 Kg-m

<b>V<sub>EB</sub></b>	-16144.14 Kg	1883.81 Kg	-963.92 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	-3392.55 Kg-m	2880.84 Kg-m	-4021.02 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	-1889.08 Kg	744.71 Kg	-2103.03 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>			
<b>M<sub>HE</sub></b>	2246.86 Kg-m	-3595.17 Kg-m	2602.56 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	-562.84 Kg	2070.95 Kg	-776.79 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	-15973.61 Kg-m	25915.63 Kg-m	-27554.09 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	-21086.91 Kg	13988.87 Kg	-14945.76 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	-37060.52 Kg-m	39904.50 Kg-m	-42499.85 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	-21086.91 Kg	13988.87 Kg	-14945.76 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	-34404.19 Kg-m	32413.61 Kg-m	-34859.82 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	-19522.76 Kg	17697.82 Kg	-15772.42 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	17973.19 Kg-m	-13758.97 Kg-m	4766.40 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	477.24 Kg	-2302.18 Kg	4227.58 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	1346.19 Kg-m	-721.84 Kg-m	-6558.08 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	8319.51 Kg	-8998.36 Kg	-12280.74 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	-5827.04 Kg-m	6764.48 Kg-m	7401.67 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	14119.50 Kg-m	-16473.17 Kg-m	-7210.48 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	-13873.13 Kg	15846.76 Kg	12564.39 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	-3853.69 Kg-m	-2714.20 Kg-m	-11976.88 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	-1953.19 Kg	-6175.99 Kg	-9458.36 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>		3966.31 Kg-m	3724.87 Kg-m
<b>M<sub>IF</sub></b>	2080.65 Kg-m	-4401.72 Kg-m	1434.52 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	-626.95 Kg	6909.69 Kg	3627.32 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	2080.65 Kg-m	-4401.72 Kg-m	1434.52 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	-1176.47 Kg	2232.53 Kg	-1032.35 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	-1919.37 Kg-m	3188.87 Kg-m	-2075.49 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	-1176.47 Kg	2232.53 Kg	-1032.35 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	327.49 Kg-m	-406.30 Kg-m	527.07 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	-2369.04 Kg	2663.43 Kg	-2869.25 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	-2041.55 Kg-m	2257.13 Kg-m	-2342.18 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	-2369.04 Kg	2663.43 Kg	-2869.25 Kg
<b>M<sub>AB</sub></b>	512.36 Kg-m	-4086.95 Kg-m	3942.08 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	-3939.90 Kg	-9472.58 Kg	8912.30 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	4452.26 Kg-m	5385.63 Kg-m	-4970.22 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	-3939.90 Kg	-9472.58 Kg	8912.30 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	-1074.30 Kg-m	-6338.66 Kg-m	6013.67 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	-741.23 Kg	-4006.11 Kg	3787.60 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	1445.88 Kg-m	7282.12 Kg-m	-6864.18 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	-741.23 Kg	-4006.11 Kg	3787.60 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-5526.56 Kg-m	-11724.30 Kg-m	10983.90 Kg-m

<b>V<sub>BE</sub></b>	-12902.07 Kg	-15749.81 Kg	14513.43 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>		6908.07 Kg-m	-6329.97 Kg-m
<b>M<sub>EB</sub></b>	-16545.81 Kg-m	-9643.96 Kg-m	8490.20 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	17693.05 Kg	14845.31 Kg	-13429.21 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	-5091.38 Kg-m	-11993.23 Kg-m	10839.47 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	-8787.27 Kg	-11635 Kg	10218.90 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>		4534.72 Kg-m	-4000.28 Kg-m
<b>M<sub>HE</sub></b>	-7992.02 Kg-m	-1794.28 Kg-m	1053.88 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	10048.42 Kg	7200.68 Kg	-5964.30 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	22250.34 Kg-m	-31219.38 Kg-m	31219.38 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	17032.89 Kg	-11901.73 Kg	11901.73 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	39283.23 Kg-m	-43121.11 Kg-m	43121.11 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	17032.89 Kg	-11901.73 Kg	11901.73 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	33704.78 Kg-m	-33568.66 Kg-m	33568.65 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	18044.24 Kg	-15425.99 Kg	15425.99 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	-13645.65 Kg-m	4879.73 Kg-m	-4879.73 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	-1955.76 Kg	4574.01 Kg	-4574.01 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	-1445.88 Kg-m	-7282.12 Kg-m	6864.18 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	-9226.59 Kg	-12508.96 Kg	11377.38 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	6434.14 Kg-m	7202.55 Kg-m	-6543.03 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	-16147.37 Kg-m	-6884.68 Kg-m	5571.30 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	15618.54 Kg	12336.16 Kg	-10815.26 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	-2501.72 Kg-m	-11764.41 Kg-m	10451.03 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	-6041.32 Kg	-9323.69 Kg	7802.79 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>	3869.04 Kg-m	3472.73 Kg-m	-2970.64 Kg-m
<b>M<sub>IF</sub></b>	-4808.73 Kg-m	1027.50 Kg-m	-1445.44 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	7044.37 Kg	3761.99 Kg	-2630.41 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	-4808.73 Kg-m	1027.50 Kg-m	-1445.44 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	2696.99 Kg	-567.89 Kg	786.40 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	4361.02 Kg-m	-903.34 Kg-m	1228.33 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	2696.99 Kg	-567.89 Kg	786.40 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-3631 Kg-m	-2697.62 Kg-m	2282.21 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	6907.01 Kg	1374.32 Kg	-814.04 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	3276.01 Kg-m	-1323.30 Kg-m	1468.17 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	6907.01 Kg	1374.32 Kg	-814.04 Kg

<b>M<sub>AB</sub></b>	-2453.19 Kg-m	2146.12 Kg-m	-657.23 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	-3907.98 Kg	1624.70 Kg	3379.62 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	1454.79 Kg-m	521.42 Kg-m	-4036.85 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	-3907.98 Kg	1624.70 Kg	3379.62 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	-1283.66 Kg-m	3980.70 Kg-m	749.32 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	-288.16 Kg	2976.72 Kg	522.72 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	-303.91 Kg-m	-6140.14 Kg-m	-1027.94 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	-288.16 Kg	2976.72 Kg	522.72 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-2738.45 Kg-m	3459.28 Kg-m	4786.16 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	-1793.95 Kg	1053.78 Kg	11665.69 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>			-6299.46 Kg-m
<b>M<sub>EB</sub></b>	2463.37 Kg-m	-4438.48 Kg-m	15392.05 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	-467.71 Kg	2380.03 Kg	-16276.95 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	-4034.60 Kg-m	2867.25 Kg-m	3937.61 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	-2160.81 Kg	686.92 Kg	7371.16 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>			-3710.72 Kg-m
<b>M<sub>HE</sub></b>	2854.77 Kg-m	-3342.96 Kg-m	7251.61 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	-834.57 Kg	2013.17 Kg	-8812.03 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	-25915.63 Kg-m	27554.09 Kg-m	-22250.34 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	-13988.87 Kg	14945.76 Kg	-17032.89 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	-39904.50 Kg-m	42499.85 Kg-m	-39283.23 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	-13988.87 Kg	14945.76 Kg	-17032.89 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	-32413.61 Kg-m	34859.82 Kg-m	-33704.78 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	-17697.82 Kg	15772.42 Kg	-18044.24 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	13758.97 Kg-m	-4766.40 Kg-m	13645.65 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	2302.18 Kg	-4227.58 Kg	1955.76 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	303.91 Kg-m	6140.14 Kg-m	1027.94 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	7866.78 Kg	11149.15 Kg	8095 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	-6088.35 Kg-m	-6742.14 Kg-m	-5758.01 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	15159.79 Kg-m	5897.11 Kg-m	14833.99 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	-14325.86 Kg	-11043.48 Kg	-14097.63 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	1400.82 Kg-m	10663.50 Kg-m	1188.34 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	4655.08 Kg	7937.46 Kg	4520.41 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>	-3306.79 Kg-m	-3222.78 Kg-m	-3324.88 Kg-m
<b>M<sub>IF</sub></b>	3983.78 Kg-m	-1852.46 Kg-m	4390.79 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	-5778.11 Kg	-2495.74 Kg	-5912.78 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	3983.78 Kg-m	-1852.46 Kg-m	4390.79 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	-2014.02 Kg	1250.86 Kg	-2478.48 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	-2863.88 Kg-m	2400.48 Kg-m	-4036.03 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	-2014.02 Kg	1250.86 Kg	-2478.48 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-9.11 Kg-m	-942.49 Kg-m	3215.58 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	-2103.15 Kg	3429.53 Kg	-6346.72 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	-2112.26 Kg-m	2487.05 Kg-m	-3131.14 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	-2103.15 Kg	3429.53 Kg	-6346.72 Kg

<b>M<sub>AB</sub></b>	348.04 Kg-m	-4251.27 Kg-m	-4149.95 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	-5802.83 Kg	<b>-11335.51 Kg</b>	-11259.18 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	6150.87 Kg-m	7084.24 Kg-m	<b>7109.23 Kg-m</b>
<b>V<sub>BA</sub></b>	-5802.83 Kg	<b>-11335.51 Kg</b>	-11259.18 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	2147.57 Kg-m	-3116.79 Kg-m	-2834.89 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	2303.90 Kg	-960.98 Kg	-784.47 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	-5685.68 Kg-m	150.56 Kg-m	-167.69 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	2303.90 Kg	-960.98 Kg	-784.47 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-4003.29 Kg-m	-10201.03 Kg-m	-9944.12 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	-12411.79 Kg	-15259.52 Kg	-15126.71 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>	7511.43 Kg-m	7303.68 Kg-m	7255.12 Kg-m
<b>M<sub>EB</sub></b>	-17277.86 Kg-m	-10376.01 Kg-m	-10730.03 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	18183.34 Kg	15335.60 Kg	15468.41 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	2768.24 Kg-m	-4133.62 Kg-m	-11463.78 Kg-m
<b>V<sub>EH</sub></b>	726.74 Kg	-2121 Kg	-11381.24 Kg
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>			4334.59 Kg-m
<b>M<sub>HE</sub></b>	-3625.13 Kg-m	2572.60 Kg-m	-2432.16 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	2052.99 Kg	-794.75 Kg	7454.45 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	19250.53 Kg-m	-34219.19 Kg-m	-27942.46 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	<b>23000.70 Kg</b>	-5933.93 Kg	-9887.94 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	42251.23 Kg-m	-40153.12 Kg-m	-37930.40 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	<b>23000.70 Kg</b>	-5933.93 Kg	-9887.94 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	39296.63 Kg-m	-27976.80 Kg-m	-28676.21 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	15671.96 Kg	-17798.28 Kg	-19276.79 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	11.96 Kg-m	18537.33 Kg-m	<b>22864.88 Kg-m</b>
<b>V<sub>FE</sub></b>	-4328.04 Kg	2201.72 Kg	723.21 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	5685.68 Kg-m	-150.56 Kg-m	167.69 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	11141.97 Kg	7859.59 Kg	8084.10 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	-7180.08 Kg-m	-6530.43 Kg-m	-6599.45 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	5475.69 Kg-m	14738.37 Kg-m	14023.89 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	-11050.67 Kg	-14333.04 Kg	-14108.54 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	5463.73 Kg-m	-3798.96 Kg-m	-8840.99 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	1323.39 Kg	-1958.98 Kg	-8432.59 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>			3646.04 Kg-m
<b>M<sub>IF</sub></b>	-3674.23 Kg-m	2162.01 Kg-m	-148.14 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	2649.63 Kg	-632.74 Kg	4653.09 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	-3674.23 Kg-m	2162.01 Kg-m	-148.14 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	2024.14 Kg	-1240.74 Kg	61.26 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	3207.85 Kg-m	-2056.51 Kg-m	60.15 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	2024.14 Kg	-1240.74 Kg	61.26 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-417.29 Kg-m	516.09 Kg-m	-2372.01 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	2802.13 Kg	-2730.56 Kg	1247.12 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	2384.84 Kg-m	-2214.47 Kg-m	-1124.88 Kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	2802.13 Kg	-2730.46 Kg	1247.12 Kg

<b>M<sub>AB</sub></b>	449.37 Kg-m	350.16 Kg-m	-4249.15 Kg-m
<b>V<sub>AB</sub></b>	-5726.49 Kg	-5662.90 Kg	-11195.58 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	6175.86 Kg-m	6013.05 Kg-m	6946.43 Kg-m
<b>V<sub>BA</sub></b>	-5726.49 Kg	-5662.90 Kg	-11195.58 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	2429.47 Kg-m	1947.72 Kg-m	-3316.64 Kg-m
<b>V<sub>BC</sub></b>	2480.41 Kg	2165.83 Kg	-1099.05 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	-6003.93 Kg-m	-5416.10 Kg-m	420.13 Kg-m
<b>V<sub>CB</sub></b>	2480.41 Kg	2165.83 Kg	-1099.05 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-3746.39 Kg-m	-4065.33 Kg-m	-10263.06 Kg-m
<b>V<sub>BE</sub></b>	-12278.98 Kg	-12405.86 Kg	-15253.60 Kg
<b>M<sub>BE (+)</sub></b>	<b>7539.23 Kg-m</b>	7439.17 Kg-m	7228.01 kg-m
<b>M<sub>EB</sub></b>	<b>-17631.89 Kg-m</b>	-17367.16 Kg-m	-10465.31 Kg-m
<b>V<sub>EB</sub></b>	<b>18316.15 Kg</b>	18189.27 Kg	15341.53 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	-4561.93 Kg-m	-5104.96 Kg-m	<b>-12006.82 Kg-m</b>
<b>V<sub>EH</sub></b>	-8533.50 Kg	-8845.05 Kg	<b>-11692.79 Kg</b>
<b>M<sub>EH (+)</sub></b>	4234.61 Kg-m	4408.13 Kg-m	<b>4687.26 Kg-m</b>
<b>M<sub>HE</sub></b>	<b>-8629.89 Kg-m</b>	-7739.81 Kg-m	-1542.07 Kg-m
<b>V<sub>HE</sub></b>	<b>10302.18 Kg</b>	9990.63 Kg	7142.90 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	25527.26 Kg-m	23888.80 Kg-m	-29580.92 Kg-m
<b>V<sub>ED</sub></b>	18946.69 Kg	17989.79 Kg	-10944.84 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	44473.95 Kg-m	41878.59 Kg-m	-40525.76 Kg-m
<b>V<sub>DE</sub></b>	18946.69 Kg	17989.79 Kg	-10944.84 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	38597.22 Kg-m	36151 Kg-m	-31122.43 Kg-m
<b>V<sub>EF</sub></b>	14193.45 Kg	16118.85 Kg	-17351.39 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	4339.50 Kg-m	-4653.07 Kg-m	13872.30 Kg-m
<b>V<sub>FE</sub></b>	-5806.55 Kg	-3881.15 Kg	2648.61 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	6003.93 Kg-m	5416.10 Kg-m	-420.13 Kg-m
<b>V<sub>CF</sub></b>	11366.48 Kg	10920.93 Kg	7638.55 Kg
<b>M<sub>CF (+)</sub></b>	-7378.20 Kg-m	-6941.26 Kg-m	-6418.70 Kg-m
<b>M<sub>FC</sub></b>	4761.20 Kg-m	6222.91 Kg-m	15485.60 Kg-m
<b>V<sub>FC</sub></b>	-10826.16 Kg	-11271.71 Kg	-14554.08 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	421.70 Kg-m	10875.98 Kg-m	1613.29 Kg-m
<b>V<sub>FI</sub></b>	-5150.22 Kg	8072.13 Kg	4789.76 Kg
<b>M<sub>FI (+)</sub></b>	<b>5073.42 Kg-m</b>	-3474.92 Kg-m	-3404.06 Kg-m
<b>M<sub>IF</sub></b>	<b>-5984.38 Kg-m</b>	-2259.47 Kg-m	3576.76 Kg-m
<b>V<sub>IF</sub></b>	<b>7935.47 Kg</b>	-2361.06 Kg	-5643.44 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	<b>-5984.38 Kg-m</b>	-2259.47 Kg-m	3576.76 Kg-m
<b>V<sub>IH</sub></b>	<b>3326.14 Kg</b>	1715.32 Kg	-1549.56 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	<b>5324.51 Kg-m</b>	3572.62 Kg-m	-1691.73 Kg-m
<b>V<sub>HI</sub></b>	<b>3326.14 Kg</b>	1715.32 Kg	-1549.56 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-3305.38 Kg-m	<b>-4167.18 Kg-m</b>	-3233.81 Kg-m
<b>V<sub>HG</sub></b>	6779.81 Kg	<b>7673.11 Kg</b>	2140.42 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	3474.43 Kg-m	<b>3505.92 Kg-m</b>	-1093.39 kg-m
<b>V<sub>GH</sub></b>	6779.81 Kg	<b>7673.11 Kg</b>	2140.42 Kg

## 5.4 Envolvente de momentos

Es la representación de los efectos máximos o críticos resultantes del análisis estructural.

Tabla V. **Envolvente de momentos (a ejes)**

<b>M<sub>AB</sub></b>	-4396.63 Kg-m	<b>V<sub>AB</sub></b>	-11335.51 Kg
<b>M<sub>BA</sub></b>	7109.23 Kg-m	<b>V<sub>BA</sub></b>	-11335.51 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-12613.40 Kg-m	<b>V<sub>BC</sub></b>	-4732.32 Kg
<b>M<sub>BC</sub></b>	-7489.78 Kg-m	<b>V<sub>CB</sub></b>	-4732.32 Kg
<b>M<sub>EB</sub></b>	-17631.89 Kg-m	<b>V<sub>BE</sub></b>	-16149.17 Kg
<b>M<sub>EF</sub></b>	-42252.23 Kg-m	<b>V<sub>EB</sub></b>	18316.15 Kg
<b>M<sub>EH</sub></b>	-12006.82 Kg-m	<b>V<sub>EH</sub></b>	-11692.79 Kg
<b>M<sub>ED</sub></b>	-42477.52 Kg-m	<b>V<sub>HE</sub></b>	10302.18 Kg
<b>M<sub>DE</sub></b>	-50382.58 Kg-m	<b>V<sub>ED</sub></b>	23000.70 Kg
<b>M<sub>HE</sub></b>	-8629.89 Kg-m	<b>V<sub>DE</sub></b>	23000.70 Kg
<b>M<sub>HI</sub></b>	5324.51 Kg-m	<b>V<sub>EF</sub></b>	19522.76 Kg
<b>M<sub>HG</sub></b>	-4167.18 Kg-m	<b>V<sub>FE</sub></b>	18423.36 Kg
<b>M<sub>GH</sub></b>	3505.92 Kg-m	<b>V<sub>CF</sub></b>	-13395.67 Kg
<b>M<sub>IH</sub></b>	-5984.38 Kg-m	<b>V<sub>FC</sub></b>	16286.19 Kg
<b>M<sub>IF</sub></b>	-5984.38 Kg-m	<b>V<sub>FI</sub></b>	-9458.36 Kg
<b>M<sub>CB</sub></b>	8600.12 Kg-m	<b>V<sub>IF</sub></b>	7935.47 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	-8600.12 Kg-m	<b>V<sub>IH</sub></b>	3326.14 Kg
<b>M<sub>FC</sub></b>	-17788.70 Kg-m	<b>V<sub>HI</sub></b>	3326.14 Kg
<b>M<sub>FE</sub></b>	22864.88 Kg-m	<b>V<sub>HG</sub></b>	7673.11 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	-11976.88 Kg-m	<b>V<sub>GH</sub></b>	7673.11 Kg
<b>M<sub>CF</sub> (+)</b>	8143.46 Kg-m		
<b>M<sub>FI</sub> (+)</b>	5073.42 Kg-m		
<b>M<sub>BE</sub> (+)</b>	7539.23 Kg-m		
<b>M<sub>EH</sub> (+)</b>	4687.26 Kg-m		

Tabla VI. **Envolvente de momentos (a rostros) para diseño de vigas**

<b>M<sub>EB</sub></b>	-10250.11 Kg-m	<b>V<sub>BE</sub></b>	-15151.50 Kg
<b>M<sub>BE</sub></b>	-10477.85 Kg-m	<b>V<sub>EB</sub></b>	15323.15 Kg
<b>M<sub>BE</sub> (+)</b>	7539.23 Kg-m	<b>V<sub>CF</sub></b>	-12585.50 Kg
<b>M<sub>CF</sub></b>	-6823.70 Kg-m	<b>V<sub>FC</sub></b>	13855.69 Kg
<b>M<sub>FC</sub></b>	-11158.68 Kg-m	<b>V<sub>FI</sub></b>	-8178.24 Kg
<b>M<sub>CF</sub> (+)</b>	8143.46 Kg-m	<b>V<sub>IF</sub></b>	7508.76 Kg
<b>M<sub>FI</sub></b>	-8088.65 Kg-m	<b>V<sub>EH</sub></b>	-9850.17 Kg
<b>M<sub>IF</sub></b>	-4916.73 Kg-m	<b>V<sub>HE</sub></b>	9687.97 Kg
<b>M<sub>FI</sub> (+)</b>	5073.42 Kg-m		
<b>M<sub>HE</sub></b>	-7261.15 Kg-m		
<b>M<sub>EH</sub></b>	-7274.82 Kg-m		
<b>M<sub>EH</sub> (+)</b>	4687.26 Kg-m		



## 6. CÁLCULO ESTRUCTURAL

Para realizar el cálculo estructural de los elementos del marco de carga se utilizarán los cortes y momentos críticos (envolvente de momentos) (ver Tablas V y VI) obtenidos del análisis estructural y el predimensionamiento para cada sección.

### 6.1 Cálculo de vigas

En el marco de carga se tienen dos tipos de vigas, las que se encuentran entre los nudos C e I (vigas superiores) y las que se encuentran entre los nudos B y H (vigas inferiores).

#### 6.1.1 Viga tipo 1

**Datos:**

Base = 0.30m

altura = 0.40m

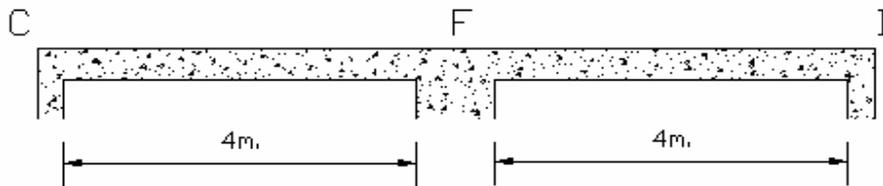
recubrimiento = 0.04m

d = peralte = 0.36m

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

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

Figura 9. Longitud viga tipo 1



$$\begin{array}{lll}
 M_{CF} = -6823.70\text{Kg.-m} & M_{FC} = -11158.68\text{Kg.-m} & M_{CF(+)} = 8143.46\text{Kg.-m} \\
 M_{IF} = -4916.73\text{Kg.-m} & M_{FI} = -8088.65\text{Kg.-m} & M_{FI(+)} = 5073.42\text{Kg.-m}
 \end{array}$$

Por simetría en el marco, se escogen los valores más altos para el diseño obtenidos solamente de una crujía:

$$M_{CF} = -6823.70\text{Kg.-m} \quad M_{FC} = -11158.68\text{Kg.-m} \quad M_{CF(+)} = 8143.46\text{Kg.-m}$$

### 6.1.1.1 Cálculo de áreas de acero

- Fórmula para cálculo de área de acero

$$A_s = \left[ bd - \sqrt{bd^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 f'c}} \right] \frac{0.85 f'c}{f_y}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Para } M = 6823.70\text{Kg.-m}; & A_s (-) = 7.96\text{cm}^2 \\
 \text{Para } M = 11158.68\text{Kg.-m}; & A_s (-) = 13.61\text{cm}^2 \\
 \text{Para } M (+) = 8143.46\text{Kg.-m}; & A_s (+) = 9.62\text{cm}^2
 \end{array}$$

- *Cálculo de área de acero mínimo*

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} (bd)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (30)(36) = 5.42 \text{ cm}^2$$

- *Cálculo de área de acero máximo*

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * bd$$

$$\beta = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Substituyendo datos en la fórmula

$$\rho = 0.85 * 0.85 \left( \frac{210}{2810} \right) \left( \frac{6090}{2810 + 6090} \right) = 3.694691 * 10^{-2}$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0.5 (3.694691 * 10^{-2})$$

$$\rho_{\max} = 1.847345 * 10^{-2}$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * bd$$

$$A_{s_{\max}} = (1.847345 * 10^{-2})(30)(36) = 19.95 \text{ cm}^2$$

### 6.1.1.2 Refuerzo a flexión de viga tipo 1

Inicialmente se proponen dos camas de acero para el armado de la viga; cama superior y cama inferior.

- *Armado cama superior (acero corrido)*

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} A_{s_{\min}} = 5.42 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ varillas} = 2 \text{ No.6} = 5.70 \text{ cm}^2 \\ 33\% A_s(-) = 0.33(13.61) = 4.49 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Escogiendo el mayor de los valores anteriores, se escoge como área de acero a cubrir en la cama superior de  $5.70 \text{ cm}^2$ , que corresponden a 2 varillas No.6 corridas a lo largo de la viga (longitud = 4m).

- *Bastones (cama superior)*

Nudo C:

$$M_c = 6823.70 \text{ Kg.-m} \quad A_s = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área a cubrir con el acero corrido} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero que falta por cubrir} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Proposición de armado para bastones, en nudo C de la viga:

**1 varilla No.6** =  $2.85 \text{ cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $2.26 \text{ cm}^2$  de área solicitados.

Nudo F:

$$M_f = 11158.68 \text{ Kg.-m} \quad A_s = 13.61 \text{ cm}^2$$

Área a cubrir con el acero corrido =  $5.70 \text{ cm}^2$

Área de acero que falta por cubrir =  $7.91 \text{ cm}^2$

Proposición de armado para bastones, en nudo F de la viga:

**3 varillas No.6** =  $8.55 \text{ cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $7.91 \text{ cm}^2$  de área solicitados.

- *Armando cama inferior (acero corrido)*

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} A_{s_{\min}} = 5.42 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ varillas} = 2 \text{ No.7} = 7.76 \text{ cm}^2 \text{ ó } 3 \text{ No.6} = 8.55 \text{ cm}^2 \\ 50\% A_s(-) = 0.5(13.61) = 6.81 \text{ cm}^2 \\ 50\% A_s(+) = 0.5(9.62) = 4.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Escogiendo el mayor de los valores anteriores, se escoge como área de acero a cubrir en la cama inferior de  $8.55 \text{ cm}^2$ , que corresponden a 3 varillas No.6 corridas a lo largo de la viga (longitud = 4m).

- *Tensión (cama inferior)*

$$M_+ = 8143.46 \text{ Kg.-m} \quad A_s = 9.62 \text{ cm}^2$$

Área a cubrir con el acero corrido =  $8.55 \text{ cm}^2$

Área de acero que falta por cubrir =  $1.07 \text{ cm}^2$

Proposición de armado para tensión:

**1 varilla No.4** =  $1.27\text{cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $1.07\text{cm}^2$  de área solicitados.

### 6.1.1.3 Cálculo de estribos

Cortes según envolvente de momentos (ver Tabla VI)

$$V_{CF} = 12585.50 \text{ Kg.} \quad V_{FI} = 8178.24 \text{ Kg.}$$

$$V_{FC} = 13855.69 \text{ Kg} \quad V_{IF} = 7508.76 \text{ Kg}$$

Escogiendo cortantes más críticas para el diseño

$$V_{CF} = 12585.50 \text{ Kg.} \quad V_{FC} = 13855.69 \text{ Kg}$$

- *Corte que resiste el concreto*

$$V_{cu} = \phi(0.53)\sqrt{f'_c}(bd)$$

$$V_{cu} = (0.85) 0.53 (\sqrt{210}) (30) (36) = 7050.63 \text{ Kg.}$$

- *Corte que falta por resistir (nudo C)*

$$V_{sc} = V_{act} - V_{res}$$

$$V_{sc} = 12855.50 - 7050.63 = 5534.87 \text{ Kg.}$$

- *Cálculo de espaciamiento de estribos*

Proponiendo varilla No.3:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71)(2810)(36)}{5534.87} = 25.95cm$$

$$S_{\max} \text{ permitido} = d/2$$

$$S_{\max} = 36/2 = 18cm$$

Como el espaciamiento máximo permitido es de 18cm. y el espaciamiento calculado es mayor que el máximo permitido, se debe utilizar el espaciamiento de 18cm., pero por razones de construcción se debe disminuir el espaciamiento de estribos a 15cm a lo largo de la viga iniciando en el nudo C hasta la distancia que cubre el corte que resiste el concreto.

- *Corte que falta por resistir (nudo F)*

$$V_{sc} = V_{act} - V_{res}$$

$$V_{sc} = 13855.69 - 7050.63 = 6805.06 \text{ Kg.}$$

- *Cálculo de espaciamiento de estribos*

Proponiendo varilla No.3:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71)(2810)(36)}{6805.06} = 21.11cm$$

$$S_{\max} \text{ permitido} = d/2$$

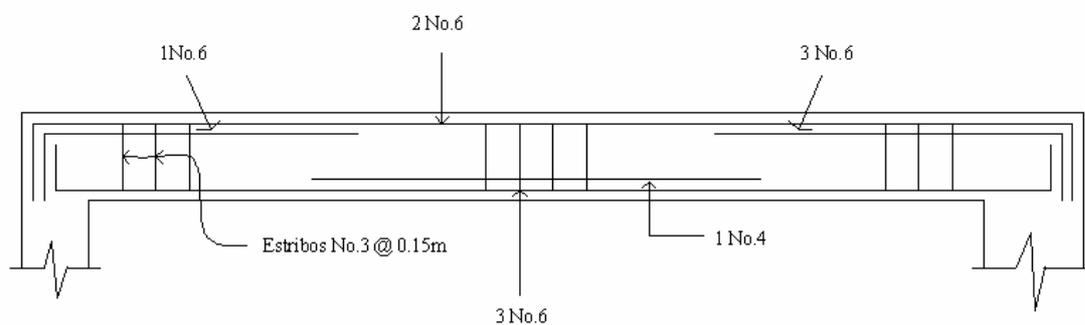
$$S_{\max} = 36/2 = 18cm$$

Como el espaciamiento máximo permitido es de 18cm y el espaciamiento calculado es mayor que el máximo permitido, se debe utilizar el espaciamiento de 18cm, disminuyéndose éste a 15cm por razones constructivas. Deben colocarse a lo largo de la viga iniciando en el nudo F hasta la distancia que cubre el corte que resiste el concreto.

**S = varillas No.3 @ 0.15m**

#### 6.1.1.4 Armado de viga

Figura 10. Armado de viga tipo 1



VIGA "1"

#### 6.1.2 Viga tipo 2

**Datos:**

Base = 0.30m

altura = 0.40m

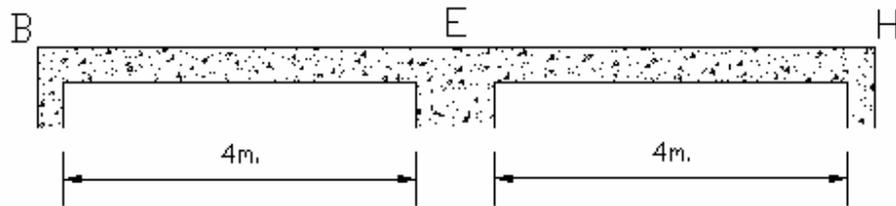
recubrimiento = 0.04m

d = peralte = 0.36m

f 'c = 210 Kg./cm<sup>2</sup>

f<sub>y</sub> = 2810 Kg./cm<sup>2</sup>

Figura 11. Longitud viga tipo 2



$$M_{BE} = -10477.85 \text{ Kg.-m} \quad M_{EB} = -10250.11 \text{ Kg.-m} \quad M_{BE(+)} = 7539.23 \text{ Kg.-m}$$

$$M_{HE} = -7261.15 \text{ Kg.-m} \quad M_{EH} = -7274.82 \text{ Kg.-m} \quad M_{EH(+)} = 4687.26 \text{ Kg.-m}$$

Por simetría en el marco, se escogen para el diseño, los valores más altos entre las dos crujiás.

$$M_{BE} = -10477.85 \text{ Kg.-m} \quad M_{EB} = -10250.11 \text{ Kg.-m} \quad M_{BE(+)} = 7539.23 \text{ Kg.-m}$$

### 6.1.2.1 Cálculo de áreas de acero

- Fórmula para cálculo de área de acero

$$A_s = \left[ bd - \sqrt{bd^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 f'c}} \right] \frac{0.85 f'c}{f_y}$$

$$\text{Para } M = 10477.85 \text{ Kg.-m}; \quad A_s (-) = 12.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M = 10250.11 \text{ Kg.-m}; \quad A_s (-) = 12.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M (+) = 7539.23 \text{ Kg.-m}; \quad A_s (+) = 8.85 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} (bd)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (30)(36) = 5.42 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de área de acero máximo

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * bd$$

$$\beta = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\rho = 0.85 * 0.85 \left( \frac{210}{2810} \right) \left( \frac{6090}{2810 + 6090} \right) = 3.694691 * 10^{-2}$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0.5 (3.694691 * 10^{-2})$$

$$\rho_{\max} = 1.847345 * 10^{-2}$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * bd$$

$$A_{s_{\max}} = (1.847345 * 10^{-2})(30)(36) = 19.95 \text{ cm}^2$$

### 6.1.2.2 Refuerzo a flexión de viga tipo 2

Inicialmente se proponen dos camas de acero para el armado la viga.

- *Armado cama superior (acero corrido)*

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} A_{s_{\min}} = 5.42\text{cm}^2 \\ 2 \text{ varillas} = 2\text{No.6} = 5.70\text{cm}^2 \\ 33\%A_s(-) = 0.33(12.68) = 4.18\text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

Escogiendo el mayor de los valores anteriores, se escoge como área de acero a cubrir en la cama superior de  $5.70\text{cm}^2$ , que corresponden a 2 varillas No.6 corridas a lo largo de la viga (longitud = 4m).

- *Bastones (cama superior)*

Nudo B:

$$M_b = 10477.85 \text{ Kg.-m}; \quad A_s = 12.68\text{cm}^2$$

Área a cubrir con el acero corrido =  $5.70\text{cm}^2$

Área de acero que falta por cubrir =  $6.98\text{cm}^2$

Proposición de armado para bastones, en nudo B de la viga:

**3 varillas No.6** =  $8.55\text{cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $6.98\text{cm}^2$  de área solicitados.

Nudo E:

$$M_e = 10250.11 \text{ Kg.-m}; \quad A_s = 12.37 \text{cm}^2$$

$$\text{Área a cubrir con el acero corrido} = 5.70 \text{cm}^2$$

$$\text{Área de acero que falta por cubrir} = 6.67 \text{cm}^2$$

Proposición de armado para bastones, en nudo E de la viga:

**3 varillas No.6** =  $8.55 \text{cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $6.67 \text{cm}^2$  de área solicitados.

- *Armando cama inferior (acero corrido)*

$$A_s = \left\{ \begin{array}{l} A_{s_{\min}} = 5.42 \text{cm}^2 \\ 2 \text{ varillas} = 3 \text{ No.6} = 8.55 \text{cm}^2 \\ 50\% A_s(+) = 0.5(8.85) = 4.43 \text{cm}^2 \\ 50\% A_s(-) = 0.5(12.68) = 6.34 \text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

Escogiendo el mayor de los valores anteriores, se escoge como área de acero a cubrir en la cama inferior de  $8.55 \text{cm}^2$ , que corresponden a 3 varillas No.6 corridas a lo largo de la viga (longitud = 4m).

- *Tensión (cama inferior)*

$$M_+ = 7539.32 \text{ Kg.-m}; \quad A_s = 8.85 \text{cm}^2$$

$$\text{Área a cubrir con el acero corrido} = 8.55 \text{cm}^2$$

$$\text{Área de acero que falta por cubrir} = 0.30 \text{cm}^2$$

Proposición de armado para tensión:

**1 varilla No.3** =  $0.71\text{cm}^2$ , ya que con esto se cubren  $0.30\text{cm}^2$  de área solicitados.

### 6.1.2.3 Cálculo de estribos

$$V_{BE} = -15151.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{HE} = 9687.97 \text{ Kg.}$$

$$V_{EB} = 15323.15 \text{ Kg}$$

$$V_{EH} = -9850.17 \text{ Kg}$$

Escogiendo cortantes más críticas para el diseño, por simetría se escogen los valores de una de las crujiás:

$$V_{BE} = 15151.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{EB} = 15323.15 \text{ Kg}$$

- *Corte que resiste el concreto*

$$V_{cu} = \Phi(0.53)(\sqrt{f'c})(bd)$$

$$V_{cu} = (0.85)0.53(\sqrt{210})(30)(36) = 7050.63 \text{ Kg.}$$

- *Corte que falta por resistir (nudo B)*

$$V_{sc} = V_{act} - V_{res}$$

$$V_{sc} = 15151.50 - 7050.63 = 8100.87 \text{ Kg.}$$

- *Cálculo de espaciamiento de estribos*

Proponiendo varilla No.3:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71)(2810)(36)}{8100.87} = 17.73cm$$

$$S_{\max} \text{ permitido} = d/2$$

$$S_{\max} = 36/2 = 18cm$$

El espaciamiento a utilizar es de 18cm pero por razones de construcción se disminuye el espaciamiento de estribos a 15cm a lo largo de la viga iniciando en el nudo B hasta la distancia que cubre el corte que resiste el concreto.

- *Corte que falta por resistir (nudo E)*

$$V_{sc} = V_{act} - V_{res}$$

$$V_{sc} = 15323.15 - 7050.63 = 8272.52 \text{ Kg.}$$

- *Cálculo de espaciamiento de estribos*

Proponiendo varilla No.3:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71)(2810)(36)}{8272.52} = 17.36cm$$

$$S_{\max} \text{ permitido} = d/2$$

$$S_{\max} = 36/2 = 18cm$$

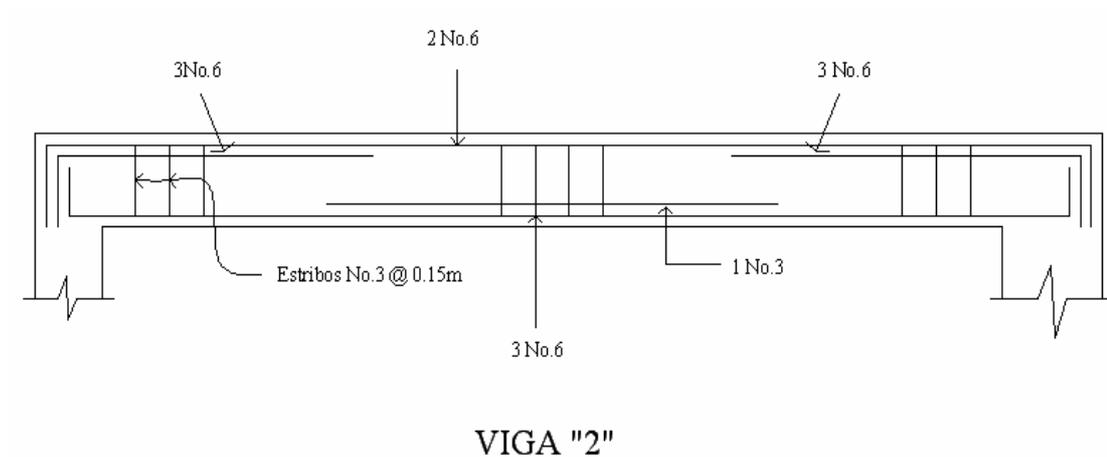
El espaciamiento a utilizar es de 18cm pero por razones de construcción se disminuye el espaciamiento de estribos a 15cm a lo largo de la viga iniciando en el nudo E hasta la distancia que cubre el corte que resiste el concreto.

Como puede observarse en el cálculo, el espaciamiento de los estribos en la longitud de la viga será de 15cm.

**S = varillas No.3 @ 0.15m**

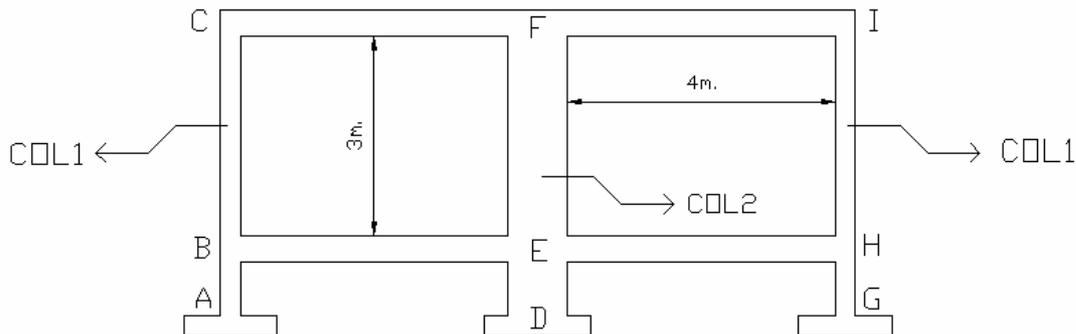
#### 6.1.2.4 Armado de viga

Figura 12. **Armado de viga tipo 2**



## 6.2 Cálculo de columnas

Figura 13. Especificación de tipo de columnas en marco de carga



### 6.2.1 Cálculo de columna tipo 1, nudos B y C

*Datos:*

Base = 0.30m      altura = 0.30m      peralte  $d = 0.26m$        $f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$

Recubrimiento = 0.04m       $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$       longitud = 3m

$P = 13395.67 \text{ Kg.}$        $M_u = 8600.12 \text{ Kg.-m}$

#### 6.2.1.1 Determinación de columna corta o esbelta

- *Cálculo de inercias*

$$I_{\text{gruesa columna}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(30)^3 = 67500\text{cm}^4$$

Inercia columna =  $I_{\text{gruesa}} \cdot \text{factor ACI}$       factor ACI para columnas = 0.70

$$I_{\text{columna}} = (67500)(0.70) = 47250\text{cm}^4$$

$$I_{\text{gruesa viga}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(40)^3 = 160000\text{cm}^4$$

Inercia viga =  $I_{\text{gruesa}} \cdot \text{factor ACI}$       factor ACI para vigas = 0.35

$$I_{\text{viga}} = (160000)(0.35) = 56000\text{cm}^4$$

- *Cálculo de rigideces*

Rigidez columna = inercia/longitud

$$Rigidez columna = 47250/300 = 157.50\text{cm}^3$$

Rigidez viga = inercia/longitud

$$Rigidez viga = 56000/400 = 140\text{cm}^3$$

$$\varphi = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{vigas}}$$

$$\varphi_c = \frac{157.50}{140} = 1.13;$$

En el nudo B se considera un valor de empotramiento grande por lo que se asigna un valor de  $\varphi_B = 0.10$

- *Cálculo de K*

Fórmula para columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(\varphi_c + \varphi_B) \leq 1$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$K = 0.7 + 0.05 (1.13+0.1)$$

$$K = 0.76$$

- *Relación de esbeltez para columnas arriostradas*

$$\frac{K * lu}{r = 0.3h} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\frac{(0.76)(300)}{0.3(30)} < 34 - 12 \frac{-7489.78}{8600.12}$$

**25.33 < 44.45**, como el valor encontrado es menor que el de la relación de esbeltez, se concluye que la columna tipo 1 entre los nudos B y C es una ***columna corta***.

#### **6.2.1.2 Proposición de área de acero**

$$\rho = A_s / A_g$$

$A_s$  = área de acero,  $\text{cm}^2$

$A_g$  = área gruesa,  $\text{cm}^2$

$\rho$  = cuantía de acero

Según código ACI, el porcentaje de acero ( $\rho$ ) en una columna no debe ser menor del 1% del área gruesa ni mayor del 8%, pero si la estructura se encuentra en zona sísmica, el porcentaje de acero no debe pasar del 6%; pero en el caso de Guatemala por ser zona sísmica se recomienda utilizar valores no mayores al 4%.

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Despejando fórmula de porcentaje de acero para cálculo de área de acero mínima:

$$A_s = \rho * A_g$$

$$\rho = 0.01 \text{ (tomando valor mínimo)}$$

$$A_g = \text{base} * \text{altura} = (30\text{cm}) (30\text{cm})$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

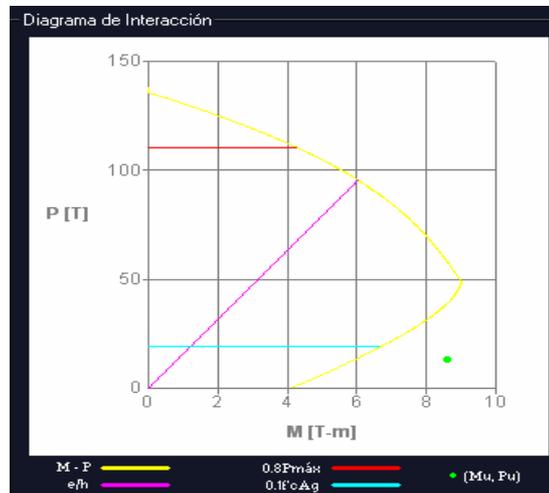
$$A_s = 0.01 (900)$$

$$A_s = 9\text{cm}^2 \text{ (área total en columna)}$$

Para realizar el diseño de la columna corta se utilizó el programa **JC-Diseño Concreto**, en el cual es necesario ingresar los siguientes datos:  $P_u$ ,  $M_u$ , base, altura, recubrimiento,  $f'_c$ ,  $f_y$ , No. de camas de acero, área de acero por cada cama.

Como primer propuesta de diseño, se colocarán dos camas de acero en la columna; el área de acero correspondiente a cada cama es:  $9\text{cm}^2$  (área total) / 2 (No. camas) =  $4.5 \text{ cm}^2$ ; el diagrama de interacción obtenido es el siguiente:

Figura 14. Diagrama de interacción para columna corta (primer intento)



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Como puede observarse en el gráfico, con el área de acero propuesta de 4.5 cm<sup>2</sup> por cama de acero, la columna fallará ya que no es capaz de resistir la carga axial y el momento actuante, por lo que debe aumentarse el valor de cuantía de acero para obtener un área de acero mayor.

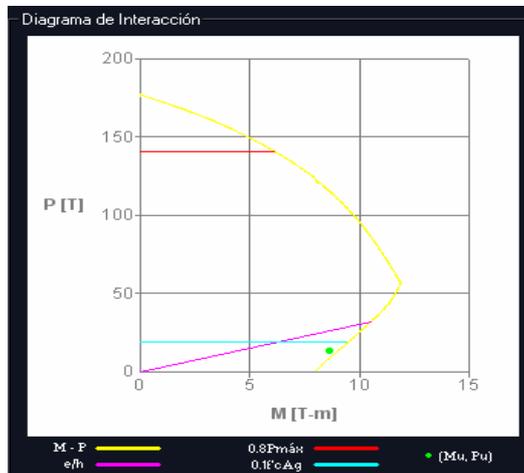
- Segunda propuesta de diseño

$$\rho = 0.025$$

$$A_s = 0.025 (900) = 22.50 \text{ cm}^2$$

Repartiendo el área de acero total en la columna (22.50cm<sup>2</sup>) en tres camas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

Figura 15. **Diagrama de interacción para columna corta (segundo intento)**



Fuente: **Programa JC-Diseño Concreto**

Con el área de  $22.50 \text{ cm}^2$  se puede observar que la columna si resistirá las condiciones de carga actuantes, por lo que puede observarse en el diagrama de interacción que el momento máximo es de aproximadamente  $12000 \text{ Kg-m}$  y éste es mayor al actuante  $M = 8600.12 \text{ Kg-m}$ , y con respecto a las cargas se tiene, que la carga última correspondiente al 10% de  $f'c \cdot A_g$  es de aproximadamente  $22000 \text{ Kg}$  y el actuante es de  $P = 13395.67 \text{ Kg}$ .; como los valores de carga y momento del diagrama son mayores que los actuantes se concluye que la columna con dimensiones de  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  y un área de acero de  $22.50 \text{ cm}^2$  es capaz de resistir dichas condiciones.

### 6.2.1.3 Propuesta de armado de columna

$$b = 30 \text{ cm}, \quad h = 30 \text{ cm}, \quad A_s = 22.50 \text{ cm}^2, \quad r = 4 \text{ cm}$$

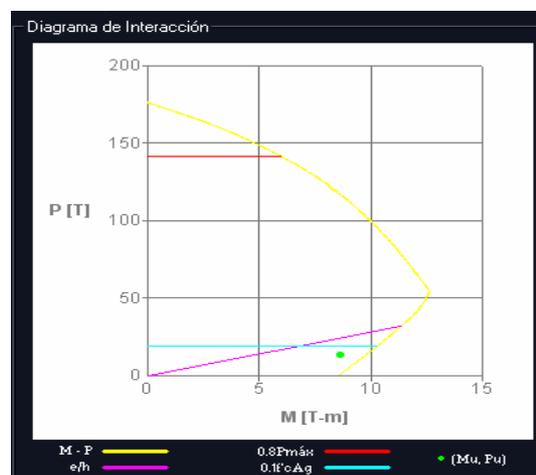
Proponiendo varilla No.6:

$$A_s \text{ (por varilla)} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Colocando 8 varillas No.6 se obtiene  $A_s = 22.80 \text{ cm}^2$  que cubre los  $22.50 \text{ cm}^2$  requeridos.

Repartiendo el área de acero total en la columna de  $22.80 \text{ cm}^2$  con varillas No.6 en tres camadas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

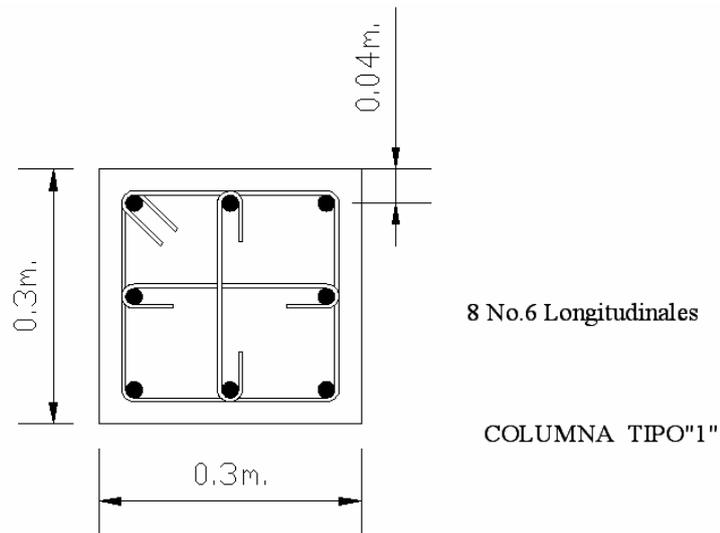
Figura 16. **Diagrama de interacción para columna corta (armado final)**



Fuente: **Programa JC-Diseño Concreto**

A partir del diagrama de interacción se puede observar que el armado de la columna con 3 camadas de varillas No.6, cumple con las condiciones de carga actuantes, por lo que se propone como armado de la columna tipo 1 entre los nudos B y C el siguiente:

Figura 17. Armado de columna tipo 1, nudos B y C



#### 6.2.1.4 Confinamiento de la columna

Condiciones para escoger longitud de confinamiento

$$* \frac{Lu}{6} = \frac{3}{6} = 0.50m$$

\*Lado mayor de columna = 0.30m

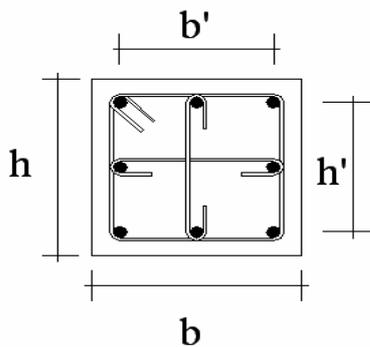
\*18 pulgadas  $\approx$  45cm

Escogiendo el valor mayor de las 3 condiciones, se escoge una longitud de confinamiento de 50cm.

### 6.2.1.5 Cálculo de espaciamiento de estribos

#### 6.2.1.5.1 Cálculo de espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento

Figura 18. Sección de columna para cálculo de espaciamiento de estribos



$$\begin{aligned} b &= 0.30\text{m} & h &= 0.30\text{m} & r &= 0.04\text{m} \\ b' &= 0.22\text{m} & h' &= 0.22\text{m} \end{aligned}$$

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{b * h}{b' * h'} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left[ \frac{30 * 30}{22 * 22} - 1 \right] \frac{210}{4200} = 0.01934$$

Fórmula de espaciamiento de estribos

$$S_o = \frac{N * A_v}{L_n * \rho_s}$$

$S_o$  = separación de centro a centro de los estribos

$N$  = Número de veces que el corte atraviesa los estribos

$A_v$  = área de varilla del estribo

$L_n$  = longitud máxima no soportada del estribo

$\rho_s$  = relación volumétrica

Proponiendo varilla No.3 para estribos:

Substituyendo datos en la fórmula

$$S_o = \frac{N * A_v}{L_n * \rho_s} = \frac{3(0.71)}{(22)(0.01934)} = 5.01cm \cong 5cm$$

El valor del espaciamiento calculado para la longitud de confinamiento es de 5cm y es un valor aceptable, ya que el valor del espaciamiento de estribos debe encontrarse dentro de los siguientes límites:

- **No debe ser menor de:** 3cm

- **No debe ser mayor de:**

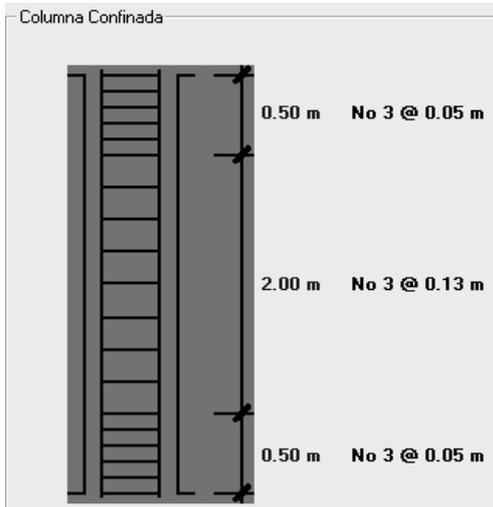
- \* 16 diámetros de la varilla longitudinal
- \* 48 diámetros de la varilla de los estribos
- \* Menor dimensión de la columna

#### 6.2.1.5.2 Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte

$$S_{\max} = d/2$$

$$S_{\max} = 26/2 = 13cm$$

Figura 19. Confinamiento de columna tipo 1, nudos B y C



**Longitud de la columna = 3m**

Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

El espaciamiento de estribos de la columna tipo 1 se muestra en la Figura 19 realizando una pequeña modificación en el espaciamiento del tramo de 2 metros, los estribos en dicho tramo se colocarán a 0.10m y no a 0.13m por razones de construcción.

### 6.2.2 Cálculo de columna tipo 1, nudos A y B

*Datos:*

Base = 0.30m	altura = 0.30m	peralte d = 0.26m	$f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$
Recubrimiento = 0.04m	$f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$	longitud = 0.80m	
P = 29544.84 Kg.	$M_u = 7109.23 \text{ Kg.-m}$		

### 6.2.2.1 Determinación de columna corta o esbelta

- *Cálculo de inercias*

$$I_{\text{gruesa columna}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(30)^3 = 67500\text{cm}^4$$

Inercia columna = Igruesa\*factor ACI    factor ACI para columnas = 0.70

$$I_{\text{columna}} = (67500)(0.70) = 47250\text{cm}^4$$

$$I_{\text{gruesa viga}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(40)^3 = 160000\text{cm}^4$$

Inercia viga = Igruesa\*factor ACI    factor ACI para vigas = 0.35

$$I_{\text{viga}} = (160000)(0.35) = 56000\text{cm}^4$$

- *Cálculo de rigideces*

Rigidez columna = inercia/longitud

$$R_{\text{columna}} = 47250/80 = 590.63\text{cm}^3$$

Rigidez viga = inercia/longitud

$$R_{\text{viga}} = 56000/400 = 140\text{cm}^3$$

$$\varphi = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{ vigas}}$$

En el nudo B se considera un valor de empotramiento grande por lo que se asigna un valor de  $\varphi_B = 0.10$ , y en el nudo del empotramiento se considera  $\varphi_A = 0$ .

- *Cálculo de K*

Fórmula para columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(\varphi_A + \varphi_B) \leq 1$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$K = 0.7 + 0.05(0 + 0.1)$$

$$K = 0.71$$

- *Relación de esbeltez para columnas arriostradas*

$$\frac{K * lu}{r = 0.3h} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\frac{(0.71)(80)}{0.3(30)} < 34 - 12 \frac{-4396.63}{7109.23}$$

**6.31 < 41.42**, como el valor encontrado es menor que el de la relación de esbeltez, se concluye que la columna tipo 1 entre los nudos A y B es una **columna corta**.

### 6.2.2.2 Proposición de área de acero

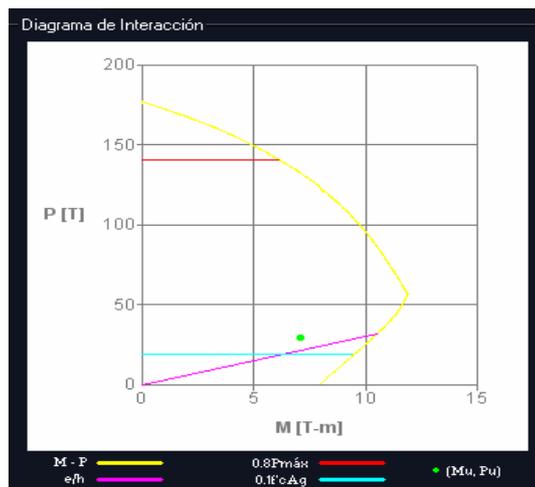
$$A_s = \rho * A_g$$

$$\rho = 0.025$$

$$A_s = 0.025 (900) = 22.50\text{cm}^2$$

Repartiendo el área de acero total en la columna ( $22.50\text{cm}^2$ ) en tres camadas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

Figura 20. **Diagrama de interacción para columna corta**



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Con el área de  $22.50\text{ cm}^2$  se puede observar que la columna si resistirá las condiciones de carga actuantes.

### 6.2.2.3 Propuesta de armado de columna

$$b = 30\text{cm}, \quad h = 30\text{cm}, \quad A_s = 22.50 \text{ cm}^2, \quad r = 4\text{cm}$$

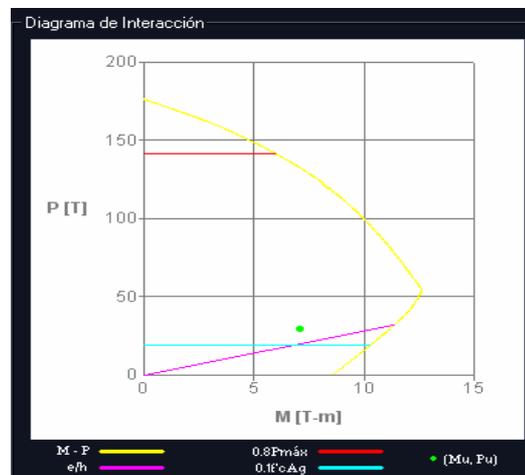
Proponiendo varilla No.6:

$$A_s (\text{por varilla}) = 2.85 \text{ cm}^2$$

Colocando 8 varillas No.6 se obtiene  $A_s = 22.80 \text{ cm}^2$  que cubre los  $22.50\text{cm}^2$  requeridos.

Repartiendo el área de acero total en la columna de  $22.80\text{cm}^2$  con varillas No.6 en tres camadas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

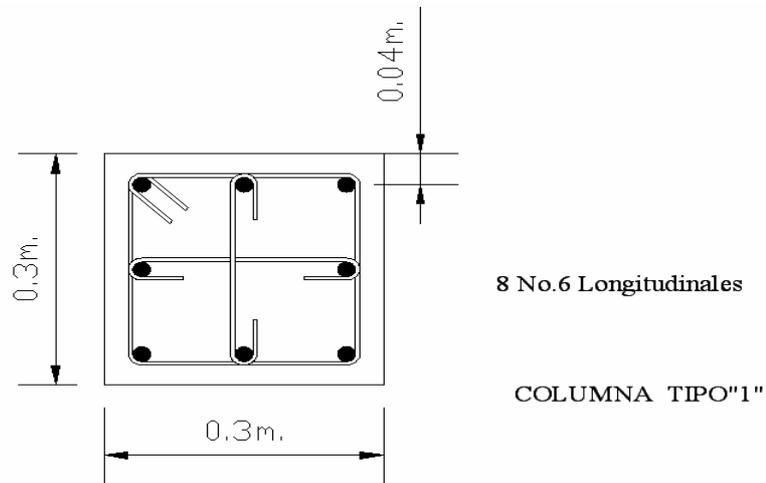
Figura 21. **Diagrama de interacción para columna corta (armado final)**



Fuente: **Programa JC-Diseño Concreto**

A partir del diagrama de interacción se puede observar que el armado de la columna tipo 1 con 3 camadas de acero con varillas No.6, cumple con las condiciones de carga actuantes.

Figura 22. Armado de columna tipo 1, nudos A y B



#### 6.2.2.4 Confinamiento de la columna

Condiciones para escoger longitud de confinamiento:

$$* \frac{Lu}{6} = \frac{0.80}{6} = 0.13m$$

\*Lado mayor de columna 0.30m

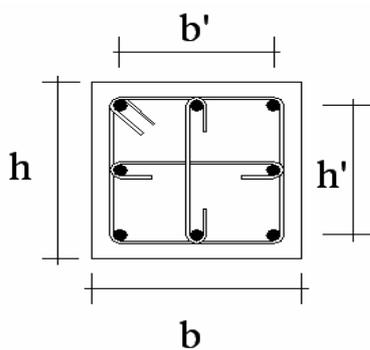
\*18 pulgadas  $\approx$  45cm

Escogiendo el valor mayor de las 3 condiciones, se escoge una longitud de confinamiento de 45cm.

### 6.2.2.5 Cálculo de espaciamiento de estribos

#### 6.2.2.5.1 Cálculo de espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento

Figura 23. Sección de columna para cálculo de espaciamiento de estribos



$$\begin{aligned} b &= 0.30\text{m} & h &= 0.30\text{m} & r &= 0.04\text{m} \\ b' &= 0.22\text{m} & h' &= 0.22\text{m} \end{aligned}$$

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{b * h}{b' * h'} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left[ \frac{30 * 30}{22 * 22} - 1 \right] \frac{210}{4200} = 0.01934$$

Fórmula de espaciamiento de estribos:

$$S_o = \frac{N * A_v}{L_n * \rho_s}$$

$S_o$  = separación de centro a centro de los estribos

$N$  = Número de veces que el corte atraviesa los estribos

$A_v$  = área de varilla del estribo

$L_n$  = longitud máxima no soportada del estribo

$\rho_s$  = relación volumétrica

Proponiendo varilla No.3 para estribos

Substituyendo datos en la fórmula:

$$S_o = \frac{N * A_v}{L_n * \rho_s} = \frac{3(0.71)}{(22)(0.01934)} = 5.01cm \cong 5cm$$

El valor del espaciamiento calculado para la longitud de confinamiento es de 5cm.

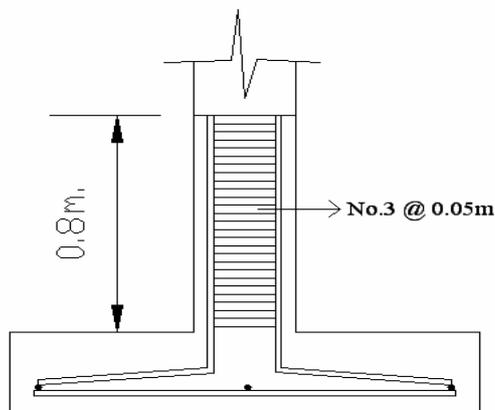
#### 6.2.2.5.2 Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte

$$S_{max} = d/2$$

$$S_{max} = 26/2 = 13cm$$

Como el valor de la longitud de confinamiento calculado (0.45m) cubre el valor de la longitud libre de la columna (0.80m), se concluye que el espaciamiento de estribos en la columna tipo 1 entre los nudos A y B es de 0.05m.

Figura 24. **Confinamiento de columna tipo 1, nudos A y B**



COLUMNA TIPO 1

### 6.2.3 Cálculo de columna tipo 2, nudos E y F

*Datos:*

Base = 0.30m      altura = 0.90m      peralte d = 0.85m      f 'c = 210 Kg./cm<sup>2</sup>

Recubrimiento = 0.05m      fy = 4200 Kg./cm<sup>2</sup>      longitud = 3m

P = 25744.55 Kg.      Mu = 42252.23 Kg.-m

#### 6.2.3.1 Determinación de columna corta o esbelta

- *Cálculo de inercias*

$$I_{\text{gruesa columna}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(90)^3 = 1822500\text{cm}^4$$

Inercia columna = Igruesa\*factor ACI      factor ACI para columnas = 0.70

$$I_{\text{columna}} = (1822500)(0.70) = 1275750\text{cm}^4$$

$$I_{\text{gruesa viga}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(40)^3 = 160000\text{cm}^4$$

Inercia viga = Igruesa\*factor ACI      factor ACI para vigas = 0.35

$$I_{\text{viga}} = (160000)(0.35) = 56000\text{cm}^4$$

- *Cálculo de rigideces*

Rigidez columna = inercia/longitud

$$R_{\text{columna}} = 1275750/300 = 4252.5\text{cm}^3$$

Rigidez viga = inercia/longitud

$$R_{\text{viga}} = 56000/400 = 140\text{cm}^3$$

$$\varphi = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{ vigas}}$$

$$\varphi_F = \frac{4252.50}{140+140} = 15.19;$$

En el nudo E se considera un valor de empotramiento grande por lo que se asigna un valor de  $\varphi_E = 0.10$

- *Cálculo de K*

Fórmula para columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(\varphi_E + \varphi_F) \leq 1$$

$$K = 0.85 + 0.05\varphi_{\min} \leq 1$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$K = 0.7 + 0.05 (15.19+0.1)$$

$$K = 1.46; \text{ no cumple}$$

$$K = 0.85 + 0.05 (0.1)$$

$$K = 0.86; \text{ si cumple}$$

- *Relación de esbeltez para columnas arriostradas*

$$\frac{K * lu}{r = 0.3h} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\frac{(0.86)(300)}{0.3(90)} < 34 - 12 \frac{22864.88}{-42252.23}$$

**9.56 < 40.49**, como el valor encontrado es menor que el de la relación de esbeltez, se concluye que la columna tipo 2 entre los nudos E y F es una ***columna corta***.

### 6.2.3.2 Proposición de área de acero

$$\rho = A_s / A_g$$

$\rho$  = cuantía de acero

Despejando fórmula de porcentaje de acero para cálculo de área de acero mínima:

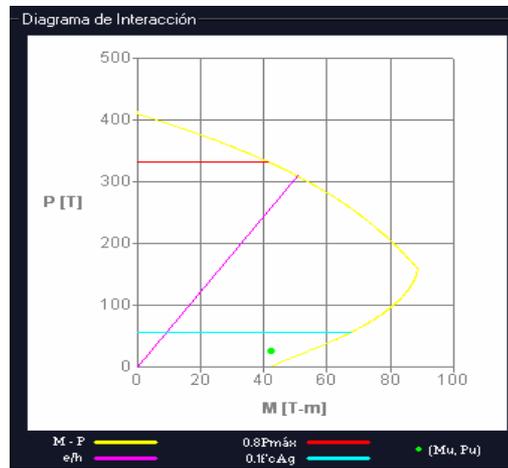
$$A_s = \rho * A_g$$

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01 (2700) = 27\text{cm}^2$$

Repartiendo el área de acero total en la columna ( $27\text{cm}^2$ ) en dos camas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

Figura 25. Diagrama de interacción para columna corta (área de acero min)



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Con el área de  $27\text{cm}^2$  se puede observar que la columna si resistirá las condiciones de carga actuantes.

### 6.2.3.3 Propuesta de armado de columna

$$b = 30\text{cm}, \quad h = 90\text{cm}, \quad A_s = 27 \text{ cm}^2, \quad r = 5\text{cm}$$

$$A_s \text{ (por cama)} = 13.50\text{cm}^2$$

Proponiendo varilla No.6:

$$A_s \text{ (por varilla)} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Colocando 6 varillas No.6 se obtiene  $A_s = 17.10\text{cm}^2$  que cubre los  $13.50\text{cm}^2$  requeridos por cama de acero; para un  $\rho = 0.01$ , el diagrama de interacción se muestra a continuación:

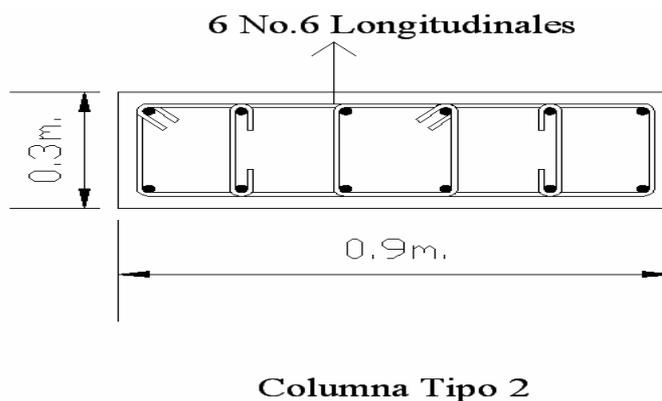
Figura 26. Diagrama de interacción para columna corta (armado final)



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

A partir del diagrama de interacción se puede observar que el armado de la columna con 2 camadas de acero con 6 varillas No.6, cumple con las condiciones de carga actuantes.

Figura 27. Armado de columna tipo 2, nudos E y F



#### 6.2.3.4 Confinamiento de la columna

Condiciones para escoger longitud de confinamiento

$$* \frac{Lu}{6} = \frac{3}{6} = 0.50m$$

\*Lado mayor de columna 0.90m

\*18 pulgadas  $\approx$  45cm

Escogiendo el valor mayor de las 3 condiciones, se escoge una longitud de confinamiento de 90cm.

#### 6.2.3.5 Cálculo de espaciamiento de estribos

**6.2.3.5.1 Cálculo de espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento**

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{b * h}{b' * h'} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left[ \frac{30 * 90}{20 * 80} - 1 \right] \frac{210}{4200} = 0.01546875$$

Proponiendo varilla No.3 para estribos:

$$S_o = \frac{6A_v}{Ln * \rho_s} = \frac{6(0.71)}{(20)(0.01546875)} = 12.52cm \cong 12cm > 3cm;$$

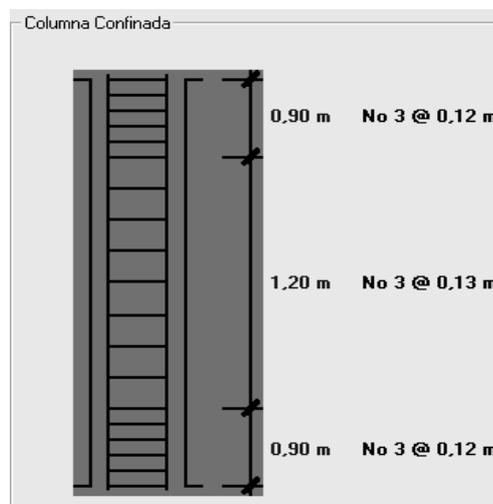
El valor del espaciamiento calculado para la longitud de confinamiento es de 12cm.

### 6.2.3.5.2 Cálculo de espaciamiento de refuerzo por corte

$$S_{\max} = d/2$$

$$S_{\max} = 26/2 = 13\text{cm}$$

Figura 28. Confinamiento columna tipo 2, nudos E y F



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Por razones de construcción en la columna tipo 2 entre los nudos E y F se colocarán todos los estribos con un espaciamiento de 10cm.

### 6.2.4 Cálculo de columna tipo 2, nudos E y D

*Datos:*

Base = 0.30m      altura = 0.90m      peralte  $d = 0.85\text{m}$        $f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$

Recubrimiento = 0.05m       $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$       longitud = 0.80m

$P = 55753.49 \text{ Kg.}$        $M_u = 50382.58 \text{ Kg.-m}$

### 6.2.4.1 Determinación de columna corta o esbelta

- *Cálculo de inercias*

$$I_{\text{gruesa columna}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(90)^3 = 1822500\text{cm}^4$$

Inercia columna =  $I_{\text{gruesa}} \cdot \text{factor ACI}$     factor ACI para columnas = 0.70

$$I_{\text{columna}} = (1822500)(0.70) = 1275750\text{cm}^4$$

$$I_{\text{gruesa viga}} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(30)(40)^3 = 160000\text{cm}^4$$

Inercia viga =  $I_{\text{gruesa}} \cdot \text{factor ACI}$     factor ACI para vigas = 0.35

$$I_{\text{viga}} = (160000)(0.35) = 56000\text{cm}^4$$

$$\varphi = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{vigas}}$$

En el nudo E se considera un valor de empotramiento grande por lo que se asigna un valor de  $\varphi_E = 0.10$ , y en el nudo del empotramiento se considera  $\varphi_D = 0$ .

- *Cálculo de K*

Fórmula para columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(\varphi_D + \varphi_E) \leq 1$$

Substituyendo datos en la fórmula

$$K = 0.7 + 0.05 (0+0.1)$$

$$K = 0.71$$

- *Relación de esbeltez para columnas arriostradas*

$$\frac{K * lu}{r = 0.3h} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Substituyendo datos en la fórmula:

$$\frac{(0.71)(80)}{0.3(90)} < 34 - 12 \frac{45477.52}{50382.58}$$

**2.10 < 23.88**, como el valor encontrado es menor que el de la relación de esbeltez, se concluye que la columna tipo 2 entre los nudos D y E es una ***columna corta***.

#### 6.2.4.2 Proposición de área de acero

$$As = \rho * Ag$$

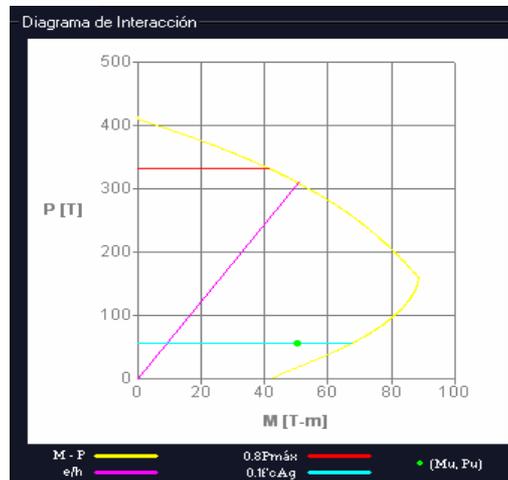
$$\rho = 0.01$$

$$Ag = 30 * 90 = 2700 \text{cm}^2$$

$$As = 0.01 (2700) = 27 \text{cm}^2$$

Repartiendo el área de acero total en la columna (27cm<sup>2</sup>) en dos camas, el diagrama de interacción de la columna queda de la siguiente manera:

Figura 29. Diagrama de interacción para columna corta (área acero mín.)



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Con el área de  $27\text{cm}^2$  se puede observar que la columna si resistirá las condiciones de carga actuantes.

### 6.2.4.3 Propuesta de armado de columna

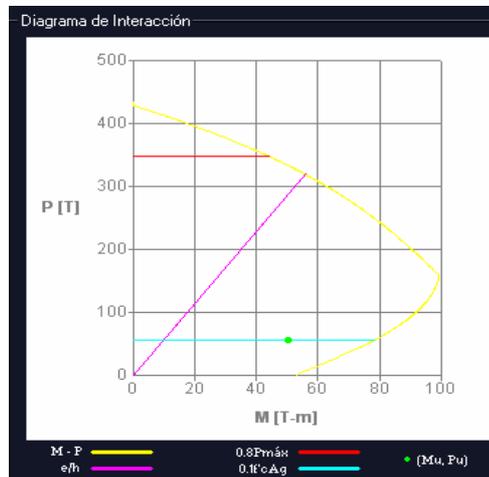
$$b = 30\text{cm}, \quad h = 90\text{cm}, \quad A_s = 27 \text{ cm}^2, \quad r = 5\text{cm}$$

Proponiendo varilla No.6:

$$A_s \text{ (por varilla)} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Colocando 6 varillas No.6 se obtiene  $A_s = 17.10 \text{ cm}^2$  que cubre los  $13.50\text{cm}^2$  requeridos por cama de acero, para un  $\rho = 0.01$ ; el diagrama de interacción para dichas condiciones se muestra a continuación:

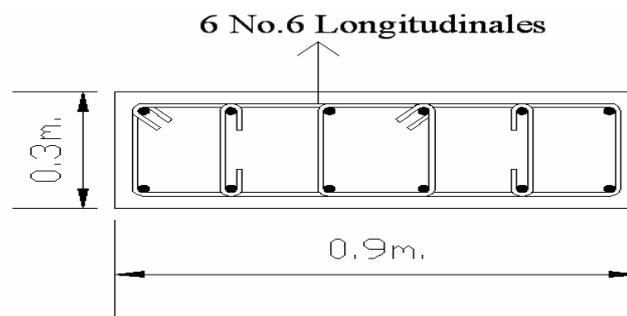
Figura 30. Diagrama de interacción para columna corta (armado final)



Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

A partir del diagrama de interacción se puede observar que el armado de la columna con 2 camadas de acero con varillas No.6, cumple con las condiciones de carga actuantes.

Figura 31. Armado de columna tipo 2, nudos E y D



Columna Tipo 2

#### 6.2.4.4 Confinamiento de la columna

Condiciones para escoger longitud de confinamiento

$$* \frac{Lu}{6} = \frac{0.80}{6} = 0.13m$$

\*Lado mayor de columna = 0.90m

\*18 pulgadas  $\approx$  45cm

Escogiendo el valor mayor de las 3 condiciones, se escoge una longitud de confinamiento de 90cm.

Como el valor de la longitud de confinamiento es mayor que la longitud de la columna, el espaciamiento de estribos calculada para la longitud de confinamiento será la utilizada para toda la columna, por lo que no es necesario calcular refuerzo por corte.

#### 6.2.4.5 Cálculo de espaciamiento de estribos

##### 6.2.4.5.1 Cálculo de espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento

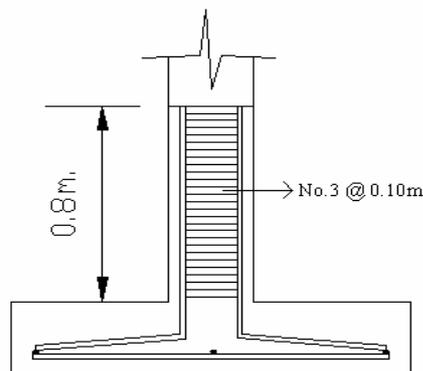
$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{b * h}{b' * h'} - 1 \right] \frac{f'c}{fy} = 0.45 \left[ \frac{30 * 90}{20 * 80} - 1 \right] \frac{210}{4200} = 0.01546875$$

Proponiendo varilla No.3 para estribos:

$$S_o = \frac{6A_v}{L_n * \rho_s} = \frac{6(0.71)}{(20)(0.01546875)} = 12.52cm \cong 12cm > 3cm;$$

El valor del espaciamiento calculado para la longitud de confinamiento es de 12cm, pero por razones de construcción se dejarán todos los estribos a un espaciamiento de 10cm.

Figura 32. **Confinamiento columna tipo 2, nudos E y D**

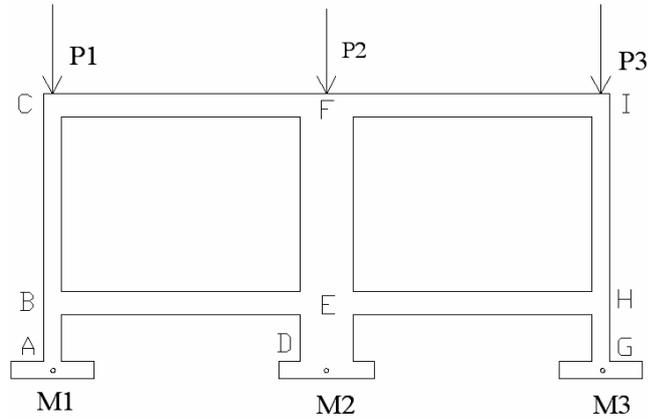


**COLUMNA TIPO 2**

### 6.3 Cálculo del cimiento

Debido a que tenemos en nuestro marco condiciones de carga grandes, y se desea tener elementos lo suficientemente rígidos para soportar dichas cargas, realizaremos dos tipos distintos de cimiento; el primero será cálculo de zapatas aisladas concéntricas, y el segundo será el cálculo de cimiento combinado. Se compararán los resultados obtenidos de ambos casos, y se escogerá el que brinde mejores condiciones para el marco de carga.

Figura 33. **Condiciones de carga resultantes para el marco de carga**



Sección columna A-C = 0.30m\*0.30m

Sección columna G-I = 0.30m\*0.30m

Sección columna D-F = 0.30m\*0.90m

P1 = 13395.67 Kg

M1 = 4396.63 Kg-m

P2 = 25744.55 Kg

M2 = 50382.58 Kg-m

P3 = 7935.47 Kg

M3 = 3505.92 Kg-m

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

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

$V_s = 21000 \text{ Kg/m}^2$

$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$\gamma_s = 1500 \text{ Kg/m}^3$

F.C.U. = 1.49

Desplante = 1.10m

Altura de columna = 4.20m

### 6.3.1 Cálculo de zapatas

Para el cálculo de zapatas se utilizará el programa **JC-Diseño**, al cual se le ingresarán los datos escritos anteriormente. Se calcularán dos tipos de zapatas, ya que la columna correspondiente a los nudos de A y C es la misma que entre los nudos G e I.

Los resultados obtenidos por el programa son los siguientes:

### 6.3.1.1 Zapata tipo 1

P1 = 13395.67 Kg      M1 = 4396.63 Kg-m

Figura 34. **Cálculo área de zapata tipo 1**

Area de Zapata		Peralte de Zapata	Refuerzo
Datos			
Pu :	13.39 T	$\Gamma_s$ :	1.5 T/m <sup>3</sup>
Mux :	4.396 T-m	$\Gamma_c$ :	2.4 T/m <sup>3</sup>
Muy :	T-m	Desplante :	1.10 m
FCU :	1.49	Altura de Columna :	4.20 m
VS :	21 T/m <sup>2</sup>	Sección de Columna :	0.09 m <sup>2</sup>
		Lx-x :	1.30 m
		Ly-y :	1.20 m
		Espesor :	35 cm
		<input type="button" value="Comprobar"/>	
Resultados			
<input checked="" type="checkbox"/> q máx : 17.56 T/m <sup>2</sup>		<input checked="" type="checkbox"/> q mín : 0.1 T/m <sup>2</sup>	

Fuente: Programa JC-Diseño Concreto

Dimensiones obtenidas:

Largo = 1.30m      ancho = 1.20m      espesor = 0.35m

### 6.3.1.2 Zapata tipo 2

P2 = 25744.55 Kg      M2 = 50382.58 Kg-m

Figura 35. **Cálculo área de zapata tipo 2**

Area de Zapata	Peralte de Zapata	Refuerzo
<b>Datos</b> Pu: 25.74 T $\Gamma_s$ : 1.5 T/m <sup>3</sup> Mux: 50.38 T-m $\Gamma_c$ : 2.4 T/m <sup>3</sup> Muy: <input type="text"/> T-m      Desplante: 1.10 m FCU: 1.49      Altura de Columna: 4.20 m VS: 21 T/m <sup>2</sup> Sección de Columna: 0.27 m <sup>2</sup>		
		Lx-x: 3.70 m Ly-y: 3.70 m Espesor: 40 cm <input type="button" value="Comprobar"/>
<b>Resultados</b> <input checked="" type="checkbox"/> q máx : 8.07 T/m <sup>2</sup> <input checked="" type="checkbox"/> q mín : 0.06 T/m <sup>2</sup>		

Fuente: **Programa JC-Diseño Concreto**

Dimensiones obtenidas:

Largo = 3.70m                      ancho = 3.70m                      espesor = 0.40m

### 6.3.1.3 Volumen de concreto de zapatas

Volumen = ancho\*largo\*espesor

Zapata tipo 1:

$$V = 1.30 (1.20) (0.35)$$

$$V = 0.55\text{m}^3$$

Volumen de dos zapatas tipo 1:

$$V = 0.55 (2) = 1.09\text{m}^3$$

Zapata tipo 2:

$$V = 3.70 (3.70) (0.40)$$

$$V = 5.48\text{m}^3$$

Volumen total de concreto

$V = \text{zapata tipo 1} + \text{zapata tipo 2}$

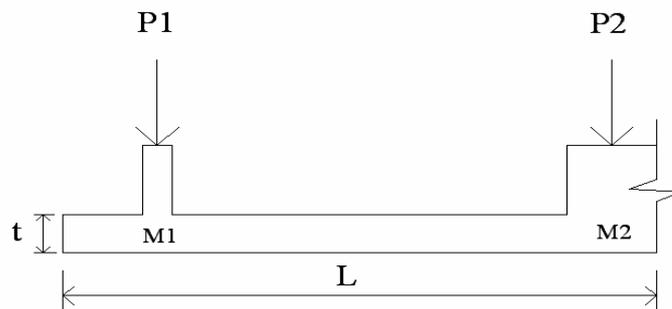
$V = 1.09 + 5.48$

$V = 6.57\text{m}^3$

### 6.3.2 Cálculo de cimiento combinado

Para el cálculo del cimiento combinado utilizaremos solamente una crujía del marco de carga debido a que existe simetría entre sus dos crujías, por lo que el diseño de la primer crujía corresponderá al diseño de la segunda.

Figura 36. Elevación de cimiento combinado



#### Datos:

$P1 = 13395.67 \text{ Kg}$

$M1 = 4396.63 \text{ Kg-m}$

$F.C.U. = 1.49$

$P2 = 25744.55 \text{ Kg}$

$M2 = 50382.58 \text{ Kg-m}$

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

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

$V_s = 21000 \text{ Kg/m}^2$

$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$\gamma_s = 1500 \text{ Kg/m}^3$

Desplante = 1.10m

Altura de columna = 4.20m

- *Cálculo de cargas de trabajo*

$$P' = \frac{Pu}{FCU}$$

$$P'1 = \frac{13395.67}{1.49} = 8990.38Kg$$

$$P'2 = \frac{25744.55}{1.49} = 17278.22Kg$$

- *Momentos de trabajo*

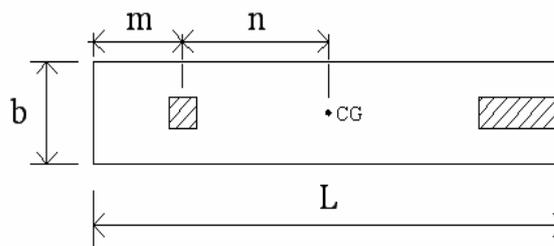
$$M' = \frac{Mu}{FCU}$$

$$M'1 = \frac{4396.63}{1.49} = 2950.76Kg - m$$

$$M'2 = \frac{50382.58}{1.49} = 33813.81Kg - m$$

### 6.3.2.1 Propuesta de dimensiones de cimiento

Figura 37. **Proposición de dimensiones de cimiento combinado**

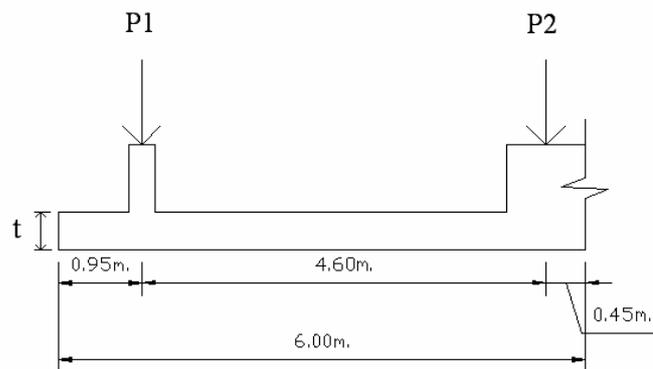


$$L = 2n + m + \text{altura columna tipo 2}$$

$$L = 2(2.30) + 1 + 0.45\text{m}$$

$$L = 6.05\text{m} \approx 6\text{m}$$

Figura 38. Dimensiones de cimiento combinado



$$b = \frac{\sum P'}{L * V_s}$$

$$b = \frac{(8990.38 + 17278.22)}{6 * 21000} = 0.21\text{m}$$

Ancho mínimo permitido = 2.5 ancho de la columna

Ancho mínimo permitido = 2.5 (0.30) = 0.75m

Como el ancho requerido según condiciones de carga, es menor que el ancho mínimo permitido, se utiliza para los cálculos el ancho mínimo permitido.

### 6.3.2.2 Área del cimiento

$$\text{Área} = b * L$$

$$\text{Área} = 0.75 (6) = 4.50\text{m}^2 \text{ (una crujía)}$$

### 6.3.2.2.1 Chequeo área de zapata

- Integración de cargas

$$P_{col} = \text{sección} * \text{altura} * \gamma$$

$$P_{col1} = (0.3 * 0.3) (4.2) (2400) = 907.20 \text{Kg}$$

$$P_{col2} = (0.3 * 0.9) (4.2) (2400) = 2721.60 \text{Kg}$$

$$P_{suelo} = \text{área} * \text{desplante} * \gamma$$

$$P_{suelo} = (4.5) (1.10) (1500) = 7425 \text{Kg}$$

$$P_{cimiento} = \text{área} * \text{espesor} * \gamma$$

$$t = \text{espesor} = 0.30 \text{m}$$

$$P_{cimiento} = (4.5) (0.3) (2400) = 3240 \text{Kg}$$

$$P_{suelo} + P_{cimiento} = 7425 + 3240 = 10665 \text{Kg}$$

- Cargas equivalentes en centro geométrico

Cg = centro geométrico

$$P_{cg} = P'1 + P'2 + P_{col1} + P_{col2} + P_{suelo+cimiento}$$

$$P_{cg} = 13395.67 + 25744.55 + 907.20 + 2721.60 + 10665$$

$$P_{cg} = 53434.02 \text{Kg}$$

$$\sum M_{CG} = 0$$

$$M_{CG} = 4396.63 + 50382.58 + 2.30 (13395.67 + 907.20) - 2.30 (25744.55 + 2721.60)$$

$$M_{CG} = 22203.67 \text{Kg-m}$$

- *Chequeo de presiones sobre el terreno*

$$q = \frac{P_{CG}}{A} \pm \frac{M_{CG}}{S} \qquad S = \frac{1}{6}bh^2 \qquad \mathbf{q_{max} < V_s} \qquad \mathbf{q_{min} > 0}$$

$$q_{\max} = \frac{53434.02}{4.50} + \frac{22203.67}{\frac{1}{6}(0.75)(6)^2} = 16808.38 \text{ Kg/m}^2 < 21000 \text{ Kg/m}^2, \text{ sí chequea}$$

$$q_{\min} = \frac{53434.02}{4.50} - \frac{22203.67}{\frac{1}{6}(0.75)(6)^2} = 6940.08 \text{ Kg/m}^2 > 0, \text{ sí chequea}$$

Las condiciones de chequeo indican que no existen presiones negativas o de tensión bajo el área de la zapata.

- *Presiones de suelo y de cimiento*

$$q_{\text{suelo}} = \text{desplante} * \gamma_s$$

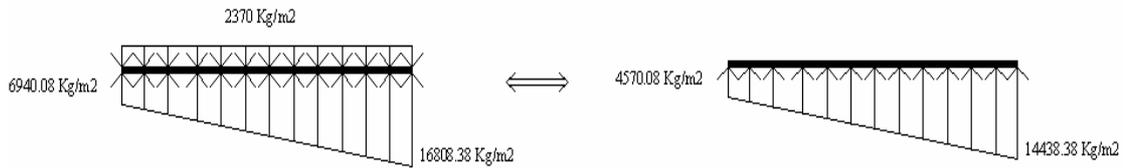
$$q_{\text{suelo}} = 1.10 * 1500 = 1650 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{\text{cimiento}} = \text{espesor} * \gamma_c$$

$$q_{\text{cimiento}} = 0.30 * 2400 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{\text{suelo+cimiento}} = 1650 + 720 = 2370 \text{ Kg/m}^2$$

Figura 39. Presiones sobre cimiento



- Presiones últimas de diseño

$$q_{dis} = FCU * q$$

$$q_{dis.min} = 4570.08 * 1.49 = 6809.42 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{dis.max} = 14438.38 * 1.49 = 21513.19 \text{ Kg/m}^2$$

Expresión para encontrar presiones últimas de diseño a cualquier distancia "x":

$$\frac{6}{(21513.19 - 6809.42)} = \frac{x}{q_{dis} - 6809.42}$$

Despejando ecuación tenemos:

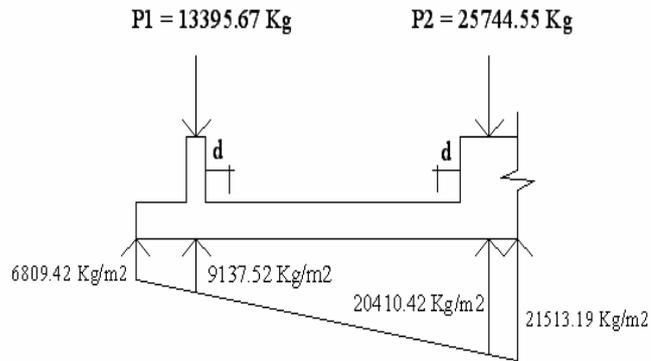
$$q_{dis.max} = 2450.63x + 6809.42$$

Sustituyendo datos en ecuación:

$$\text{Para } x = 0.95\text{m}; q = 9137.52\text{Kg/m}^2$$

$$\text{Para } x = 5.55\text{m}; q = 20410.42\text{Kg/m}^2$$

Figura 40. **Presiones últimas de diseño**



- *Presiones últimas por metro lineal*

$$W = b * q_{diseño}$$

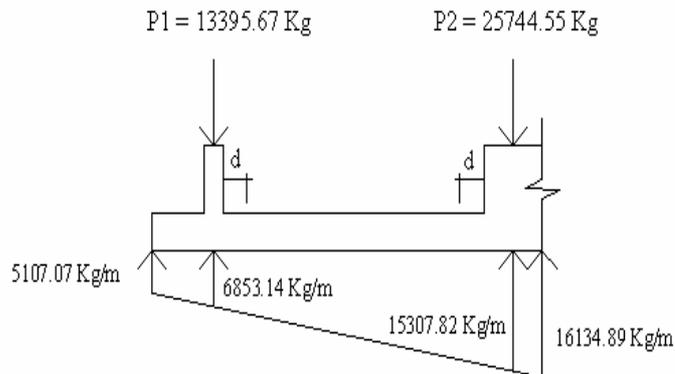
$$W(x=0) = (0.75)(6809.42) = 5107.07\text{Kg/m}$$

$$W(x=0.95) = (0.75)(9137.52) = 6853.14\text{Kg/m}$$

$$W(x=5.55) = (0.75)(20410.42) = 15307.82\text{Kg/m}$$

$$W(x=6) = (0.75)(21513.19) = 16134.89\text{Kg/m}$$

Figura 41. **Presiones últimas por metro lineal**

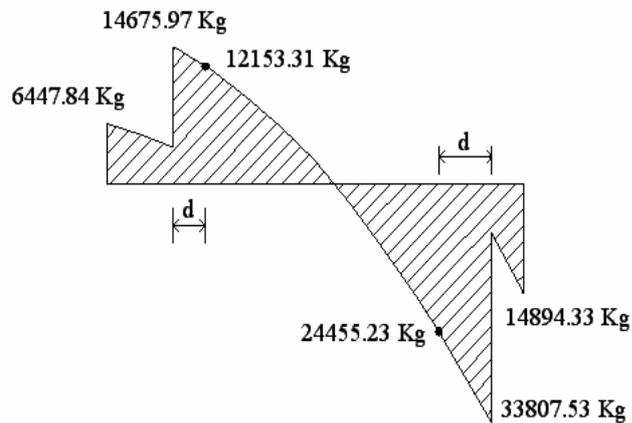


### 6.3.2.3 Diagramas de corte y de momento

Para realizar los diagramas de corte y de momento se utilizó el programa SAP2000 EDUCACIONAL; espesor de cimiento propuesto = 0.30m.

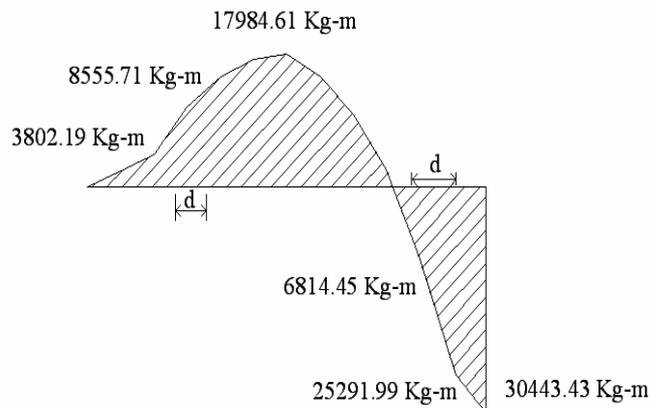
#### 6.3.2.3.1 Diagrama de corte

Figura 42. Diagrama de corte de cimiento combinado



#### 6.3.2.3.2 Diagrama de momentos

Figura 43. Diagrama de momentos de cimiento combinado



### 6.3.2.4 Diseño estructural del cimiento

#### 6.3.2.4.1 Chequeo por corte simple

$T_{\text{asumido}} = 0.30\text{m}$       número varilla = 7/8"      diámetro varilla = 2.22cm

$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi / 2$$

$$d = 30 - 7.5 - 2.22 / 2 = 21.40\text{cm}$$

- *Corte resistente*

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} (bd)$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} (75)(21.40) = 10478.03\text{Kg}$$

Corte actuante en sección crítica (d) de columna 1 = 12153.31Kg

Corte actuante en sección crítica (d) de columna 2 = 24455.23Kg

Debido a que los cortes actuantes son mayores que el corte que resiste el concreto para un espesor de 30cm, se procederá a aumentar el espesor del cimiento en los puntos en donde no se cubren los cortes actuantes, formando así cimiento escalonado.

Si se propone aumentar el espesor del cimiento a 0.50m en los puntos donde el corte no es cubierto por el espesor de 30cm y se utilizan varillas No.7, se obtiene:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi / 2$$

$$d = 50 - 7.5 - 2.22 / 2 = 41.40\text{cm}$$

- Corte resistente para espesor de 0.50m

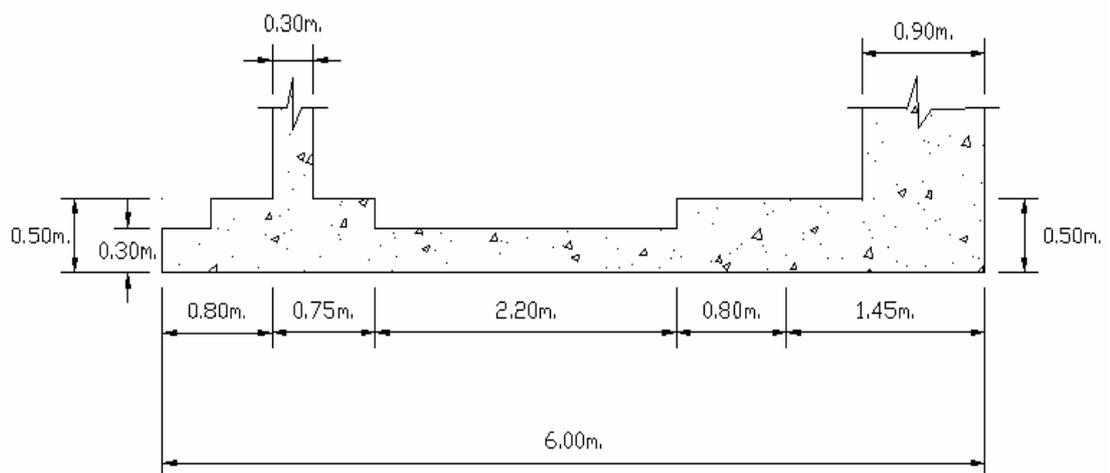
$$Vr = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} (bd)$$

$$Vr = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} (75)(41.40) = 20270.57 Kg$$

Se puede observar que  $Vr$  de espesor de 0.50m es mayor que el punto crítico de la columna 1, pero no es mayor que el corte actuante en el punto crítico de la columna 2, por lo que se colocarán estribos en los puntos donde el corte resistente por el concreto no los cubra y así evitar aumentar el espesor del cimiento innecesariamente.

Las dimensiones del cimiento combinado quedan entonces de la siguiente manera:

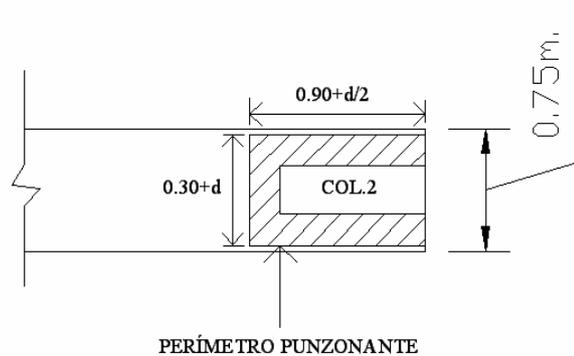
Figura 44. **Cimiento combinado escalonado (una crujía)**



### 6.3.2.4.2 Chequeo por corte punzonante

Se toma como referencia el caso crítico existente en la columna tipo 2 ya que es la columna que recibe mayor carga última,  $P_u = 25744.55\text{Kg}$

Figura 45. **Perímetro punzonante en columna tipo 2**



$$\text{Perímetro punzonante} = 2(0.90+d/2) + (0.30+d)$$

$$\text{Perímetro punzonante} = 2(0.90+0.4140/2) + (0.30+0.4140)$$

$$\text{Perímetro punzonante} = 2.93\text{m} = 293.10\text{cm}$$

- *Corte resistente*

$$V_r = 0.85(1.06)\sqrt{f'_c}(p)(d)$$

$$V_r = 0.85(1.06)\sqrt{210}(293.10)(41.40) = 158434.81\text{Kg}$$

- *Corte punzonante actuante*

$$A_{\text{punzonante}} = (0.30 + d)(0.90 + d/2)$$

$$A_{\text{punzonante}} = (0.30 + 0.4140)(0.90 + 0.4140/2) = 0.79$$

$$V_a = P_{col} - q_{diseño} * A_{punzonante}$$

$q_{diseño} = q$  resultante en columna 2

$$V_a = 25744.55 - 20410.42(0.79)$$

$$V_a = 9620.32Kg$$

$V_{punzonante} < V_r$ , quiere decir que el cimiento combinado resiste el corte por punzonamiento.

Esto quiere decir que por las características de la estructura, en el marco se generan condiciones más críticas por la actuación de momentos generados en las columnas debido a la acción de cargas horizontales (equivalente a un sismo actuando en un muro); esto se ve reflejado en el corte por punzonamiento, ya que el actuante es muy pequeño en comparación del corte por punzonamiento resistente.

#### 6.3.2.4.3 Chequeo por flexión

- Flexión en sentido x

$$Acero_{minimo} = \frac{14.1}{f_y} * bd$$

$$Acero_{minimo} = \frac{14.1}{2810} * 75(21.40) = 8.05cm^2 \text{ (Para espesor de 0.30m)}$$

- *Momento resistente con  $A_{s_{\text{mínimo}}}$*

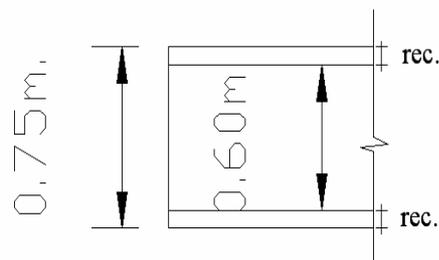
$$Mr = 0.9(fy)As(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b})$$

$$Mr = 0.9(2810)(8.05)(21.40 - \frac{8.05 * 2810}{1.7 * 210 * 75}) = 418471.27 / 100 = 4184.71Kg - m$$

Como el momento calculado correspondiente al área de acero mínimo cubre solamente los momentos localizados en el inicio del cimiento hasta una longitud de 0.95m (centro de columna tipo 1) (ver Figura 43), se deberá calcular los momentos que faltan por resistir en el cimiento y proponer armado para cada uno.

Para cubrir el momento de 4184.71Kg-m se propone utilizar varillas No.7 y se deben repartir en el ancho del cimiento. La cantidad de varillas a colocar son tres varillas corridas a lo largo del cimiento (6m para una crujía), ya que con esta cantidad de varillas se cubre la cantidad de área de acero mínimo requerido de 8.05cm<sup>2</sup>.

Figura 46. **Ancho de cimiento**



Recubrimiento = 7.5cm

### 6.3.2.5 Armado de cimiento combinado

#### 6.3.2.5.1 Armado para momento máximo positivo

- M = 17984.61Kg-m (ver Figura 43)

Momento que falta por resistir = 17984.61 – 4184.71

Momento que falta por resistir = 13799.90 Kg-m

b = 75cm                      d = 21.55cm                      f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup>                      fy = 2810Kg/cm<sup>2</sup>

t = 0.30m

Fórmula para calcular área de acero dado un momento:

$$A_s = \left[ bd - \sqrt{bd^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 f'c}} \right] \frac{0.85 f'c}{f_y}$$

$$A_s = \left[ (75)(21.40) - \sqrt{(75 * 21.40)^2 - \frac{13799.90 * 75}{0.003825(210)}} \right] \frac{0.85(210)}{2810} = 29.88cm^2$$

Proponiendo varilla a utilizar = No.7

$$A_s = 29.88cm^2 \qquad A_{No.7} = 3.88 cm^2$$

$$No. \text{ var } illas = \frac{A_s}{A_{varilla}}$$

$$No. \text{ var } illas = \frac{29.88}{3.88} = 7.70 \cong 8 \text{ var } illas$$

Para cubrir el momento que falta por resistir del máximo positivo se deben colocar 8 varillas No.7 a lo largo del cimiento, iniciando en 1.55m (punto en el que se requiere cubrir área de acero de 29.88cm<sup>2</sup>) hasta la longitud de 3.90m.

Para el espesor de 50cm en la columna tipo 1 se colocarán cuatro varillas No.4 que servirán solamente para armado, ya que los momentos actuantes en esos puntos ya fueron cubiertos por las varillas corridas.

### 6.3.2.5.2 Armado para momento derecho

- M (-) = 30443.43Kg-m (ver Figura 43)

Momento que falta por resistir = 30443.43 – 4184.71 = 26258.72Kg-m

b = 75cm                      d = 41.40cm                      f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup>                      fy = 2810Kg/cm<sup>2</sup>

Substituyendo datos en fórmula para calcular área de acero:

$$A_s = \left[ (75)(41.40) - \sqrt{(75 * 41.40)^2 - \frac{26258.72 * 75}{0.003825(210)}} \right] \frac{0.85(210)}{2810} = 26.92cm^2$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{26.92}{3.88} = 6.94 \cong 7 \text{ varillas}$$

Con las siete varillas No.7 se cubren los momentos negativos actuantes en el extremo derecho del cimiento hasta la longitud que cubre el punto de inflexión, que se encuentra localizado a una distancia de 4.60m en el diagrama de momentos.

En el extremo derecho del cimiento donde el espesor es de 0.50m se colocarán cuatro varillas No.4 que cumplirán función únicamente de armado ya que los momentos actuantes fueron cubiertos por los bastones colocados (7 varillas No.7).

#### **6.3.2.5.3 Armado de acero de cama inferior de cimiento**

Para el armado de la cama inferior del cimiento combinado se colocarán la misma cantidad de varillas corridas colocadas en la cama superior (3 No. 7) para cubrir los momentos de inversión.

Momento correspondiente al área de acero (por inversión) = 4184.71Kg-m; Área de acero a cubrir = 8.05cm<sup>2</sup>; con lo que pueden cubrirse colocando tres varillas No. 7.

#### **6.3.2.5.4 Longitud de desarrollo**

Según código ACI (sección 12.4.1), la longitud de desarrollo de varillas en paquete sujeto a tensión o a compresión, debe ser, la longitud de la varilla individual aumentada en un 20% para un paquete de tres varillas y 33% para un paquete de cuatro varillas.

El armado para el cimiento combinado contendrá paquetes de tres varillas, por lo que la longitud de desarrollo para este caso será el aumento de longitud de 20%.

- *Longitud de varillas (para momento positivo) (8 No.7)*

Longitud = 3.90m (punto donde debe terminar el refuerzo) – 1.55m (punto donde inicia)

Longitud = 2.35m

Longitud de desarrollo = 2.35 (20%) = 0.47m ≈ 0.50m

Se debe aumentar la longitud de desarrollo hasta el punto de inflexión del cimiento; es decir, como la distancia entre el punto de inflexión y el punto donde debe terminar el cimiento es de 0.70m y la longitud de desarrollo es de 0.50m, se debe aumentar la longitud de desarrollo para cubrir los 0.20m restantes.

- *Longitud de varillas (para momento negativo) (7 No.7)*

Longitud = 6m (punto donde debe terminar el refuerzo) – 4.60m (punto de inflexión)

Longitud = 1.40m

Longitud de desarrollo = 1.40 (20%) = 0.28 ≈ 0.30m

#### **6.3.2.5.5 Refuerzo por corte**

$$V_r = 0.85 * 0.53\sqrt{210}(75)(21.40) = 10478.03Kg \quad (\text{Espesor } 0.30m)$$

$$V_r = 0.85 * 0.53\sqrt{210}(75)(41.40) = 20270.57Kg \quad (\text{Espesor } 0.50m)$$

Para los cortantes actuantes que no sean cubiertos con los valores de los cortantes resistentes por el concreto según los espesores propuestos, se deberán colocar estribos para contrarrestar las diferencias de corte.

Los cortes actuantes mayores a los cortes resistentes por el concreto, según programa SAP2000 Educacional, se encuentran a partir de una distancia de 4.55m iniciando desde el extremo izquierdo del cimiento y terminando en la columna tipo 2 (longitud 6m), por lo que el espesor de 0.50m no es suficiente y se deberán colocar estribos.

La forma de trabajar será calculando los estribos para el cortante mayor y se distribuirán los estribos a partir de éste.

Corte actuante mayor = 33807.53Kg (ver Figura 42)

Corte que falta por resistir = 33807.53 – 20270.57 = 13536.96Kg

Proponiendo varilla No.3, para cortante que falta por resistir:

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71)(2810)(41.40)}{13536.96} = 12.20cm$$

**S<sub>max</sub> permitido = d/2** (espaciamiento de estribos a colocar donde el concreto resiste los cortantes actuantes)

S<sub>max</sub> para espesor de 0.50m

S<sub>max</sub> permitido = (41.4 / 2) = 20.70cm ≈ 20cm

S<sub>max</sub> para espesor de 0.30m

S<sub>max</sub> permitido = (21.4 / 2) = 10.70cm ≈ 10cm

Según los espaciamientos calculados los estribos en el cimiento se colocarán de la siguiente manera:

- Espesor de 0.30m donde el concreto resiste cortantes: No.3 @ 0.10m.
- Espesor de 0.50m en columna tipo 1, donde concreto resiste los cortantes: No.3 @ 0.20m.
- Espesor de 0.50m en columna tipo 2, donde faltan cortantes por resistir (longitud de 4.55m a 6m): No.3 @ 0.12m, pero por razones de construcción se dejarán a @ 0.10m.

Los estribos colocados en ambos extremos del cimiento se colocarán por norma a S/2 y el resto de estribos se colocan con los espaciamientos calculados anteriormente.

Nota:

En los espesores de 0.50m se forman tres camas de acero y se colocarán eslabones No.2 (1/4") en la cama intermedia, estos no tienen funciones estructurales sino solamente cumplen con funciones de armado (ver detalle en Anexo 1).

#### 6.3.2.5.6 Refuerzo transversal (área de acero por temperatura)

$$A_{s_{temp}} = 0.002bt \quad \text{Proponiendo varilla No.4} = A = 1.27\text{cm}^2$$

$$b = 100\text{cm} = 1\text{m} \quad t = \text{espesor} \quad \text{recubrimiento} = 0.075\text{m}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002(100)(50) = 10\text{cm}^2$$

Espesor de 0.50m

$$No. \text{ varillas} = \frac{As_{temp}}{As_{varilla}}$$

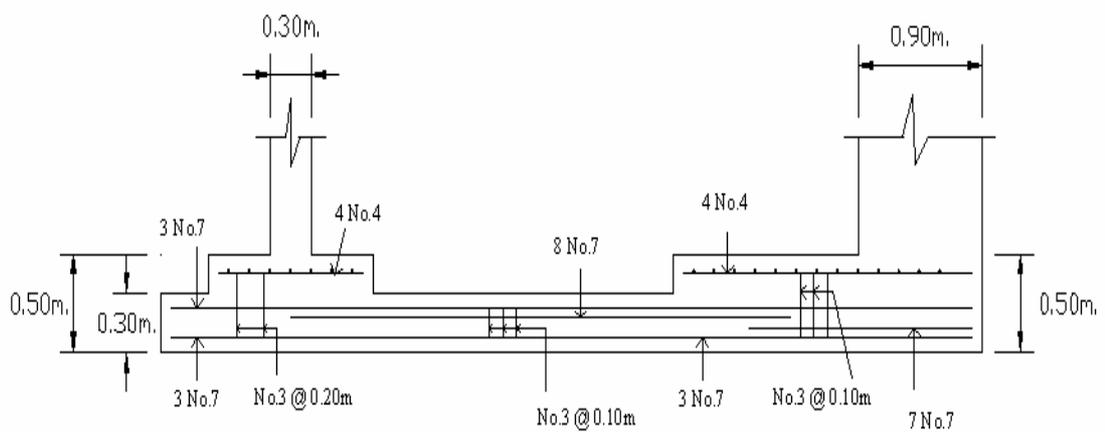
$$No. \text{ varillas} = \frac{10}{1.27} = 7.87 \cong 8 \text{ varillas}$$

$$Separación \text{ varillas} = \frac{1m}{No. \text{ varillas}}$$

$$Separación \text{ varillas} = \frac{1m}{8 \text{ var}} = 0.13m \cong 0.10m$$

### 6.3.2.5.7 Armado final de cimiento combinado

Figura 47. Armado de cimiento combinado (una crujía)



### 6.3.2.6 Volumen de concreto del cimiento combinado

Volumen = largo\*ancho\*alto

$$\text{Volumen} = (11.10\text{m}) (0.75\text{m}) (0.30\text{m}) + (0.90)(0.2)(0.75)(2) + (1.35)(2)(0.75)(0.20)$$

$$\text{Volumen total} = 3.17\text{m}^3$$

Al comparar los volúmenes de concreto obtenidos del cálculo de zapatas y del cimiento combinado se concluye que es más factible y más conveniente la construcción de cimiento combinado, debido a que se utilizan menos materiales para su elaboración.

$$V = 3.17\text{m}^3 < V = 6.57\text{m}^3$$

## CONCLUSIONES

1. La construcción de un marco de carga, para la Universidad de San Carlos, agilizará y contribuirá con el avance tecnológico de los ensayos realizados en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, ya que permitirán evaluar los sistemas constructivos utilizados actualmente para la construcción y realizar en menor tiempo los ensayos.
2. Los ensayos permiten observar la resistencia de los materiales utilizados en construcción de muros, también la resistencia y tipo de falla que presentan ante la aplicación de distintos tipos de carga, y así comparar resultados con las normas aplicadas en Guatemala, no importando si éstos son o no muros de carga.
3. Debido a las características de la estructura, en el marco se generan condiciones más críticas por la actuación de momentos generados en las columnas, debido a la acción de cargas horizontales (equivalente a un sismo actuando en un muro), que por los cortes (simples o por punzonamiento) que puedan ser generados por las cargas actuantes.
4. La simulación de cargas aplicadas a los muros permiten tener una vivencia real del comportamiento que presentan los muros de mampostería ante aplicaciones de carga.



## RECOMENDACIONES

1. Utilizar acero de alta resistencia en elementos estructurales en donde se desee una rigidez mayor (ejemplo grado 60) y a la vez, combinarlo con concreto que corresponda al orden de 4,000 ó 5,000 psi.
2. Verificar que los materiales utilizados en la construcción del marco de carga sean los adecuados y los especificados en el diseño, para asegurar el buen funcionamiento del marco y que cumpla con los requisitos para los cuales fue calculado.
3. Evaluar el valor soporte del suelo para decidir el tipo de cimentación a utilizar en una construcción, para que éste sea capaz de transmitir adecuadamente las cargas actuantes.
4. Debido a la filosofía o método constructivo del marco de carga, no es aconsejable utilizarlo en ensayos de elementos estructurales que no serán utilizados en construcción de viviendas.
5. Permitir que los estudiantes de ingeniería civil puedan tener acceso a la observación y/o realización de los ensayos de los muros de mampostería, con el fin de tener una aplicación real de los métodos que son enseñados en la Facultad de Ingeniería, a través de los cursos académicos del área profesional.
6. Colocar el equipo necesario para la realización de ensayos de muros conjuntamente con la construcción del marco de carga.



## BIBLIOGRAFÍA

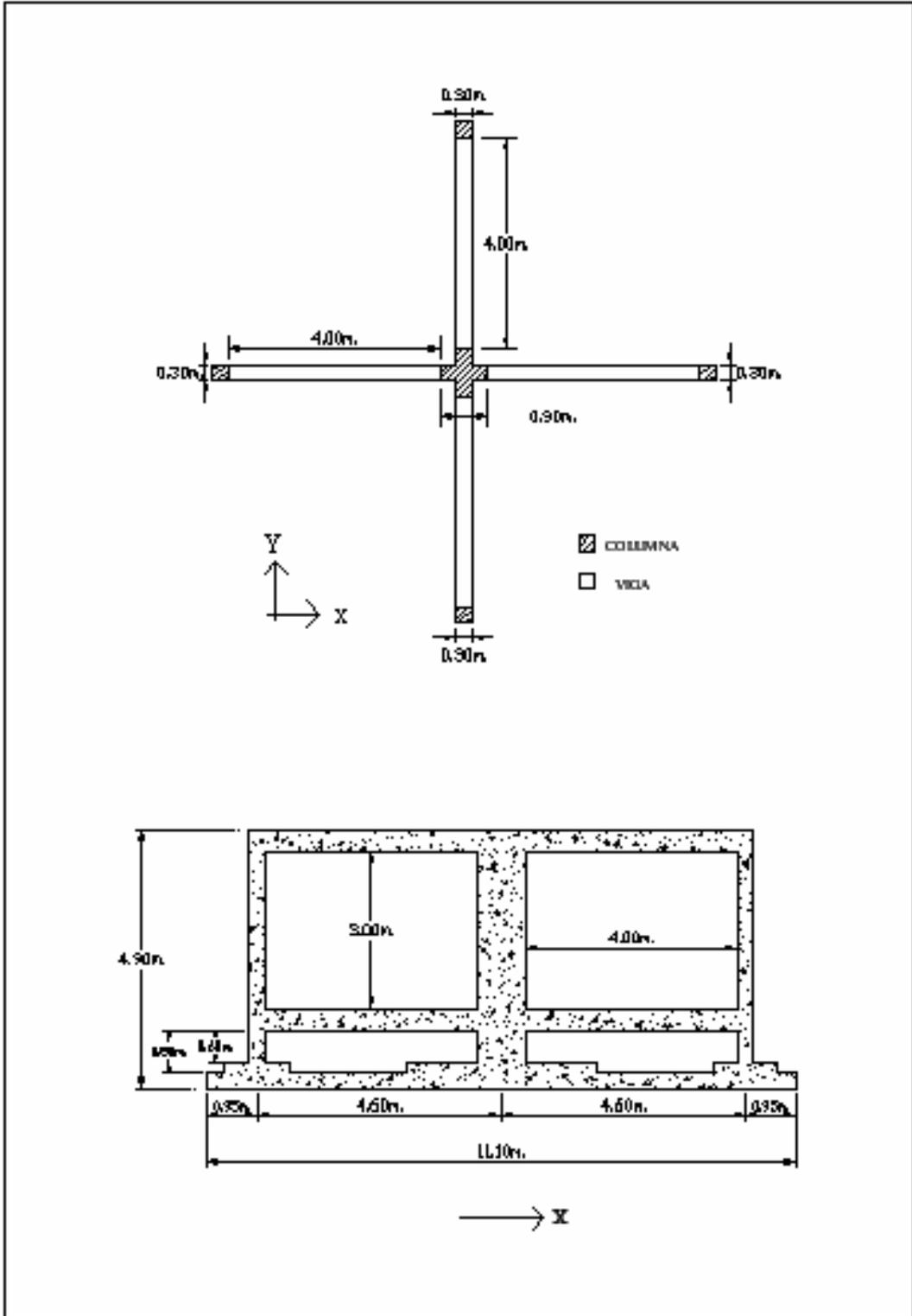
1. Ambrose, James y Dimitry Vergun. **Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo.**
2. Ayala, Dr. Ing., Virgilio e Ing. Julio Oswaldo Pirir. **Revista Científica Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC. Tema desarrollado: Propuesta preliminar de norma para construcción con adobe.** (Guatemala)(Edición 1): 6, 7 y 8. 2003.
3. Cabrera Seis, Jadenón V. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994.
4. Hibbeler, Russell C. **Análisis estructural.** Editorial Pearson Educación.
5. Hornbostel, Caleb. **Materiales para construcción, tipos, usos y aplicaciones.** Editorial Limusa Wiley, 2002.
6. **Normas estructurales de diseño recomendadas para la república de Guatemala, AGIES NR-4:2001, AGIES NR-7:2000, AGIES NR-9:2000.**
7. **Normas COGUANOR NGO 41 054.**
8. **Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios (ACI 318-99)**
9. Sic, Angel R. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.



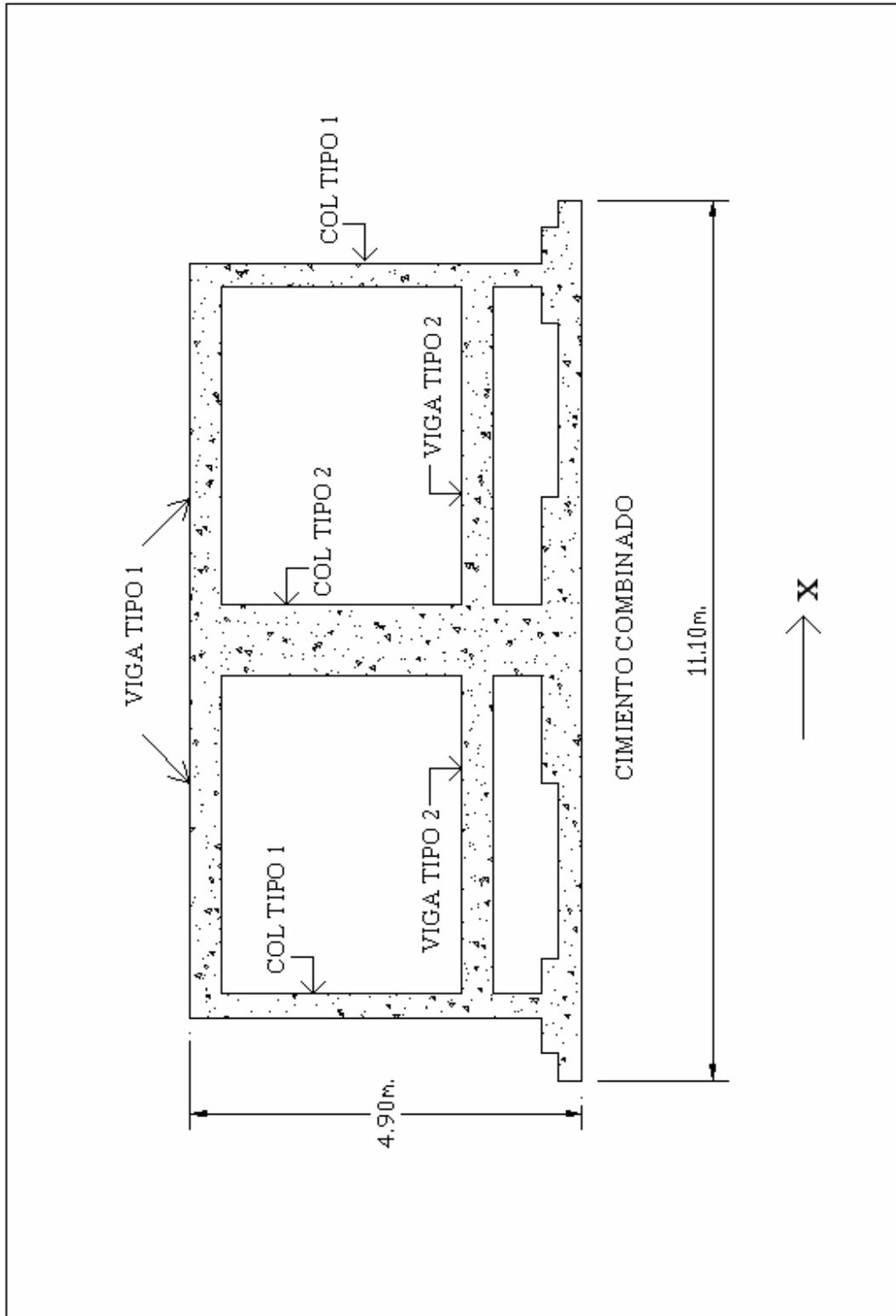
**ANEXO 1**

**PLANOS DE DISEÑO DEL MARCO DE CARGA**

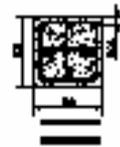
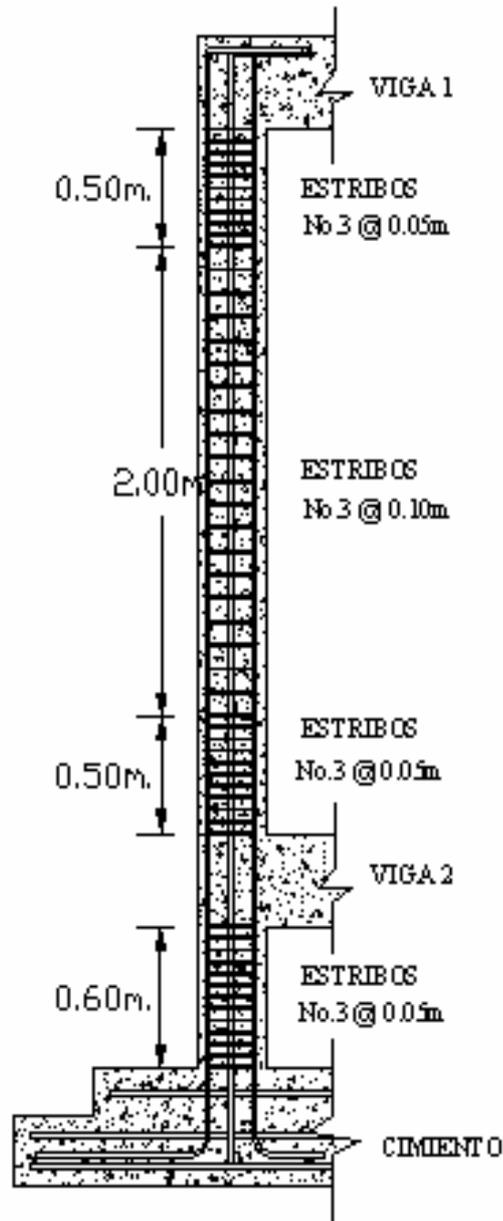






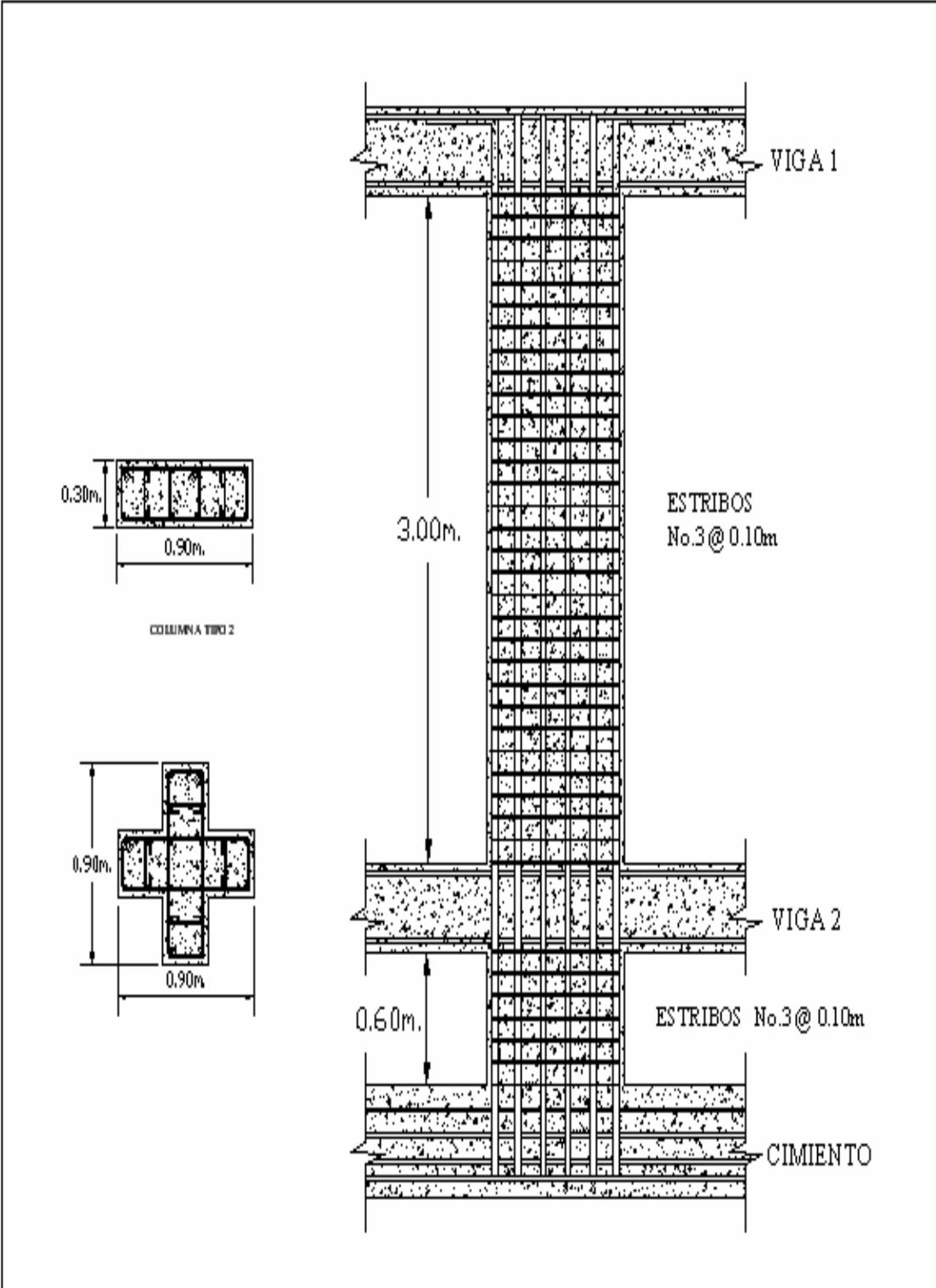




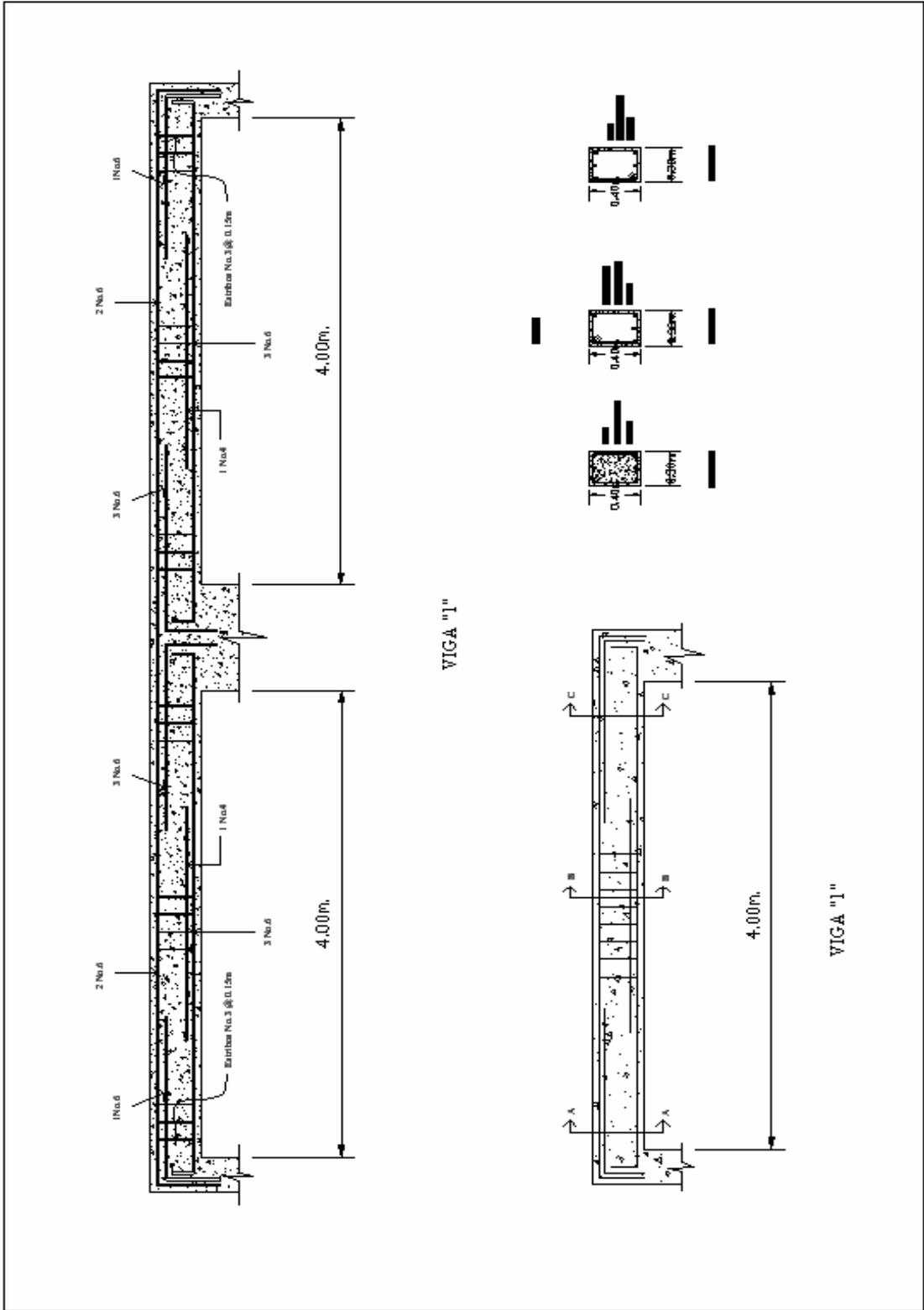


COLUMNA TIPO 1





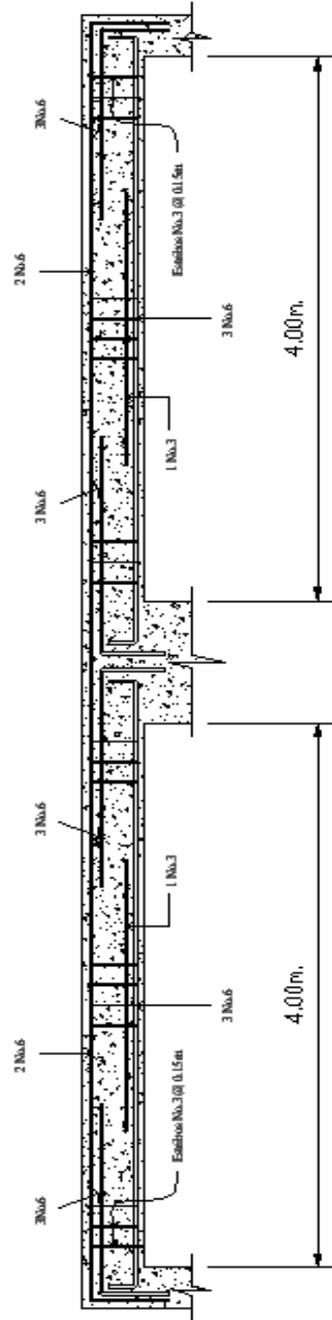




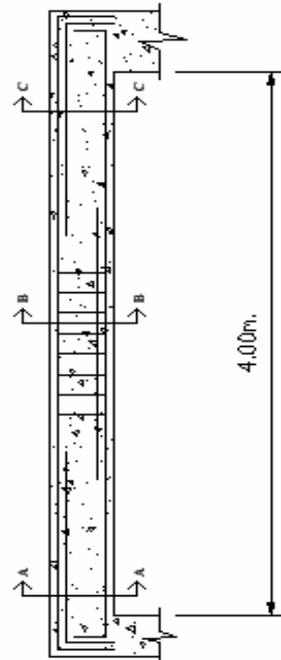
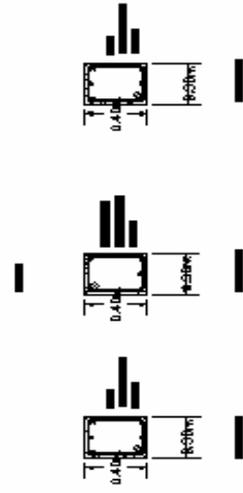
VIGA "1"

VIGA "1"



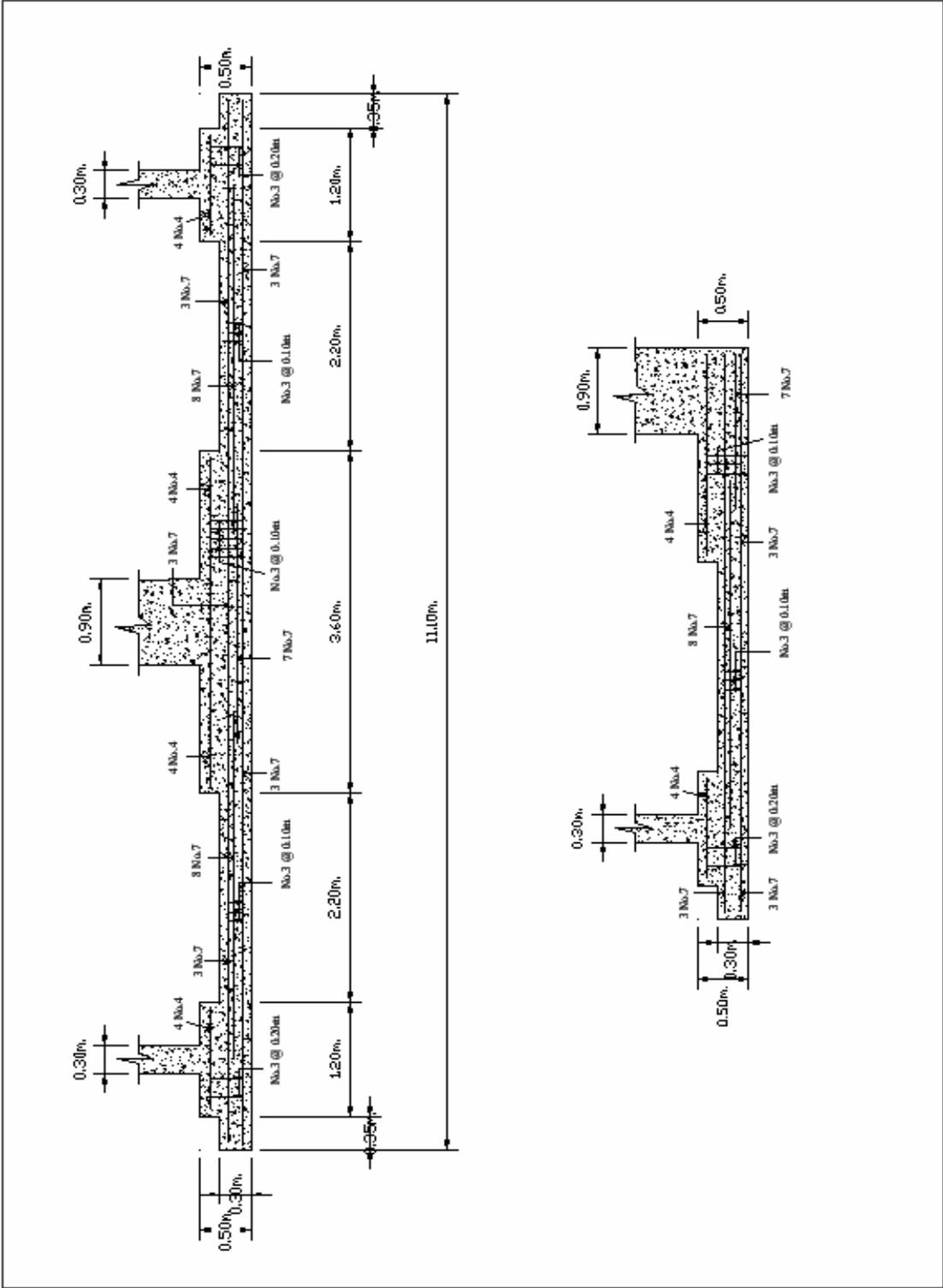


VIGA "2"

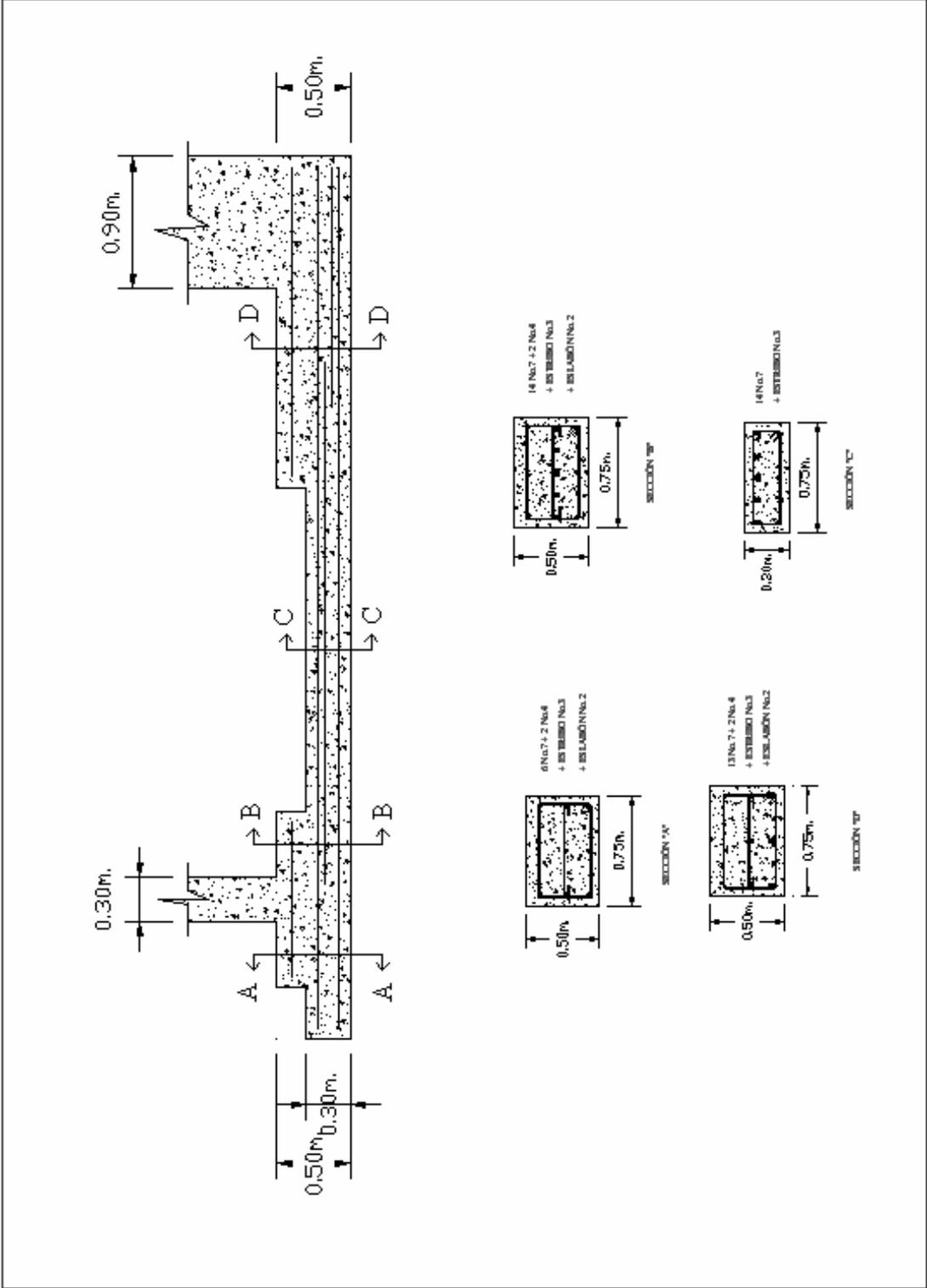


VIGA "2"











## **ANEXO 2**

### **COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA BAJO DISTINTOS TIPOS DE CARGAS**



## **COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA BAJO DISTINTOS TIPOS DE CARGAS**

La mampostería tiene distintos tipos de comportamiento y resistencia, que dependen de los siguientes factores:

- Tipo de carga que le sea aplicada, ya sean gravitacionales o laterales, que provocan distintos tipos de esfuerzos y fallas en los muros.
- Interacción que existe entre las unidades de mampostería y el mortero.

Según el tipo de carga y su aplicación en el muro se desarrollan distintos tipos de esfuerzos que afectan el comportamiento de los mismos, presentando fallas que podrían provocar hasta el colapso de las estructuras. La explicación de esfuerzos y fallas más comunes se presentan a continuación.

### **Comportamiento de la mampostería en compresión**

Se presentan esfuerzos de compresión cuando el muro está sujeto a cargas axiales; el tipo de fallo más común es la formación de grietas verticales en las piezas, producidas por deformaciones transversales.

La resistencia a compresión del muro depende de las propiedades mecánicas de los materiales, así como de la forma en que éstos se combinan para formar la mampostería.

Tabla VII. Factores que afectan la resistencia a compresión

<b>CARACTERÍSTICAS DE LAS UNIDADES</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DE MORTERO</b>	<b>PANELES DE MAMPOSTERÍA</b>
Resistencia	Resistencia	Colocación
Absorción	Espesor	Hechura
Humedad	Relación agua-cemento	Dirección de carga
Relación altura-espesor	Características de deformación	Adherencia
Geometría	Retentividad de agua	

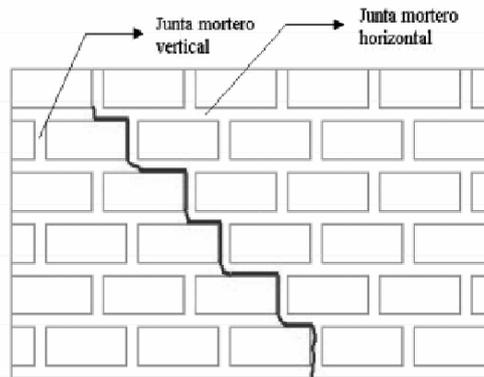
### Comportamiento de la mampostería a cortante

Se obtienen esfuerzos de corte cuando los muros son sometidos a cargas laterales, producidas por cargas de viento o de sismo. Los esfuerzos de corte son combinados con esfuerzos de compresión debido a que en la práctica el caso de cortante no tiene aplicación, por lo que las fallas resultan a partir de combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades de mampostería y las grietas a lo largo de las sisas donde se encuentra el mortero.

Los tres tipos de fallos que resultan de la combinación de los esfuerzos son los siguientes:

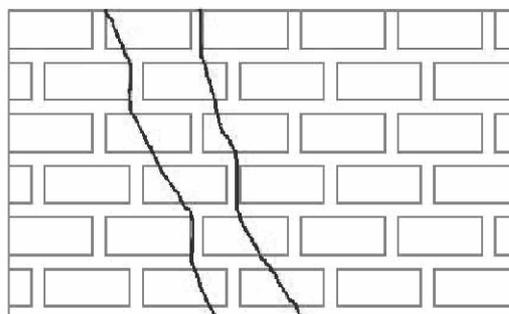
- *Fallo fricción-cortante:* ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil del mortero con la unidad de mampostería, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales. Las grietas se muestran en una forma escalonada que se forman a partir de los extremos de las juntas verticales.

Figura 48. **Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción-cortante**



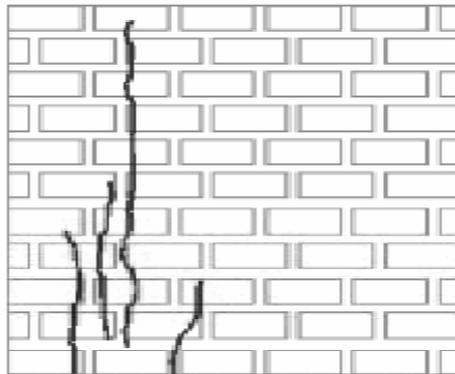
- *Fallo por Tensión diagonal:* se produce directamente sobre las unidades de mampostería para valores de esfuerzos normales de compresión moderados; la resistencia a cortante de las juntas de mortero se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión. Las grietas siguen la dirección de las juntas verticales y pasan a través de las unidades con una inclinación que depende de la orientación de los esfuerzos principales en la unidad.

Figura 49. **Agrietamiento de las unidades de mampostería producido por un fallo de tensión diagonal**



- *Fallo por compresión:* se presenta para valores muy altos de esfuerzo normal. Las grietas se forman por las deformaciones verticales y se incrementan por el efecto de deformaciones del mortero en las juntas, las grietas se propagan verticalmente y atraviesan las unidades de mampostería.

Figura 50. **Fallo por agrietamiento vertical producido por esfuerzos de compresión**



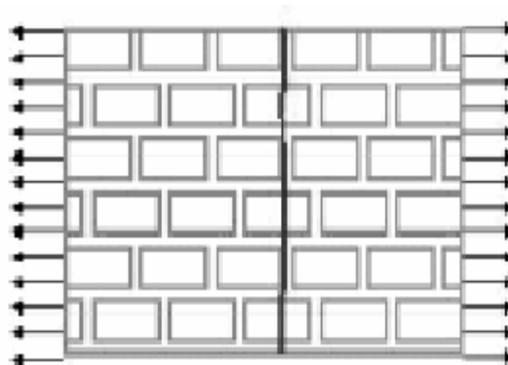
### **Comportamiento de la mampostería a tracción**

La resistencia a tracción está controlada principalmente por la resistencia a la adherencia entre el mortero y la unidad de mampostería. Los diferentes tipos de fallos pueden ocurrir según la dirección de la carga de tracción o según la magnitud de la resistencia de la adherencia y la resistencia a la tracción de las unidades.

Se pueden presentar dos tipos de agrietamiento:

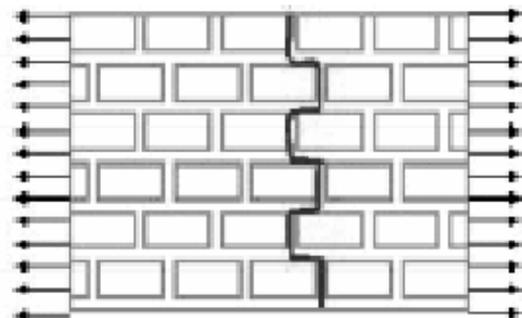
- *Grietas completamente verticales:* la resistencia está controlada por la resistencia a tracción de las unidades de mampostería. Las grietas atraviesan las unidades.

Figura 51. **Grietas verticales por tracción**



- *Grietas que no afectan las unidades y se presentan a lo largo de las juntas de mortero.*

Figura 52. **Grietas a lo largo de las juntas por tracción**



## **Comportamiento de la mampostería a flexo-compresión y cortante**

Existen dos tipos de fallas generales en los muros de mampostería que aparecen luego de surgir los esfuerzos de compresión, corte y de flexión al ser aplicadas las cargas verticales y laterales, y son: fallas por cortante y por flexión.

Según ensayos realizados se ha podido determinar que la mayoría de fallos en los muros es por corte y no por flexión, algunas de las razones que explican este comportamiento, son las siguientes:

- La deformación por cortante predomina sobre la flexión debido a que la mayoría de veces los muros son de baja altura, tienen una relación longitud/altura grande que provoca un momento de inercia de su sección transversal elevado.
- Al agregar efectos de muros transversales y éste se flexa, se supone que éste debería levantar al muro perpendicular, pero por ser esto muy difícil de lograr, provoca una mayor disminución en las deformaciones por flexión.
- La resistencia a cortante crece más lentamente con el incremento de carga axial que la resistencia a flexión y, en los muros esbeltos, la resistencia a cortante disminuye en proporción a la relación longitud/altura.

### **Fallo por cortante**

Se presenta principalmente en paneles de mampostería que poseen mayor relación longitud/altura y la mayor carga pre-compresiva. Las grietas se producen diagonales-longitudinales aproximadamente al 62% de alcanzar la carga máxima, y posteriormente aparece una segunda grieta cuando se alcanza el valor de la carga horizontal máxima.

### **Fallo por flexión**

Comienza con formación de grietas horizontales localizadas en la parte inferior del muro sobre la junta horizontal más cercana al apoyo interior, la longitud de esta grieta es de aproximadamente, dos tercios de la longitud total del panel. Cuando la fuerza lateral se vuelve reversible, la grieta por flexión vuelve a ocurrir, pero en el lado opuesto y continúa a lo largo del panel. A mayor carga vertical mayor es la resistencia a flexión de la estructura.

### **Comportamiento de la mampostería bajo cargas sísmicas**

Los daños que pueden observarse en los muros de mampostería dependen de varios factores, como lo son:

- Magnitud del sismo
- Características geológicas de la zona
- Calidad de las construcciones

La combinación de dichos factores producen distintos tipos de fallas en los muros, poniendo en peligro de colapso a las estructuras, por lo que es necesario conocer las características de cada una de las fallas y las situaciones en las que se presentan, para considerar distintos tipos de precauciones en la construcción.

### **Fallos fuera del plano**

Se produce por falta de anclaje de los muros a los diafragmas de piso y techo o por una excesiva flexibilidad de los diafragmas. El fallo es explosivo y pone en peligro la capacidad del sistema resistente de cargas gravitacionales.

## **Fallos en el plano**

Se producen por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, dependiendo de la relación longitud/altura de los elementos de mampostería. Para los valores bajos de la relación longitud/altura el fallo es por flexión y para valores medios el fallo es por cortante.

### **Fallos en el plano por cortante**

Este tipo de fallo es una de las principales causas del colapso de una estructura. El tipo de agrietamiento es doble diagonal en forma de cruz y se presenta en diferentes partes de la estructura. Cuando el tamaño de las grietas llega a ser excesivo la resistencia y rigidez de los muros se degradan rápidamente y la estructura falla de forma frágil; cuando las grietas son pequeñas y poco profundas el sistema resistente de cargas verticales no se ve afectado y la estructura continúa siendo estable.

### **Fallos en el plano por flexión**

Las grietas generalmente son horizontales y se forman en la parte superior e inferior de las columnas o pilares de mampostería.

### **Fallos de fundación y deformaciones permanentes**

Estos fallos se producen en zonas donde los suelos son propensos a la licuefacción. Los fallos se presentan cuando los muros son muy alargados; cuando el suelo de cimentación es arena suelta, susceptible ante la acción de sismos; o cuando se cimenta sobre arcillas expansivas.

## **Fallos inducidos por configuración**

En toda estructura es importante mantener formas regulares en planta como en elevación porque reducen la vulnerabilidad del mismo, ya que el comportamiento ante un sismo de una estructura cuadrada es mucho mejor que un edificio de planta irregular; debido a que cuando se tienen formas irregulares presentan una serie de problemas, como lo son:

- Problemas de torsión producidos por una distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio o por los cambios en la sección del muro debido a los vanos en las ventanas que dan lugar a formación de muros de poca altura, los cuales son sumamente rígidos, y por lo tanto, absorben un gran porcentaje de la fuerza cortante total.
- Mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores, por falta de continuidad vertical en los muros.
- Reducción de resistencia a cortante y fallos por pandeos que se producen en los muros esbeltos.
- Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, que origina un fallo por punzonamiento del muro.

## **Fallas por calidad del mortero**

Los morteros de mala calidad son un factor significativo en el daño sísmico en estructuras de mampostería, por lo que es necesario su buena calidad y su colocación en la parte superior de los muros y para los anclajes del techo, donde la magnitud de las sobrecargas es demasiado pequeña como para permitir que la mampostería resista las cargas de sismo impuestas fuera del plano.



**ANEXO 3**  
**TABLAS DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA Y CARGAS VIVAS**



Tabla VIII. **Bloques huecos de concreto**

TIPO DE BLOQUE	GROSOR MÍNIMO DE PAREDES DEL BLOQUE	VARIACIONES PERMISIBLES PARA LAS 3 DIMENSIONES	RESISTENCIA A COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS (m)	MÁXIMA ABSORCIÓN DE AGUA, 24 HORAS (n)
A	3cm	4mm	50 kg/cm <sup>2</sup>	30 %
B	2.5cm	4mm	35 kg/cm <sup>2</sup>	30 %
C	2.5cm	4mm	25 kg/cm <sup>2</sup>	30 %

(m) Resistencia sobre área bruta total

(n) No servirá de base para rechazo del bloque, pero se preferirá al bloque de menor absorción.

- El bloque de pedrín debe ser del tipo "A" como mínimo.

- El bloque de pómez debe ser del tipo "C" como mínimo.

**FUENTE: Norma FHA**

Tabla IX. **Medidas principales normales de los bloques huecos de hormigón**

USO	Medidas principales nominales o modulares, en centímetros			Medidas principales reales, en centímetros		
	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Largo
Bloque de pared o muro	20	20	40	19	19	39
	15	20	40	14	19	39
Medio bloque de pared o muro	20	20	20	19	19	19
	15	20	20	14	19	19
Bloque de tabique	10	20	40	9	19	39
Medio bloque de tabique	10	20	20	9	19	19

**FUENTE: Norma COGUANOR NGO 41 054**

Tabla X. Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto con diferentes tipos de mortero

f' p (kg/cm <sup>2</sup> ) (a)	f' m (kg/cm <sup>2</sup> ) (b)		
	Mortero Tipo I	Mortero Tipo II	Mortero Tipo III
25	15	10	10
50	35	25	20
75	65	50	40
125	90	80	70

(A) f' p es la resistencia a compresión de las piezas referida al área bruta.

(B) Para valores intermedios se interpolará linealmente.

FUENTE: Norma AGIES NR-9:2000

Tabla XI. Resistencia mínima a la compresión para bloques huecos de hormigón

Clase y grado de los bloques	Resistencia mínima a la compresión calculada sobre la superficie bruta del bloque			
	Promedio de 5 bloques		De un solo bloque	
	MPa	(psi)	MPa	(psi)
<b>CLASE A:</b> para soportar carga				
Grado 1: para usos generales	6.9	(1000)	5.5	(800)
Grado 2: para usos limitados	4.8	(700)	4.1	(600)
<b>CLASE B:</b> para no soportar carga				
Grado 2: para usos limitados	2.5	(360)	2.1	(300)

FUENTE: Norma COGUANOR NGO 41 054

Tabla XII. **Resistencia a compresión de la mampostería de ladrillos de barro cocido**

TIPO DE LADRILLO	F ' M (KG/CM <sup>2</sup> )		
	MORTERO TIPO I	MORTERO TIPO II	MORTERO TIPO III
TAYUYO	30	25	25
TUBULAR (A)	65	50	40
PERFORADO (A)	85	80	70

(A) Para piezas que posean una resistencia mínima a compresión de 90 kg/cm<sup>2</sup>.

FUENTE: Norma AGIES NR-9:2000

Tabla XIII. **Espesores mínimos en cm. para muros de carga**

TIPO DE EDIFICACIÓN	ZONA DE AMENAZA SISMICA	
	ZONA 2	ZONAS 3 Y 4
Casas de un nivel de mampostería de piedra	20	25
Casas de mampostería de bloque	14	14
Casas de mampostería de ladrillo	11	11

FUENTE: Norma AGIES NR-4: 2001

Tabla XIV. **Distancias máximas entre soportes para muros de carga**

TIPO DE EDIFICACIÓN	CON DIAFRAGMA RÍGIDO (1)		CON DIAFRAGMA FLEXIBLE (2)	
	LONGITUD (3)	ÁREA (4)	LONGITUD (5)	ÁREA (4)
Muro bloque o ladrillo de 14cm de espesor	7	25	5	20
Muro ladrillo de 11cm de espesor, piedra o bajareque	5.50	22	4.50	17
Muros de concreto	4.25	18	3.60	13

- (1) Techo o entrepiso de concreto de 7cm. de espesor como mínimo, puede considerarse como diafragma rígido
- (2) Techo o entrepiso liviano puede considerarse como diafragma flexible
- (3) El apoyo lateral lo proporciona otro muro de carga en dirección perpendicular
- (4) Área del ambiente formado por muros soportados y de soporte
- (5) El apoyo lateral podrá ser otro muro de carga en dirección perpendicular o bien una viga perpendicular al muro a soportar y que se empote en el otro extremo en un muro de carga paralelo a la viga.

FUENTE: Norma AGIES NR-4: 2001

Tabla XV. **Cargas vivas en edificaciones**

<b>TIPO DE OCUPACIÓN O USO</b>	<b>CARGA VIVA (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200
Hospitales – servicios médicos y laboratorios	350
Hoteles – salas de habitaciones	200
Hoteles – servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	*1
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Área de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Cubiertas pesadas	
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontales o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20 grados	75 sobre proyección horizontal
Cubiertas livianas	
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc., (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 sobre proyección horizontal
*1 carga depende del tipo de cancha	

**FUENTE: Norma AGIES NR-2: 1996**