



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

**PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**

Fredy Javier Sánchez Herrera

Asesorado por el Ing. Enrique De León Escobar

Guatemala, marzo de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

FREDY JAVIER SÁNCHEZ HERRERA

ASESORADO POR EL ING. ENRIQUE DE LEÓN ESCOBAR

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez Hernández
EXAMINADORA	Inga. María del Mar Girón Cordón
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 30 de octubre de 2014.



Fredy Javier Sánchez Herrera

Guatemala, 28 de Octubre de 2015

Ingeniero

Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Coordinador Área de Estructuras

Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala

Presente

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto de la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación: **PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**, presentado por el estudiante: Fredy Javier Sánchez Herrera.

Considera que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado.

Atentamente,



Enrique De León Escobar
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 8799

Ing. Enrique De León Escobar

Ingeniero Civil Colegiado No. 8,799



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
18 de enero de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

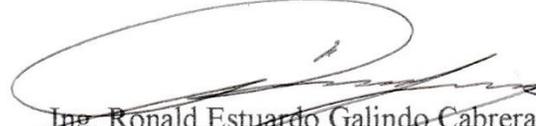
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Fredy Javier Sánchez Herrera, con Carnet No. 2011-14083, quien contó con la asesoría del Ingeniero Enrique De León Escobar.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Enrique De León Escobar y del Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Fredy Javier Sánchez Herrera, titulado **PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2016
/mrrm.

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

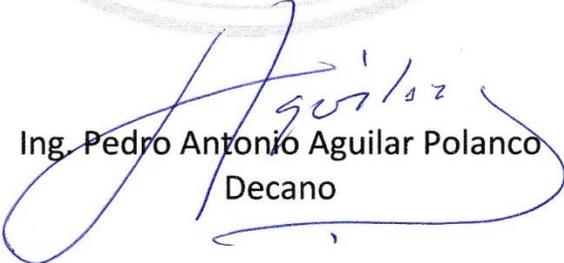




DTG. 116.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO UTILIZADAS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADO EN SERIE**, presentado por el estudiante universitario: **Fredy Javier Sánchez Herrera**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, marzo de 2016

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Porque sin Él nada de esto hubiera sido posible.
- Mis padres** Alfredo Sánchez y Delia Herrera, por su apoyo, enseñanzas y cariño. Ustedes me inspiran a ser mejor cada día. No está de más decir que todo esto es para ustedes.
- Mis hermanos** Alfredo y Erick Sánchez, por su compañía y su apoyo incondicional desde que éramos niños.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	En especial a la Facultad de Ingeniería, por permitir realizarme como profesional.
Mi familia	Mis abuelos, tíos y primos. Gracias a todos por su apoyo y su cariño.
Mis amigos	Un agradecimiento especial a todos aquellos que han sido parte importante de mi vida.
Ing. Enrique de León	Por sus consejos para la vida profesional, por brindarme su apoyo, su confianza y amistad en todo momento.
Ing. Marcelo Quiñónez	Por toda su confianza y apoyo desde el principio hasta el final.
Ing. Marco Ruano Paz	Por compartir su conocimiento y brindarme su apoyo en el desarrollo de este trabajo.
Forcogua, S. A.	Por su apoyo para realizar este trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES BÁSICAS.....	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Definiciones básicas	4
1.2.1. Análisis estructural.....	5
1.2.2. Diseño estructural.....	5
1.2.3. Relación entre el análisis y el diseño estructural.....	6
1.2.4. Sistema estructural	6
1.2.5. Estructuras de concreto.....	10
2. ESTRUCTURACIÓN	11
2.1. Sistema tipo cajón	12
2.1.1. Tipo de losas	13
2.1.2. Tipo de vigas	15
2.1.3. Tipo de muros.....	16
2.1.4. Tipo de cimentación.....	18
2.1.5. Instalaciones.....	20
2.1.6. Materiales estructurales.....	22

	2.1.6.1.	Concreto.....	22
	2.1.6.2.	Acero estructural	25
2.2.		Consideraciones al momento de diseñar estructuras tipo cajón de concreto reforzado.....	27
	2.2.1.	Códigos de diseño y especificaciones.....	27
	2.2.2.	Configuración estructural.....	28
		2.2.2.1. Densidad de muros	28
		2.2.2.2. Configuración en planta	29
		2.2.2.3. Configuración en elevación	30
2.3.		Sistema constructivo industrializado en serie.....	32
	2.3.1.	Importancia del sistema estructural para el proceso constructivo	35
	2.3.2.	Aspectos importantes debido al proceso constructivo utilizado	35
3.		PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS	39
	3.1.	Predimensionamiento de losas	39
	3.2.	Predimensionamiento de vigas	42
	3.3.	Predimensionamiento de muros.....	44
	3.4.	Predimensionamiento de cimentación.....	45
4.		INTEGRACIÓN DE CARGAS	47
	4.1.	Carga gravitacional	47
		4.1.1. Carga muerta	48
		4.1.2. Carga viva	48
		4.1.3. Procedimiento de integración de cargas	50
		4.1.3.1. Integración de cargas para losas	54
		4.1.3.2. Integración de cargas para vigas	55
		4.1.3.3. Integración de cargas para muros.....	56

4.1.3.4.	Integración del peso del edificio.....	58
4.2.	Cargas laterales	61
4.2.1.	Metodos para la determinación de cargas laterales	61
4.2.1.1.	Centro de masa	62
4.2.1.2.	Centro de rigidez	68
4.2.1.3.	Excentricidad real y excentricidad de diseño	71
4.2.1.4.	Cálculo de corte basal	73
4.2.1.4.1.	Nivel de protección sísmica	74
4.2.1.4.2.	Ordenada espectral ajustada.....	76
4.2.1.4.3.	Espectro calibrado al nivel de diseño.....	78
4.2.1.4.4.	Período fundamental	79
4.2.1.4.5.	Ordenada espectral para cualquier período de vibración	80
4.2.1.4.6.	Período expresado en segundos.....	81
4.2.1.4.7.	Cálculo de coeficiente sísmico	82
4.2.1.4.8.	Corte basal	86
4.2.1.4.9.	Distribución de fuerzas sísmicas por nivel	86
4.2.1.5.	Carga lateral por muro	88
4.2.1.6.	Incremento de carga por torsión	91
4.2.1.6.1.	Momento torsional	91

	4.2.1.6.2.	Momento polar equivalente de inercia ...	92
	4.2.1.6.3.	Incremento de carga por torsión	95
	4.2.1.7.	Carga total por sismo	98
4.3.		Combinación de cargas.....	100
5.		ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO	103
5.1.		Métodos exáctos de análisis estructural.....	103
	5.1.1.	Método de esfuerzos admisibles (ASD)	103
	5.1.2.	Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRDF)	104
	5.1.2.1.	Método LRFD de estado límite de resistencia	104
	5.1.2.2.	Método LRFD de estado límite de servicio	104
5.2.		Análisis y diseño de elementos de concreto reforzado	105
	5.2.1.	Diseño de losas.....	107
	5.2.2.	Diseño de vigas.....	123
	5.2.2.1.	Diseño de vigas a flexión.....	123
	5.2.2.2.	Diseño de vigas a corte	129
	5.2.3.	Diseño de muros	133
	5.2.3.1.	Diseño a compresión.....	134
	5.2.3.2.	Diseño a corte y flexión	137
	5.2.4.	Diseño de cimentación	154
	5.2.5.	Continuidad de elementos de concreto reforzado en la estructura.....	173

6.	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA RESISTENCIA DEL SISTEMA DURANTE SU PROCESO DE FRAGUADO Y LA RESISTENCIA DE DISEÑO.....	179
6.1.	Caracterización de materiales	180
6.1.1.	Concreto	180
6.2.	Ensayos de concreto	182
6.2.1.	Ensayos de concreto fresco.....	183
6.2.2.	Ensayos de concreto endurecido.....	185
6.3.	Análisis de la resistencia del sistema a una edad de 12 y 16 horas.....	187
6.3.1.	Análisis de losas	188
6.3.2.	Análisis de vigas	189
6.3.3.	Análisis de muros	191
6.3.4.	Análisis de resultados.....	193
6.4.	Análisis de la resistencia del sistema a una edad de 3 y 7 días.....	194
6.4.1.	Análisis de losas	194
6.4.2.	Análisis de vigas	195
6.4.3.	Análisis de muros	197
6.4.4.	Análisis de resultados.....	198
6.5.	Documentación y registro de ensayos de muros de concreto.....	198
6.5.1.	Resultados.....	200
	CONCLUSIONES	203
	RECOMENDACIONES.....	205
	BIBLIOGRAFÍA.....	207
	ANEXOS.....	209

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Planta típica de arquitectura de cada nivel.....	2
2.	Planta acotada de cada nivel	3
3.	Elevación arquitectónica	4
4.	Ejemplos de los sistemas estructurales	9
5.	Sistema tipo cajón.....	13
6.	Losas apoyadas perimetralmente	14
7.	Losa maciza utilizada en el sistema tipo cajón.....	15
8.	Armado típico de vigas en un sistema cajón	16
9.	Resfuerzo distribuido y concentrado en muros	18
10.	Tipos comunes de losas de cimentación.....	20
11.	Instalaciones en un sistema cajón de concreto.....	21
12.	Concreto en obra	23
13.	Nomenclatura del concreto	24
14.	Formas irregulares en planta	29
15.	Formas irregulares en altura	30
16.	Edificio con abertura de diferente tamaño.....	31
17.	Edificios adyacentes.....	32
18.	Construcción industrializada en serie.....	34
19.	Dimensiones de losa para predimensionamiento.....	40
20.	Ubicación de vigas para predimensionamiento.....	43
21.	Dimensiones y geometría de vigas	44
22.	Geometría de losa de cimentación.....	45
23.	Área de losas	51

24.	Áreas tributarias.....	52
25.	Identificación y dimensiones de vigas y muros	53
26.	Medida de centroíde de muros	63
27.	Medida de centroíde de losas	66
28.	Distribución de fuerzas por nivel	88
29.	Distancia de C.R. al centro geométrico de los muros	93
30.	Momentos flexionantes de las losas	113
31.	Momentos flexionantes balanceados.....	116
32.	Planta de estructura de losas	122
33.	Momentos actuantes en las vigas.....	124
34.	Detalle del refuerzo de vigas	133
35.	Muros cortantes	138
36.	Fuerzas actuantes en muro 1(a) del primer nivel.....	141
37.	Refuerzo del muro 1(a)	146
38.	Criterio del refuerzo vertical	153
39.	Planta de ubicación de refuerzo vertical de cada nivel	154
40.	Esquema de losa de cimentación para el cálculo de la presión que actúa en el suelo.....	157
41.	Esquema para el cálculo de corte actuante	161
42.	Detalles de losa de cimentación	172
43.	Planta de estructura de cimentación.....	173
44.	Detalle de conexiones para losas de concreto reforzado	175
45.	Detalle de conexiones para muros de concreto reforzado.....	176
46.	Flujograma de diseño.	177
47.	Formaletas de concreto para Guatemala S. A.....	181
48.	Transporte del muro.....	199
49.	Preparación del muro.....	199
50.	Muro listo para ser ensayado.....	199

TABLAS

I.	Clasificación de los sistemas estructurales según las normas NSE 3 de Agies, edición 2010.....	7
II.	Cargas vivas de uso frecuente según las normas Agies 2010.....	49
III.	Datos de la edificación propuesta.	51
IV.	Cargas para losas.	54
V.	Cargas para vigas.	55
VI.	Cargas para muros.....	57
VII.	Integración del peso del edificio.	59
VIII.	Centro de masa de muros de cada nivel.....	64
IX.	Centro de masa de losas de cada nivel.	67
X.	Centro de rigidez para cada nivel.....	69
XI.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sísmo de diseño.....	75
XII.	Coeficientes de sitio F_a	76
XIII.	Coeficientes de sitio F_v	77
XIV.	Factor de determinación del nivel de diseño.	78
XV.	Coeficiente y factores para diseño de sistemas sismorresistentes.	83
XVI.	Peso y altura por nivel.....	87
XVII.	Carga lateral por muro.	89
XVIII.	Momento polar de inercia para cada nivel.....	94
XIX.	Carga por torsión por cada nivel.	97
XX.	Carga total por cada nivel.	99
XXI.	Combinaciones de cargas de diferentes códigos.....	101
XXII.	Especificaciones de materiales para el edificio.	105
XXIII.	Área de sección transversal de barras de acero corrugado.....	106
XXIV.	Propiedades de malla electrosoldada.	106
XXV.	Coeficientes para momentos negativos en losas.....	108

XXVI.	Coeficientes para momentos positivos en losas por carga muerta.....	109
XXVII.	Coeficientes para momentos positivos en losas por carga viva.....	110
XXVIII.	Momentos para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección.	112
XXIX.	Momentos actuantes en vigas.	125
XXX.	Datos para el diseño de zapata corrida.	158
XXXI.	Cargas de muro 11 por nivel.....	160
XXXII.	Longitud de desarrollo.	174
XXXIII.	Resultados de ensayos de concreto fresco.	184
XXXIV.	Resultados de ensayos de especímenes de concreto.....	186
XXXV.	Comparación entre los resultados teóricos y experimentales.....	201

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H_m	Altura de muro
H_v	Altura de viga
A	Ancho de zapata
A_S	Área de acero
A_{Smax}	Área de acero máximo
A_{Smin}	Área de acero mínimo
A_{st}	Área de acero por temperatura
A_v	Área de varilla de acero
A_g	Área gruesa de una sección
A_t	Área tributaria
B	Base de viga
N_u	Carga axial factorizada
V	Carga lateral
VT	Carga lateral total
C. M.	Carga muerta
Q	Carga total mayorada de los muros
C. U.	Carga última
P_u	Carga última para muros
P_n	Carga ultima resistente de los muros
C.V.	Carga viva
cm	Centímetro
F_a	Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos
F_v	Coeficiente de sitio para periodos de vibración largos

C_s	Coeficiente sísmico
V_u	Cortante actuante
F_x	Cortante de cedencia por nivel
V_s	Cortante que falta por resistir
V_c	Cortante que resiste el concreto
V_n	Cortante resistente
V_B	Corte basal
ρ	Cuantía de acero
ρ_b	Cuantía de acero balanceada
ρ_h	Cuantía de acero horizontal para muros
ρ_{max}	Cuantía de acero máxima
ρ_{min}	Cuantía de acero mínima
ρ_v	Cuantía de acero vertical para muros
d_f	Desplante de cimentación
l_c	Distancia vertical entre apoyos
f'_c	Esfuerzo a compresión del concreto
f_y	Esfuerzo de cedencia del acero
t_l	Espesor de losa
t_m	Espesor de muro
e	Excentricidad
K_d	Factor de determinación del nivel de diseño
θ	Factor de reducción
R	Factor de reducción
ΔV	Incremento de carga por torsión
I_o	Índice de sismicidad
I	Inercia
Kg	Kilogramo
lb	Libra
psi	Libra sobre pulgada cuadrada

L_v	Longitud de viga
L_e	Longitud efectiva
mm	Milímetro
E	Módulo de elasticidad el concreto
M	Momento
MB	Momento balanceado
J	Momento equivalente de inercia
M_u	Momento último
S_a	Ordenada espectral para cualquier periodo de vibración
S_{cs}	Parámetro inicial
S_{1s}	Parámetro inicial
d	Peralte
T	Periodo fundamental
W	Peso
P_m	Peso de muro
P_v	Peso de viga
W_s	Peso del edificio por nivel
γ_c	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo analizado
q	Presión que actúa sobre el suelo
Plg	Pulgada
K	Rigidez
S	Separación entre varillas de acero
q_a	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Acero estructural	Se obtiene al combinar el hierro, carbono y pequeñas proporciones de otros elementos que le contribuyen un conjunto de propiedades determinadas.
ACI	American Concrete Institute.
Aditivos	Sustancias que se añaden a las mezclas de concreto para mejor o cambiar sus propiedades.
Agies	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Asimétrico	Que no tiene posición, forma y tamaño, respecto de un plano.
ASTM	Association for Testing Materials.
AutoCAD	Programa para dibujo arquitectónico y estructural.
Bastón	Se utilizan para suministrar el acero en el lecho superior, para resistir el momento negativo solicitado.
Coguanor	Comisión Guatemalteca de Normas.

Concreto reforzado	Material compuesto de la unión del concreto simple y el acero de refuerzo.
Cuantía de acero	Cantidad de acero que se encuentra en una pieza de concreto.
Diafragma	Son elementos horizontales que actúan distribuyendo las fuerzas laterales entre elementos verticales.
Ductilidad	Capacidad para deformarse sosteniblemente sin romperse.
Encofrado	Sistema de moldes temporales o permanentes que se utilizan para dar forma al concreto.
Esfuerzo	Fuerza que se aplica en una determinada superficie.
Eslabón	Pieza de acero de refuerzo en forma de anillo, utilizada para resistir fuerzas cortantes.
Especímenes	Muestra o ejemplar de una clase de objeto o material.
Fraguado	Proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del hormigón.
Fundición	Proceso en donde se coloca el concreto en los moldes que le darán forma a la estructura.

Inercia	Capacidad que tienen los cuerpos de modificar por sí mismos el estado de reposo o movimiento en que se encuentran.
Inflexión	Curvatura o desviación de un elemento bajo cierto estado de cargas.
Losa maciza	Son elementos estructurales de concreto reforzado, de sección transversal rectangular llena y de poco espesor.
Losa nervada	Está compuesta de vigas a modo de nervios que trabajan en colaboración, ofreciendo gran rigidez.
Mampostería	Sistema de construcción que consiste en levantar muros a base de bloques.
Momento	Propiedad de la fuerza aplicada para hacer girar un cuerpo.
Momento flector	Es un un momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal.
Monolítico	Que está hecho de una sola pieza, con un mismo material.
NGO	Norma Guatemalteca Obligatoria.

Ortogonal	Que formula un ángulo recto.
Ratonera	Espacios vacíos que quedan en el concreto que no fue bien vaciado.
Revenimiento	Asentamiento debido a la plasticidad del concreto.
Rigidez	Capacidad de resistencia de un cuerpo a torcerse o doblarse por la acción de fuerzas exteriores.
Simétrico	Que tiene posición, forma y tamaño, respecto un plano.
Sismorresistente	Que soporta la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes.
Trabajabilidad	Capacidad del concreto a adoptarse al molde que lo contiene.
Tricket	Elemento vertical que sirve para proporcionar un soporte adicional a los elementos estructurales.
Voladizo	Extremo de un elemento estructural que sale más allá del elemento que lo sostiene.
Zapata	Es un tipo de cimentación superficial.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se desarrolla inicialmente la teoría necesaria para dar comienzo al proceso de diseño estructural de un edificio de 4 niveles de concreto reforzado, utilizado en la construcción industrializada en serie. También se define el tipo de elementos y las características del sistema a utilizar, recopilando los datos más importantes y significativos, para el comienzo del proceso de diseño.

Posteriormente, se comienza la etapa de diseño, donde se define la geometría y las características iniciales del sistema. Definido esto, se obtienen los datos necesarios con los que se desarrolla el análisis de las cargas actuantes. Para el edificio, se consideran las cargas gravitacionales y el análisis de carga sísmica utilizando las normas de Agies. Seguido de la determinación de las cargas, se desarrolla un proceso de análisis y diseño estructural para el edificio de concreto, considerando el código internacional ACI 318S 11. En esta etapa se define la geometría final y el refuerzo de los elementos del sistema estructural.

Finalmente, se realiza un análisis utilizando valores de resistencia de especímenes cilíndricos de concreto, ensayados a distintas edades, donde se determina la capacidad resistiva de los distintos elementos estructurales que conforman el sistema. Esto para garantizar, la seguridad estructural del sistema durante los procesos a los que es sometido en la construcción industrializada.

OBJETIVOS

General

Desarrollar un procedimiento general de diseño de estructuras tipo cajón de concreto reforzado, utilizadas en el sistema de construcción industrializado en serie, que sirva de guía para el estudiante y el profesional para el desarrollo de este tipo de proyectos.

Específicos

1. Describir de forma teórica las generalidades más importantes en el sistema de construcción industrializado en serie
2. Desarrollar el análisis estructural para el sistema tipo cajón utilizado en el sistema de construcción industrializado.
3. Desarrollar el diseño estructural de los elementos que requiere el sistema tipo cajón, utilizado en el sistema de construcción industrializado.
4. Realizar un análisis comparativo de la resistencia del sistema durante su proceso de fraguado.

INTRODUCCIÓN

En Guatemala existen varios métodos y materiales para la construcción; antes del desarrollo de los sistemas que acompañan la evolución de la ingeniería moderna, se utilizaban técnicas de construcción con procesos y tiempos más prolongados. A medida que evoluciona la ciencia, la técnica y la tecnología se desarrollan sistemas que ahorran tiempo y dinero, optimizan recursos y cubren las necesidades estructurales y comerciales que demanda la región.

La industrialización de las estructuras ha sido uno de los sistemas más utilizados, este se basa en procesos de construcción sistematizados, estandarizados y adaptados por motivos económicos. Este sistema contempla la fabricación de los distintos elementos que conforman la construcción en un medio controlado y estable como es una planta industrial, por medio de un proceso de producción en serie y es muy utilizado para la construcción de viviendas, hoteles, hospitales, oficinas, escuelas y comercios.

Las estructuras de concreto reforzado, elaboradas con formaleta de aluminio han sido la más utilizada y adaptadas para este sistema, debido a sus ventajas estructurales y su buena combinación con la mecanización de todos los procesos productivos en obra. Para esto, estas estructuras deben estar correctamente diseñadas para el uso industrializado del sistema.

Es importante conocer que existe un déficit en el conocimiento y criterio estructural del ingeniero civil en este sistema y la construcción industrializada en serie es uno de los sistemas más populares en Guatemala.

En el presente trabajo de graduación se pretende describir el procedimiento general de diseño de una edificación de concreto armado, utilizada en el sistema constructivo industrializado en serie, para que sirva de apoyo al estudiante, al ingeniero planificador y constructor, al momento de desarrollar este tipo de proyectos. Este trabajo describe paso a paso un procedimiento que puede servir de apoyo para la toma de decisiones en la construcción, además de aportar algunas alternativas en el criterio y diseño estructural, partiendo de la selección del sistema estructural adecuado y realizando un análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado que se adapte perfectamente al sistema.

Para que el análisis estructural sea el adecuado, se deben confirmar bajo ensayos de laboratorio, datos reales de la resistencia de testigos de concreto, ensayados a distintas edades durante el proceso de construcción. Con estos datos se realiza un análisis comparativo de la resistencia de los elementos estructurales, en las diferentes condiciones en las que están sometidos en la construcción industrializada en serie. La realización de este análisis complementa todo el procedimiento de diseño presentado, aportando información de este sistema estructural, para que pueda ser utilizado en la planificación de este tipo de proyectos.

1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES BÁSICAS

1.1. Generalidades

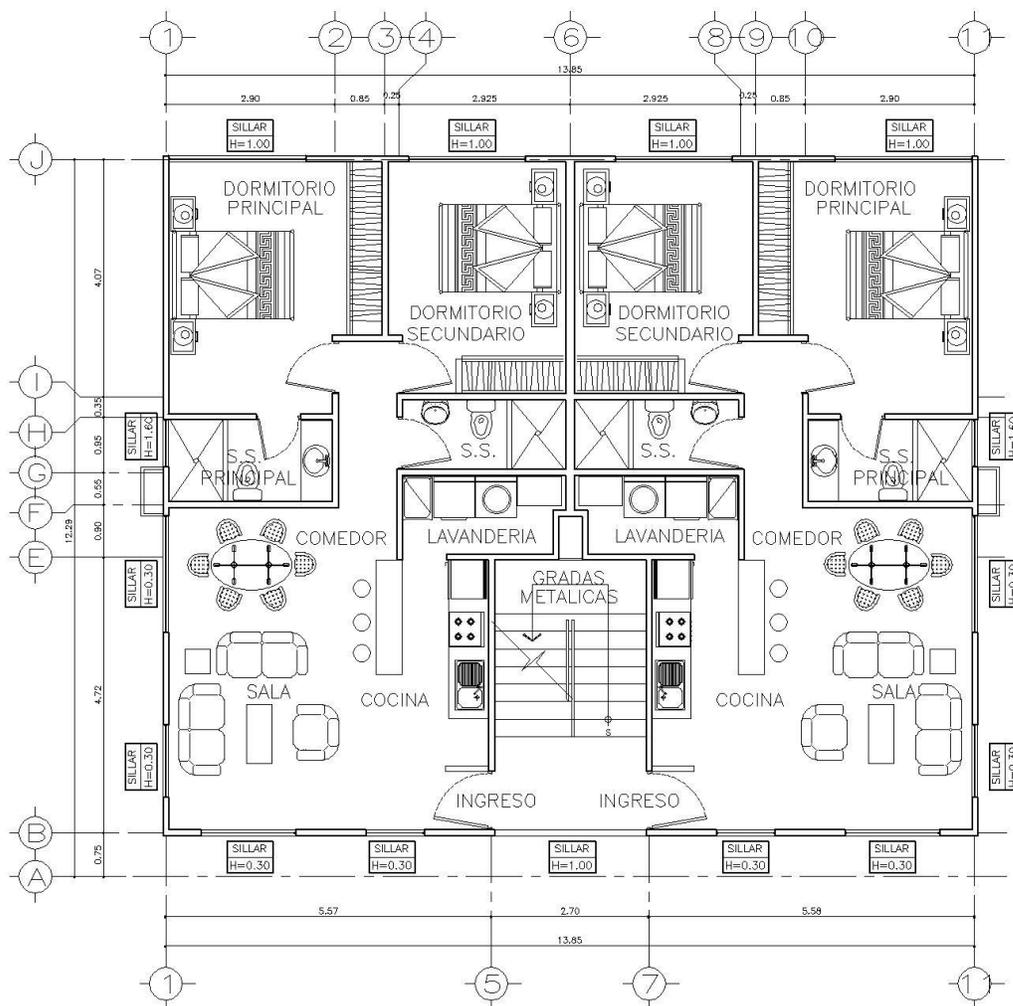
La ingeniería estructural permite el planteamiento y el diseño de las partes que conforman el esqueleto resistente de las edificaciones, con base en un análisis y criterio especializado para esta especialidad de la ingeniería civil, cuya finalidad es conseguir estructuras seguras, resistentes y funcionales. El esqueleto estructural lo forma un sistema integrado de elementos que son destinados a soportar su propio peso y ciertos factores externos sin perder su funcionalidad estructural dentro de la edificación. En cada estructura existen elementos básicos que se adaptan a las necesidades para las que la edificación fue diseñada y varían dependiendo de la función y el sistema utilizado.

El proceso de diseño de un sistema comienza con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema. Todo proceso del diseño para crear cualquier estructura requiere de etapas importantes como la estructuración, predimensionamiento, estimación de las cargas, análisis estructural y diseño estructural.

Este trabajo de graduación presenta todo el proceso correspondiente de análisis y diseño estructural de un edificio de apartamentos de concreto reforzado, para un condominio multifamiliar. Este modelo de edificios es un ejemplo común, junto a la vivienda en serie, de proyectos desarrollados bajo un sistema industrializado en Guatemala.

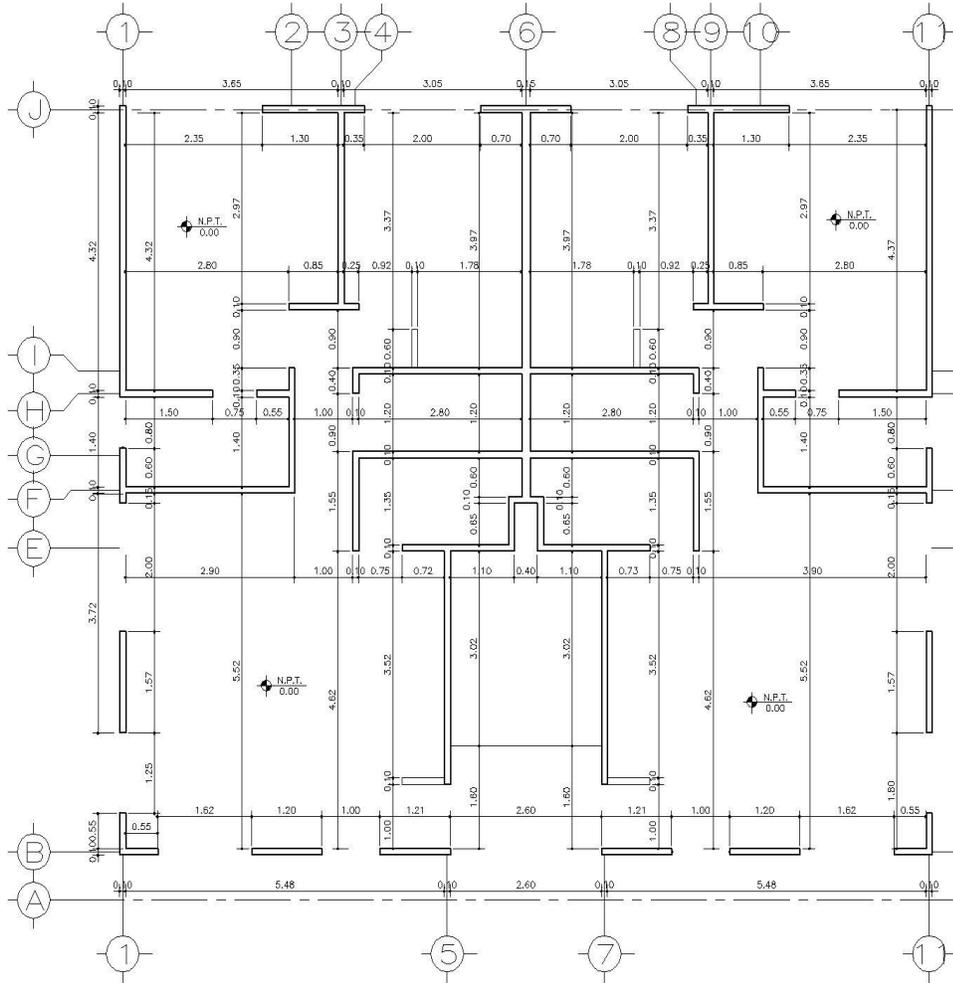
El módulo consiste en un edificio de 4 niveles con un área total de 650 m²; cada nivel está conformado por dos apartamentos de 81,19 m² cada uno y está ubicado en el municipio de Santa Catarina Pinula, km. 16,5 atrás de la fabrica Olmeca.

Figura 1. Planta típica de arquitectura de cada nivel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Figura 2. Planta acotada de cada nivel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Figura 3. Elevación arquitectónica



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Antes de iniciar la etapa de planificación, en la que se define principalmente el sistema estructural a utilizar, es necesario conocer conceptos importantes para este procedimiento de diseño estructural, así como los diferentes sistemas utilizados para edificios de concreto reforzado.

1.2. Definiciones básicas

A continuación se definen algunos conceptos que serán de utilidad antes de dar inicio al procedimiento de diseño estructural:

1.2.1. Análisis estructural

Se entiende por análisis de una estructura el proceso sistemático que concluye con la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura bajo un cierto estado de cargas, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos.

El grado de precisión que trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las acciones que realmente actuarán sobre ella. Es el objetivo del análisis de una estructura, la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se postule o establezca que debe tener capacidad de respuesta. Esta es la fase donde se determinan momentos, desplazamientos, entre otros.

Para analizar apropiadamente una estructura, deben hacerse ciertas idealizaciones sobre cómo están soportados y conectados los miembros entre sí. Una vez que se ha determinado esto y se han especificado las cargas, las fuerzas en los miembros y sus desplazamientos, estos pueden encontrarse utilizando la teoría de la mecánica estructural.

1.2.2. Diseño estructural

Procedimiento que consiste en la determinación del tamaño y forma adecuada de cada uno de los elementos que conforman una estructura, mediante el análisis de cargas y esfuerzos a que está sometida. Se caracteriza por un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Es importante considerar ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros

aspectos del proyecto global; las limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución, así como de satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Una vez obtenidas las cargas internas de un miembro, el tamaño de los elementos puede determinarse de manera que satisfagan los criterios de resistencia, estabilidad y deflexión. Además, las conexiones entre los miembros pueden diseñarse por resistencia y las dimensiones detallarse de manera que todas las partes queden ajustadas entre sí en forma apropiada.

1.2.3. Relación entre el análisis y el diseño estructural

Existe una estrecha interdependencia entre estos. En el proceso en el que se determinan las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales de una estructura, el análisis es una etapa de la secuencia del diseño mediante el cálculo de las condiciones de carga y esfuerzos actuantes en una edificación.

Se ha mencionado que el análisis es parte integrante del diseño; a pesar de esto, se puede decir que no existe un proceso de diseño sin el análisis estructural, debido a que se necesitan analizar la estructura para predecir su comportamiento y luego diseñar los elementos que la conformarán.

1.2.4. Sistema estructural

Es el método físico que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo. Antes de realizar el análisis de una estructura es necesario conocer e identificar las exigencias básicas que deben satisfacer la estructura. Los sistemas estructurales constituyen un estudio fundamental para la construcción de toda estructura, pues al margen del buen diseño arquitectónico y de la funcionalidad de la edificación, es muy importante y a la vez obligatorio

que la estructura esté en capacidad de soportar las cargas que le serán impuestas durante su periodo de vida.

Cada sistema estructural tiene funciones específicas y se caracteriza por su forma, geometría, materiales, o unión de sus elementos, apoyo de la estructura y sus condiciones de uso. Los sistemas estructurales se van empleando según lo demande la situación y la estructura planificada.

En la selección del sistema estructural se eligen materiales que compondrán la estructura, para así conocer el peso de la misma y sus propiedades mecánicas y la forma general de esta, es decir, el tipo de estructura que en particular la obra debe tener. En esta etapa se requiere que el proyectista tenga cierta experiencia y conocimientos de la teoría estructural, ya que es necesario realizar el llamado predimensionamiento de los elementos que compondrán la estructura. Antes de la selección del sistema estructural es necesario conocer algunos sistemas estructurales; las normas NSE de Agies, edición 2010, establecen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

Tabla I. **Clasificación de los sistemas estructurales según las normas NSE 3 de Agies, edición 2010**

Sistema estructural	Clasificación
Sistema de marcos	E1
Sistema de cajón	E2
Sistema combinado de marcos y muros	E3
Sistema dual	E4
Soportes en voladizo	E5-1
Péndulo invertido	E5-2

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

- Sistema de marcos: es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan todas las cargas verticales y horizontales. Los marcos están unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales. Los marcos pueden ser de concreto reforzado o acero estructural.
- Sistema de cajón: es un sistema formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Se clasifican como estructuras tipo cajón a las construcciones de mampostería y las construcciones fundidas (en serie) que utilizan encofrados metálicos.
- Sistema combinado de marcos y muros o marcos arriostrados: es un sistema formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de muros estructurales y marcos. Este sistema es utilizado comúnmente para edificios de 30 y 50 metros de altura y está formado por losas que actúan de forma horizontal, sostenidas por una combinación de muros estructurales y marcos.
- Sistema dual: es similar al sistema combinado de marcos y muros en todos los aspectos, excepto que deberá contener marcos especiales cuya capacidad residual será al menos 25 % de las solicitaciones sísmicas totales. En este sistema los muros tienden a tomar una mayor porción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los marcos pueden disipar la energía a los niveles superiores. El problema que posee este sistema estructural es que hay que ser muy cuidadoso en cuanto a la configuración de los elementos rígidos, ya que esto puede causar concentraciones excesivas de esfuerzos en algunas zonas del edificio y una mala distribución de cargas. Su nombre se refiere a dos líneas de defensa.

- Soportes en voladizo: estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales, actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección de la carga vertical.
- Péndulo invertido: es un sistema relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. En este tipo de sistemas más del 50 por ciento de la masa de la estructura está concentrada en la parte superior y la estabilidad de la masa depende de una restricción de momento. La capacidad del momento flector en el extremo del soporte deberá ser mayor al 50 por ciento de la capacidad en la base.

Figura 4. Ejemplos de los sistemas estructurales



Fuente: ARGUETA POLICARPIO, Ana Lucía. *Revisión de los aspectos sísmicos y del método de la carga sísmica equivalente de la norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala Agies 2010.* p. 47.

1.2.5. Estructuras de concreto

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características derivadas de los procedimientos usados en su construcción, que las distinguen de las estructuras de otros materiales. El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante. Esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de estas es su moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Gracias a ella es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serían muy difíciles de obtener.

Otra característica importante es la facilidad con que puede lograrse la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que esto supone. Mientras que en estructuras metálicas, el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos implica complicaciones en el diseño y en la ejecución; en las de concreto reforzados el monolitismo es consecuencia natural de las características de construcción.

2. ESTRUCTURACIÓN

En esta etapa se define principalmente el sistema estructural a utilizar. Se elabora un esquema preliminar con dimensiones, distancias, materiales, tipos de elementos y secciones con el objetivo de seleccionar una forma estructural segura, estética y económica. Esta es usualmente la fase más difícil y a la vez más importante de la ingeniería estructural y a menudo se requieren varios estudios independientes de diferentes soluciones antes de decidir cuál es la forma más apropiada de la estructura. Una vez tomada esta decisión, se especifican entonces las cargas, materiales, disposición de los miembros y sus dimensiones de conjunto.

Está claro que la habilidad necesaria para llevar a cabo cada una de estas actividades de estructuración, se adquiere normalmente después de varios años de experiencia en el arte y ciencia de la ingeniería. La estructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto. Los refinamientos posteriores en el dimensionamiento de secciones son de mucha menor importancia. Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible, así como el procedimiento de construcción más adecuado para el caso.

Después de elegir provisionalmente un sistema estructural, se le idealiza para estudiar los efectos de las acciones o solicitaciones a las que puede estar sometida. Esta idealización es necesaria porque el problema real siempre es más complejo que lo que es práctico analizar.

Es importante que el ingeniero estructural reconozca los diversos tipos de elementos que componen una estructura y que sea capaz de clasificar las estructuras de acuerdo con su forma y función. Algunos sistemas constructivos demandan sistemas estructurales específicos; ciertos sistemas constructivos se utilizan en producción a base de cronómetro, con el objeto de eliminar ese tiempo o desperdicio en el proceso constructivo. Estos procesos constructivos son revolucionarios; su base es la cadena de ejecución y su objetivo se basa en una forma de organización de la producción que delega a cada trabajador una función específica y especializada.

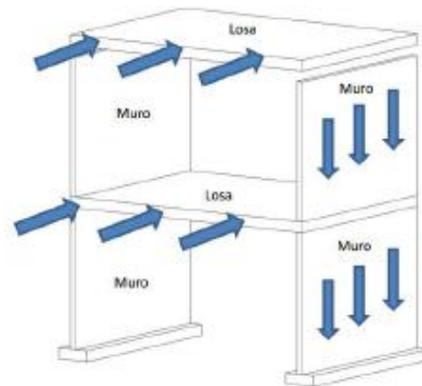
Este tipo de sistema constructivo es denominado construcción industrializada en serie y para llevar a cabo una cadena de ejecución como la que demandan estos sistemas constructivos, se necesita implementar un sistema estructural que pueda adaptarse a las exigencias del proceso. El sistema que más se ha adaptado a este proceso constructivo es el tipo cajón, debido a su estructura de una sola pieza que permite fundir muros, losas y culatas en forma simultánea a base de encofrados de aluminio versátil y adaptable. Este sistema estructural resulta ser más rápido y económico que las estructuras convencionales de concreto reforzado.

2.1. Sistema tipo cajón

Está conformado por muros de carga en los cuales una losa maciza se apoya en su perímetro, con lo que se logra aumentar notablemente su rigidez y resistencia ante cargas verticales. Este sistema usa elementos estructurales que no se distinguen como individuales, ya que la estructura constituye un sistema continuo y monolítico.

La ventaja más importante es que existen elementos verticales en dos direcciones ortogonales; las fuerzas laterales en cualquier dirección son resistidas por los muros mediante fuerzas en su plano. Para el funcionamiento en cajón se requiere que la losa forme un diafragma horizontal que tenga alta rigidez para cargas en su plano, de manera que las cargas laterales se puedan transmitir a los muros más rígidos en cada dirección. La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero, que no requieren tener la función de resistir cargas horizontales. Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sísmo resistente.

Figura 5. **Sistema tipo cajón**



Fuente: ARGUETA POLICARPIO, Ana Lucía. *Revisión de los aspectos sísmicos y del método de la carga sísmica equivalente de la norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala Agies 2010.* p. 52.

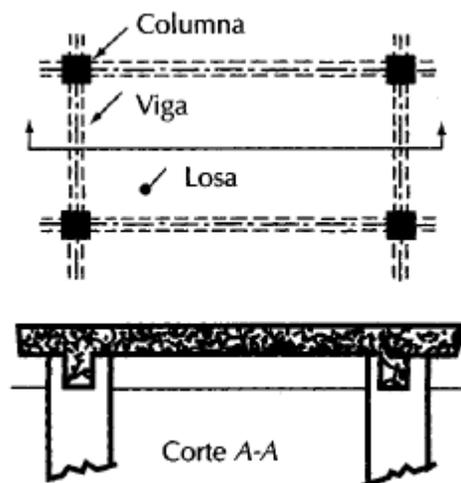
2.1.1. Tipo de losas

Generalmente los sistemas tipo cajón utilizados en la construcción industrializada buscan la facilidad del encofrado para llevar a cabo reducción de

tiempos y procesos. Una losa maciza de concreto reforzado es la más utilizada y la que mejor se adapta a la formaleta de aluminio para la fundición monolítica de concreto.

Estas losas son empleadas en aberturas cortas para transmitir uniformemente las cargas de su plano hacia los muros y vigas. Están apoyadas en todo su perímetro sobre los muros de carga, por lo que su comportamiento generalmente es el de una losa maciza en dos sentidos; estas losas se deflecan en forma de plato al aplicarle las cargas, lo que significa que en cualquier punto tienen curvaturas en las dos direcciones principales y puesto que los momentos flectores son proporcionales a dichas curvaturas, también existen momentos en ambas direcciones. Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas, es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa.

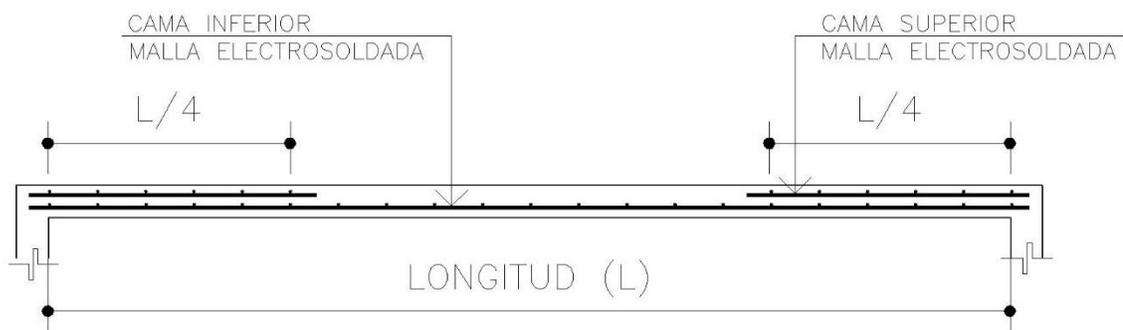
Figura 6. **Losas apoyadas perimetralmente**



Fuente: GONZALEZ CUEVAS, Oscar M. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. p. 569.

Para el control de costos y tiempos de operación en el sistema tipo cajón utilizado en la construcción industrializada, las losas macizas generalmente se diseñan con doble malla electro soldada de acero grado 70, una en la parte inferior y otra en la parte superior, simulando así la línea de inflexión del elemento, con el objetivo de reducir el tiempo de armado de una losa con acero tradicional.

Figura 7. **Losa maciza utilizada en el sistema cajón**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

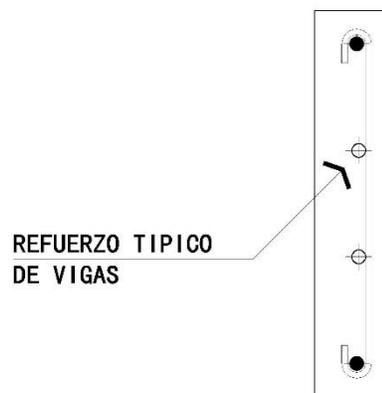
2.1.2. Tipo de vigas

Las vigas en todo sistema estructural son utilizadas para transmitir las cargas de las losas u otros elementos estructurales de manera uniforme hacia elementos de apoyo. Su característica principal es que son diseñadas para resistir únicamente cargas verticales debido a que las cargas horizontales de sismo son resistidas por los muros estructurales del sistema; debido a esto, las vigas son diseñadas únicamente a flexión simple y a corte.

Las vigas utilizadas en este sistema están integradas a los muros de carga de forma tal, que el sistema tipo cajón sea funcional. Generalmente se utilizan en vanos de puertas y ventanas donde la luz es muy grande o para cargar muros

estructurales en áreas que por necesidades arquitectónicas, no pueden funcionar muros de carga de concreto reforzado. Generalmente las dimensiones de la base de las vigas son muy pequeñas debido a las necesidades arquitectónicas, por tal razón, el armado típico a flexión de las vigas en este sistema se realiza con una sola varilla en cada cama de acero y el armado a corte se hace con eslabones, con el objetivo de facilitar el armado de los muros y la buena colocación del concreto dentro de la viga.

Figura 8. **Armado típico de vigas en un sistema cajón**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

2.1.3. Tipo de muros

El sistema tipo cajón demanda una construcción monolítica con muros de carga y losas macizas. Los muros de carga se dan a conocer como muros portantes y son las paredes que en determinada construcción tienen función estructural. Las paredes de carga para este sistema serán de concreto reforzado fundido *in-situ* y deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas, además de las cargas superpuestas. Estos también son llamados muros de ductilidad limitada

debido a que su característica principal es proporcionar gran rigidez en el sistema.

Estos muros serán fundidos dentro de formaletas de aluminio y el acero de refuerzo utilizado se divide en refuerzo distribuido y refuerzo concentrado. Para el refuerzo distribuido se utiliza malla electrosoldada de grado 70 a lo largo de todos los muros, con el objetivo de reducir tiempo y mano de obra en los procesos del sistema constructivo.

Es importante considerar que el sistema tipo cajón se comporta como una sola pieza, por lo que no existen elementos independientes como las columnas; sin embargo, existe refuerzo concentrado en el que se emplean varillas de acero corrugado a lo largo de los muros, en intersecciones, en uniones de los mismos y donde sea necesario, para que sean capaces de resistir las cargas actuantes. El refuerzo concentrado también es necesario en los puntos de apoyo de las vigas de carga, donde la carga axial puede ser transferida de mejor manera hacia la cimentación.

Es importante mencionar que debido a que los muros se encargan completamente de resistir las fuerzas sísmicas, las vigas y los otros elementos en la estructura quedan exentos de esta función estructural, considerando únicamente las cargas verticales.

Figura 9. **Refuerzo distribuido y concentrado en muros**



Fuente: DELGADO EHNI, Raúl Javier; RODRÍGUEZ LARRAÍN, Catalina Peña. *Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada*. p. 37.

2.1.4. Tipo de cimentación

La cimentación para un sistema cajón puede ser aislada o superficial, pero las más utilizadas son las cimentaciones superficiales o losas de cimentación. Debido a que un sistema tipo cajón tiene una ductilidad limitada y la cimentación debe adecuarse de manera tal que la estructura no sufra asentamientos diferenciales y otros factores, que el cimiento aislado no puede controlar en su totalidad.

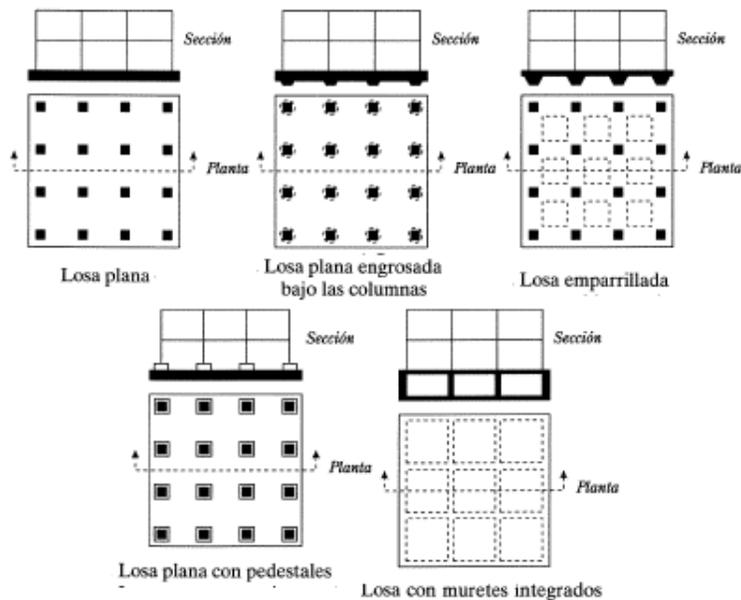
Una losa de cimentación es una placa de hormigón apoyada sobre el terreno, la cual reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo. Las losas son un tipo de cimentación superficial que tienen muy buen comportamiento en terrenos poco homogéneos o con poca capacidad portante y

bajo estructuras muy pesadas. Su cálculo es similar al de una losa plana de azotea, invirtiéndose las direcciones de los esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio. Actualmente se usan varios tipos de losa de cimentación:

- Losa plana: esta losa tiene espesor uniforme; posee la ventaja de su gran sencillez de ejecución. Si las cargas y las luces no son muy grandes, el ahorro de encofrados puede compensar el mayor volumen de concreto necesario.
- Losa plana engrosada bajo columnas: esta losa tiene espesor mayor bajo los pilares o muros de carga para mejorar la resistencia a flexión y corte, los capiteles pueden ser superiores e inferiores.
- Losa emparrillada: este tipo de losa posee vigas que corren en ambos sentidos y las columnas se ubican en las intersecciones de las vigas. Esta se hace ventajosa cuando el espesor de la placa se hace muy grande.
- Losa plana con pedestales: este tipo de losa posee una especie de pedestal en cada pilar.
- Losa con muretes integrados para sótano o cajón de cimentación: los muretes trabajan como atiesadores de la losa. Para conseguir una gran rigidez se puede formar una losa de varios pisos de altura en la que colaboran los muros perimetrales e interiores del edificio.

En la siguiente figura se presenta de forma esquemática cada uno de los tipos de losa de cimentación descritos anteriormente:

Figura 10. Tipos comunes de losas de cimentación



Fuente: DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p.259.

La losa de cimentación más común en este sistema y que se usará para la estructura del edificio, es la losa emparrillada bajo los muros de carga, la cual es una combinación de zapatas inclinadas o escalonadas, que recorren el largo de los muros de carga integradas con una losa de concreto, formando un solo elemento que se distribuye a lo largo de toda el área de la construcción. Este tipo de cimentación es muy eficiente debido a su facilidad de armado, encofrado y su ahorro en materiales.

2.1.5. Instalaciones

Las instalaciones utilizadas son las mismas que un sistema de mampostería tradicional, donde toda la tubería de agua potable, drenajes y electricidad se

integran dentro de los muros. La problemática que se presenta en este tipo de sistema es que alguna posee un diámetro mayor al de los muros, por lo que es necesario crear estructuras auxiliares que sirvan de ductos para dichas instalaciones. Otra peculiaridad son las instalaciones bajo la cimentación y el hecho de tener integrada una losa de cimentación; el sistema demanda que las instalaciones se coloquen bajo esta estructura de forma estratégica y planificada para no tener problemas futuros tales como fugas u obstrucciones.

La mayoría de las tuberías eléctricas van embebidas en los muros, al igual que las tuberías sanitarias de diámetros menores a 2". Las tuberías de diámetros mayores (2" a 4"), pasan por ductos exteriores o interiores o por ensanches de los muros generalmente de hasta 20 cm de espesor.

Figura 11. **Instalaciones en un sistema cajón de concreto**



Fuente: DELGADO EHNI, Raúl Javier; RODRÍGUEZ LARRAÍN, Catalina Peña. *Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada*. p. 42.

En las zonas de congestión de tuberías y refuerzo, suelen formarse grietas y ratoneras, debido a las dificultades que estas zonas presentan para el paso del concreto.

2.1.6. Materiales estructurales

Los materiales estructurales también tienen que adaptarse a las necesidades de los sistemas constructivos y estructurales. El sistema tipo cajón utilizado en la construcción industrializada demanda el uso de materiales de fácil colocación y que no prolonguen el tiempo de construcción de la edificación. Los materiales serán el elemento a transformar de un estado inicial unitario a un estado final de conjunto, con el cual se tendrá una edificación terminada y lista para entrar en servicio. Por lo tanto es de suma importancia que los materiales cumplan requisitos mínimos de resistencia, durabilidad y economía de mantenimiento.

Los materiales utilizados en este tipo de estructuras deberán tener las siguientes características para garantizar la funcionalidad del sistema constructivo:

2.1.6.1. Concreto

Es un material compuesto, empleado en construcción, formado esencialmente por un aglomerante al que se añaden partículas o fragmentos de un agregado, agua y aditivos específicos. El concreto utilizado en este tipo de sistema requiere una trabajabilidad muy específica; los muros de este sistema son de un espesor muy pequeño y al combinarlo con la armadura de acero, es difícil que un concreto con una trabajabilidad estándar y un agregado muy grueso, funcione para lograr la colocación uniforme del mismo.

El concreto empleado para los muros y las losas está constituido con un agregado muy pequeño, generalmente de 3/8 de pulgada, el cual se acomoda mejor al encofrado, combinado con aditivos fluidificantes y acelerantes que le dan una trabajabilidad mayor, el concreto adquiere un flujo de entre 48 y 55 centímetros, garantizando el llenado correcto dentro de los elementos a fundir. El concreto utilizado para la cimentación no requiere de las mismas condiciones, pero sí es necesario que tenga un asentamiento adecuado que esté entre 3 a 5 pulgadas y un agregado grueso, que generalmente es de 1/2 pulgada.

Figura 12. **Concreto en obra**



CONCRETO PARA MUROS



CONCRETO PARA CIMENTACIÓN Y LOSAS

Fuente: Residenciales Vista Verde, km. 19.5, carretera a San José Pinula.

Quando se desarrollan proyectos con este sistema y de manera industrializada, se debe formular el concreto ideal, según las especificaciones técnicas solicitadas para cada tipo de vivienda a construir. La resistencia que se solicita para este tipo de concreto, tanto para muros como para losas, oscila desde 210 a 350 kilogramos por centímetro cuadrado, lo que equivale de 3 000

a 5000 libras por pulgada cuadrada, respectivamente. En Guatemala, comúnmente se solicita concreto a una empresa que se dedica al suministro de concreto premezclado, predominando la siguiente nomenclatura:

Figura 13. **Nomenclatura del concreto**

Concreto a solicitar	Lleva un agregado grueso de
3001, 4001, 5001 psi	3/8 pulgada
3003, 4003, 5003 psi	1/2 pulgada
3005, 4005, 5005 psi	1 pulgada

Fuente: GIRÓN MEJÍA, Sergio David. *Descripción del sistema constructivo de vivienda en serie mediante el uso de formaletas de aluminio en la ciudad de Guatemala.* p. 81.

El vaciado del concreto premezclado se puede realizar con pluma o bomba, teniendo en cuenta las ventajas o desventajas en cada proyecto: tiempo, costo, productividad, calidad y otros. Se debe iniciar el vibrado una vez que el concreto empiece colocarse dentro del molde de aluminio, utilizando un vibrador de aguja para extraer el aire de más en el concreto. Además, hay que iniciar simultáneamente el vibrado externo con un martillo de caucho, para minimizar que aparezcan burbujas de aire en la superficie del concreto. En la mayoría de ocasiones se utiliza concreto autocolocable; con el uso de otro tipo de aditivos fluidificantes.

El concreto es un material que por naturaleza se agrieta debido a su baja resistencia a la tracción, a la contracción de fraguado, efectos de temperatura y esfuerzos de tracción ocasionados por las cargas externas. Este tipo de grietas

generalmente no constituyen un problema estructural, solamente estético. Sin embargo, se desconoce si a largo plazo estas fisuras pueden producir problemas de corrosión o la formación de potenciales planos de falla cuando la estructura se vea sujeta a sismos. Por eso que es importante analizar las características de sus componentes.

A continuación se describen las características de los componentes del concreto:

- **Cemento:** el cemento a utilizar cumplirá con las normas Coguanor NGO 41001, Coguanor NGO 41005, ASTM C-150, ASTM C-595, siendo cemento hidráulico tipo Portland o Portland modificado, para uso general en la construcción. También se utiliza el cemento tipo ARI de alta resistencia inicial, que está regulado por la Norma ASTM C1157-09.
- **Agregados:** los agregados finos para concreto podrán ser: arena de río, arena de trituración o de origen volcánico, todas exentas de materias orgánicas, arcillas u otras materias nocivas. Se cumplirá con la Norma ASTM C-33. Los agregados gruesos podrán ser: piedra triturada, grava, material de origen volcánico u otros materiales inertes libres de materias orgánicas u otros elementos nocivos. Se cumplirá con la Norma ASTM C-33. El tamaño máximo del agregado grueso será 1 ½", pero no mayor de 2/3 del espacio mínimo entre barras de refuerzo, 1/5 de la menor dimensión entre formaletas o 1/3 del espesor de las losas.

2.1.6.2. Acero de estructural

Se obtiene al combinar el hierro, carbono y pequeñas proporciones de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le contribuyen un

conjunto de propiedades determinadas. Existen varios tipos de acero estructural y en este sistema se utiliza el acero legítimo, malla electrosoldada y varillas de alta resistencia, con el fin de reducir tiempos de armado y desarrollar un proceso repetitivo y funcional que se adapte al sistema industrializado.

- Barras corrugadas: el acero que se utilizará como refuerzo deberá llenar los requerimientos de las normas Coguanor NGO 36011 y ASTM A-615. Se utilizarán barras corrugadas cuando el diámetro sea mayor a 3/8"; para diámetros menores podrán ser lisas. El punto de fluencia no deberá ser menor a 2 325 kg/cm² (33 000 lb/plg²); ya que en el mercado guatemalteco comúnmente se cuenta con aceros de grados 40 (40 000 lb/plg²) y 60 (60 000 lb/plg²) el mínimo a utilizar será grado 40.
- Malla electrosoldada: podrá utilizarse como refuerzo estructural en losas apoyadas en muros de carga. Se podrá utilizar en muros de concreto tanto fundidos *in-situ* como elementos prefabricados. En losas de luz menor a 3 metros podrá colocarse una sola malla siguiendo la línea de inflexión de la losa. En losas de más de 3 metros de longitud, la malla se colocará en dos camas; una inferior continua para el momento positivo, y en camas superiores en zonas de momento negativo, soportándola de una forma adecuada, debidamente ancladas y con una longitud no menor de un cuarto de luz libre respectiva. El punto de fluencia deberá estar comprendido entre 4 227 kg/cm² y 5 284 kg/cm² (60 000 y 75 000 lb/plg²) y se regirá por las normas ASTM A-62, A-185 y A-497. En el medio guatemalteco se cuenta con mallas electrosoldadas con un punto de fluencia de 4931,83 Kg/cm² (70 000 lb/plg²).

2.2. Consideraciones al momento de diseñar estructuras tipo cajón de concreto reforzado

Las estructuras tipo cajón no son vulnerables a fenómenos de la naturaleza, pero la resistencia de estas estructuras sujetas a sismos, en ocasiones se ve influida por su diseño arquitectónico y su configuración; es decir el tamaño, naturaleza y localización de sus elementos resistentes y de aquellos no estructurales que afectarán directamente su respuesta ante un sismo.

Diseños asimétricos o discontinuidad de rigidez, tanto en planta como en elevación, pueden hacer que la estructura se comporte de un modo inadecuado, ocasionando fallas e incremento de la vulnerabilidad de estas edificaciones. Por lo que deben considerarse estos aspectos para el diseño estructural a partir de las especificaciones de las normas.

2.2.1. Códigos de diseño y especificaciones

Los códigos y normas utilizados como referencia para la integración de cargas y para el diseño son los siguientes:

- Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala, edición 2010, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (Agies).
- American Concrete Institute (ACI 318-11).

2.2.2. Configuración estructural

Ha quedado demostrado en el estudio del comportamiento de las estructuras que han sido sujetas a efectos de terremotos, que cuanto más simple, simétrico y regular es el edificio y su estructura, es más fácil de comprender la forma como se va a comportar durante un terremoto, más fácil de analizar, diseñar y construir. Mientras que el edificio complejo, conlleva el diseño de una estructura que no es fácil de comprender cómo se va a comportar; muchas veces es complicada su construcción y al estar sujeta a los efectos de un terremoto pueden inducirse efectos que pueden ser destructivos.

Se sabe que las estructuras simétricas tienden a distribuir uniformemente los esfuerzos evitando daños en las edificaciones. La falta de simetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provoca torsión. Cuanto más simétrica es la geometría de un edificio, menores riesgos existen de concentración de esfuerzos, de tal manera que el momento torsor en planta y el comportamiento de la estructura son más predecibles.

2.2.2.1. Densidad de muros

Para una adecuada distribución y densidad de muros en una edificación se deben considerar diferentes aspectos, como la zona sísmica en la que se localiza la estructura, alturas límites, plantas simétricas y buena rigidez torsional. También se debe verificar que la densidad de muros sea suficiente en ambas direcciones ortogonales para proporcionar una resistencia lateral suficiente a la edificación.

Las edificaciones deberán ser lo más simétricamente posibles en ambos lados; es conveniente evitar módulos largos y angostos con longitud mayor a tres

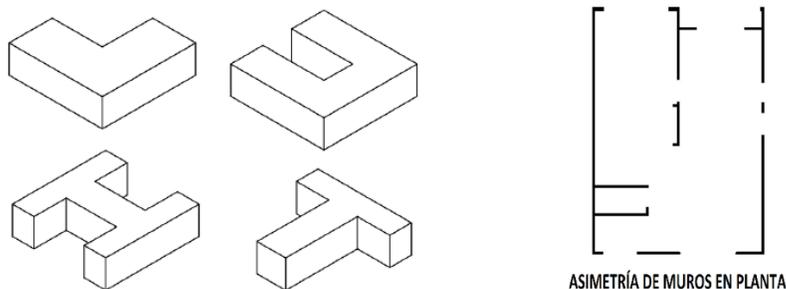
veces su ancho. También tendrán que adecuarse los vanos de puertas y ventanas para que sean lo más simétricas posibles.

2.2.2.2. Configuración en planta

La configuración en planta debe ser lo más simple, simétrica y regular posible en toda estructura. Las formas irregulares como L, T, C, H o triangulares, incrementan los efectos de torsión debido a que no coincide el centro de masa con el centro de rigidez. Se recomienda el uso de formas rectangulares, donde el lado largo no debe ser mayor a 2.5 veces el lado corto. Los daños se producen generalmente en las proximidades de la arista interior.

La distribución de muros en planta debe guardar simetría en dos direcciones ortogonales. Una distribución asimétrica de muros conlleva a efectos de torsión, incrementando las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico.

Figura 14. **Formas irregulares en planta**

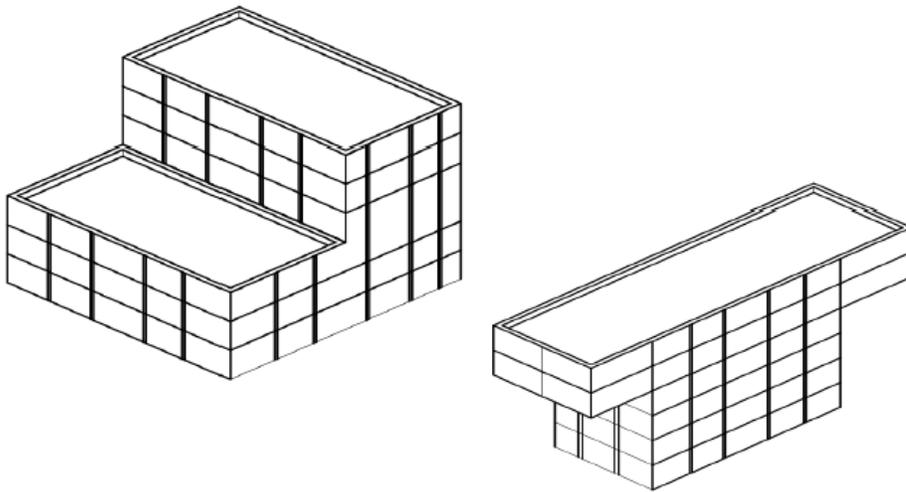


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

2.2.2.3. Configuración en elevación

La configuración en elevación para un sistema cajón es directamente influyentes las estructuras con irregularidades en elevación presentan algunos problemas, tales como el cambio abrupto de resistencia y rigidez, produciendo concentración de esfuerzos y grandes fuerzas en el diafragma superior; además, presentan diferentes períodos de vibración para distintas partes del edificio.

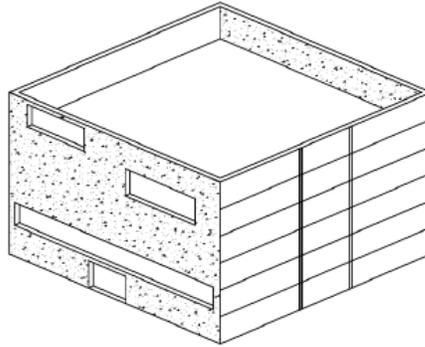
Figura 15. Formas irregulares en altura



Fuente: GARCÍA PERUSINA, Jorge Antonio. *Guía para la evaluación del daño estructural ocasionado por sismos en la república de Guatemala*. p. 28.

Las grandes aberturas en un sistema cajón debido a configuraciones arquitectónicas, pueden ocasionar que la estructura se comporte como marcos, produciendo áreas localizadas de debilidad y posible falla en las partes más esbeltas.

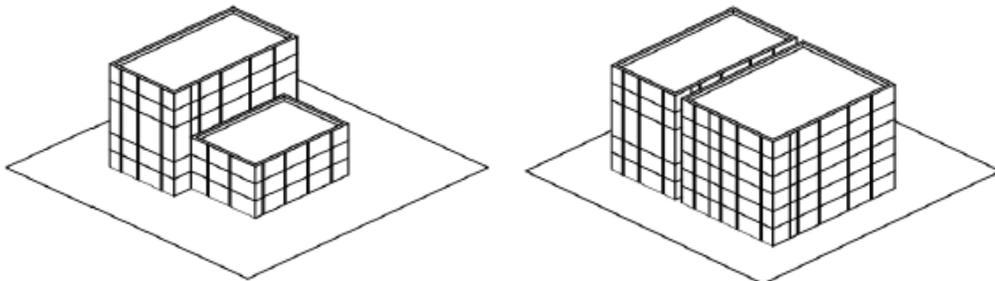
Figura 16. **Edificio con abertura de diferente tamaño**



Fuente: GARCÍA PERUSINA, Jorge Antonio. *Guía para la evaluación del daño estructural ocasionado por sismos en la república de Guatemala*. p. 32.

Otro problema que es importante mencionar en la colindancia entre edificios adyacentes o de dos partes de un mismo edificio, es que puedan golpearse entre sí durante un sismo y dependerá mucho de su periodo de vibración, de su altura, de la distancia entre edificios y de su desplazamiento lateral.

Figura 17. **Edificios adyacentes**



Fuente: GARCÍA PERUSINA, Jorge Antonio. *Guía para la evaluación del daño estructural ocasionado por sismos en la república de Guatemala*. p. 33.

Además de la configuración en elevación, el número de pisos para las estructuras tipo cajón tiene ciertas limitaciones. En la norma peruana de diseño sismorresistente E-030 se indica que el máximo número de pisos que se puede construir con el sistema tipo cajón es de 7. Por otro lado, cuando se emplee este sistema en edificios de mayor altura, los 6 últimos niveles podrán ser de este sistema y los pisos inferiores deberán ser necesariamente muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 15 cm, que permitan confinar sus extremos con estribos.

En obra se han visto sistemas tipo cajón de hasta 7 pisos, que emplean únicamente muros de 10 cm. También, se han visto casos de edificios de hasta 9 pisos, con una combinación de muros de 10 cm, 12 cm y 15 cm en todos los pisos.

2.3. Sistema constructivo industrializado en serie

Este sistema contempla la fabricación de una edificación en un medio controlado y estable, como una planta industrial, por medio de un proceso de producción en serie. Esta forma de construir es mucho más eficiente que la de los sistemas tradicionales y conlleva una serie de ventajas que permiten construcciones rápidas y seguras, con mayor calidad y más económicas, lo que lo hace un sistema muy competitivo en el mercado.

La base del sistema es la mecanización de todos los procesos productivos existentes en obra, utilizando una cadena de ejecución que permite ahorrar y optimizar tiempo y recursos. Esta cadena de ejecución permite disminuir los plazos de producción y le da al sistema constructivo un mayor control. Se utilizan estructuras de concreto coladas con moldes especiales de una sola vez, por lo que queda toda la estructura de concreto armado de una pieza. Es muy seguro

pues resiste mejor los movimientos sísmicos que los sistemas tradicionales, y es económico, pues a pesar de ser más caro el material, se puede fundir una casa por día con un solo juego de moldes. Para que sea económico hay que hacer muchas edificaciones, pues si se piensa hacer una sola, saldrá mucho más caro.

Las formaletas para sistemas industrializados en concreto son fundamentales para la construcción de estructuras en serie, son uno de los principales factores para el rendimiento constructivo del proyecto e influyen directamente en la apariencia y calidad de la superficie.

Figura 18. **Construcción industrializada en serie**



Fuente: FORSA. *Manual técnico: construcción industrializada*. p.41.

2.3.1. Importancia del sistema estructural para el proceso constructivo

Las estructuras tipo cajón, además del concreto reforzado, pueden estar contraídas con muros de carga de mampostería confinada, cumpliendo con los mismos requisitos estructurales ante las necesidades sísmicas del país; sin embargo, para la construcción industrializada el uso de elementos de mampostería no es una opción viable, económicamente hablando.

La base del sistema industrializado es la sistematización en serie de los procesos constructivos y para que exista esto, cada proceso debe ser rápido y continuo. Las estructuras fundidas monolíticamente, permiten tener un nivel de la edificación por día, lo cual es el éxito del sistema gracias al poco tiempo y recursos empleados.

La construcción utilizando elementos de mampostería conlleva una serie de procedimientos constructivos, los cuales involucran mayor mano de obra, tiempo de ejecución, disponibilidad de materiales, entre otros. Para la construcción de los muros de carga es necesario realizar el típico levantado de elementos mampuestos, y a pesar de que la mampostería es más barata en comparación con el concreto, la facilidad constructiva hace la diferencia en cuestión de costos, así como otros sistemas estructurales.

2.3.2. Aspectos importantes debido al tipo de sistema constructivo utilizado

El diseño de este tipo de estructuras es más que el alcance y las condiciones para las que está diseñado, también consiste en una serie de criterios y conocimientos que se tienen que emplear, para que la estructura no

sufra variaciones, debido a cambios en las propiedades de los materiales constituidos en la estructura, además de conocimientos constructivos que deben ir de la mano con el conocimiento estructural.

Este sistema tiene la característica de tener una ductilidad limitada, por ser una estructura muy rígida, puesto que muros muy largos son susceptibles a esfuerzos muy grandes que pueden producir fallas estructurales y por dilatación. Al igual que los muros largos, las zonas donde hay ductería y que poseen un espesor de concreto menor por la presencia de las mismas, también es expuesto a este tipo de fallas.

Es muy importante entender que el concreto tiene un procedo de fraguado, y que a pesar de poseer aditivos especiales para acelerar su fraguado necesita darle el curado adecuado en un tiempo que difiere del alcance de su resistencia máxima. Estas construcciones, estando sometidas a un proceso industrializado, tienen un proceso más rápido de producción; por lo que el curado, junto con el control de su resistencia al transcurrir el tiempo, es muy importante para la seguridad y durabilidad de la estructura. Las consecuencias de ignorar esto son problemas de resistencia, además de cambios térmicos en el concreto, que producen fisuras y problemas futuros con adherencia de morteros.

Generalmente para este tipo de sistema constructivo, se realiza una fundición monolítica diaria con cada juego de moldes y se desencofra a las 12 horas.

Transcurrido este tiempo el concreto tiene que tener entre el 25 % y 30 % de su resistencia a compresión y ser capaz de soportar el peso propio de la estructura sin sufrir deformaciones, lo cual es un aspecto importante a considerar en el momento del análisis y diseño de la estructural.

Otro aspecto importante a considerar es la concentración de acero. Las estructuras tipo cajón tienen de base muros delgados de concreto reforzado, el cual debe tener el área de acero adecuada para resistir las cargas de la estructura y al mismo tiempo garantizar un correcto colado del concreto en obra. Un elemento de acero para refuerzo simple y resistente como la malla electrosoldada y la varilla delgada de alta resistencia, facilita estas necesidades y garantiza una fácil instalación.

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

Consiste en darle dimensiones a los elementos estructurales con base en códigos y criterios estructurales que servirán de base para dar inicio al análisis y diseño estructural. Este es el procedimiento previo al cálculo, con precisión de los esfuerzos sobre las estructuras; con el predimensionamiento se establecen dimensiones iniciales de las secciones de cada elemento estructural, para luego establecer los valores definitivos de las dimensiones de los elementos de la estructura.

El sistema tipo cajón consiste en una fundición monolítica de concreto reforzado y para el predimensionamiento de los elementos que lo conforman; se tomará como base el ACI 318S-11, el cual cubre el diseño y construcción de concreto estructural en edificaciones y donde sea aplicable en otras construcciones.

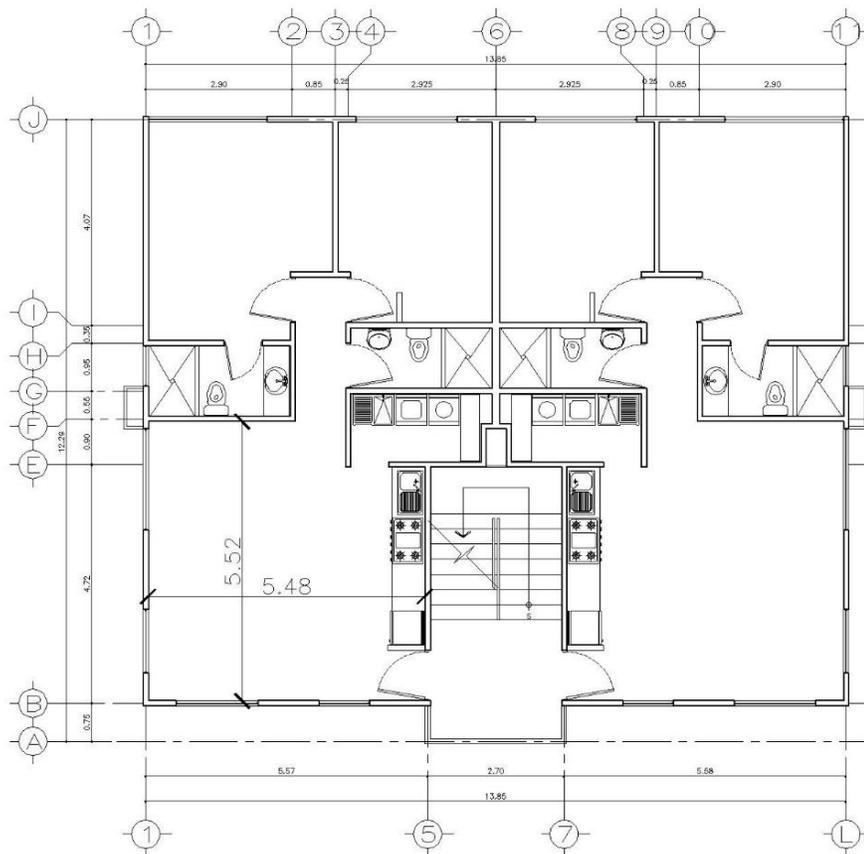
El modelo arquitectónico presentado en la figura 1 será el utilizado para todo el procedimiento de cálculo.

3.1. Predimensionamiento de losas

El Código ACI 318S-11 en la sección 9.5.3.3 requiere que la dimensión mínima del espesor de una losa en dos direcciones con vigas o elementos estructurales que se extienden entre los apoyos en todos los lados no sea menor que 90 mm.

Para la edificación propuesta se calculará el espesor de la losa que tengan las dimensiones más grandes; en este caso se utilizará la losa de la sala-comedor de 5,52 x 5,475, como se puede apreciar en la figura 17.

Figura 19. Dimensiones de losa para predimensionamiento



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

En primero se debe saber si trabaja en un sentido o en dos sentidos con la siguiente expresión:

$$\frac{a}{b}$$

Donde:

a = es la dimensión corta de la losa

b = es la dimensión larga de la losa

$$\frac{5,52}{5,475} = 0,99$$

Si la relación a/b es menor que 0,5 se dice que trabaja en un sentido y si es mayor que 0,5 trabaja en dos sentidos; en este caso trabaja en dos sentidos y la forma usual de determinar el espesor es mediante la siguiente expresión:

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

p = perímetro de losa

$$t = \frac{2(5,52 + 5,475)}{180} = 0,122 \text{ Mts.} = 12,5 \text{ cms.}$$

$$t = 12,5 \text{ Cms.} > 9,00 \text{ OK}$$

Si el espesor de la losa es mayor a 15 cm. corresponde usar una losa nervurada, pero por lo mencionado anteriormente de las necesidades del sistema, lo que hay que buscar es un correcto diseño arquitectónico que sea funcional para utilizar losas macizas en dos direcciones o vigas intermedias, si el caso lo permitiera.

3.2. Predimensionamiento de vigas

En un sistema tipo cajón donde las losas macizas y las vigas están apoyadas sobre muros de carga, hay que tener ciertas consideraciones al momento de diseñar. El Código ACI 318S-11 en la sección 21.1.1.7 especifica qué sistemas con muros estructurales ordinarios de concreto reforzado no necesitan cumplir requisito alguno del capítulo 21, lo que significa que los elementos sometidos a flexión no tienen la misma restricción en cuanto a la medida de su base, pero sí en los requerimientos de refuerzo, resistencia y recubrimiento especificados en ACI 318S-11, capítulos 7, 12 y 17.

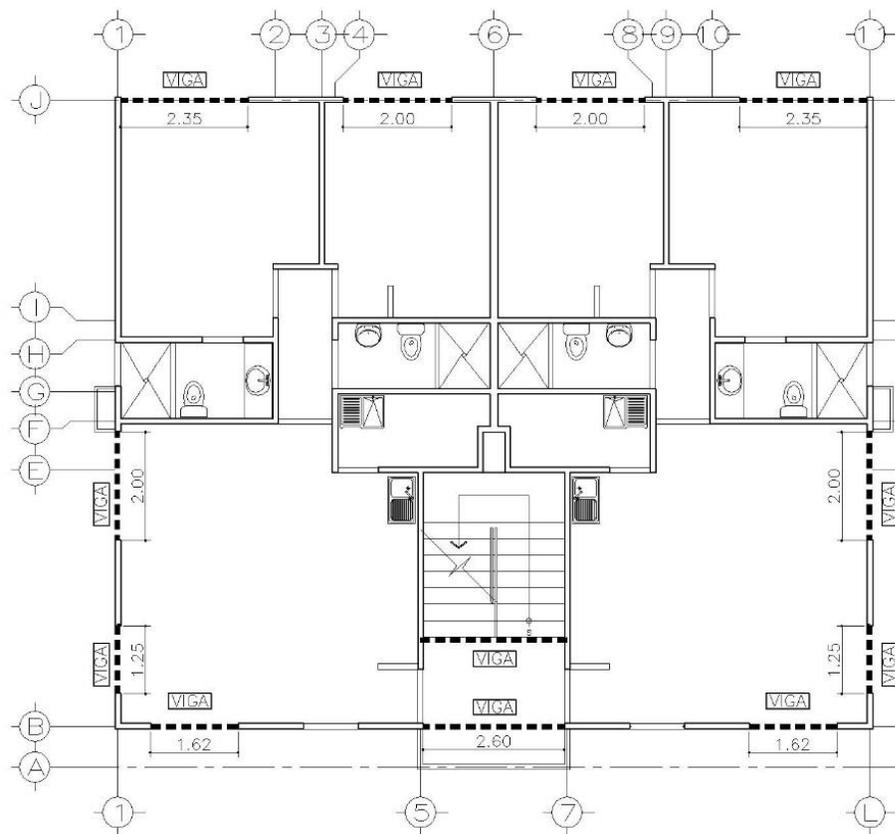
Para obtener la dimensión del peralte de los elementos sometidos a flexión se pueden tomar las longitudes de los vanos de las vigas y usando el criterio de $8 \%(L)$ por metro lineal, calcular esta dimensión; sin embargo, al momento de diseñar el planificador tiene que considerar que un elemento a flexión no puede tener una base mayor a la del elemento que lo soporta, y en el caso de las estructuras tipo cajón, la base corresponde al grosor de los muros de carga, además de ser estético para la edificación, lo que lleva a utilizar vigas de gran peralte, según sean las necesidades estructurales.

Al disponer de la medida del grosor de los muros estructurales se puede saber la dimensión de la base de las vigas. En este caso la base de las vigas será de 10 centímetros, que corresponde al espesor de los muros y es una medida muy convencional para este sistema; para el peralte se puede utilizar el siguiente criterio:

$$H = 2(B) \quad \text{O} \quad H = 3(B)$$

En la edificación propuesta en la figura 1 se necesitarán vigas para salvar distancias y cargar elementos estructurales, pero si se observa detenidamente, también se necesitarán vigas sobre vanos de puertas y ventanas en donde no hay muros de carga, las luces son muy grandes y es necesario transmitir de manera uniforme esas cargas hacia los elementos de apoyo, como se muestra en la figura 18.

Figura 20. **Ubicación de vigas para predimensionamiento**

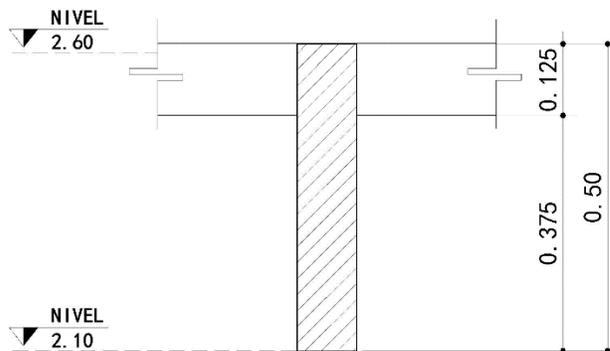


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Debido a esta observación se utilizará un peralte adecuado para que la viga a proponer forme el dintel de estos vanos; en este caso se propone una viga de

50 cm. Considerando una altura de piso a piso de 2,60 m. para formar un dintel de 2,10 m. en los vanos de las puertas y ventanas.

Figura 21. Dimensiones y geometría de viga



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

3.3. Predimensionamiento de muros

El Código ACI 318S-11 en la sección 14.5.3.1 requiere que el espesor de muros de carga no sea menor de $1/25$ de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 10 cm. En la edificación propuesta se propondrá una altura de piso a cielo de 2,60 ms. que es una medida muy común para zonas templadas, como la ciudad de Guatemala.

$$\frac{1}{25}(2,60) = 0,104 \text{ mts.} = 0,10 \text{ mts.}$$

Debido a que cumple con lo requerido con ACI 318S, el espesor de los muros de carga que se tomará como base para iniciar el diseño será de 10 cm. que es una medida muy convencional utilizada en este sistema estructural.

3.4. Predimensionamiento de cimentación

El Código ACI 318S-11 en la sección 15.7 requiere que la altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no sea menor a 150 mm. Para zapatas apoyadas sobre el suelo y en la sección 7.7.1 se especifica un recubrimiento para concreto colado contra el suelo, expuesto permanentemente a él, no menor a 75 mm. Tomando los requerimientos mínimos del ACI 318S-11 el espesor mínimo con el que se tiene que empezar el diseño de las zapatas inclinadas o escalonadas de la losa de cimentación estaría dado de la siguiente forma:

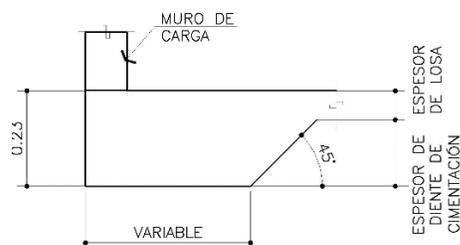
Espesor de zapata = peralte mínimo + recubrimiento mínimo

Espesor de zapata = 150 mm. + 75 mm.

Espesor de zapata = 225 mm. = 23 cm.

La base de la zapata escalonada varía dependiendo de la magnitud de las cargas debido al tamaño de la edificación por lo que estas dimensiones irán variando según las necesidades estructurales. Para una losa de cimentación emparrillada que se utilizará en la edificación propuesta, tal como se dispuso en la sección de 2.1.4, la geometría que servirá de base para dar inicio al diseño será la siguiente:

Figura 22. Geometría de losa de cimentación



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

4. INTEGRACIÓN DE CARGAS

Para determinar las diferentes clases de cargas y fuerzas que pueden llegar a actuar sobre la estructura, el ingeniero cuenta con la ayuda de los códigos de diseño, en donde se especifican, en general, las cargas más usuales para las estructuras. Sin embargo, en ocasiones se tiene que acudir al criterio u otros métodos, para la determinación de los valores de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas. Las acciones se deben a fenómenos físicos complejos, por lo que se requiere de un modelo para evaluarlas. En general, el modelo consiste en representar a estas acciones como sistemas de fuerzas, concentradas, lineales, distribuidas uniforme o no uniformemente.

Para diseñar una estructura, es necesario primero especificar las cargas que actuarán sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de cargas.

4.1. Carga gravitacional

Cargas que actúan sobre una estructura como consecuencia de la acción de la gravedad. La clasificación de estas acciones puede hacerse con diferentes criterios; sin embargo, el criterio más conveniente es el que clasifica a las acciones con base en la duración que accionan en la estructura, de acuerdo con su máxima intensidad o cercana a ella. Las cargas que actúan sobre las estructuras se explican a continuación.

4.1.1. Carga muerta

Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Estas consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de determinados objetos que estén permanentemente unidos a la estructura y cuya intensidad puede considerarse no variante respecto del tiempo. Entonces, para un edificio las cargas muertas comprenden los pesos de las columnas, vigas, losas de piso, el techo, muros, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros dispositivos diversos.

En algunos casos, una carga muerta estructural, puede estimarse satisfactoriamente por medio de fórmulas basadas en los pesos y tamaños de estructuras similares. Generalmente al valor de la carga muerta se le agrega un valor de sobre carga de 100 Kg/m^2 que corresponde a peso de rellenos y piso, y de 75 Kg/m^2 que corresponde a peso de tabiques.

4.1.2. Carga viva

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación (no debe incluirse cargas de viento y sismo) y tienen una intensidad variable en relación con el tiempo. Estas cargas no tienen carácter permanente, como: las personas, el mobiliario, el equipo, entre otros.

Las cargas vivas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. A continuación se presenta un cuadro con las cargas vivas de uso frecuente que especifican las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (Agies):

Tabla II. Cargas vivas de uso frecuente según las normas Agies 2010

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	500	
Habitaciones y pasillos	200	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250	800
Areas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos	500	450
Clinicas y encamamiento	250	
Servicios médicos y laboratorio	350	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	
Hoteles		
Habitaciones	200	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
Aulas	200	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de Lectura de Biblioteca	200	400
Area de estanterías de Biblioteca	700	800
Reunión		
Escaleras privadas	300	Ver 3.3(d)
Escaleras públicas	500	Ver 3.3(d)
Balcones	500	
Vestibulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Garajes		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver 3.3(c)
Garajes para vehículos de carga (2,000 Kg)	500	Ver 3.3(c)
Rampas de uso colectivo	750	Ver 3.3(c)
Corredores de circulación	500	Ver 3.3(c)
Servicio y reparación	500	Ver 3.3(c)

Continuación de la tabla II.

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	500	
Zonas de asientos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	ver nota ^(a)	
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1,200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1,200	1,200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1,000	1,200
Cubiertas pesadas (inciso 3.3 (f))		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 ^(b)	
Cubiertas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (inciso 3.3 (g))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^(b)	

Nota: (a) carga depende del tipo de cancha
(b) sobre proyección horizontal

Fuente: Agies NSE 2-10, capítulo 3. p. 6.

4.1.3. Procedimiento de integración de cargas

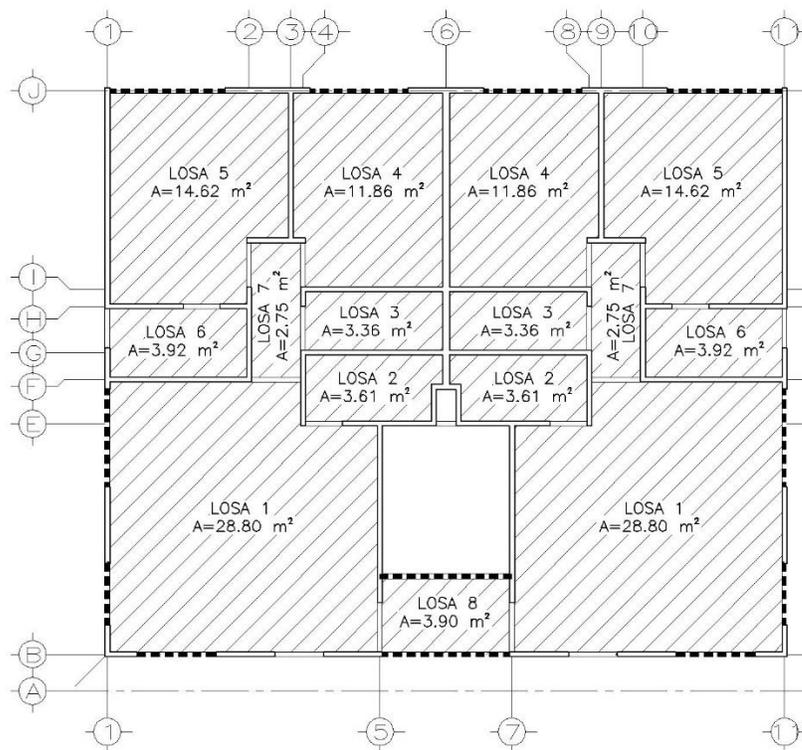
Los procedimientos de integración de cargas generalmente se hacen tomando los elementos estructurales de arriba hacia abajo. A continuación se describen los pasos para el cálculo de las cargas muertas y vivas para el edificio de apartamentos de 4 niveles. Para la determinación de las cargas de la edificación propuesta, se presentan los siguientes datos en la tabla III y las figuras 23, 24 y 25.

Tabla III. Datos de la edificación propuesta

DATO	Símbolo	1er. nivel	2do. nivel	3er. nivel	4to. nivel
Peso específico del concreto	γ_c	2 400 Kg/m ³			
Espesor de muro	tm	0,10 m	0,10 m	0,10 m	0,10 m
Altura de muro	Hm	2,60 m	2,60 m	2,60 m	2,60 m
Altura de vigas	Hv	0,50 m	0,50 m	0,50 m	0,50 m
Base de vigas	B	0,10 m	0,10 m	0,10 m	0,10 m
Espesor de losa	tl	0,125 m	0,125 m	0,125 m	0,125 m

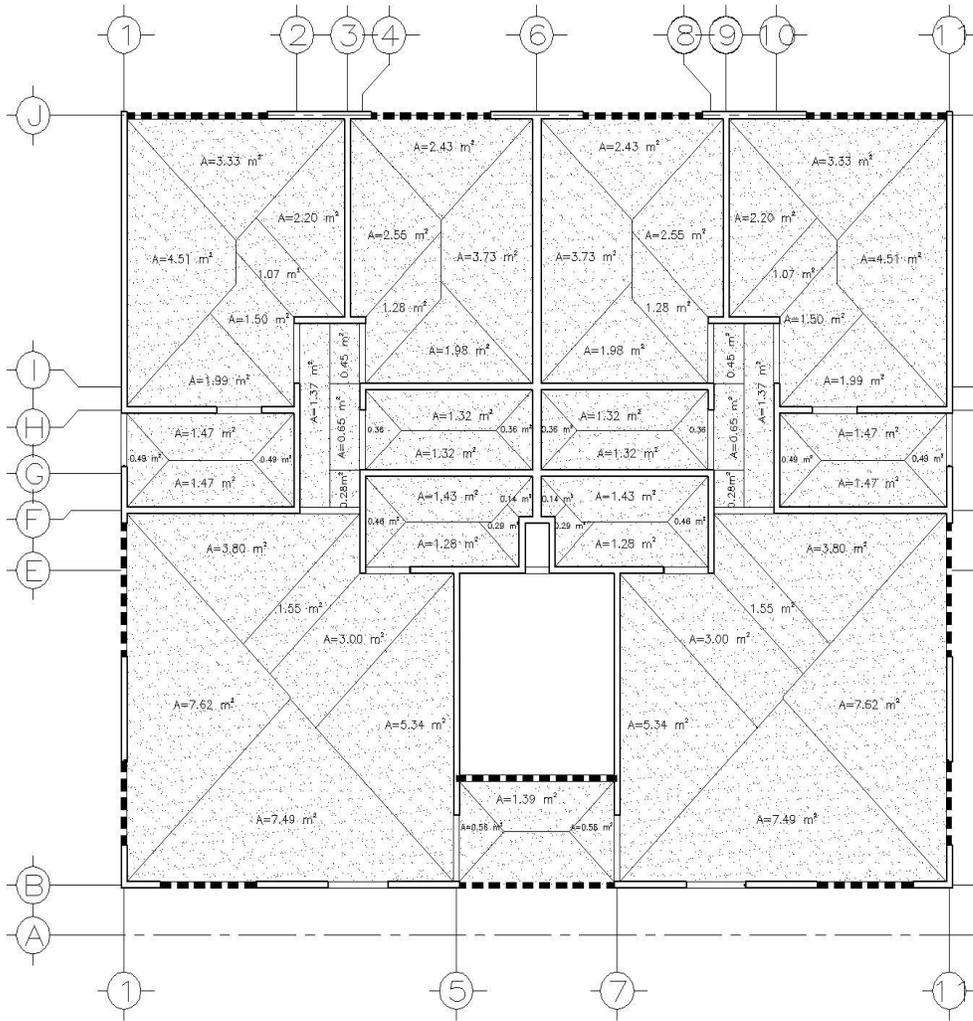
Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Figura 23. Área de losas



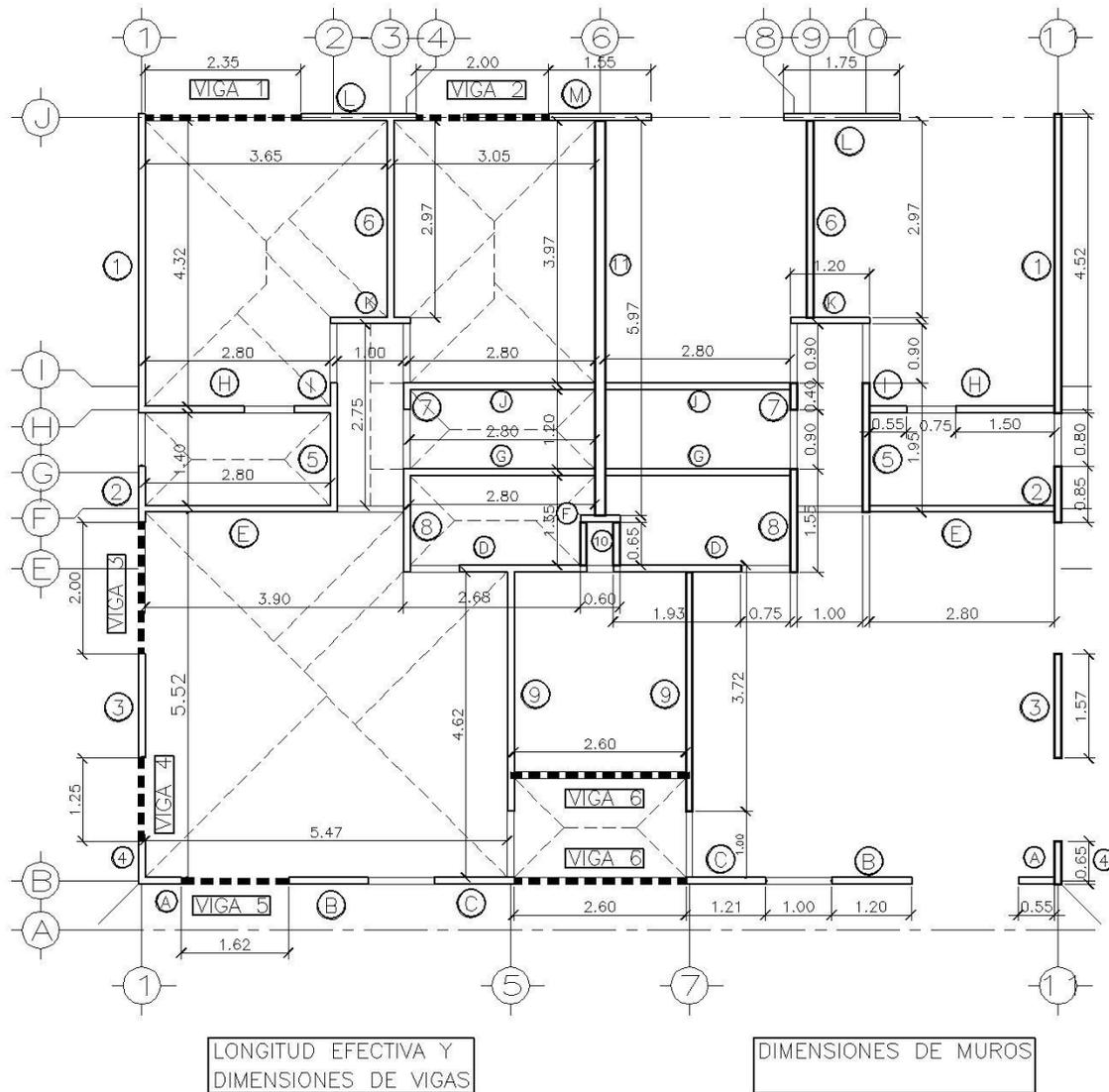
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Figura 24. Áreas tributarias



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Figura 25. Identificación y dimensiones de vigas y muros



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

4.1.3.1. Integración de cargas para losas

Para el cálculo de las losas, únicamente se considera el peso actuante por metro cuadrado de losa y es independiente por cada nivel. Se integra de esta forma:

$$\text{C.M.} = \text{espesor de la losa} * \text{peso específico del concreto}$$

La carga viva está dada por los códigos; en este caso se usará una carga viva de 200 Kg/m² para habitaciones y pasillos según como especifica la tabla II en la sección de vivienda y una sobrecarga de 100 kg/m² para considerar piso y relleno.

Tabla IV. **Cargas para losas**

NIVEL	tl (Metros)	Yc (Kg/m ³)	(Yc * tl) Peso propio (kg/m ²)	Sobrecarga (kg/m ²)	(Peso propio + Sobrecarga) Carga muerta= C.M. losa (kg/m ²)	(Códigos) Carga viva=C.V. Losa (kg/m ²)
1	0,125	2 400	300	100	400	200
2	0,125	2 400	300	100	400	200
3	0,125	2 400	300	100	400	200
4	0,125	2 400	300	100	400	200

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Donde:

tl = espesor de losa

Yc = peso específico del concreto

4.1.3.2. Integración de cargas para vigas

Para el cálculo de la carga muerta de las vigas, se considera una carga del peso por metro lineal, que se integra de la manera siguiente:

$$\text{C.M.} = \text{Peso de viga} + \text{Peso de muro sobre viga} + \text{peso transmitido por losas}$$

Donde:

$$\text{Peso transmitido por losas.} = \frac{\text{Carga muerta de las losas} * \text{área tributaria}}{\text{Longitud efectiva}}$$

En el caso de la carga viva, se considera una carga de un peso por metro lineal que se integra de la siguiente manera:

$$\text{C.V.} = \frac{\text{Carga viva de las losas} * \text{área tributaria}}{\text{Longitud efectiva}}$$

Tabla V. **Carga para vigas**

Viga	Lv (m)	Hm (m)	At (m ²)	Le (m)	(C.M. Losa * At) / (Le) C.M. Losa (Kg/m)	(B * Hv * Yc) Pv (Kg/m)	(tm * Hm * Yc) Pm (Kg/m)	(CM Losa + Pv + Pm) C.M. Viga (Kg/m)	(C.V. Losa * At) / (Le) C.V. Viga (Kg/m)
1	2,35	1,00	3,33	3,65	364,93	120,00	240,00	724,93	182,47
2	2,00	1,00	2,43	3,05	318,69	120,00	240,00	678,69	159,34
3	2,00	0,30	7,62	5,52	552,17	120,00	72,00	744,17	276,09
4	1,25	0,30	7,62	5,52	552,17	120,00	72,00	744,17	276,09
5	1,62	0,30	7,49	5,47	547,71	120,00	72,00	739,71	273,86
6	2,60	1,00	1,39	2,60	213,85	120,00	240,00	573,85	106,92

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Donde:

Lv = longitud de viga

Hm = altura de muro bajo sobre viga

At = área tributaria de losas

Le = longitud efectiva (longitud en la que influye toda el área tributaria analizada)

C.M. Losa = carga muerta de la losa (ver tabla IV)

Pv = peso propio de viga

B = base de viga (0,10 m.)

Hv = altura de viga (0,50 m.)

Yc = peso específico del concreto

Pm = peso propio de muro

tm = espesor de muro (0,10 m.)

C.M. viga = carga muerta para viga

C.V. viga = carga viva para viga

4.1.3.3. Integración de cargas para muros

Para el cálculo de la carga muerta de los muros estructurales, se considera una carga del peso por metro lineal, que se integra de la manera siguiente:

$$\text{C.M.} = \text{Peso propio del muro} + \text{peso transmitido por losas}$$

Donde:

$$\text{Peso transmitido por losas.} = \frac{\text{Carga muerta de las losas} * \text{área tributaria}}{\text{Longitud efectiva}}$$

Para el cálculo de la carga viva de los muros estructurales, se considera una carga del peso por metro lineal que se integra de la manera siguiente:

$$C. V. = \frac{\text{Carga viva de las losas} * \text{área tributaria}}{\text{Longitud efectiva}}$$

Tabla VI. **Carga para muros**

Muro	tm	Hm	Le	At	L	(C.M. de losa * At)/Le	(C.V. de losa * At)/Le	tm*Hm*Yc	(C.M. Losa +Pm)*L	(C.V. de losa * L)
	(Metros)	(Metros)				C.M. losa	C.V. losa		Pm	C.M. muro
			(Metros)	(m ²)	(m)	(kg/m)	(kg/m)	(kg)	(kg)	(kg)
1	0,10	2,60	4,32	4,51	4,52	417,59	208,80	624,00	4 708,00	943,76
2	0,10	2,60	1,40	0,49	0,85	140,00	70,00	624,00	649,40	59,50
3	0,10	2,60	5,52	7,62	1,57	552,17	276,09	624,00	1 846,59	433,46
4	0,10	2,60	5,52	7,62	0,65	552,17	276,09	624,00	764,51	179,46
5	0,10	2,60	2,75	3,36	1,95	488,73	244,36	624,00	2 169,82	476,51
6	0,10	2,60	2,97	4,75	2,97	639,73	319,87	624,00	3 753,28	950,00
7	0,10	2,60	1,20	1,01	0,40	336,67	168,33	624,00	384,27	67,33
8	0,10	2,60	1,35	2,29	1,55	678,52	339,26	624,00	2 018,90	525,85
9	0,10	2,60	4,62	5,90	3,72	510,82	255,41	624,00	4 221,54	950,13
10	0,10	2,60	1,35	0,29	0,65	85,93	42,96	624,00	461,45	27,93
11	0,10	2,60	5,97	8,46	5,97	566,83	283,42	936,00	8 971,92	1 692,00
A	0,10	2,60	5,47	7,49	0,55	547,71	273,86	624,00	644,44	150,62
B	0,10	2,60	5,47	7,49	1,20	547,71	273,86	624,00	1 406,06	328,63
C	0,10	2,60	5,47	7,49	1,21	547,71	273,86	624,00	1 417,77	331,37
D	0,10	2,60	2,68	4,28	1,93	638,81	319,40	624,00	2 437,22	616,45
E	0,10	2,60	3,90	5,27	2,80	540,51	270,26	624,00	3 260,64	756,72
F	0,10	2,60	0,60	0,28	0,60	186,67	93,33	624,00	486,40	56,00
G	0,10	2,60	2,80	2,75	2,80	392,86	196,43	624,00	2 847,20	550,00
H	0,10	2,60	2,80	3,46	1,50	494,29	247,14	624,00	1 677,43	370,71
I	0,10	2,60	2,80	3,46	0,55	494,29	247,14	624,00	615,06	135,93
J	0,10	2,60	2,80	3,30	2,80	471,43	235,71	624,00	3 067,20	660,00
K	0,10	2,60	1,00	1,07	1,20	428,00	214,00	624,00	1 262,40	256,80
L	0,10	2,60	3,65	3,33	1,75	364,93	182,47	624,00	1 730,63	319,32
M	0,10	2,60	3,05	2,43	1,55	318,69	159,34	624,00	1 461,17	246,98
									209 053,18	44 341,79

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Donde:

t_m = espesor de muro

H_m = alto de muro

L_e = longitud efectiva (longitud en la que influye toda el área tributaria analizada)

A_t = área tributaria

L = longitud de muro

C.M. losa = carga muerta de la losa (ver tabla IV)

C.V. losa = carga viva de la losa (ver tabla IV)

P_m = peso propio de muro

C.M. muro = carga muerta para muro

C.V. muro = carga viva para muro

γ_c = peso específico del concreto

Es importante considerar que además de las cargas expuestas en la expresión anterior, el muro tiene que soportar las cargas muertas y vivas transmitidas por los niveles superiores, por lo que la carga del muro será:

Carga total = carga de muro + (carga de muro) (número de niveles superiores)

Se toma en cuenta que el edificio propuesto tiene las mismas cargas en cada nivel, debido a que todos los apartamentos son iguales.

4.1.3.4. Integración del peso del edificio

Para la integración del peso del edificio, se utilizará únicamente el peso de la carga muerta que corresponde al peso propio de cada elemento en la estructura. En la tabla siguiente se ejemplifica la integración del peso del edificio propuesto.

Tabla VII. Integración del peso del edificio

Losa	Área(m ²)	Cantidad (u)	C.M Losas (Kg/m ²)	(Área*cantidad*C.M. losas) Peso (Kg)
1	28,80	2,00	400,00	23 040
2	3,61	2,00	400,00	2 888
3	3,36	2,00	400,00	2 688
4	11,86	2,00	400,00	9 488
5	14,62	2,00	400,00	11 696
6	3,92	2,00	400,00	3 136
7	2,75	2,00	400,00	2 200
8	3,90	1,00	400,00	1 560
TOTAL DE LOSAS				56 696
Viga	Longitud (m)	Cantidad (u)	C.M Vigas(Kg/m) Peso viga+muro sillar	(Longitud*cantidad*C.M. vigas) Peso (Kg)
1	2,35	2,00	120+240=360	1 692
2	2,00	2,00	120+240=360	1 440
3	2,00	2,00	120+72=192	768
4	1,25	2,00	120+72=192	480
5	1,62	2,00	120+72=192	622,08
6	2,60	2,00	120+240=360	1 872
Dinteles	6,20	1,00	(0,50)(0,1)(2 400)=120	744
TOTAL DE VIGAS				7 618,08
Muro	Longitud (m)	Cantidad (u)	Peso muro (Kg/m)	(Longitud*cantidad*peso muro) Peso (Kg)
1	4,52	2,00	624,00	5 640,96
2	0,85	2,00	624,00	1 060,8
3	1,57	2,00	624,00	1 959,36
4	0,65	2,00	624,00	811,2
5	1,95	2,00	624,00	2 433,6
6	2,97	2,00	624,00	3 706,56
7	0,40	2,00	624,00	499,2
8	1,55	2,00	624,00	1 934,4
9	3,72	2,00	624,00	4 642,56
10	0,65	2,00	624,00	811,2

Continuación de la tabla VII.

11	5,97	1,00	936,00	5 587,92
A	0,55	2,00	624,00	686,4
B	1,20	2,00	624,00	1 497,6
C	1,21	2,00	624,00	1 510,08
D	1,93	2,00	624,00	2 408,64
E	2,80	2,00	624,00	3 494,4
F	0,60	1,00	624,00	374,4
G	2,80	2,00	624,00	3 494,4
H	1,50	2,00	624,00	1 872
I	0,55	2,00	624,00	686,4
J	2,80	2,00	624,00	3 494,4
K	1,20	2,00	624,00	1 497,6
L	1,75	2,00	624,00	2 184
M	1,55	1,00	624,00	967,2
TOTAL DE MUROS				53 255,28

TOTAL DE PESO POR NIVEL(Kg)	117 569,36
------------------------------------	-------------------

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Según la sección 1.10.3 de la Norma NSE 3 de Agies, el peso total de la estructura se estima por medio de la fórmula que a continuación se describe; suma de la carga muerta más el 25 por ciento de la carga viva.

$$W_s = CM + 25 \% CV$$

Donde:

CM = carga muerta

CV = carga viva (área de losas * valor de carga viva de códigos)

Área de losas = 575,32 m² (ver figura 22)

Carga viva de códigos = 200 Kg/cm² (ver tabla II)

$$W_s = 117\,569,36 \text{ Kg.} + 25 \% (575,32 \text{ m}^2 * 200 \text{ Kg/m}^2)$$
$$W_s(\text{por nivel}) = 146\,335,36 \text{ Kg.}$$

4.2. Cargas laterales

Este tipo de cargas se refiere a las fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos; estas a su vez, pueden ser determinadas mediante un análisis dinámico elástico o inelástico, teniendo en cuenta las aceleraciones esperadas del terreno, la masa, la rigidez y el amortiguamiento de la construcción. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura, causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de esta.

4.2.1. Métodos para la determinación de cargas laterales

Los requisitos de cargas laterales propuestas por los códigos son normas mínimas para poder diseñar edificios y estructuras resistentes a fuerzas horizontales. Consideran la estructura como unidad, tomando en cuenta cada una de sus partes, inclusive pórticos o paredes estructurales.

El diseño está basado en un análisis de fuerzas estáticas o dinámicas, calculadas a partir de códigos. Para la determinación de las cargas laterales ocasionadas por el sismo, se han utilizado varios métodos de diferentes códigos de diseño estructural; se mencionan los siguientes:

- International Building Code (IBC)
- Uniform Building Code (UBC)

- American Society of Civil Engineers (ASCE)
- Structural Engineers Association of California (SEAOC)
- Código de Stanford para Guatemala
- Normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (Agies)

Para el diseño de la edificación propuesta se utilizará el método de la fuerza estática equivalente del capítulo 2 de las normas Agies NSE 2010. Estas normas son de carácter técnico, para ser utilizadas por ingenieros estructurales, diseñadores y constructores de edificaciones y obras, y son la base para el diseño sismorresistente de las edificaciones en la República de Guatemala.

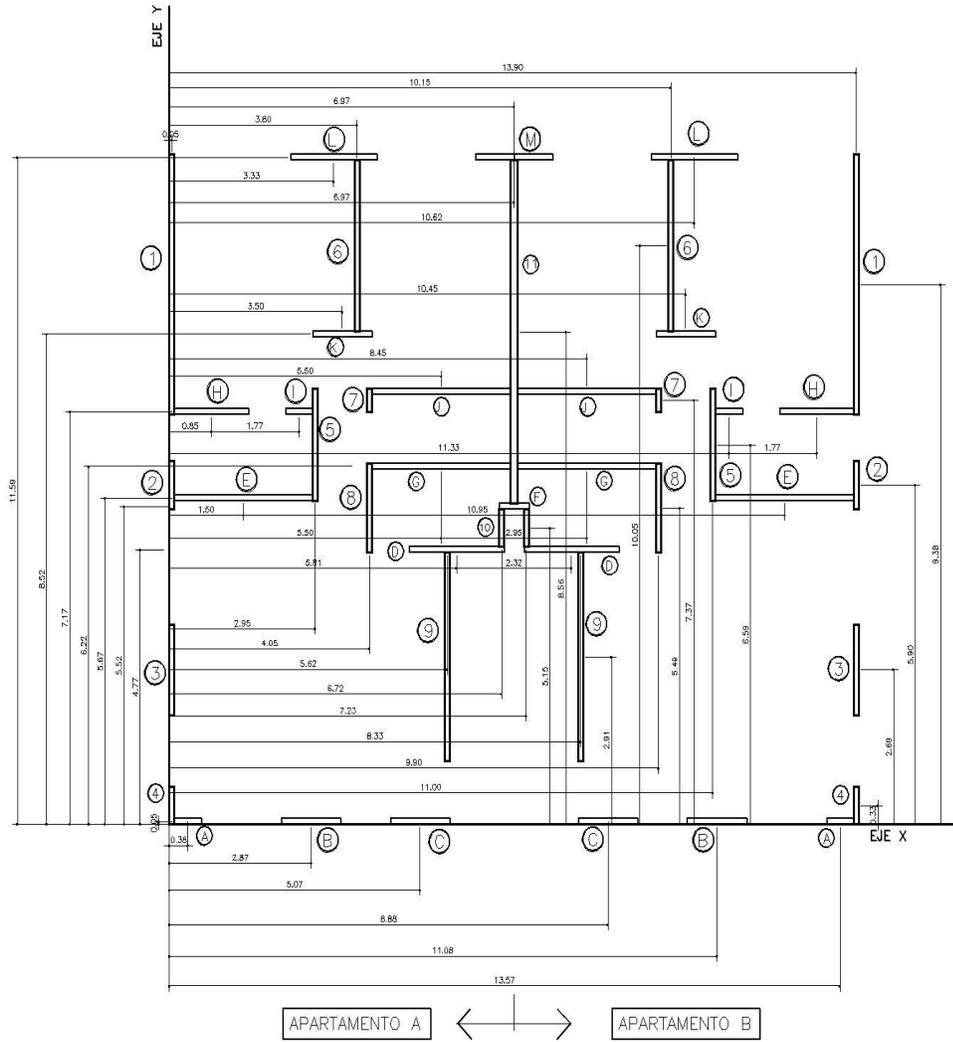
4.2.1.1. Centro de masa

Es el centro de gravedad de las cargas verticales de un nivel; si están distribuidas uniformemente, el centro de masas coincide con el centroide geométrico de la planta del piso, y será el punto donde se considera aplicada la fuerza horizontal que incide en ese nivel. Se determina a partir de los pesos de los muros y la losa (w) que conforman la vivienda, por la distancia del centro geométrico a un punto de referencia para cada uno de ellos (C), en el eje x o y .

$$\text{Centro de masa}_{\text{muro-losa}} = \frac{\sum w_{\text{muros}} * C_{\text{muro}} + \sum w_{\text{losa}} * C_{\text{losa}}}{\sum w_{\text{muros}} + \sum w_{\text{losa}}}$$

Para el cálculo del centro de masa de la edificación propuesta se presentan las figuras 26 y 27 y las tablas VIII y IX.

Figura 26. Medida de centroide de muros



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Tabla VIII. Centro de masa de muros de cada nivel

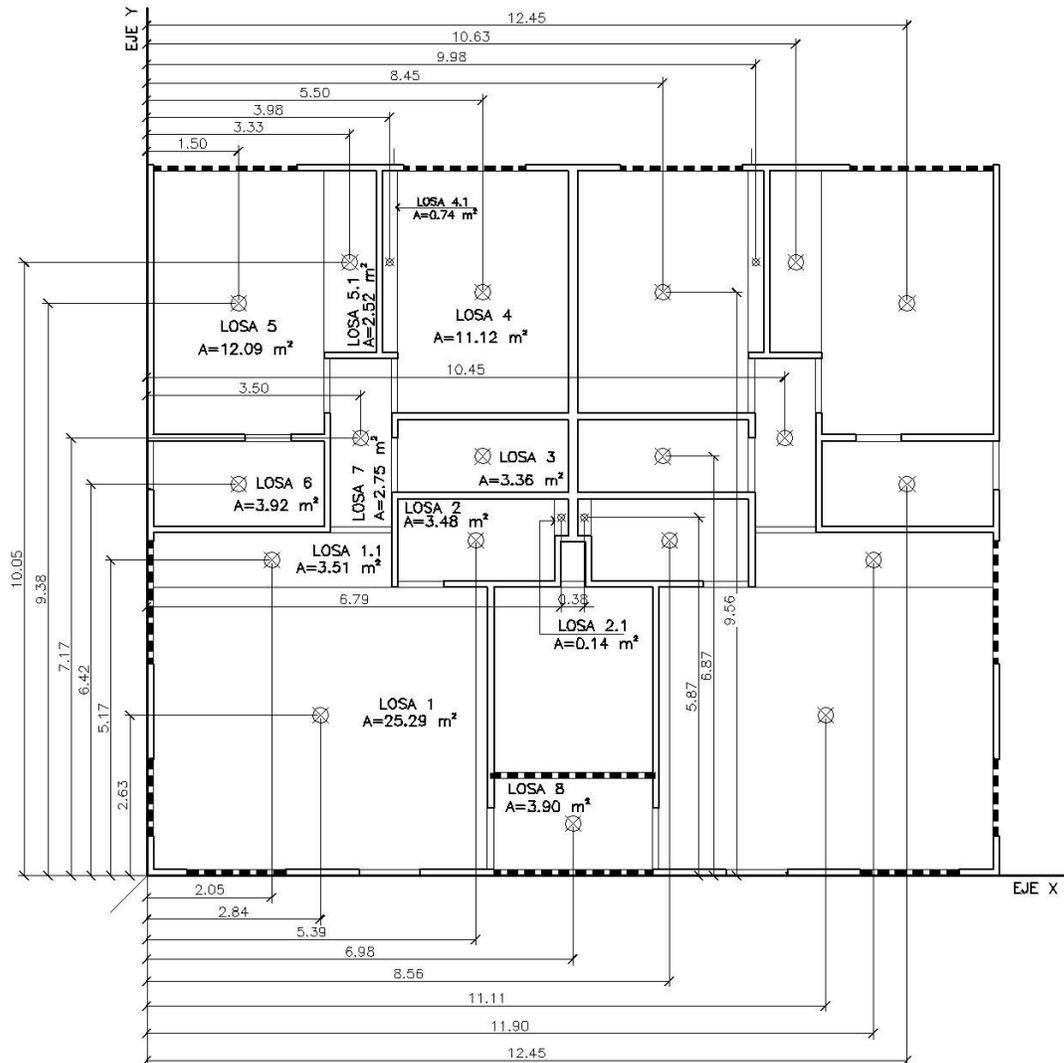
Muro	Longitud(m)	Ver tabla VI Pm(Kg/m)	Longitud*Pm Peso=w(Kg)	x(m)	y(m)	w * x (Kg * m)	w * y (Kg * m)
1(a)	4,52	624,00	2 820,48	0,05	9,38	141,02	26 456,10
2(a)	0,85	624,00	530,40	0,05	5,90	26,52	3 129,36
3(a)	1,57	624,00	979,68	0,05	2,69	48,98	2 635,34
4(a)	0,65	624,00	405,60	0,05	0,33	20,28	133,85
5(a)	1,95	624,00	1 216,80	2,95	6,59	3 589,56	8 018,71
6(a)	2,97	624,00	1 853,28	3,80	10,05	7 042,46	18 625,46
7(a)	0,40	624,00	249,60	4,05	7,35	1 010,88	1 834,56
8(a)	1,55	624,00	967,20	4,05	5,49	3 917,16	5 309,93
9(a)	3,72	624,00	2 321,28	5,63	2,91	13 057,20	6 754,92
10(a)	0,65	624,00	405,60	6,73	5,10	2 727,66	2 068,56
11	5,97	936,00	5 587,92	6,98	8,56	38 975,74	47 832,60
A(a)	0,55	624,00	343,20	0,38	0,05	130,42	17,16
B(a)	1,20	624,00	748,80	2,87	0,05	2 149,06	37,44
C(a)	1,21	624,00	755,04	5,07	0,05	3 828,05	37,75
D(a)	1,93	624,00	1 204,32	5,81	4,77	6 997,10	5 744,61
E(a)	2,80	624,00	1 747,20	1,50	5,67	2 620,80	9 906,62
F	0,60	624,00	374,40	6,98	5,52	2 611,44	2 066,69
G(a)	2,80	624,00	1 747,20	5,50	6,22	9 609,60	10 867,58
H(a)	1,50	624,00	936,00	0,85	7,17	795,60	6 711,12
I(a)	0,55	624,00	343,20	2,62	7,17	899,18	2 460,74
J(a)	2,80	624,00	1 747,20	5,50	7,52	9 609,60	13 138,94
K(a)	1,20	624,00	748,80	3,50	8,52	2 620,80	6 379,78
L(a)	1,75	624,00	1 092,00	3,33	11,59	3 636,36	12 656,28
M	1,55	624,00	967,20	6,97	11,59	6 741,38	11 209,85
1(b)	4,52	624,00	2 820,48	13,90	9,38	39 204,67	26 456,10
2(b)	0,85	624,00	530,40	13,90	5,90	7 372,56	3 129,36
3(b)	1,57	624,00	979,68	13,90	2,69	13 617,55	2 635,34
4(b)	0,65	624,00	405,60	13,90	0,33	5 637,84	133,85
5(b)	1,95	624,00	1 216,80	11,00	6,59	13 384,80	8 018,71
6(b)	2,97	624,00	1 853,28	10,15	10,05	18 810,79	18 625,46
7(b)	0,40	624,00	249,60	9,90	7,37	2 471,04	1 839,55
8(b)	1,55	624,00	967,20	9,90	5,49	9 575,28	5 309,93

Continuación de tabla VII.

10(b)	0,65	624,00	405,60	7,23	5,10	2 930,46	2 068,56
A(b)	0,55	624,00	343,20	13,62	0,05	4 674,38	17,16
B(b)	1,20	624,00	748,80	11,08	0,05	8 296,70	37,44
C(b)	1,21	624,00	755,04	8,88	0,05	6 704,76	37,75
D(b)	1,93	624,00	1 204,32	8,14	4,77	9 803,16	5 744,61
E(b)	2,80	624,00	1 747,20	12,40	5,67	21 665,28	9 906,62
G(b)	2,80	624,00	1 747,20	8,45	6,22	14 763,84	10 867,58
H(b)	1,50	624,00	936,00	13,10	7,17	12 261,60	6 711,12
I(b)	0,55	624,00	343,20	11,33	7,17	3 888,46	2 460,74
J(b)	2,80	624,00	1 747,20	8,45	7,52	14 763,84	131 38,94
K(b)	1,20	624,00	748,80	10,45	8,52	7824,96	6 379,78
L(b)	1,75	624,00	1 092,00	10,63	11,59	11 607,96	12 656,28
			53 255,28			371 391,46	346 963,78

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Figura 27. Medida de centroide de losas



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Tabla IX. Centro de masa de losas de cada nivel

Losa	Área(m ²)	Ver tabla IV C.M Losas(Kg/m ²)	Área*C.M. Peso=w(Kg)	x(m)	y(m)	w * x (Kg * m)	w * y (Kg * m)
1(a)	25,29	400,00	10 116,00	2,84	2,63	28 729,44	26 605,08
1.1(a)	3,51	400,00	1 404,00	2,05	5,17	2 878,20	7 258,68
2(a)	3,48	400,00	1 392,00	5,39	5,5	7 502,88	7 656,00
2.1(a)	0,14	400,00	56,00	6,79	5,87	380,24	328,72
3(a)	3,36	400,00	1 344,00	5,5	6,87	7 392,00	9 233,28
4(a)	11,12	400,00	4 448,00	5,50	9,56	24 464,00	42 522,88
4.1(a)	0,74	400,00	296,00	3,98	10,05	1 178,08	2 974,80
5(a)	12,09	400,00	4 836,00	1,50	9,38	7 254,00	45 361,68
5.1(a)	2,52	400,00	1 008,00	3,33	10,05	3 356,64	10 130,40
6(a)	3,92	400,00	1 568,00	1,5	6,42	2 352,00	10 066,56
7(a)	2,75	400,00	1 100,00	3,5	7,17	3 850,00	7 887,00
8	3,9	400,00	1 560,00	6,98	0,85	10 888,80	1 326,00
1(b)	25,29	400,00	10 116,00	11,9	2,63	120 380,40	26 605,08
1.1(b)	3,51	400,00	1 404,00	11,9	5,17	16 707,60	7 258,68
2(b)	3,48	400,00	1 392,00	8,56	5,5	11 915,52	7 656,00
2.1(b)	0,14	400,00	56,00	7,16	5,87	400,96	328,72
3(b)	3,36	400,00	1 344,00	8,45	6,87	11 356,80	9 233,28
4(b)	11,12	400,00	4 448,00	8,45	9,56	37 585,60	42 522,88
4.1(b)	0,74	400,00	296,00	6,98	10,05	2 066,08	2 974,80
5(b)	12,09	400,00	4 836,00	12,45	9,38	60 208,20	45 361,68
5.1(b)	2,52	400,00	1 008,00	10,63	10,05	10 715,04	10 130,40
6(b)	3,92	400,00	1 568,00	12,45	6,42	19 521,60	10 066,56
7(b)	2,75	400,00	1 100,00	10,45	7,17	11 495,00	7 887,00
			56 696,00			402 579,08	341 376,16

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Con los datos de la tabla VIII Y IX, se procede a calcular el centro de masa para la edificación propuesta:

$$\text{Centro de masa}_{\text{muro-loso (x)}} = \frac{371\,391,46 + 40\,257,08}{53\,255,28 + 56\,696,00} = 7,0392 \text{ m.}$$

$$\text{Centro de masa}_{\text{muro-loza (y)}} = \frac{346\,963,78 + 341\,376,16}{53\,255,28 + 56\,696,00} = 6,2604 \text{ m.}$$

4.2.1.2. Centro de rigidez

Es el punto central donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los muros portantes de un sistema que resiste a las fuerzas laterales. Se determina a partir de las rigideces de los muros y la distancia del centro geométrico a un punto de referencia, x o y .

La rigidez lateral de los muros, considerados empotrados o voladizos, se determina como el inverso de las deformaciones de corte y flexión que se presentan en el muro respecto de la fuerza lateral del mismo. Se presenta la siguiente ecuación simplificada:

$$K = \frac{EBL}{H\left(\left(\frac{H}{L}\right)^2 + 3\right)}$$

Donde:

K = rigidez del muro empotrado o en voladizo

E = módulo de elasticidad del concreto

B = dimensión del muro perpendicular a la dirección del sentido en consideración

L = dimensión del muro paralelo a la dirección del sentido en consideración

H = altura del muro

El centro de rigidez, CR, para cada eje está dado por la siguiente ecuación:

$$CR_x = \frac{\Sigma(k_y * x)}{\Sigma k_y} \quad CR_y = \frac{\Sigma(k_x * y)}{\Sigma k_x}$$

Para el muro 1(a) del primer nivel, donde la fuerza actúa dentro del plano, se procede a calcular la rigidez de este muro:

$$K_y = \frac{(0,10 \text{ m})(4,52 \text{ m})}{(2,6\text{m})\left(\left(\frac{2,6 \text{ m}}{4,52 \text{ m}}\right)^2 + 3\right)} = 0,05219 \text{ m}$$

Para el muro 1(a) del primer nivel, donde la fuerza actúa fuera del plano, la rigidez en su otra dirección es:

$$K_x = \frac{(4,52 \text{ m})(0,10 \text{ m})}{(2,6\text{m})\left(\left(\frac{2,6 \text{ m}}{0,10 \text{ m}}\right)^2 + 3\right)} = 0,0003 \text{ m}$$

Se puede notar que al considerar la fuerza fuera del plano, la rigidez podría despreciarse por presentarse valores aproximadamente cero. De esta forma se procede a calcular el centro de rigidez para cada nivel:

Tabla X. **Centro de rigidez para cada nivel**

MURO	tm(m)	Hm(m)	L(m)	Kx(m)	Ky(m)	X(m)	Y(m)	Ky * X(m2)	Kx * Y(m2)
1(a)	0,1	2,6	4,52	0,0003	0,0522	0,05	9,38	0,0026	0,0024
2(a)	0,1	2,6	0,85	0,0000	0,0026	0,05	5,90	0,0001	0,0003
3(a)	0,1	2,6	1,57	0,0001	0,0105	0,05	2,69	0,0005	0,0002
4(a)	0,1	2,6	0,65	0,0000	0,0013	0,05	0,33	0,0001	0,0000
5(a)	0,1	2,6	1,95	0,0001	0,0157	2,95	6,59	0,0463	0,0007
6(a)	0,1	2,6	2,97	0,0002	0,0303	3,80	10,05	0,1153	0,0017
9(a)	0,1	2,6	3,72	0,0002	0,0410	5,63	2,91	0,2307	0,0006

Continuación de tabla X.

10(a)	0,1	2,6	0,65	0,0000	0,0013	6,73	5,10	0,0088	0,0002
11	0,15	2,6	5,97	0,0011	0,1080	6,98	8,56	0,7532	0,0097
A(a)	0,1	2,6	0,55	0,0008	0,0000	0,38	0,05	0,0000	0,0000
B(a)	0,1	2,6	1,20	0,0060	0,0001	2,87	0,05	0,0002	0,0003
C(a)	0,1	2,6	1,21	0,0061	0,0001	5,07	0,05	0,0003	0,0003
D(a)	0,1	2,6	1,93	0,0154	0,0001	5,81	4,77	0,0006	0,0735
E(a)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	1,50	5,67	0,0002	0,1581
F	0,1	2,6	0,60	0,0011	0,0000	6,98	5,52	0,0002	0,0058
G(a)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	5,50	6,22	0,0009	0,1734
H(a)	0,1	2,6	1,50	0,0096	0,0001	0,85	7,17	0,0001	0,0689
I(a)	0,1	2,6	0,55	0,0008	0,0000	2,62	7,17	0,0001	0,0060
J(a)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	5,50	7,52	0,0009	0,2097
K(a)	0,1	2,6	1,20	0,0060	0,0001	3,50	8,52	0,0002	0,0511
L(a)	0,1	2,6	1,75	0,0129	0,0001	3,33	11,59	0,0003	0,1498
M	0,1	2,6	1,55	0,0103	0,0001	6,97	11,59	0,0006	0,1188
1(b)	0,1	2,6	4,52	0,0003	0,0522	13,90	9,38	0,7255	0,0024
2(b)	0,1	2,6	0,85	0,0000	0,0026	13,90	5,90	0,0368	0,0003
3(b)	0,1	2,6	1,57	0,0001	0,0105	13,90	2,69	0,1462	0,0002
4(b)	0,1	2,6	0,65	0,0000	0,0013	13,90	0,33	0,0183	0,0000
5(b)	0,1	2,6	1,95	0,0001	0,0157	11,00	6,59	0,1727	0,0007
6(b)	0,1	2,6	2,97	0,0002	0,0303	10,15	10,05	0,3078	0,0017
7(b)	0,1	2,6	0,40	0,0000	0,0003	9,90	7,37	0,0034	0,0002
8(b)	0,1	2,6	1,55	0,0001	0,0103	9,90	5,49	0,1015	0,0005
9(b)	0,1	2,6	3,72	0,0002	0,0410	8,33	2,91	0,3414	0,0006
10(b)	0,1	2,6	0,65	0,0000	0,0013	7,23	5,10	0,0095	0,0002
A(b)	0,1	2,6	0,55	0,0008	0,0000	13,62	0,05	0,0004	0,0000
B(b)	0,1	2,6	1,20	0,0060	0,0001	11,08	0,05	0,0008	0,0003
C(b)	0,1	2,6	1,21	0,0061	0,0001	8,88	0,05	0,0006	0,0003
D(b)	0,1	2,6	1,93	0,0154	0,0001	8,14	4,77	0,0009	0,0735
E(b)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	12,40	5,67	0,0020	0,1581
G(b)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	8,45	6,22	0,0013	0,1734
H(b)	0,1	2,6	1,50	0,0096	0,0001	13,10	7,17	0,0011	0,0689
I(b)	0,1	2,6	0,55	0,0008	0,0000	11,33	7,17	0,0004	0,0060
J(b)	0,1	2,6	2,80	0,0279	0,0002	8,45	7,52	0,0013	0,2097

Continuación de tabla X.

K(b)	0,1	2,6	1,20	0,0060	0,0001	10,45	8,52	0,0007	0,0511
L(b)	0,1	2,6	1,75	0,0129	0,0001	10,63	11,59	0,0011	0,1498
				0,2973	0,4414			3,0789	1,9304

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Donde:

T_m = espesor de muro

H_m = alto de muro

L = longitud de muro

X = medida del centroide del muro, sobre el eje x (ver figura 27)

Y = medida del centroide del muro, sobre el eje y (ver figura 27)

Con los datos de la tabla XVI, se procede a calcular el centro de rigidez para la edificación propuesta:

$$\text{Centro de rigidez}_{(x)} = \frac{3,0789}{0,4414} = 6,9753 \text{ m.}$$

$$\text{Centro de rigidez}_{(y)} = \frac{1,9304}{0,2973} = 6,4931 \text{ m.}$$

4.2.1.3. Excentricidad real y excentricidad de diseño

La excentricidad real, es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del sistema. Debe ser menor al 10 por ciento de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del sentido en consideración B.

$$e_{\text{real}} = |\text{CM} - \text{CR}|$$

$$e_{\text{real}} \leq 10 \%B$$

Para el cálculo de la excentricidad real de la edificación propuesta se tienen los siguientes datos:

Centro de masa (x) = 7,0392 m

Centro de masa (y) = 6,2604 m

Centro de rigidez (x) = 6,9753 m

Centro de rigidez (y) = 6,4931 m

10 %B_x = 0.10 (13.95)= 1,395 m

10 %B_y = 0.10 (11.64)=1,164 m

Entonces,

$$e_{\text{real } x} = |7,0392 \text{ m} - 6,9753 \text{ m}| = 0,0639 \text{ m}$$

$$e_{\text{real } y} = |6,2604 \text{ m} - 6,4931 \text{ m}| = 0,2327 \text{ m}$$

$$e_{\text{real } x} = \mathbf{0,0639 \text{ m}} < 1,395$$

$$e_{\text{real } y} = \mathbf{0,2327 \text{ m}} < 1,164$$

Como se puede observar, la excentricidad real es menor al 10 por ciento de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del sentido en consideración, pero cuando la excentricidad real no cumple con la condición anterior, debe considerarse modificar la configuración estructural de la vivienda para reducir la excentricidad de la misma.

Según el Código de Agies, la excentricidad de diseño se determina como la excentricidad real más una excentricidad accidental, que es un incremento de 5

por ciento de la dimensión de la estructura, perpendicular a la dirección del sentido en consideración. Para este cálculo se tienen los siguientes datos:

$$e_{\text{real X}} = 0,0639 \text{ m}$$

$$e_{\text{real Y}} = 0,2327 \text{ m}$$

$$5 \%B_Y = 0,05(13.95) = 0,6975 \text{ m}$$

$$5 \%B_X = 0,05(11.64) = 0,5820 \text{ m}$$

Entonces,

$$e_{\text{diseño X}} = 0,0639 + 0,5820 = 0,6459$$

$$e_{\text{diseño Y}} = 0,2327 + 0,6975 = 0,9302$$

4.2.1.4. Cálculo de corte basal

El cortante basal simula una fuerza de reacción que se presenta en todos los muros de la estructura, al momento de verse afectada por una carga externa y se distribuye a todo lo alto de la misma. Representa la fuerza equivalente al peso de la estructura por un coeficiente sísmico de diseño.

$$V_B = C_s W_s$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico de diseño

W_s = peso total de la edificación

El valor del peso del edificio (W_s) se presenta en la sección 4.1.3. A continuación se presentan los pasos para la determinación del corte basal para

la edificación propuesta, donde se obtendrá el valor del coeficiente sísmico de diseño (Cs).

4.2.1.4.1. Nivel de protección sísmica

Antes de determinar el nivel mínimo de protección sísmica se presenta la clasificación de obra del capítulo 3 de la Norma NSE 1 de Agies:

- Categoría I: obras utilitarias: son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares infraestructura.
- Categoría II: obras ordinarias; son las obras que no están en las categorías I, III o IV.
- Categoría III: obras importantes: son las que albergan o pueden afectar más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que prestan servicios importantes a gran número de personas o entidades.
- Categoría IV: obras esenciales: son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento.

Según lo especificado en las categorías anteriores, la edificación propuesta para el diseño se clasifica en la categoría II, siendo un edificio de apartamentos cuyas necesidades y características difieren a las requeridas de las otras categorías. Para determinar el nivel mínimo de protección sísmica, se utiliza la siguiente tabla:

Tabla XI. **Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: Agies NSE 2-10, Capítulo 4. p. 11.

Para obtener el valor del índice de sismicidad (I_0), se presentan en anexos las tablas de listado de amenaza sísmica por municipios:

Para San José Pinula, Guatemala:

$$I_0 = 4$$

Con el valor del índice de sismicidad y la categoría definida, se define que el nivel mínimo de protección es D.

4.2.1.4.2. Ordenada espectral ajustada

Se procede a calcular el valor de los parámetros iniciales S_{cs} y S_{1s} ; para ello se utilizan las tablas de listado de amenaza sísmica por municipios (ver anexos) para obtener los siguientes datos:

Para San José Pinula, Guatemala:

$$I_0 = 4$$
$$S_{cr} = 1,50 \text{ g}$$
$$S_{1r} = 0,55 \text{ g}$$
$$S_{cs} = S_{cr} \times F_a$$

El valor del coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos (F_a) se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla XII. **Coeficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: Agies NSE 2-10, Capítulo 4. p. 15.

De la tabla anterior, utilizando un índice de sismicidad (I_0) de 4, para una clase de sitio D se define el coeficiente:

$$F_a = 1,0$$

Entonces:

$$S_{cs} = 1,50 \times 1,0 = 1,50$$

Para el cálculo de ordenada espectral ajustada con período de vibración de 1 segundo:

$$S_{1s} = S_{1r} \times F_v$$

El valor de coeficiente de sitio para periodos largos (F_v) se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla XIII. **Coeficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: Agies NSE 2-10, Capítulo 4. p. 15

De la tabla anterior, utilizando un índice de sismicidad (I_0) de 4 para una clase de sitio D se define que el coeficiente:

$$F_v = 1,5$$

Entonces:

$$S_{1s} = 0,55 \times 1,5 = 0,825$$

4.2.1.4.3. Espectro calibrado al nivel de diseño

Para el cálculo del espectro calibrado, es necesario conocer el tipo de sismo sobre el cual se diseñará y el porcentaje de probabilidad de ocurrencia; con estos datos se utilizarán las siguientes expresiones:

$$S_{cd} = K_d \times S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d \times S_{1s}$$

El valor de K_d dependerá de probabilidad de ocurrencia de los sismos y se presenta en la siguiente tabla:

Tabla XIV. **Factor de determinación del nivel de diseño**

Sismo ordinario	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,66$
Sismo severo	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,80$
Sismo extremo	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 1,00$
Sismo mínimo	Condición de excepción	$K_d = 0,55$

Fuente: Agies NSE 2-10, Capítulo 4. p. 16

Para la edificación propuesta se utilizará un nivel de sismo severo y así se obtiene de la tabla anterior el siguiente valor:

$$K_d = 0,80$$

Entonces:

$$S_{cd} = 0,80 \times 1,50 = 1,2$$

$$S_{1d} = 0,80 \times 0,825 = 0,66$$

4.2.1.4.4. Período fundamental

El período fundamental (T), se puede calcular de 3 diferentes maneras; de forma empírica, de forma genérica y analítica. Todas estas serán válidas para ser utilizadas en la fórmula.

Forma empírica:

$$T_a = K_T(h_n)^x$$

Donde:

h_n = altura total del edificio en metros

$K_T = 0,049 \times = 0,75$ para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5

$K_T = 0,047 \times = 0,90$; solamente para sistemas estructurales E2 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.

$K_T = 0,049 \times = 0,85$; para sistemas E2 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior.

$K_T = 0,072 \times = 0,80$; solamente para sistemas E2 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.

$K_T = 0,072 \times = 0,75$; para sistemas E2 de acero rigidizados.

Entonces, utilizando $K_T = 0,049 \times = 0,85$ para sistemas E2 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior, que es la que mejor se adapta al sistema, se determina la siguiente expresión:

$$T_a = 0,049(10,40)^{0,85} = 0,3586 \text{ s}$$
$$T = T_a$$

Si el período fundamental T , calculado conforme a la sección 2.1.4 de NSE 3 de Agies, es igual o menor que 0,50 s y si la estructura tiene 5 niveles o menos sobre la base y solamente si califica como regular en planta y en elevación conforme al capítulo 1 de esta norma, entonces se permitirá volver a la sección 4.3.4 de la Norma NSE 2 y recalculer la meseta del espectro $S_a(T)$ con base en $S_{cr} = 1,5$ en aquellos casos en que S_{cr} exceda 1.5.

4.2.1.4.5. Ordenada espectral para cualquier período de vibración

El valor de las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración se define con:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$
$$S_a(T) = S_{1d} / T \quad \text{si } T > T_s$$

Entonces:

$$S_a(T) = 1,2$$
$$S_a(T) = 0,66 / 0,3586 = 1,8405$$

4.2.1.4.6. Período expresado en segundos

El período expresado en segundos, que separa los períodos cortos de los largos, se calcula dividiendo la ordenada espectral ajustada, con período de vibración de un segundo dentro de la ordenada espectral ajustada en el sitio de interés.

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$
$$T_s = 0,825 / 1,50 = 0,55 \text{ s}$$

Luego se realiza la comparación entre T y T_s:

$$T = 0,3586 < T_s = 0,55$$

Como se puede observar, el valor obtenido $T \leq T_s$, entonces se debe utilizar el valor obtenido en la fórmula $S_a(T) = S_{cd}$ que para el presente sería:

$$S_a(T) = S_{cd}$$
$$S_a(T) = 1,2$$

4.2.1.4.7. Cálculo de coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico, es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efectos del sismo; dicho coeficiente se calcula por la división de la ordenada espectral para cualquier período de vibración entre un factor de reducción R.

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$ = demanda sísmica de diseño

R = factor de reducción

T = período fundamental

El valor de R dependerá del sistema estructural y del tipo de material con que se realice la construcción; este valor se obtiene de la tabla XV.

Tabla XV. **Coeficiente y factores para diseño de sistemas sismorresistentes**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	2.5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	5	2.5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	NSE 7-1	4	2.5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	1.5.8	5	2.5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	4	2.5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NSE 7.6	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	NSE 7.1	5	2.5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	3.5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4.5	3	3.5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado								
	Tipo A con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2	4	SL	50	50	30
	Tipo A con riostras concéntricas	NSE 7.5	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.5	3.5	2	3.5	30	12	12	NP

Continuación de la tabla XV.

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Marcos de concreto reforzado A Con muros estructurales De concreto reforzado A De mampostería reforzada A	NSE 7.1 NSE 7.4	7 5.5	2.5 3	5.5 5	SL SL	SL SL	SL SL	SL SL
	Marcos de acero tipo A con riostras excéntricas con riostras concéntricas especiales	NSE 7.5 NSE 7.5	8 7	2.5 2.5	4 5.5	SL SL	SL SL	SL SL	SL SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO								
	De concreto reforzado Confinado	NSE 7.1	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
	De estructura de acero Con detalles sísmicos De estructura de madera	NSE 7.5 NSE 7.7	2.5 1.5	1.2 1.5	2.5 1.5	12 12	12 12	12 12	12 12
E6	OTRO TIPO Clasificar como E5, o bien, consultar exclusiones en NSE 3.1, NSE 4, NSE 5 o NSE 6.								

Nota: SL = Sin límite, NP = No se permite

Fuente: Agies NSE 3-10, Capítulo 1. p. 11.

Los sistemas tipo A de la tabla XII también se llaman "especiales" en la literatura sismorresistente (marcos especiales, muros especiales). Los sistemas tipo B también se llaman "intermedios" y los sistemas tipo C se denominan "ordinarios" en esa literatura.

Para la edificación propuesta se utilizara un valor de $R = 5$ debido a que es un sistema de cajón y su clase de sitio es D.

Entonces:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$
$$C_s = \frac{1,2(0,3586)}{5} = 0,0861$$

Después, se debe verificar lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 S_{cd}$$

$$C_s \geq 0,5 S_{1r} / R$$

Entonces:

$$C_s \geq 0,044 S_{cd}$$

$$0,0861 \geq 0,044 \times 1,2$$

$$0,0861 \geq 0,0528$$

$$C_s \geq 0,5 S_{1r} / R$$

$$0,0861 \geq 0,5 \times 0,55 / 5$$

$$0,0861 \geq 0,055$$

Como se puede ver en las expresiones anteriores, la edificación propuesta cumple, pues C_s es mayor en los dos casos.

4.2.1.4.8. Corte basal

Con todos los valores obtenidos en los incisos anteriores, se procede a calcular el corte basal, el cual dará un valor en toneladas, que se deberá distribuir posteriormente en cada uno de los niveles de la edificación, de acuerdo a la fuerza sísmica que soporte cada uno de ellos.

$$V_B = C_s W_s$$

$$V_B = 0,0861 \times 146\,335,36 \times 4 = 50\,397,90 \approx 50\,400 \text{ Kg}$$

$$V_B = 50,40 \text{ T}$$

4.2.1.4.9. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

La fuerza sísmica va relacionada con la altura y el peso de cada nivel; los niveles superiores soportan mayor fuerza sísmica debido a que la altura desde la base es mayor que la de niveles inferiores. Dicha fuerza debe distribuirse a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente, para que sean transmitidas a las cimentaciones.

$$F_x = C_{vx} V_B$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)}$$

Donde:

F_x = es el cortante de cedencia en el nivel x de la edificación

h_x = es la altura del nivel x sobre la base

$k = 1$ para $T \leq 0,5$ s

$k = 0,75 + 0,5 T_s$ para $0,5 < T \leq 2,5$ s

$k = 2$ para $T > 2,5$ s

Para este caso se utilizará $k = 1$ ya que el valor del período es 0,3586; entonces, se encuentra dentro del rango $T \leq 0,5$ s. Se procede a realizar el cálculo de las fuerzas por nivel:

Tabla XVI. **Peso y altura por nivel**

NIVEL	Wi	hi	wi x hi	Wi x hi¹
4	146 335,36	10,4	1 521 888	1 521 888
3	146 335,36	7,8	1 141 416	1 141 416
2	146 335,36	5,2	760 943,9	760 943,9
1	146 335,36	2,6	380 471,9	380 471,9
	585 341,44		3 804 719	3 804 719

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

$$C_{vx1} \frac{(380\,471,90)}{(3\,804\,719,00)} = 0,10$$

$$C_{vx2} \frac{(760\,943,90)}{(3\,804\,719,00)} = 0,20$$

$$C_{vx3} \frac{(1\,141\,416,00)}{(3\,804\,719,00)} = 0,30$$

$$C_{vx4} \frac{(1\ 521\ 888,00)}{(3\ 804\ 719,00)} = 0,40$$

Luego se calcula la fuerza por nivel:

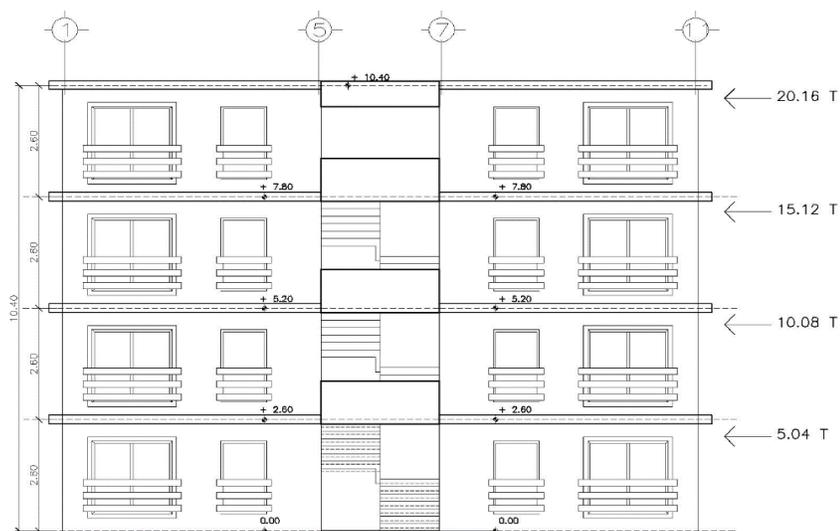
$$F_1 = (0,10) (50,40) = 5,04\ T$$

$$F_2 = (0,20) (50,40) = 10,08\ T$$

$$F_3 = (0,30) (50,40) = 15,12\ T$$

$$F_4 = (0,40) (50,40) = 20,16\ T$$

Figura 28. Distribución de fuerzas por nivel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

4.2.1.5. Carga lateral por muro

Una aproximación de las fuerzas cortantes en cada muro puede efectuarse a partir de la fuerza de piso que actúa en cada nivel, V.

Se determina por medio de la siguiente expresión, donde k_i es la rigidez lateral de cada muro:

$$V_i = \frac{K_i}{\sum K_i}(V)$$

Para el muro 1(a) del primer nivel la carga lateral es la siguiente:

$$V_{1(a)x} = \frac{0,0003 \text{ m}}{0,2973 \text{ m}} (5\ 040 \text{ Kg}) = 5,0858 \text{ Kg}$$

$$V_{1(a)y} = \frac{0,0522 \text{ m}}{0,4414 \text{ m}} (5\ 040 \text{ Kg}) = 596,0308 \text{ Kg}$$

Como se puede observar, la carga lateral fuera del plano del muro es un valor muy bajo, debido a que la rigidez del muro en esa dirección es casi cero; por tal razón se va a despreciar la resistencia lateral de esos muros en esa dirección. De esta forma se determina la carga lateral por muro para cada nivel, utilizando las fuerzas verticales por nivel (V) que se presentan en la figura 28.

Tabla XVII. Carga lateral por muro

MURO	Rigidez		Primer nivel	Segundo nivel	Tercer nivel	Cuarto nivel
	Kx(m)	Ky(m)	V(Kg)	V(Kg)	V(Kg)	V(Kg)
1(a)	0,0000	0,0522	598,90	1 197,80	1 796,70	2 395,60
2(a)	0,0000	0,0026	30,36	60,72	91,08	121,44
3(a)	0,0000	0,0105	120,66	241,33	361,99	482,65
4(a)	0,0000	0,0013	15,10	30,20	45,30	60,39
5(a)	0,0000	0,0157	180,13	360,26	540,39	720,51
6(a)	0,0000	0,0303	348,02	696,05	1 044,07	1 392,09
7(a)	0,0000	0,0003	3,90	7,80	11,70	15,61

Continuación tabla XVII.

8(a)	0,0000	0,0103	117,67	235,33	353,00	470,66
9(a)	0,0000	0,0410	470,63	941,26	1 411,89	1 882,52
10(a)	0,0000	0,0013	15,10	30,20	45,30	60,39
11	0,0000	0,1080	1 239,06	2 478,13	3 717,19	4 956,26
A(a)	0,0008	0,0000	14,30	28,61	42,91	57,21
B(a)	0,0060	0,0000	102,81	205,61	308,42	411,22
C(a)	0,0061	0,0000	104,71	209,43	314,14	418,85
D(a)	0,0154	0,0000	264,23	528,47	792,70	1 056,94
E(a)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
F	0,0011	0,0000	18,16	36,32	54,48	72,65
G(a)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
H(a)	0,0096	0,0000	164,68	329,35	494,03	658,70
I(a)	0,0008	0,0000	14,30	28,61	42,91	57,21
J(a)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
K(a)	0,0060	0,0000	102,81	205,61	308,42	411,22
L(a)	0,0129	0,0000	221,53	443,06	664,59	886,12
M	0,0103	0,0000	175,75	351,49	527,24	702,99
1(b)	0,0000	0,0522	598,90	1 197,80	1 796,70	2 395,60
2(b)	0,0000	0,0026	30,36	60,72	91,08	121,44
3(b)	0,0000	0,0105	120,66	241,33	361,99	482,65
4(b)	0,0000	0,0013	15,10	30,20	45,30	60,39
5(b)	0,0000	0,0157	180,13	360,26	540,39	720,51
6(b)	0,0000	0,0303	348,02	696,05	1 044,07	1 392,09
7(b)	0,0000	0,0003	3,90	7,80	11,70	15,61
8(b)	0,0000	0,0103	117,67	235,33	353,00	470,66
9(b)	0,0000	0,0410	470,63	941,26	1 411,89	1 882,52
10(b)	0,0000	0,0013	15,10	30,20	45,30	60,39
A(b)	0,0008	0,0000	14,30	28,61	42,91	57,21
B(b)	0,0060	0,0000	102,81	205,61	308,42	411,22
C(b)	0,0061	0,0000	104,71	209,43	314,14	418,85
D(b)	0,0154	0,0000	264,23	528,47	792,70	1 056,94
E(b)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
G(b)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
H(b)	0,0096	0,0000	164,68	329,35	494,03	658,70
I(b)	0,0008	0,0000	14,30	28,61	42,91	57,21

Continuación de tabla XVII.

J(b)	0,0279	0,0000	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57
K(b)	0,0060	0,0000	102,81	205,61	308,42	411,22
L(b)	0,0129	0,0000	221,53	443,06	664,59	886,12
	0,2940668	0,4392209				

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

4.2.1.6. Incremento de carga por torsión

La torsión consiste en un giro del centro de masa alrededor del centro de rigidez. Para lograr torsiones mínimas, la excentricidad debe ser cero o muy pequeña, a partir de un diseño simétrico de la estructura.

4.2.1.6.1. Momento torsional

El momento torsional se determina como el producto de la excentricidad de diseño por el cortante sísmico que actúa en el nivel. Se debe considerar la dirección en que actúa el sismo en la estructura.

$$T = 100 \% F_{xe_y} + 30 \% F_{ye_x}$$

Utilizando la ecuación anterior se procede a determinar el momento torsional para cada nivel de la edificación propuesta.

$$T_{1er\ nivel} = 100 \%(5\ 040\ kg)(0,9302\ m) + 30 \%(1\ 260\ kg)(0,6459\ m)$$

$$T_{1er\ nivel} = 5\ 664,8088\ kg \cdot m$$

$$T_{2do\ nivel} = 100 \%(10\ 080\ kg)(0,9302\ m) + 30 \%(2\ 520\ kg)(0,6459\ m)$$

$$T_{2do\ nivel} = 11\ 329,6176\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{3er\ nivel} = 100\ \%(15\ 120\ \text{kg})\ (0,9302\ \text{m}) + 30\ \%(3,780\ \text{kg})\ (0,6459\ \text{m})$$

$$T_{3er\ nivel} = 16,994.4264\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{4to\ nivel} = 100\ \%(20\ 160\ \text{kg})(0,9302\ \text{m}) + 30\ \%(5\ 040\ \text{kg})(0,6459\ \text{m})$$

$$T_{4to\ nivel} = 22\ 659,2352\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

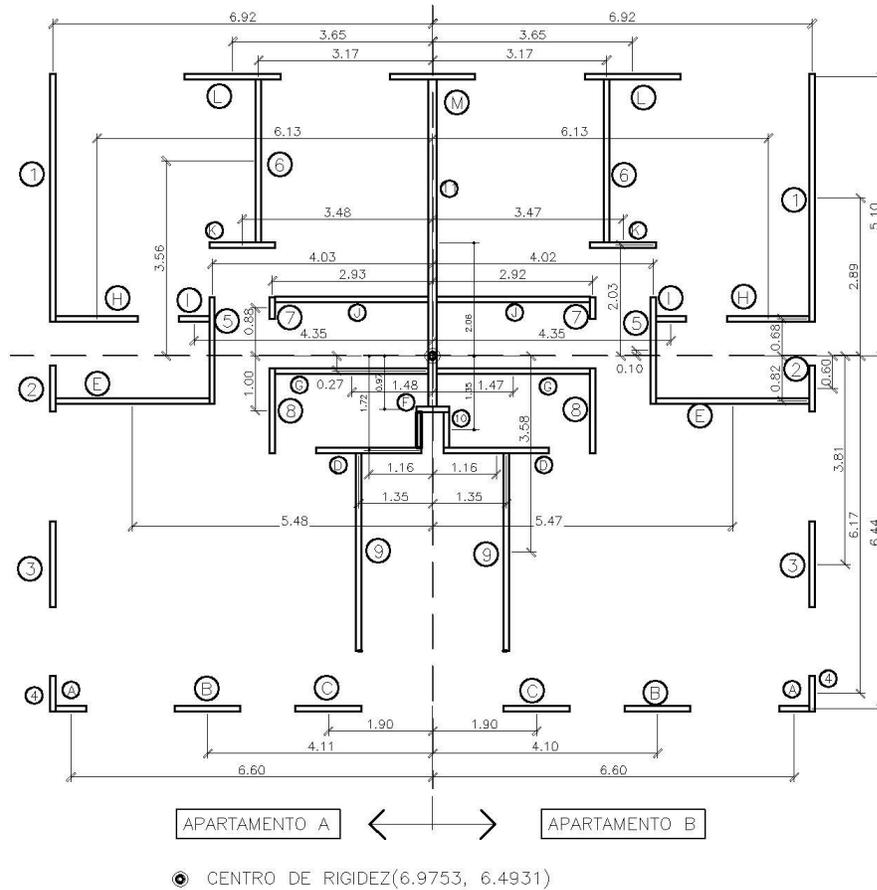
4.2.1.6.2. Momento polar equivalente de inercia

El momento polar equivalente de inercia se determina a partir de la suma en el eje x y y del producto de la rigidez de cada muro, por la distancia entre el centro geométrico del muro y el centro de rigidez del sistema.

$$J = \sum(K_{iy} * d_{ix}^2 + K_{ix} * d_{iy}^2)$$

La distancia del centro de rigidez al centro geométrico de cada muro se determinara con la figura 29.

Figura 29. Distancia del C.R. al centro geométrico de los muros



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

El momento polar equivalente de inercia para cada nivel se determina a partir de los datos que se muestran en la siguiente tabla. En este caso se consideran las rigideces con su respectiva distancia.

Tabla XVIII. **Momento polar de inercia para cada nivel**

MURO	Rigidez de muros		Distancia al centro de rigidez		Momento polar	
	Kx(m)	Ky(m)	dx(m)	dy(m)	X(m ²)	Y(m ²)
1(a)	0,0003	0,0522	6,92	2,89	2,4993	0,0021
2(a)	0,0000	0,0026	6,92	0,60	0,1267	0,0000
3(a)	0,0001	0,0105	6,92	3,81	0,5035	0,0013
4(a)	0,0000	0,0013	6,92	6,17	0,0630	0,0014
5(a)	0,0001	0,0157	4,03	0,10	0,2549	0,0000
6(a)	0,0002	0,0303	3,17	3,56	0,3048	0,0021
7(a)	0,0000	0,0003	2,93	0,88	0,0029	0,0000
8(a)	0,0001	0,0103	2,93	1,00	0,0880	0,0001
9(a)	0,0002	0,0410	1,35	3,58	0,0747	0,0027
10(a)	0,0000	0,0013	0,25	1,35	0,0001	0,0001
11	0,0011	0,1080	0,00	2,06	0,0000	0,0048
A(a)	0,0008	0,0000	6,60	6,44	0,0014	0,0346
B(a)	0,0060	0,0001	4,11	6,44	0,0011	0,2488
C(a)	0,0061	0,0001	1,90	6,44	0,0002	0,2534
D(a)	0,0154	0,0001	1,16	1,72	0,0001	0,0456
E(a)	0,0279	0,0002	5,48	0,82	0,0048	0,0187
F	0,0011	0,0000	0,00	0,97	0,0000	0,0010
G(a)	0,0279	0,0002	1,48	0,27	0,0003	0,0020
H(a)	0,0096	0,0001	6,13	0,68	0,0032	0,0044
I(a)	0,0008	0,0000	4,35	0,68	0,0006	0,0004
J(a)	0,0279	0,0002	1,48	0,88	0,0003	0,0216
K(a)	0,0060	0,0001	3,48	2,03	0,0008	0,0247
L(a)	0,0129	0,0001	2,35	5,10	0,0005	0,3362
M	0,0103	0,0001	0,00	5,10	0,0000	0,2667
1(b)	0,0003	0,0522	6,92	2,89	2,4993	0,0021
2(b)	0,0000	0,0026	6,92	0,60	0,1267	0,0000
3(b)	0,0001	0,0105	6,92	3,81	0,5035	0,0013
4(b)	0,0000	0,0013	6,92	6,17	0,0630	0,0014
5(b)	0,0001	0,0157	4,02	0,10	0,2537	0,0000
6(b)	0,0002	0,0303	3,17	3,56	0,3048	0,0021
7(b)	0,0000	0,0003	2,92	0,88	0,0029	0,0000
8(b)	0,0001	0,0103	2,92	1,00	0,0874	0,0001

Continuación de la tabla XVIII.

9(b)	0,0002	0,0410	1,35	3,58	0,0747	0,0027
10(b)	0,0000	0,0013	0,25	1,35	0,0001	0,0001
A(b)	0,0008	0,0000	6,60	6,44	0,0014	0,0346
B(b)	0,0060	0,0001	4,10	6,44	0,0011	0,2488
C(b)	0,0061	0,0001	1,90	6,44	0,0002	0,2534
D(b)	0,0154	0,0001	1,16	1,72	0,0001	0,0456
E(b)	0,0279	0,0002	5,47	0,82	0,0047	0,0187
G(b)	0,0279	0,0002	1,47	0,27	0,0003	0,0020
H(b)	0,0096	0,0001	6,13	0,68	0,0032	0,0044
I(b)	0,0008	0,0000	4,35	0,68	0,0006	0,0004
J(b)	0,0279	0,0002	1,47	0,88	0,0003	0,0216
K(b)	0,0060	0,0001	3,47	2,03	0,0008	0,0247
L(b)	0,0129	0,0001	3,65	5,10	0,0013	0,3362
					7,8620	2,2732

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

El momento polar equivalente de inercia para cada nivel es:

$$J = 7,8620 \text{ m}^3 + 2,2732 \text{ m}^3 = 10,1352 \text{ m}^3$$

4.2.1.6.3. Incremento de carga por torsión

La excentricidad que se presenta en la estructura genera una torsión, la cual crea un incremento de carga en cada muro. El incremento de carga por torsión está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta V = \frac{Td_i K_i}{J}$$

Donde:

ΔV = incremento de carga por torsión del sistema

T = momento de torsión del sistema

d_i = distancia entre centro geométrico de cada muro y el centro de rigidez del sistema (ver figura 29)

k_i = rigidez lateral de cada muro

J = momento polar equivalente de inercia

Para determinar el incremento de carga por torsión de cada muro, la torsión del nivel es 5 664,8088 kilogramos por metro y un momento polar equivalente de inercia de 10,1352 metros cúbicos. Para el muro 1(a) del primer nivel, la carga por torsión en cada dirección es:

$$\Delta V_x = \frac{(5\,664,8088)(2,89)(0,0003)}{10,1352} = 0,4845 \text{ Kg.}$$

$$\Delta V_y = \frac{(5\,664,8088)(6,92)(0,0522)}{10,1352} = 201,8968 \text{ Kg.}$$

Como se mencionó anteriormente, la resistencia lateral fuera del plano del muro se desprecia debido a que su rigidez en esa dirección es casi cero. De esta forma se procede calcular la carga por torsión para cada muro, como se presenta en la tabla siguiente:

Tabla XIX. Carga por torsión por cada nivel

MURO	Rigidez de muros		Distancia al centro de rigidez		Carga por torsión			
	Kx(m)	Ky(m)	dx(m)	dy(m)	ΔV (Kg)	ΔV (Kg)	ΔV (Kg)	ΔV (Kg)
					1er Nivel	2do Nivel	3er Nivel	4to Nivel
1(a)	0,0003	0,0522	6,92	2,89	201,8669	403,7339	605,6008	807,4678
2(a)	0,0000	0,0026	6,92	0,60	10,2332	20,4665	30,6997	40,9329
3(a)	0,0001	0,0105	6,92	3,81	40,6709	81,3418	122,0128	162,6837
4(a)	0,0000	0,0013	6,92	6,17	5,0892	10,1783	15,2675	20,3566
5(a)	0,0001	0,0157	4,03	0,10	35,3585	70,7169	106,0754	141,4338
6(a)	0,0002	0,0303	3,17	3,56	53,7370	107,4740	161,2109	214,9479
7(a)	0,0000	0,0003	2,93	0,88	0,5568	1,1136	1,6704	2,2271
8(a)	0,0001	0,0103	2,93	1,00	16,7928	33,5856	50,3785	67,1713
9(a)	0,0002	0,0410	1,35	3,58	30,9470	61,8939	92,8409	123,7879
10(a)	0,0000	0,0013	0,25	1,35	0,1839	0,3677	0,5516	0,7354
11	0,0011	0,1080	0,00	2,06	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
A(a)	0,0008	0,0000	6,60	6,44	3,0040	6,0080	9,0120	12,0160
B(a)	0,0060	0,0001	4,11	6,44	21,5908	43,1817	64,7725	86,3633
C(a)	0,0061	0,0001	1,90	6,44	21,9916	43,9832	65,9748	87,9665
D(a)	0,0154	0,0001	1,16	1,72	14,8213	29,6426	44,4639	59,2851
E(a)	0,0279	0,0002	5,48	0,82	12,7794	25,5589	38,3383	51,1177
F	0,0011	0,0000	0,00	0,97	0,5745	1,1490	1,7235	2,2980
G(a)	0,0279	0,0002	1,48	0,27	4,2079	8,4157	12,6236	16,8315
H(a)	0,0096	0,0001	6,13	0,68	3,6518	7,3036	10,9554	14,6072
I(a)	0,0008	0,0000	4,35	0,68	0,3172	0,6344	0,9516	1,2688
J(a)	0,0279	0,0002	1,48	0,88	13,7145	27,4290	41,1435	54,8581
K(a)	0,0060	0,0001	3,48	2,03	6,8058	13,6116	20,4174	27,2232
L(a)	0,0129	0,0001	2,35	5,10	36,8444	73,6888	110,5332	147,3775
M	0,0103	0,0001	0,00	5,10	29,2298	58,4596	87,6895	116,9193
1(b)	0,0003	0,0522	6,92	2,89	201,8669	403,7339	605,6008	807,4678
2(b)	0,0000	0,0026	6,92	0,60	10,2332	20,4665	30,6997	40,9329
3(b)	0,0001	0,0105	6,92	3,81	40,6709	81,3418	122,0128	162,6837
4(b)	0,0000	0,0013	6,92	6,17	5,0892	10,1783	15,2675	20,3566
5(b)	0,0001	0,0157	4,02	0,10	35,2707	70,5414	105,8122	141,0829
6(b)	0,0002	0,0303	3,17	3,56	53,7370	107,4740	161,2109	214,9479

Continuación de la tabla XIX.

7(b)	0,0000	0,0003	2,92	0,88	0,5549	1,1098	1,6647	2,2195
8(b)	0,0001	0,0103	2,92	1,00	16,7355	33,4710	50,2065	66,9420
9(b)	0,0002	0,0410	1,35	3,58	30,9470	61,8939	92,8409	123,7879
10(b)	0,0000	0,0013	0,25	1,35	0,1839	0,3677	0,5516	0,7354
A(b)	0,0008	0,0000	6,60	6,44	3,0040	6,0080	9,0120	12,0160
B(b)	0,0060	0,0001	4,10	6,44	21,5908	43,1817	64,7725	86,3633
C(b)	0,0061	0,0001	1,90	6,44	21,9916	43,9832	65,9748	87,9665
D(b)	0,0154	0,0001	1,16	1,72	14,8213	29,6426	44,4639	59,2851
E(b)	0,0279	0,0002	5,47	0,82	12,7794	25,5589	38,3383	51,1177
G(b)	0,0279	0,0002	1,47	0,27	4,2079	8,4157	12,6236	16,8315
H(b)	0,0096	0,0001	6,13	0,68	3,6518	7,3036	10,9554	14,6072
I(b)	0,0008	0,0000	4,35	0,68	0,3172	0,6344	0,9516	1,2688
J(b)	0,0279	0,0002	1,47	0,88	13,7145	27,4290	41,1435	54,8581
K(b)	0,0060	0,0001	3,47	2,03	6,8058	13,6116	20,4174	27,2232
L(b)	0,0129	0,0001	3,65	5,10	36,8444	73,6888	110,5332	147,3775

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

4.2.1.7. Carga total por sismo

La excentricidad que se presenta en la estructura genera una torsión, la cual crea un incremento de carga en cada muro. La carga total por sismo corresponde a la suma de la carga por sismo (V_i) y el incremento de la carga por torsión (ΔV).

$$V_T = V_i + \Delta V$$

La carga total por sismo para cada nivel se presenta en la tabla siguiente:

Tabla XX. Carga total por cada nivel

MURO	Carga lateral por muro				Incremento de carga por torsión				Carga total por sismo			
	V(Kg) 1er Nivel	V(Kg) 2do Nivel	V(Kg) 3er Nivel	V(Kg) 4to Nivel	ΔV (Kg) 1er Nivel	ΔV (Kg) 2do Nivel	ΔV (Kg) 3er Nivel	ΔV (Kg) 4to Nivel	VT(Kg) 1er Nivel	VT(Kg) 2do Nivel	VT(Kg) 3er Nivel	ΔV (Kg) 4to Nivel
1(a)	598,90	1 197,80	1 796,70	2 395,60	201,87	403,73	605,60	807,47	800,77	1 601,53	2 402,30	3 203,06
2(a)	30,36	60,72	91,08	121,44	10,23	20,47	30,70	40,93	40,59	81,19	121,78	162,37
3(a)	120,66	241,33	361,99	482,65	40,67	81,34	122,01	162,68	161,33	322,67	484,00	645,33
4(a)	15,10	30,20	45,30	60,39	5,09	10,18	15,27	20,36	20,19	40,38	60,56	80,75
5(a)	180,13	360,26	540,39	720,51	35,36	70,72	106,08	141,43	215,49	430,97	646,46	861,95
6(a)	348,02	696,05	1 044,07	1 392,09	53,74	107,47	161,21	214,95	401,76	803,52	1 205,28	1 607,04
7(a)	3,90	7,80	11,70	15,61	0,56	1,11	1,67	2,23	4,46	8,92	13,37	17,83
8(a)	117,67	235,33	353,00	470,66	16,79	33,59	50,38	67,17	134,46	268,92	403,38	537,83
9(a)	470,63	941,26	1 411,89	1 882,52	30,95	61,89	92,84	123,79	501,58	1 003,15	1 504,73	2 006,30
10(a)	15,10	30,20	45,30	60,39	0,18	0,37	0,55	0,74	15,28	30,56	45,85	61,13
11	1 239,06	2 478,13	3 717,19	4 956,26	0,00	0,00	0,00	0,00	1 239,06	2 478,13	3 717,19	4 956,26
A(a)	14,30	28,61	42,91	57,21	3,00	6,01	9,01	12,02	17,31	34,62	51,92	69,23
B(a)	102,81	205,61	308,42	411,22	21,59	43,18	64,77	86,36	124,40	248,79	373,19	497,58
C(a)	104,71	209,43	314,14	418,85	21,99	43,98	65,97	87,97	126,71	253,41	380,12	506,82
D(a)	264,23	528,47	792,70	1 056,94	14,82	29,64	44,46	59,29	279,06	558,11	837,17	1 116,22
E(a)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	12,78	25,56	38,34	51,12	490,67	981,34	1 472,01	1 962,68
F	18,16	36,32	54,48	72,65	0,57	1,15	1,72	2,30	18,74	37,47	56,21	74,94
G(a)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	4,21	8,42	12,62	16,83	482,10	964,20	1 446,30	1 928,40
H(a)	164,68	329,35	494,03	658,70	3,65	7,30	10,96	14,61	168,33	336,66	504,98	673,31
I(a)	14,30	28,61	42,91	57,21	0,32	0,63	0,95	1,27	14,62	29,24	43,86	58,48
J(a)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	13,71	27,43	41,14	54,86	491,61	983,21	1 474,82	1 966,42
K(a)	102,81	205,61	308,42	411,22	6,81	13,61	20,42	27,22	109,61	219,22	328,83	438,44
L(a)	221,53	443,06	664,59	886,12	36,84	73,69	110,53	147,38	258,37	516,75	775,12	1 033,50
M	175,75	351,49	527,24	702,99	29,23	58,46	87,69	116,92	204,98	409,95	614,93	819,91
1(b)	598,90	1 197,80	1 796,70	2 395,60	201,87	403,73	605,60	807,47	800,77	1 601,53	2 402,30	3 203,06
2(b)	30,36	60,72	91,08	121,44	10,23	20,47	30,70	40,93	40,59	81,19	121,78	162,37
3(b)	120,66	241,33	361,99	482,65	40,67	81,34	122,01	162,68	161,33	322,67	484,00	645,33
4(b)	15,10	30,20	45,30	60,39	5,09	10,18	15,27	20,36	20,19	40,38	60,56	80,75
5(b)	180,13	360,26	540,39	720,51	35,27	70,54	105,81	141,08	215,40	430,80	646,20	861,60
6(b)	348,02	696,05	1 044,07	1 392,09	53,74	107,47	161,21	214,95	401,76	803,52	1 205,28	1 607,04
7(b)	3,90	7,80	11,70	15,61	0,55	1,11	1,66	2,22	4,46	8,91	13,37	17,82

Continuación de la tabla XX.

8(b)	117,67	235,33	353,00	470,66	16,74	33,47	50,21	66,94	134,40	268,80	403,20	537,61
9(b)	470,63	941,26	1 411,89	1 882,52	30,95	61,89	92,84	123,79	501,58	1 003,15	1 504,73	2 006,30
10(b)	15,10	30,20	45,30	60,39	0,18	0,37	0,55	0,74	15,28	30,56	45,85	61,13
A(b)	14,30	28,61	42,91	57,21	3,00	6,01	9,01	12,02	17,31	34,62	51,92	69,23
B(b)	102,81	205,61	308,42	411,22	21,59	43,18	64,77	86,36	124,40	248,79	373,19	497,58
C(b)	104,71	209,43	314,14	418,85	21,99	43,98	65,97	87,97	126,71	253,41	380,12	506,82
D(b)	264,23	528,47	792,70	1 056,94	14,82	29,64	44,46	59,29	279,06	558,11	837,17	1 116,22
E(b)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	12,78	25,56	38,34	51,12	490,67	981,34	1 472,01	1 962,68
G(b)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	4,21	8,42	12,62	16,83	482,10	964,20	1 446,30	1 928,40
H(b)	164,68	329,35	494,03	658,70	3,65	7,30	10,96	14,61	168,33	336,66	504,98	673,31
I(b)	14,30	28,61	42,91	57,21	0,32	0,63	0,95	1,27	14,62	29,24	43,86	58,48
J(b)	477,89	955,78	1 433,67	1 911,57	13,71	27,43	41,14	54,86	491,61	983,21	1 474,82	1 966,42
K(b)	102,81	205,61	308,42	411,22	6,81	13,61	20,42	27,22	109,61	219,22	328,83	438,44
L(b)	221,53	443,06	664,59	886,12	36,84	73,69	110,53	147,38	258,37	516,75	775,12	1 033,50

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

4.3. Combinaciones de cargas

Para el diseño de los elementos de la estructura se utilizan cargas mayoradas, que son las cargas especificadas y calculadas multiplicadas por los factores de carga que especifican los códigos. La selección de combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que corresponda, según al sistema estructural de interés. En la siguiente tabla se muestran las diferentes combinaciones de cargas, según el método de diseño a utilizar que se explican más adelante en el capítulo 5.

Tabla XXI. **Combinaciones de cargas de diferentes códigos**

Código	MÉTODO DE RESISTENCIA		MÉTODO DE CARGAS ADMISIBLES	
	Cargas gravitacionales	Cargas de sismo	Cargas gravitacionales	Cargas de sismo
ACI	1.2 C.M. + 1.6 C.V.	1.2 C.M. + C.V. + S.	C.M. + C.V.	
AGIES	1.3 C.M. + 1.6 C.V.	1.2 C.M. + C.V. + S.	C.M. + C.V.	C.M. + (0.75)C.V. + (0.75)(0.70) C.S.

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

5.1. Métodos exactos de análisis estructural

Los métodos utilizados para el diseño estructural en concreto armado son:

- Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)
- Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

5.1.1. Método de esfuerzos de admisibles(ASD)

Este método establece que los esfuerzos actuantes, calculados a partir de combinaciones de las fuerzas internas máximas no deben exceder de un cierto esfuerzo permisible para lograr una seguridad estructural adecuada y se basa en que las cargas de servicio se usan directamente, es decir, dichas cargas no son alteradas por factores de carga. En este método los niveles de tensión permisibles son muy bajos, y las magnitudes de las cargas están fijadas solo para niveles de servicio.

El ASD asume un comportamiento elástico bajo cargas y aparentemente desprecia la capacidad de reserva inelástica de acero, aunque en realidad cuando el caso así lo requiere, la capacidad de reserva inelástica ha sido incorporada de manera implícita en las ecuaciones de diseño ASD.

5.1.2. Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

En este método las secciones se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que puedan estar sujetas, sean igual a dichas acciones multiplicadas por factores de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado.

Este método se basa en los conceptos de estados límite, mismos que describen una condición en la que una estructura, o alguna parte de ella, dejan de cumplir la función para la cual fueron diseñados. Estos estados límites han sido establecidos por la experiencia en la práctica profesional o en experimentos de laboratorio y han sido extensamente investigados y documentados en la literatura especializada. Este estado límite se puede subcatalogar en dos tipos:

5.1.2.1. Método LRFD de estado límite de resistencia

Define el alcance de la resistencia de un elemento estructural bajo cargas extremas. Se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, fractura, fatiga, volteo, entre otros.

5.1.2.2. Método LRFD de estado límite de servicio

Define el alcance del límite de la habilidad de un elemento estructural a desarrollar la función para la cual fue diseñado. Se refiere al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y ocupación como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos. Este método emplea diversos factores de carga y de resistencia que logran un refinamiento en el diseño al tomar en cuenta los diversos grados

de incertidumbre y variabilidad en las propiedades de los materiales, en la estimación de cargas y en los procedimientos de análisis.

5.2. Análisis y diseño de elementos de concreto reforzado

Con el análisis sismorresistente terminado y la integración de cargas para la edificación propuesta, se procede a realizar el diseño de los elementos de concreto reforzado, utilizando el método de diseño por resistencia (LFRD). Para el diseño de los elementos de concreto reforzado se utilizará el código ACI 318S edición 2011.

Antes de iniciar con el proceso de diseño, se definen las especificaciones de los materiales a utilizar y valores de área de acero de diferentes elementos de acero de refuerzo que serán útiles al momento de diseñar:

Tabla XXII. **Especificaciones de materiales para el diseño**

1. Resistencia característica de los materiales, concreto cimiento, losas y muros. Resistencia a la compresión (a los 28 días) Acero de refuerzo (varillas). Esfuerzo de cedencia Malla electrosoldada. Esfuerzo a la cedencia	$f^*c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ $f/y = 5\,000 \text{ kg/cm}^2$
2. Recubrimiento de acero de refuerzo según ACI 318 S11 Cimientos Muros Vigas y dinteles Losas	(Mínimo) 0,075 m 0,025 0,025 0,025

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Tabla XXIII. **Área de sección transversal de barras de acero corrugado**

Barra No.	Área de sección transversal (plg ²)	Área de sección transversal (cm ²)
2	0,05	0,32
3	0,11	0,71
4	0,2	1,27
5	0,31	1,98
6	0,44	2,85
7	0,6	3,87
8	0,79	5,07
9	1,00	6,45
10	1,27	8,19
11	1,56	10,06

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 673.

Tabla XXIV. **Propiedades de malla electrosoldada**

Nomenclatura		Diámetros		Área Varilla (cm ²)	Peso		Área de Refuerzo (cm ² /m)	Tipo de Varilla	Fy=4,218 kg / cm ² Grado 60		Fy=2,812 kg / cm ² Grado 40	
Cuadro	Calibre	Mm	Pulg.		Kg/m ²	Kg/malla			Refuerzo	As (cm ² /m)	Refuerzo	As (cm ² /m)
6" x 6"	10 / 10	3.43	0.14	0.09	0.98	13.78	0.62	Lisa	No. 2 @ 43	0.73	No. 2 @ 29	1.10
6" x 6"	9 / 9	3.80	0.15	0.11	1.20	16.92	0.76	Corrugada	No. 2 @ 35	0.90	No. 2 @ 23	1.35
6" x 6"	8 / 8	4.11	0.16	0.13	1.40	19.79	0.88	Lisa	No. 2 @ 30	1.05	No. 2 @ 20 @ No. 3 @ 45	1.58
6" x 6"	7 / 7	4.50	0.18	0.16	1.68	23.72	1.06	Corrugada	No. 2 @ 25	1.26	No. 2 @ 17 @ No. 3 @ 38	1.89
6" x 6"	6 / 6	4.88	0.19	0.19	1.98	27.90	1.25	Lisa	No. 2 @ 21 @ No. 3 @ 48	1.49	No. 2 @ 14 @ No. 3 @ 32	2.23
6" x 6"	4.5/4.5	5.50	0.22	0.24	2.52	35.44	1.58	Corrugada	No. 2 @ 17 @ No. 3 @ 38	1.89	No. 2 @ 25 @ No. 3 @ 45	2.83
6" x 6"	4 / 4	5.72	0.23	0.26	2.72	38.33	1.71	Lisa	No. 2 @ 16 @ No. 3 @ 35	2.04	No. 2 @ 23 @ No. 3 @ 41	3.06
6" x 6"	3 / 3	6.20	0.24	0.30	3.19	45.03	2.01	Corrugada	No. 2 @ 13 @ No. 3 @ 30	2.40	No. 2 @ 20 @ No. 3 @ 35	3.60
6" x 6"	2 / 2	6.67	0.26	0.35	3.68	51.80	2.32	Lisa	No. 2 @ 12 @ No. 3 @ 26	2.76	No. 2 @ 17 @ No. 3 @ 31	4.13

Fuente: *Aceros de Guatemala*. <http://www.acerosdeguatemala.com/producto-nuevo/malla-electrosoldada-ag>. Consulta: septiembre de 2015.

5.2.2. Diseño de losas

En el diseño de las losas en dos sentidos para la edificación propuesta se utiliza el método 3 del ACI; este sirve para encontrar los momentos actuantes en los extremos de las losas a diseñar.

En la sección 3.1 se calculó un espesor de losa de 12.5 cm. y utilizando la siguiente combinación de cargas de la tabla XXI y los valores de cargas que se presentan en la tabla IV, se calcula la carga última de la losa crítica que corresponde a la losa 1.

$$C. M. = 400 \text{ Kg/m}^2 * 1.2 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$C. V. = 200 \text{ Kg/m}^2 * 1.6 = 320 \text{ Kg/m}^2$$

$$C. U. = 480 \text{ Kg/m}^2 + 320 \text{ Kg/m}^2 = 800 \text{ Kg/m}^2$$

Obtenidas las cargas mayoradas se procede a calcular los momentos flexionantes utilizando las siguientes expresiones:

$$M_{A \text{ negativo}} = C_{A \text{ neg}} * C. U. * A^2$$

$$M_{B \text{ negativo}} = C_{B \text{ neg}} * C. U. * B^2$$

$$M_{A \text{ positivo}} = C_{A \text{ CM}} * C. M. * A^2 + C_{A \text{ LL}} * C. V. * A^2$$

$$M_{B \text{ positivo}} = C_{B \text{ CM}} * C. M. * B^2 + C_{B \text{ LL}} * C. V. * B^2$$

Donde:

A = lado corto de la losa (m)

B = lado largo de la losa (m)

$M_{A \text{ negativo}}$ = momento negativo en el lado corto (Kg*m)

$M_{B \text{ negativo}}$ = momento negativo en el lado largo (Kg*m)

M_A positivo = momento positivo en el lado corto (Kg*m)

M_B positivo = momento positivo en el lado largo (Kg*m)

$C_{A \text{ neg}}, C_{B \text{ neg}}$ = coeficientes de la tabla XXV

$C_{A \text{ CM}}, C_{B \text{ CM}}$ = coeficientes de la tabla XXVI

$C_{A \text{ LL}}, C_{B \text{ LL}}$ = coeficientes de la tabla XXVII

A continuación se presentan las tablas correspondientes para obtener los coeficientes C para el cálculo de los momentos flexionantes:

Tabla XXV. **Coefficientes para momentos negativos en losas**

$$M_{e, \text{neg}} = C_{e, \text{neg}} w l^2$$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{h, \text{neg}} = C_{h, \text{neg}} w l_p^2$$

Relación $m = \frac{l}{l_p}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.045 0.045	0.076 0.076	0.050 0.050	0.075 0.075	0.071 0.071	0.071 0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.050 0.041	0.072 0.072	0.055 0.045	0.079 0.079	0.075 0.075	0.067 0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.055 0.037	0.070 0.070	0.060 0.040	0.080 0.080	0.079 0.079	0.062 0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.060 0.031	0.065 0.065	0.066 0.034	0.082 0.082	0.083 0.083	0.057 0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.065 0.027	0.061 0.061	0.071 0.029	0.083 0.083	0.086 0.086	0.051 0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.069 0.022	0.056 0.056	0.076 0.024	0.085 0.085	0.088 0.088	0.044 0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.074 0.017	0.050 0.050	0.081 0.019	0.086 0.086	0.091 0.091	0.038 0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.077 0.014	0.043 0.043	0.085 0.015	0.087 0.087	0.093 0.093	0.031 0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.081 0.010	0.035 0.035	0.089 0.011	0.088 0.088	0.095 0.095	0.024 0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.084 0.007	0.028 0.028	0.092 0.008	0.089 0.089	0.096 0.096	0.019 0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{A, \text{neg}}$ $C_{h, \text{neg}}$	0.086 0.006	0.022 0.022	0.094 0.006	0.090 0.090	0.097 0.097	0.014 0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Tabla XXVI. **Coeficientes para momentos positivos en losas por carga muerta**

$$M_{d,posit,d} = C_{a,d} w l^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b,posit,d} = C_{b,d} w l^2$$

Relación $m = \frac{l}{b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
$C_{b,d}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
$C_{b,d}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
$C_{b,d}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
$C_{b,d}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
$C_{b,d}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
$C_{b,d}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
$C_{b,d}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
$C_{b,d}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
$C_{b,d}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
$C_{b,d}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	<input type="checkbox"/>								
$C_{a,d}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
$C_{b,d}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 379.

Tabla XXVII. **Coeficientes para momentos positivos en losas por carga viva**

$$M_{a,posit,II} = C_{a,II} w l^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,posit,II} = C_{b,II} w l^2$$

Relación $m = \frac{l_x}{l_y}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,II}$ 0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,II}$ 0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,II}$ 0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,II}$ 0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,II}$ 0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,II}$ 0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,II}$ 0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,II}$ 0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,II}$ 0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,II}$ 0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,II}$ 0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,II}$ 0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,II}$ 0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,II}$ 0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,II}$ 0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,II}$ 0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,II}$ 0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,II}$ 0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,II}$ 0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,II}$ 0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,II}$ 0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,II}$ 0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

^a Un borde acurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 380.

Con las tablas anteriores y utilizando el caso 7, donde $A/B = 0,99$, como se define en la sección 3.1, se obtiene el valor de los coeficientes C para la losa 1. Se presentan los siguientes datos para el cálculo:

$$A = 5,48 \text{ m.}$$

$$B = 5,52 \text{ m.}$$

$$m = 0,99 = 1$$

$$C_{A \text{ neg}} = 0,00$$

$$C_{B \text{ neg}} = 0,071$$

$$C_{A \text{ LL}} = 0,032$$

$$C_{B \text{ LL}} = 0,035$$

$$C_{A \text{ CM}} = 0,027$$

$$C_{B \text{ CM}} = 0,033$$

$$C.M = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.V. = 320 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.U. = 800 \text{ Kg/m}^2$$

Con los datos anteriores se procede a realizar el cálculo de los momentos flexionantes de la losa 1 para la edificación propuesta:

$$M_{A \text{ negativo}} = 0,00 * 800 * 5,48^2 = 0,00 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{B \text{ negativo}} = 0,071 * 800 * 5,52^2 = 1 730,72 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{A \text{ positivo}} = 0,027 * 480 * 5,48^2 + 0,032 * 320 * 5,48^2 = 720,73 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{B \text{ positivo}} = 0,033 * 480 * 5,52^2 + 0,035 * 320 * 5,52^2 = 833,67 \text{ Kg} * \text{m}$$

Las losas en un sentido pueden estar presentes en estructuras tipo cajón y van a depender de la arquitectura de algunos ambientes. En este caso la edificación propuesta presenta algunas losas que trabajan en un sentido, dado que la relación A/B es menor a 0,50. El cálculo de los momentos difiere con el procedimiento de las losas en dos sentidos y se utiliza una alternativa al análisis estructuras que se presenta en la sección 8.3.3. del ACI 318S 11 para el diseño de vigas continuas y losas en una dirección.

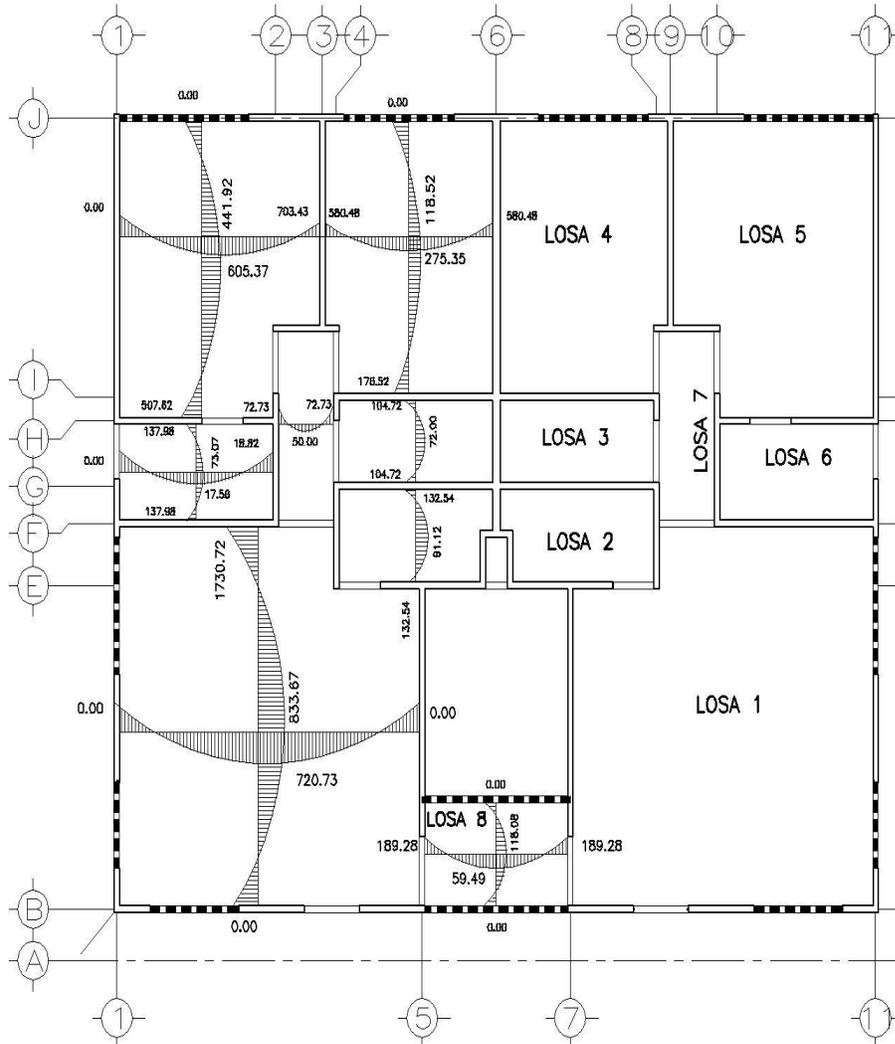
Tabla XXVIII. **Momentos para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección**

Momento positivo	
Vanos extremos	
El extremo discontinuo no está restringido	$w_u l_n^2 / 11$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$w_u l_n^2 / 14$
Vanos interiores	$w_u l_n^2 / 16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos vanos	$w_u l_n^2 / 9$
Más de dos vanos	$w_u l_n^2 / 10$
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores	
$w_u l_n^2 / 11$	
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:	
Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	
$w_u l_n^2 / 12$	
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de borde	$w_u l_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna	$w_u l_n^2 / 16$
Cortante en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior	
$1.15 w_u l_n / 2$	
Cortante en la cara de todos los demás apoyos	
$w_u l_n / 2$	

Fuente: American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S 11)*. p. 111.

Tomando en cuenta con estas consideraciones y el procedimiento anterior se procede a calcular los momentos flexionantes de las losas de cada nivel.

Figura 30. Momentos flexionantes de las losas



NOTA: LOS VALORES DE LOS MOMENTOS ESTAN DADOS EN KG*M

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Calculados los momentos flexionantes, se procede a realizar el balanceo de momentos en los extremos continuos de las losas. Para el balanceo de las losas se utilizará uno de los métodos siguientes según sea el caso:

Si $M1 > 0,8 * M2$

$$MB = \frac{M1 + M2}{2}$$

Donde:

MB = momento balanceado

M1 = momento menor

M2 = momento mayor

Si $M1 < 0,8 * M2$

Hay que hacer una distribución directamente proporcional a la rigidez (K):

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

$$MB = M2 - (M2 - M1) * D2$$

Donde:

$$D1 = K1 / (K1 + K2)$$

$$D2 = K2 / (K1 + K2)$$

$$K = 1 / L$$

L = longitud de losa en el lado analizado

Como chequeo deben ser iguales. Continuando con el diseño de la losa 1 de la edificación propuesta, se balancean los momentos de uno de los lados continuos de la losa; para ello se elige el método a utilizar:

$$137,98 < 0,80 * 1\,730,72 = 1\,384,58$$

Calculada la expresión anterior se determina el método para el balanceo de momentos y para ello se presentan los siguientes datos:

$$M1 = 137,98 \text{ Kg} * \text{ m}$$

$$M2 = 1\,730,72 \text{ Kg} * \text{ m}$$

$$K1 = 1/1,40 = 0,71$$

$$K2 = 1/5,52 = 0,18.$$

$$D1 = 0,71/(0,71 + 0,18) = 0,80$$

$$D2 = 0,18/(0,71 + 0,18) = 0,20$$

Entonces:

$$MB = 137,98 + (1\,730,72 - 137,98) * 0,80 = 1\,408,49 \text{ Kg} * \text{ m}$$

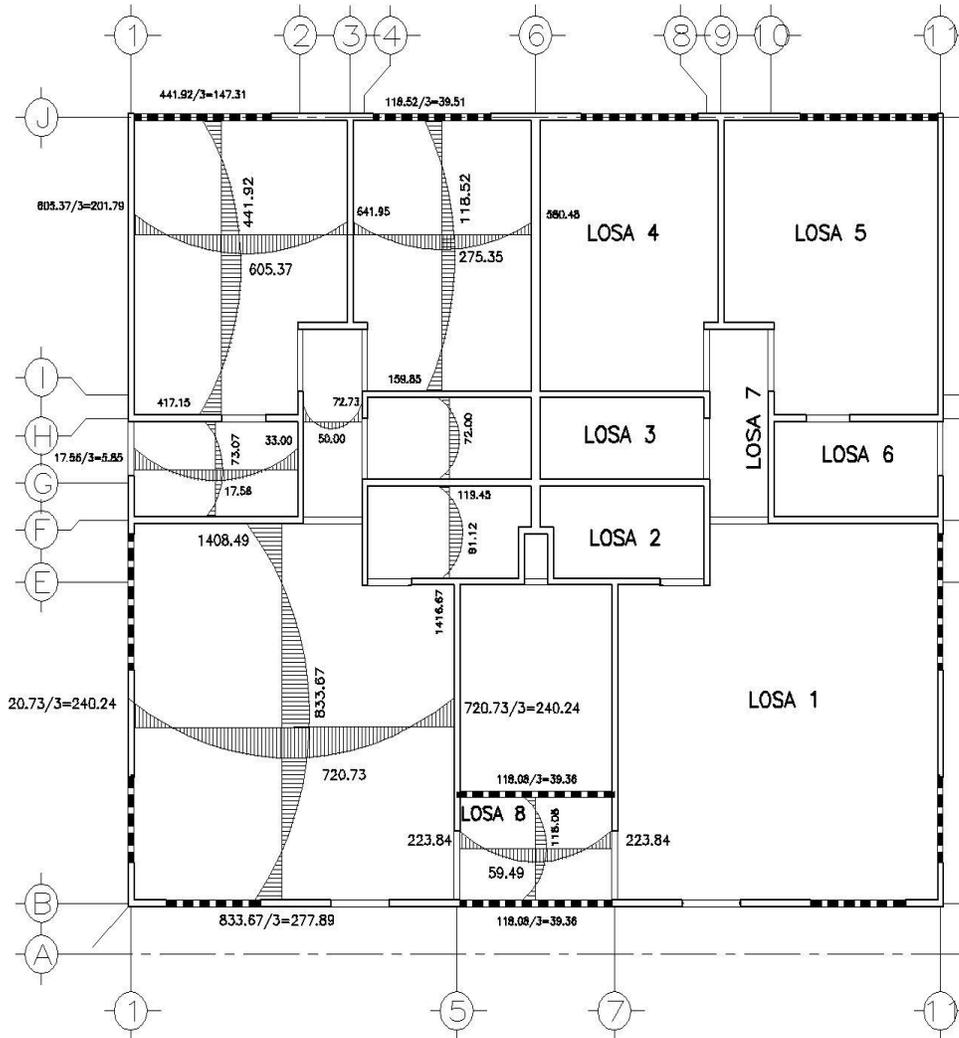
$$MB = 1\,730,72 - (1\,730,72 - 137,98) * 0,20 = 1\,408,49 \text{ Kg} * \text{ m}$$

Como se puede observar, los momentos son iguales y satisfacen el chequeo requerido. Antes de continuar con el diseño de las losas se deben considerar ciertas limitaciones:

- En los bordes discontinuos, se usará un momento negativo igual a un tercio (1/3) del momento positivo.
- En losas continuas donde exista un momento de voladizo, el momento a utilizar será el momento de voladizo.
- En tramos continuos se deberán balancear los momentos.

De esta forma y considerando las limitaciones anteriores, se procede a calcular el balanceo de momentos para las losas en análisis de la edificación propuesta.

Figura 31. Momentos flexionantes balanceados



NOTA: LOS VALORES DE LOS MOMENTOS ESTAN DADOS EN KG*M

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Antes de iniciar con el cálculo del acero de refuerzo hay que considerar algunos requerimientos para el armado del refuerzo según el ACI 318S 11.

- La separación máxima entre barras en el refuerzo principal no debe exceder de 3 veces el espesor de la losa, ni mayor a 45 cm. y la separación mínima no puede ser menor a 2,5 cm.
- La separación máxima entre barras en el refuerzo por temperatura no debe ser mayor a 5 veces el espesor de la losa, ni mayor a 45 cm. y la separación mínima no puede ser menor a 2,5 cm.
- El recubrimiento mínimo para las losas no debe ser menor a 2,5 cm.

Terminado el análisis de los momentos balanceados se procede a calcular el área de acero para determinar el refuerzo de las losas. Para calcular el área de acero (A_s), primero se calcula el momento resistente (M_u), del área de acero mínimo de la losa ($A_{s_{\min}}$). Para determinar cuáles son los momentos a los que hay que reforzar con una cuantía mayor a la del $A_{s_{\min}}$.

Según sección 10.5.1 del ACI 318S 11 el $A_{s_{\min}}$ está dada por:

$$A_{s_{\min}} = 0,40 \times \frac{14,1}{f_y} bd$$

Donde:

f_y = esfuerzo de cedencia del acero

b = 100 cm.

d = 10 cm (espesor de losa – 2,5 cm)

Entonces:

$$A_{s_{\min}} = 0,40 \times \frac{14,1}{5\,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} * (100 \text{ cm}) * (10 \text{ cm}) = 1,128 \text{ cm}^2$$

Para los sistemas tipo cajón en la construcción industrializada, se utiliza malla electrosoldada corrugada como refuerzo. Utilizando la tabla XXIV se ubica el valor de A_s por metro lineal de la malla electrosoldada corrugada que sea igual o esté más cercano al valor obtenido de $A_{s\text{mín}}$.

Malla electrosoldada calibre 4,5/4,5 = 1,58 cm²/m

Definido el acero de refuerzo a utilizar se procede a calcular el M_u del área de acero mínimo que en este caso es 1,58 cm²/m:

$$M_u = \theta(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b}\right))$$

Donde:

$\theta = 0,90$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$A_s = 1,58 \text{ cm}^2$

$f_y = 5\,000 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 10 \text{ cm}$.

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

$b = 100 \text{ cm}$

Entonces,

$$M_u = 0,90 * \left(1,58 * 5\,000 * \left(10 - \frac{1,58 * 5\,000}{1,7 * 210 * 100}\right)\right) = 69\,526,64 \text{ Kg * cm}$$

$$M_u = 695,27 \text{ Kg * m}$$

Determinado el momento que resiste el área de acero mínimo, se procede a determinar los momentos que sobrepasan este valor, para así calcular una cuantía mayor a la del área de acero mínimo y poder reforzar la electromalla en la cama inferior o superior, dependiendo el momento a analizar. Los momentos que sobrepasan el valor del momento del área de acero mínimo son:

Momento negativo de losa 1 y 6 = 1 408,49 Kg*m

Momento negativo de losa 1 y 2 = 1 416,67 Kg*m

Momento Positivo de losa 1 = 833,67 Kg*m

Momento Positivo de losa 1 = 720,73 Kg*m

Para determinar la cuantía de acero que hace falta, se calcula el momento que hace falta por resistir para luego determinar el área de acero de ese momento. Con el área de acero faltante determinada, se procede calcular el refuerzo extra utilizando barras de acero de refuerzo grado 60.

Momento faltante = 1 408,49 – 695,27 = 713,22 Kg*m

Momento faltante = 1 416,67 – 695,27 = 721,40 Kg*m

Momento faltante = 833,67 – 695,27 = 138,40 Kg*m

Momento faltante = 720,73 – 695,27 = 25,46 Kg*m

El área de acero se calcula utilizando la ecuación de momento último de la siguiente manera:

$$71\ 322 = 0,90 * \left(As * 4\ 200 * \left(10 - \frac{As * 4\ 200}{1,7 * 210 * 100} \right) \right)$$

$$As = 1,93\ cm^2$$

$$72\ 140 = 0,90 * \left(As * 4\ 200 * \left(10 - \frac{As * 4\ 200}{1,7 * 210 * 100} \right) \right)$$

$$A_s = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$13\,840 = 0,90 * \left(A_s * 4\,200 * \left(10 - \frac{A_s * 4\,200}{1,7 * 210 * 100} \right) \right)$$

$$A_s = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$2\,546 = 0,90 * \left(A_s * 4\,200 * \left(10 - \frac{A_s * 4\,200}{1,7 * 210 * 100} \right) \right)$$

$$A_s = 0,07 \text{ cm}^2$$

Se procede a calcular el refuerzo adicional utilizando barras de acero núm. 3 grado 60:

$$S = (A_s \text{ varilla} * 100 \text{ cm}) / A_s$$

Donde

S = separación de varilla seleccionada

A_s varilla = área de acero de varilla seleccionada

A_s = área de acero adicional

Entonces, utilizando el área de acero de la varilla núm. 3 se tiene:

$$S = (0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}) / 1,93 = 36,78 \text{ cm.} = 30 \text{ cm.}$$

$$S = (0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}) / 1,95 = 36,41 \text{ cm.} = 30 \text{ cm.}$$

$$S = (0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}) / 0,37 = 191,89 \text{ cm.} = 180 \text{ cm.}$$

$$S = (0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}) / 0,07 = 1\,014,28 \text{ cm.} = \text{despreciable}$$

Según los valores obtenidos, se reforzará el área del momento negativo de la losa 1 y 6 y el área del momento negativo de la losa 1 y 2, con varillas núm. 3 a cada 30 cm y el momento positivo de la losa 1 con varillas núm. 3 a cada 180

cm, para resistir el momento faltante. Como se puede observar, el área de acero que hace falta resistir en uno de los momentos positivos de la losa 1 es muy pequeña, lo que hace que la malla electrosoldada del refuerzo mínimo sea suficiente para resistir este momento.

Además del acero de refuerzo principal, se debe colocar acero para una armadura suplementaria para resistir los efectos de la temperatura y retracción. Este se coloca perpendicular al refuerzo principal y se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s_t} = \frac{0,0018 * 4\ 200}{f_y} * d * b$$

Donde:

$(0,0018 * 4\ 200) / f_y$ = cuantía de acero para refuerzo por temperatura para barras de acero con f_y mayores de 4 200 kg/cm². (Ver ACI 318S 11 sección 7.12.2.1).

$f_y = 5\ 000$ kg/cm².

$d = 10$ cm. (peralte de la losa)

$b = 100$ cm.

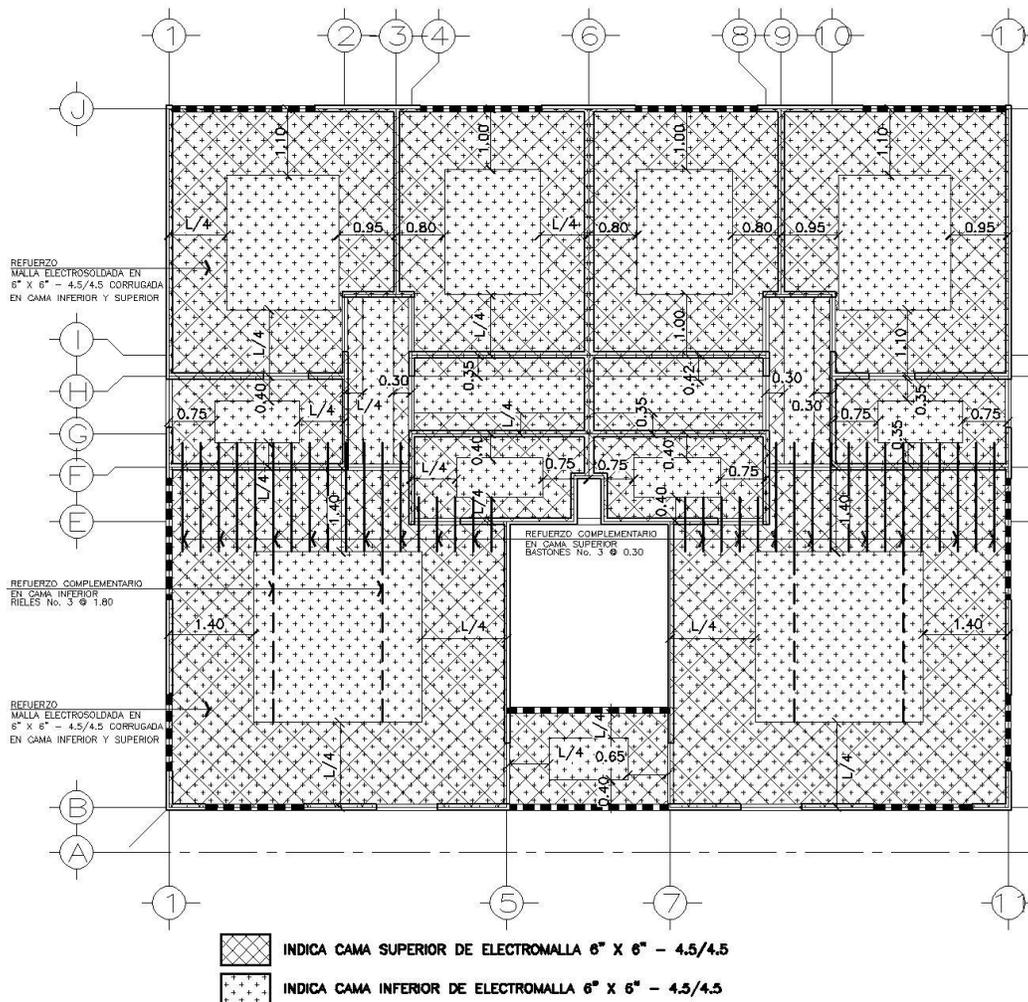
Entonces,

$$A_{s_t} = \frac{0,0018 * 4\ 200}{5\ 000} * 10 * 100 = 1,51\ \text{cm}^2$$

La malla electrosoldada 6" x 6" – 4,5/4,5 tiene un valor de 1,58 cm²/m de área de acero en cada dirección. Este valor es suficiente para solventar las necesidades de acero por temperatura en la dirección perpendicular del refuerzo principal, sin necesidad de agregar refuerzo adicional.

Terminado este cálculo, se puede determinar que se deben reforzar todas las losas con malla electrosoldada 6" x 6" – 4,5/4,5 corrugada en la cama inferior y superior. Además, reforzar cama superior con bastones núm. 3 a cada 30 cm. en las losas 1, 6 y 8 y rieles no. 3 a cada 180 cm. en la losa núm. 1 en el área de los momentos calculados (ver figura 32).

Figura 32. Planta de estructura de losas



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

5.2.3. Diseño de vigas

Las vigas se diseñarán a flexión, donde se determinará el refuerzo longitudinal, y a corte, y el refuerzo transversal.

5.2.3.1. Diseño de vigas a flexión

Según la mecánica de materiales, la flexión es el estado interno de esfuerzos cuya acción genera en una sección de elemento flexionado, un par de fuerzas cuya intensidad puede establecerse a partir de las condiciones de equilibrio en vigas isostáticas o de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de desplazamiento en el caso de vigas estáticamente indeterminadas. Esta parte tratará el análisis y el diseño a flexión, e incluye la medición de las secciones transversales de concreto, y la selección y ubicación del acero de refuerzo, considerando que las vigas en un sistema cajón no están influenciadas por las fuerzas laterales impuestas en el sistema.

Antes de iniciar el cálculo del acero de refuerzo se deben determinar los momentos actuantes en las vigas del sistema. Primero se determinará la carga distribuida (Kg/m) de la viga 1 (viga crítica) utilizando la siguiente combinación de carga y los valores de carga de la tabla V de la sección 4.1.3.

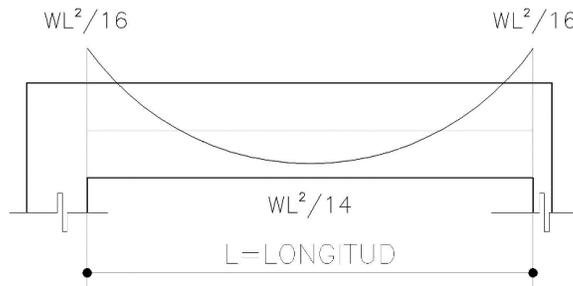
$$C. M. = 724,93 \text{ Kg/m} * 1,2 = 869,92 \text{ Kg/m}$$

$$C. V. = 182,47 \text{ Kg/m} * 1,6 = 291,95 \text{ Kg/m}$$

$$w = 869,92 \text{ Kg/m} + 291,95 \text{ Kg/m} = 1 161,87 \text{ Kg/m}$$

Determinada la carga distribuida (W) se procede a calcular los momentos actuantes de la viga utilizando la tabla XXVIII.

Figura 33. **Momentos actuantes en las vigas**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Donde:

$W = 1161.87 \text{ Kg/m}$ (carga distribuida)

$L = 2.35 \text{ m}$ (longitud del vano)

Entonces:

$$M(-) = \frac{1\ 161,87 * 2,35^2}{16} = 401,03 \text{ Kg * m}$$

$$M(+) = \frac{1\ 161,87 * 2,35^2}{14} = 458,32 \text{ Kg * m}$$

Determinados los momentos de la viga 1 se procede a determinar los momentos actuantes en las vigas restantes de la edificación propuesta.

Tabla XXIX. **Momentos actuantes en vigas**

VIGA	Lv	W	M(-)	M(+)
1	2,35	1 161,86	401,02	458,31
2	2,00	1 069,38	267,34	305,54
3	2,00	1 334,75	333,69	381,36
4	1,25	1 334,75	130,35	148,97
5	1,62	1 325,83	217,47	248,54
6	2,60	859,69	363,22	415,11

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Antes de iniciar con el cálculo del acero de refuerzo hay que considerar algunos requerimientos para el armado del refuerzo según el ACI 318S 11.

- La separación mínima entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la varilla, pero no menor de 2,5 cm.
- El recubrimiento mínimo para las vigas no debe ser menor a 2,5 cm.
- La separación entre camas de acero de refuerzo no debe de exceder a 12 pulgadas.

Determinados los momentos actuantes, se procede a realizar el cálculo del acero de refuerzo de la viga con los momentos críticos, que corresponden a la viga 1 del sistema. Para determinar el área de acero que resista los momentos actuantes se utiliza la fórmula de la flexión:

$$M_u = \theta (A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right))$$

Donde:

$\theta = 0,90$ (Factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

A_s = área de acero

$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo de cedencia del acero)

$d = 50 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 47,5 \text{ cm}$ (peralte de viga)

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo a compresión del concreto)

$b = 10 \text{ cm}$ (base)

$M_u = 40\,102 \text{ Kg*cm}$ (momento actuante en la viga)

Entonces:

$$40\,102 = (0,90)(A_s(-)) * 4\,200 * \left(47,5 - \frac{A_s(-) * 4,200}{1,7 * 210 * 10}\right)$$
$$A_s(-) = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$45\,831 = (0,90)(A_s(-)) * 4\,200 * \left(47,5 - \frac{A_s(-) * 4,200}{1,7 * 210 * 10}\right)$$
$$A_s(-) = 0,25 \text{ cm}^2$$

Luego se chequea si está dentro de los límites de área de acero mínimo ($A_{s\text{min}}$) y de área de acero máximo ($A_{s\text{max}}$).

Según la sección la sección 10.5.1 del ACI 318S11 el $A_{s\text{min}}$ está dada por:

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

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$b = 10$ cm (base de viga)

$d = 47,5$ (peralte de viga)

$f_y = 4\,200$ Kg/cm² (esfuerzo de cedencia del acero)

ρ_{\min} = cuantía de acero mínimo

Entonces:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4\,200} * (10) * (47,5) = 1,59 \text{ cm}^2$$

Según la sección B.8.4.2 del ACI 318 S 11 el $A_{s_{\max}}$ está dada por:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{\max} = 0,5 * \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1(0,85) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y} \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

$b = 10$ cm (base de viga)

$d = 47,5$ (peralte de viga)

$f_y = 4\,200$ Kg/cm² (esfuerzo de cedencia del acero)

$f_c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

ρ_{\max} = cuantía de acero máximo

ρ_{bal} = cuantía de acero balanceada

$\beta_1 = 0,85$ si $f'_c \leq 280$ Kg/cm² (según sección 10.2.7.3 del ACI 318S 11)

Entonces:

$$\rho_{bal} = (0,85)(0,85) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200} \right) \left(\frac{210}{4\,200} \right) = 0,02142296512$$

$$A_{S_{max}} = (0,50)(0,02142296512)(10)(47,5) = 5,09 \text{ cm}^2$$

Después de realizado el cálculo de los límites de área de acero mínimo ($A_{S_{min}}$) y de área de acero máximo ($A_{S_{max}}$) hay que considerar algunos requerimientos para el armado del refuerzo según ACI 318S 11:

- Si el $A_{S_{min}}$ es mayor al A_s se utiliza el $A_{S_{min}}$ para el diseño.
- Si el $A_{S_{max}}$ es menor al A_s se tiene que cambiar la sección de la viga o diseñar la viga con refuerzo a compresión.
- Si el A_s esta entre los límites de $A_{S_{min}}$ y $A_{S_{max}}$ utilizar el A_s para el diseño.

En este caso el área de acero mínimo ($A_{S_{min}}$) es mayor al área de acero calculada (A_s), por lo que el área de acero de diseño a utilizar será el área de acero mínimo ($A_{S_{min}}$). Luego se propone un armado que satisfaga el A_s requerido utilizando la tabla XXIII:

$$A_s \text{ varilla No. 5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$1,98 \text{ cm}^2 > 1,59 \text{ cm}^2$$

Usar 1 No. 5

Para la viga típica de la edificación propuesta se reforzará con 1 riel núm. 5 en la cama superior más 1 riel núm. 5 en la cama inferior y agregar 1 riel núm. 3 en el centro de la viga (acero por temperatura), para que la distancia entre varillas no exceda las 12 pulgadas (30 cm).

5.2.3.2. Diseño de vigas a corte

La mayoría de miembros estructurales tienen que resistir fuerzas cortantes. Estas fuerzas generalmente actúan en combinación de flexión, carga axial y en ocasiones torsión. La transmisión de cortante en las vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del concreto.

Antes de calcular el acero de refuerzo transversal se debe determinar la fuerza de corte que actúa en la viga utilizando la siguiente expresión:

$$V = \frac{WL}{2}$$

Donde:

$W = 1\,161,87$ Kg/m (carga distribuida)

$L = 2,35$ m (longitud del vano)

Entonces:

$$V = \frac{(1\,161,87)(2,35)}{2} = 1\,365,20 \text{ Kg}$$

Luego de determinar el cortante máximo actuante, se debe calcular el corte que resiste el concreto y diseñar el refuerzo de corte para la fuerza cortante que no es capaz de resistir el concreto. Antes de iniciar el cálculo del refuerzo por cortante se deben considerar los siguientes requerimientos para el refuerzo transversal según el ACI 318S 11:

- Los estribos son requeridos para una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, a partir del rostro de la columna.
- Cuando sean necesarios los estribos, el espaciamiento no excederá $\frac{1}{2}$ del peralte, 8 veces la barra longitudinal más pequeña ni 24 veces el diámetro del estribo.
- Cuando el concreto es capaz de resistir el cortante y los estribos no son requeridos, se colocarán los mismos con un espaciamiento máximo de $\frac{1}{2}$ del peralte.
- Cuando el concreto no es capaz de resistir el cortante hay que diseñar estribos o eslabones.
- El primer estribo o eslabón se coloca a una distancia de $\frac{1}{2}$ de la distancia requerida del refuerzo.

El corte que resiste el concreto se calcula con la siguiente expresión, según la sección 11.2.1.1 del ACI 318S 11:

$$V_c = (\theta)(0,53)(\sqrt{f'_c})(b)(d)$$

Donde:

$\theta = 0,85$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

$b = 10 \text{ cm}$ (base de viga)

$d = 47,5 \text{ cm}$ (peralte de viga)

Entonces:

$$V_c = (0,85)(0,53)(\sqrt{210})(10)(47,5) = 3\,100,97 \text{ Kg}$$

El valor de la fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es mayor a la fuerza cortante actuante, lo que significa que no es necesario diseñar refuerzo por corte y únicamente hay que considerar el refuerzo mínimo que se especifica en los requerimientos para refuerzo transversal. El cálculo del refuerzo transversal de la viga se presenta de la manera siguiente:

Los estribos son requeridos a una longitud igual a:

$$2d = 2(47,5) = 95 \text{ cm.}$$

La separación de los estribos está dada por:

$$8(d_v) = 8(1,5875) = 12,7 \text{ cm}$$

$$24(d_e) = 24(0,635) = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2}(d) = \frac{1}{2}(47,5) = 23,75$$

Usar 0,10 m

Donde:

$d = 47,5 \text{ cm}$ (peralte de viga)

$d_v = 5/8 (2,54 \text{ cm})$ (diámetro de la varilla más pequeña del refuerzo longitudinal)

$d_e = 2/8 (2,54 \text{ cm})$ (diámetro de la varilla del refuerzo transversal)

Separación donde los estribos no son requeridos:

$$\frac{1}{2}(d) = \frac{1}{2}(47,5) = 23,75 \text{ cm}$$

Usar 0,20 m

Las vigas para la edificación propuesta tendrán un refuerzo por corte de 1 eslabón núm. 2 a 5 cm, más 10 estribos núm. 2 a cada 10 cm, y el resto a cada 20 cm.

Si el caso fuera diferente y la fuerza cortante actuante fuera mayor a la que resiste el concreto se debe diseñar el refuerzo transversal, utilizando la siguiente expresión, según la sección 11.4.7.2 del ACI 318S 11:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{(V_a - V_{cu})}$$

Donde:

S = espaciamiento de eslabones

A_v = área de acero de varilla de eslabón propuesta

f_y = esfuerzo de cedencia del acero

V_a = fuerza cortante actuante

b = base de la viga

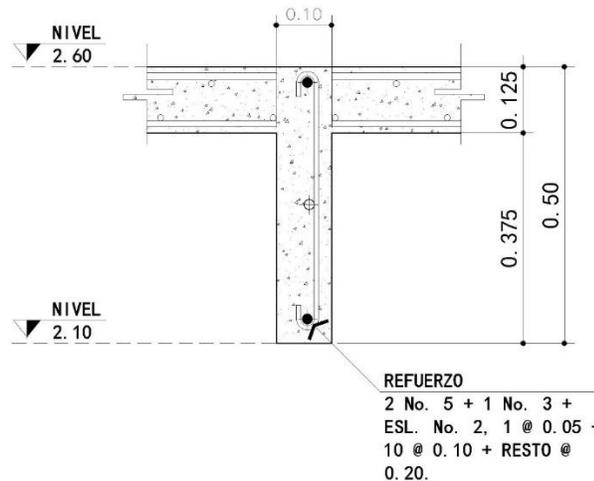
d = peralte de la viga

$V_{cu} = (0,85) (0,53) (\sqrt{f'c})(b)(d)$

$f'c$ = esfuerzo a compresión del concreto

Terminado el análisis y el diseño de las vigas por flexión y corte se presenta la siguiente figura con el detalle del refuerzo.

Figura 34. **Detalle del refuerzo de vigas**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

5.2.4. **Diseño de muros**

El sistema tipo cajón de concreto reforzado consta de muros de carga que soportan no solo cargas verticales sino también algunos momentos laterales. Los muros de carga del sistema serán diseñados bajo esfuerzos de carga axial (compresión), corte y flexión.

El Código ACI proporciona varias limitaciones específicas para muros:

- Los muros de carga deben anclarse a los elementos que los intersectan, como los pisos o techos, o deben anclarse a columnas, pilas, zapatas, contrafuertes u a otros muros (sección 14.2.6 ACI 318S 11).
- La cuantía mínima de refuerzo vertical es 0,0012 para barras no mayores a la núm. 5 con f_y menor que 4 200 Kg/cm², 0,0015 para otras barras

corrugadas o 0,0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (sección 14.3.2 ACI 318S 11).

- La cuantía mínima de refuerzo horizontal es 0,0020 para barras no mayores a la núm. 5 con f_y menor que 4 200 Kg/cm², 0,0025 para otras barras corrugadas o 0,0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (sección 14.3.3 ACI 318S 11).
- La separación del refuerzo vertical y horizontal no debe exceder 3 veces el espesor del muro ni ser mayor a 45 cm (sección 14.3.5 ACI 318S 11).
- El recubrimiento de los muros no será menor a 2 cm para varillas No. 11 y menores (sección 7.7.1 ACI 318S 11).

5.2.4.1. Diseño a compresión

Los muros de carga con secciones transversales rectangulares sólidas pueden diseñarse como columnas sometidas a carga axial y a flexión o pueden diseñarse mediante un método empírico dado en la sección 14.5 del ACI 318S 11. El método empírico solo puede usarse si la resultante de todas las cargas factorizadas cae dentro del tercio medio del muro, y los muros de la edificación propuesta cumplen con este requisito.

Se comienza determinando la resistencia última mayorada utilizando la siguiente combinación de cargas y los valores de carga de la tabla VI que actúan en el muro, considerando la carga de los niveles superiores. Para el muro 1(a) del primer nivel se tiene:

Longitud de muro = 4,52 m.

C.M. = (4 708,00 Kg)*4 = 18 831,95 Kg

C.V. = (943,76 Kg)*4 = 3 775,10 Kg

C.S. = 790,34 Kg (Ver tabla XX)

$$P_u = 1,2(C. M.) + (C. V.) + (C. S.)$$

$$P_u = 1,2(18\ 831,95\ \text{kg}) + (3\ 775,10\ \text{Kg}) + (800,77\ \text{kg.}) = 27\ 174,21\ \text{Kg.}$$

Calculadas las cargas mayoradas se procede a determinar la resistencia de diseño del muro con la siguiente expresión (sección 14-5-2 ACI 318-11):

$$\theta P_n = 0,55 * \theta * f'_c * A_g \left(1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right)$$

Donde:

$\theta = 0,70$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$f'_c = 210\ \text{Kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

$A_g = h * L$ (área gruesa del muro)

$h = 10\ \text{cm}$ (espesor de muro)

$L = 452\ \text{cm}$ (longitud de muro)

$l_c = 260\ \text{cm}$ (distancia vertical entre apoyos).

$K = 0,80$ (factor de longitud efectiva para muros restringidos contra la rotación, determinado de acuerdo con los valores descritos en la sección 14.5.2 del ACI 318S 11)

Entonces:

$$\theta P_n = 0,55(0,70)(210)(10 * 452) \left(1 - \left(\frac{(0,80)(260)}{32(10)} \right)^2 \right)$$

$$\theta P_n = 211\ 042,75\ \text{Kg.}$$

Terminado este análisis se debe corroborar que la resistencia de diseño sea mayor a la resistencia última que actúa en el muro.

$$\theta P_n > P_u$$

$$211\,042,75 \text{ Kg} > 27\,174,21 \text{ Kg} = \text{OK}$$

Al ser correcto el chequeo anterior se determina que el muro 1(a) del primer nivel es capaz de resistir las cargas verticales impuestas. Si el muro no fuera capaz de resistir la carga última se tiene que cambiar la sección del muro aumentando el espesor.

Debido a que el muro resiste las cargas verticales; únicamente es necesario considerar la cuantía de acero mínimo para el refuerzo en el muro. Se calcula de la manera siguiente:

$$A_{s_{\min}} = \rho * b * d$$

Donde:

ρ = cuantía de acero mínimo horizontal o vertical

d = peralte ($0,80 * l_w$ para refuerzo vertical y $0,80 * h_w$ para refuerzo horizontal)

l_w = 100 cm (franja de altura de muro)

h_w = 100 cm (franja de largo de muro)

b = 10 cm (espesor de muro)

Entonces:

$$A_{s_{\min}} \text{ horizontal} = 0,0020(0,80 * 100)(10) = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} \text{ vertical} = 0,0012(0,80 * 100)(10) = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De la tabla XXIV se determina el área de acero por metro lineal que satisfaga el área de acero mínimo requerida para el muro, ya sea vertical y horizontal.

Malla electrosoldada: 6" x 6"- 4,5/4,5 corrugada = 1,58 cm²/m = 1,60 cm²/m

Por último se realiza el chequeo del espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = 3(\text{espesor de muro}) \text{ o } 45 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = 3(10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

Entonces:

$$6" = 15 \text{ cm.} < 30 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre las varillas de acero de la electromalla es el correcto. Hay que considerar que este refuerzo es el área de acero mínimo que necesita el muro, pero si al realizar los cálculos de corte y flexión el muro necesita una cuantía de acero mayor, se debe utilizar el área de acero calculada.

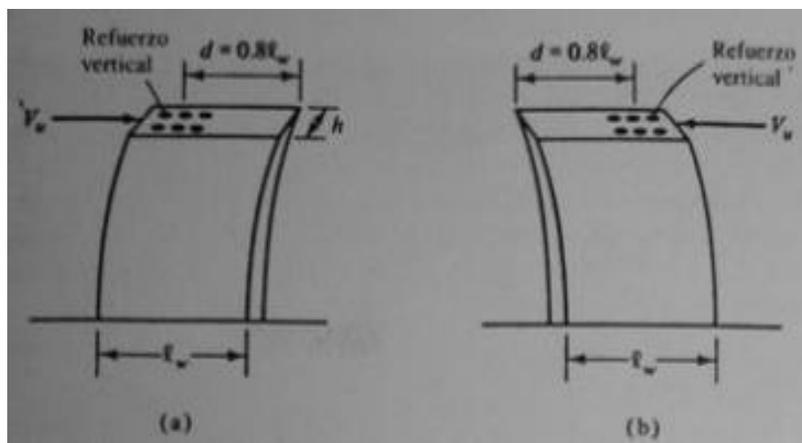
5.2.4.2. Diseño a corte y flexión

Los muros de cortante actúan como una viga vertical en voladizo que al proporcionar soporte lateral quedan sometidos a flexión y fuerzas cortantes. Cuando se diseña una estructura que sea resistente a los sismos, debe recordarse que las partes relativamente rígidas de una estructura atraen fuerzas mucho mayores que las partes flexibles. Una estructura con muros de concreto reforzado será muy rígida y atraerá por ello a grandes fuerzas sísmicas. Si los

muros resistentes a fuerzas de corte son frágiles y fallan, el resto de la estructura no será capaz de absorber el impacto.

En la figura 35 se muestra un muro sometido a una fuerza lateral, donde el muro es en realidad una viga en voladizo. En la parte (a) de la figura el muro está siendo flexionado de izquierda a derecha, por lo que requiere barras de refuerzo en el lado izquierdo tensionado. Si la carga lateral se aplica desde la derecha, como se muestra en la parte (b) de la figura, el refuerzo se requerirá en el extremo derecho del muro. Puede verse entonces que un muro de cortante necesita reforzarse por tensión en ambos lados, ya que la fuerza lateral producida por los sismos puede tener los dos sentidos.

Figura 35. **Muros de cortante**



Fuente: MCCORMAC. Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. p. 629.

Además del refuerzo por flexión, es necesario proporcionar refuerzo cortante horizontal y vertical a los muros.

Se presentan los siguientes requisitos para muros de cortantes según el ACI 318S 11:

- Para cálculos de flexión y corte, el peralte de la viga se estima aproximadamente igual a 0,80 veces la longitud del muro (sección 11.9.4).
- La fuerza cortante directa factorizada debe ser igual o menor que la resistencia permisible por cortante del muro (sección 11.9.9.1).

$$\phi V_n \geq V_u$$

- La resistencia de diseño por cortante del muro es igual a la resistencia de diseño por cortante más la del refuerzo por cortante. (sección 11,9,9,1).

$$V_u = V_c + V_s$$

- La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025 (sección 11.9.9.2).
- El espaciamiento del refuerzo horizontal por cortante no debe exceder el menor de 1/5 la longitud del muro, 3 veces el espesor o 45 cm (sección 11.9.9.3).
- La cuantía de refuerzo vertical para cortante no debe ser menor que la mayor de:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5\left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0,0025)$$

Donde:

h_w = altura de muro

l_w = longitud de muro

ρ_h = cuantía de refuerzo horizontal para cortante

Tampoco debe ser menor de 0,0025, pero no necesita ser mayor ρ_h requerido por 11.9.9.1. (Sección 11.9.9.3).

- El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder el menor de 1/3 la longitud del muro, 3 veces el espesor o 45 cm. (sección 11.9.9.5).
- Si V_u no excede a $0,27(h)(l_w)(\sqrt{f'_c})$ el valor de la cuantía mínima para refuerzo vertical y horizontal se pueden reducir a los valores requeridos en la sección 14,3, para muros sin fuerzas de corte (sección 21.9.2.1).

El procedimiento de diseño del refuerzo por flexión y cortante comienza determinando si el espesor del muro es suficiente para resistir la fuerza cortante. Para el muro 1(a) del primer nivel se realiza el siguiente chequeo:

$$\theta V_n \geq V_u$$

Donde:

$\theta = 0,85$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$V_n = 2,65 * \sqrt{f'_c} * h * d$ (Sección 11.9.3 del ACI)

V_u = fuerza cortante actuante

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

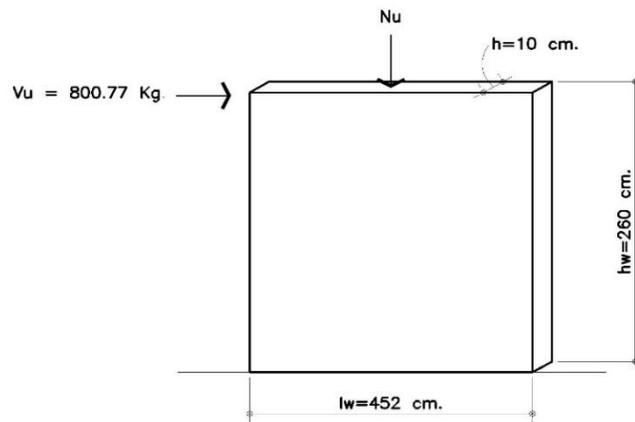
h = espesor de muro

$$d = 0,8 * l_w$$

l_w = longitud del muro

Para el análisis del muro 1(a) del primer nivel se presenta la figura 36:

Figura 36. **Fuerzas actuantes en muro 1(a) del primer nivel**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Entonces:

$$\theta V_n = 0,85 * 2,65 * \sqrt{210} * 10 * (0,8)(452) = 118\ 032,84 \text{ Kg.}$$

$$118\ 032,8 \text{ Kg.} > 800,77 \text{ Kg} = \text{OK.}$$

El espesor del muro es suficiente para resistir la fuerza lateral actuante.

Refuerzo por cortante: se calcula la resistencia proporcionada por el concreto, utilizando el valor mayor de las siguientes expresiones (sección 11.9.6).

$$V_c = 0,88 * \lambda * \sqrt{f'_c} * h * d + \frac{P_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_c = \left(0,16 * \lambda * \sqrt{f'c} + \frac{l_w(0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{P_u}{l_w * h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h * d$$

Donde:

V_u = fuerza cortante actuante

$f'c$ = 210 Kg/cm² (resistencia a compresión del concreto)

h = espesor de muro

d = 0,8* l_w

l_w = longitud del muro

λ = 1,0 (para concreto normal)

N_u = carga axial factorizada

$M_u = V_u * (h_w - x)$

$x = l_w/2$ o $h_w/2$ (la que sea menor)

Para el cálculo de M_u se tiene:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{452}{2} = 226 \text{ cm.} = 2,26 \text{ m.}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{260}{2} = 130 \text{ cm} = 1,30 \text{ m.}$$

$$M_u = V_u * (h_w - x) = (800,77) * (260 - 130) = 104 100,10 \text{ Kg} * \text{cm}$$

El valor de P_u es la carga última vertical calculada. Para el muro 1(a) del primer nivel se tiene:

$$P_u = 27 174,21 \text{ Kg.}$$

Entonces, se procede a determinar el valor de la resistencia proporcionada del concreto del muro 1(a) del primer nivel.

$$V_c = 0,88 * 1,0 * \sqrt{210} * 10 * (0,8 * 452) + \frac{27\ 174,21 * (0,8 * 452)}{4 * 452}$$

$$V_c = 51\ 547,56 \text{ Kg}$$

$$V_c = \left(0,16 * 1,0 * \sqrt{210} + \frac{452(0,33 * 1,0 * \sqrt{210} + 0,2 \frac{27\ 174,21}{452 * 10})}{\frac{104\ 100,10}{800,77} - \frac{452}{2}} \right) 10 * (0,8 * 452)$$

$$V_c = -93\ 504,88 \text{ Kg.}$$

Realizados los cálculos se debe utilizar el valor menor de las dos ecuaciones anteriores. Cuando V_c es negativo, se descarta y se utiliza la otra ocasión, tal y como pasó en este caso. Donde V_u sea mayor que $0,5 * \theta * V_c$, se debe diseñar el refuerzo cortante que sea necesario según lo estipulado en la sección 11.9.9 del ACI. Donde V_u sea menor que $0,5 * \theta * V_c$, se debe de considerar únicamente refuerzo por temperatura. Entonces:

$$0,5 * (0,85) * (51\ 547,56) = 21\ 907,71 \text{ Kg.} > 800,77 \text{ Kg.}$$

El chequeo anterior determina que la resistencia proporcionada por el concreto es suficiente para resistir el cortante en el muro y únicamente se debe considerar el refuerzo mínimo horizontal y vertical.

$A_{s_{\min}}$ para refuerzo horizontal y vertical:

$$A_{s_{\min}} = \rho * b * d$$

Donde:

ρ = cuantía de acero mínimo horizontal o vertical

d = peralte ($0,80 \cdot l_w$ para refuerzo vertical y $0,80 \cdot h_w$ para refuerzo horizontal)

$l_w = 100$ cm (franja de altura de muro)

$h_w = 100$ cm (franja de largo de muro)

$b = 10$ cm (espesor de muro)

La cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor a 0,0025 y para la cuantía de refuerzo vertical se utiliza la menor de 0,0025; o

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{260}{452} \right) (0,0025 - 0,0025) = 0,0025$$

Entonces:

$$\rho_h = 0,0025$$

$$\rho_v = 0,0025$$

Se determina si se pueden reducir los valores de la cuantía vertical y horizontal a los valores requeridos en la sección 14.3.

$$0,27(h)(l_w)(\sqrt{f'c})$$

$$V_u = 790,34 \text{ Kg.}$$

$$0,27(10)(452)(\sqrt{210}) = 17\,685,27 \text{ Kg} > 790,34 \text{ Kg} = \text{OK}$$

Al ser correcto el chequeo anterior se determina que se pueden reducir los valores de la sección 14.3.2 y 14.3.3 para la cuantía de acero horizontal y vertical a:

$$\rho_h = 0,0020$$

$$\rho_v = 0,0012$$

Entonces:

$$A_{s_{\min}} \text{ horizontal} = 0,0020(0,80 * 100)(10) = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} \text{ vertical} = 0,0012(0,80 * 100)(10) = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De la tabla XXIV se determina el área de acero por metro lineal que satisfaga la de área de acero mínimo requerida para el muro, ya sea vertical y horizontal.

$$\text{Malla electrosoldada } 6'' \times 6'' - 4,5/4,5 \text{ corrugada} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por último se realiza el chequeo del espaciamiento máximo:

$$1/5 (l_w) = 1/5 (452) = 90,4 \text{ cm}$$

$$1/3 (h_w) = 1/3 (260) = 86,67 \text{ cm}$$

$$3(h) = 3(10) = 30 \text{ cm}$$

Entonces:

$$6'' = 15 \text{ cm.} < 30 \text{ cm} < 86,67 \text{ cm} < 90,4 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre las varillas de acero de la electromalla es el correcto. De esta forma se determina que el refuerzo por cortante para todos los muros de la edificación será:

Malla electrosoldada 6" x 6"- 4,5/4,5 corrugada en muros de 10 cm y doble malla electrosoldada 6" x 6"- 4,5/4,5 corrugada en muro intermedio de 15 cm.

Cuando los muros necesitan refuerzo por cortante debido a que la resistencia proporcionada por el concreto no es suficiente, se diseña el refuerzo horizontal y vertical.

Refuerzo horizontal: para dar inicio al cálculo se presenta la siguiente expresión de la sección 11.9.9.1 del ACI 318S 11:

$$V_u = \theta V_c + \theta V_s$$

Donde:

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

Entonces:

$$V_u = \theta V_c + \theta \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$A_v = s * \frac{V_u - \theta V_c}{\theta f_y d}$$

Donde:

$s = 15 \text{ cm}$ (espaciamiento de varillas de electromalla)

$V_s =$ resistencia nominal a cortante proporcionado por el refuerzo cortante
(Sección 11.9.9.1 de ACI)

$A_v =$ área de varilla de electromalla

$\theta = 0,85$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$f_y = 5\,000 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo de cedencia del acero)

$d = 0,8 * l_w$

$l_w =$ longitud del muro

Obteniendo el valor de A_v se puede determinar con base en la tabla XXIV el área de la varilla de la electromalla que satisfaga los valores requeridos. Con este valor definido se procede a determinar si el espaciamento entre las varillas de la electromalla no sobrepasa los valores máximos.

$$1/5(452) = 90,4 \text{ cm.}$$

$$3(10) = 30 \text{ cm}$$

Entonces:

$$s = 15 \text{ cm} < 90,4 \text{ cm} < 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Siendo el espaciamento el correcto se procede a verificar si la cuantía de acero del refuerzo horizontal es la requerida por el código ACI.

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{A_v}{s * h}$$

Donde:

A_v = área de varilla de electromalla definida para el diseño

s = 15 cm (espaciamiento de varillas de electromalla)

h = espesor del muro

Si el valor de ρ_h obtenido es mayor a la cuantía mínima para refuerzo horizontal definida anteriormente el refuerzo utilizado es el correcto, pero si el valor de ρ_h es menor, se debe utilizar el $A_{s_{min}}$ horizontal, tal y como se hizo en anteriormente.

Refuerzo vertical: el refuerzo vertical por cortante de los muros será igual al refuerzo del área de acero mínimo calculado anteriormente:

$$A_{s_{min}} \text{ vertical} = 0,0012(0,80 * 100)(10) = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Malla electrosoldada } 6'' \times 6'' - 4,5/4,5 \text{ corrugada} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el refuerzo vertical y horizontal del muro se debe de utilizar el mayor entre los valores obtenidos de los cálculos a compresión y corte. En este caso el refuerzo obtenido en los cálculos a corte es igual a los del refuerzo a compresión, por lo que el refuerzo para el muro 1(a) será:

$$\text{Malla electrosoldada } 6'' \times 6'' - 4,5/4,5 \text{ corrugada}$$

Refuerzo por flexión: comienza determinando el momento último:

$$M_u = V_u * h_w$$

Donde:

M_u = momento último

$V_u = 800,77$ Kg (cortante actuante)

$h_w = 260$ cm (alto de muro)

Entonces:

$$M_u = 800,77 * 260 = 208\ 200,20 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Determinado el momento actuante, se procede a realizar el cálculo del acero de refuerzo por flexión para el muro 1(a). Para determinar el área de acero que resista el momento actuante se utiliza la fórmula de la flexión:

$$M_u = \theta (A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * h} \right))$$

Donde:

$\theta = 0,90$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

A_s = área de acero

$f_y = 4\ 200$ Kg/cm² (esfuerzo de cedencia del acero)

$d = 0,8 * l_w$ (peralte de muro)

$l_w = 452$ cm (longitud de muro)

$f'_c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

$h = 10$ cm (espesor de muro)

M_u = momento actuante por flexión en muro

Entonces:

$$208\,200,20 = (0,90)(A_s * 4\,200 * \left((0,8 * 452) - \frac{A_s(-) * 4\,200}{1,7 * 210 * 10} \right))$$
$$A_s = 0,15 \text{ cm}^2$$

Luego se chequea si está dentro de los límites de área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) y de área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$).

Según la sección 10.5.1 del ACI 318 S 11 el $A_{s\text{mín}}$ está dada por:

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

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$$d = 0,8 * l_w \text{ (peralte de muro)}$$

$$l_w = 452 \text{ cm (longitud de muro)}$$

$$h = 10 \text{ cm (espesor de muro)}$$

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de cedencia del acero)}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \text{cuantía de acero mínimo}$$

Entonces:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} * (10) * (0,80 * 452) = 12,10 \text{ cm}^2$$

Según la sección B.8.4.2 del ACI 318 S 11 el $A_{s\text{máx}}$ está dada por:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * h * d$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1(0,85) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y} \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

$d = 0,8 * l_w$ (peralte de muro)

$l_w = 452$ cm (longitud de muro)

$h = 10$ cm (espesor de muro)

$f_y = 4\,200$ Kg/cm² (esfuerzo de cedencia del acero)

$f_c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

ρ_{\max} = cuantía de acero máximo

ρ_{bal} = cuantía de acero balanceada

$\beta_1 = 0,85$ si $f'_c \leq 280$ Kg/cm² (según sección 10.2.7.3 del ACI 318S 11)

Entonces:

$$\rho_{\text{bal}} = (0,85)(0,85) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200} \right) \left(\frac{210}{4\,200} \right) = 0,021423$$

$$A_{s_{\max}} = (0,50)(0,021423)(10)(0,8 * 452) = 38,73 \text{ cm}^2$$

Después de realizado el cálculo de los límites de área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) y de área de acero máximo ($A_{s_{\max}}$) hay que considerar los requerimientos para el armado del refuerzo a flexión, según ACI 318S 11:

- Si el $A_{s_{\min}}$ es mayor al A_s se utiliza el $A_{s_{\min}}$ para el diseño.

- Si el A_s está entre los límites de $A_{s\text{mín}}$ y $A_{s\text{max}}$, utilizar el A_s para el diseño.

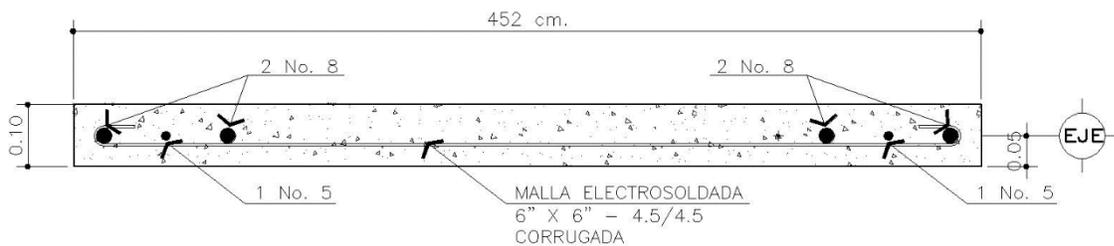
En este caso el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) es mayor al área de acero calculada (A_s), por lo que el área de acero de diseño a utilizar será el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$). Luego se propone un armado que satisfaga el A_s requerido, utilizando la tabla XXIII:

$$A_s \text{ de diseño} = 12,10 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 5 = 2*(5,07)+(1,98)= 12,12 \text{ cm}^2$$

Terminado el análisis a compresión, corte y flexión de los muros, se presenta el armado final para el muro 1(a) de la edificación propuesta:

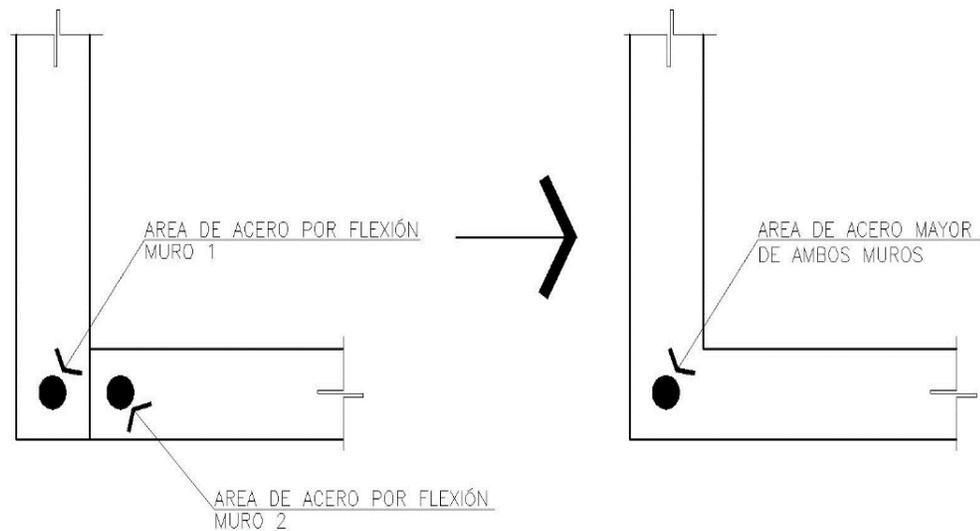
Figura 37. Refuerzo del muro 1(a)



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

En una estructura monolítica tipo cajón siempre existirán uniones o intersecciones de muros en sus ejes ortogonales, como se muestra en la siguiente figura:

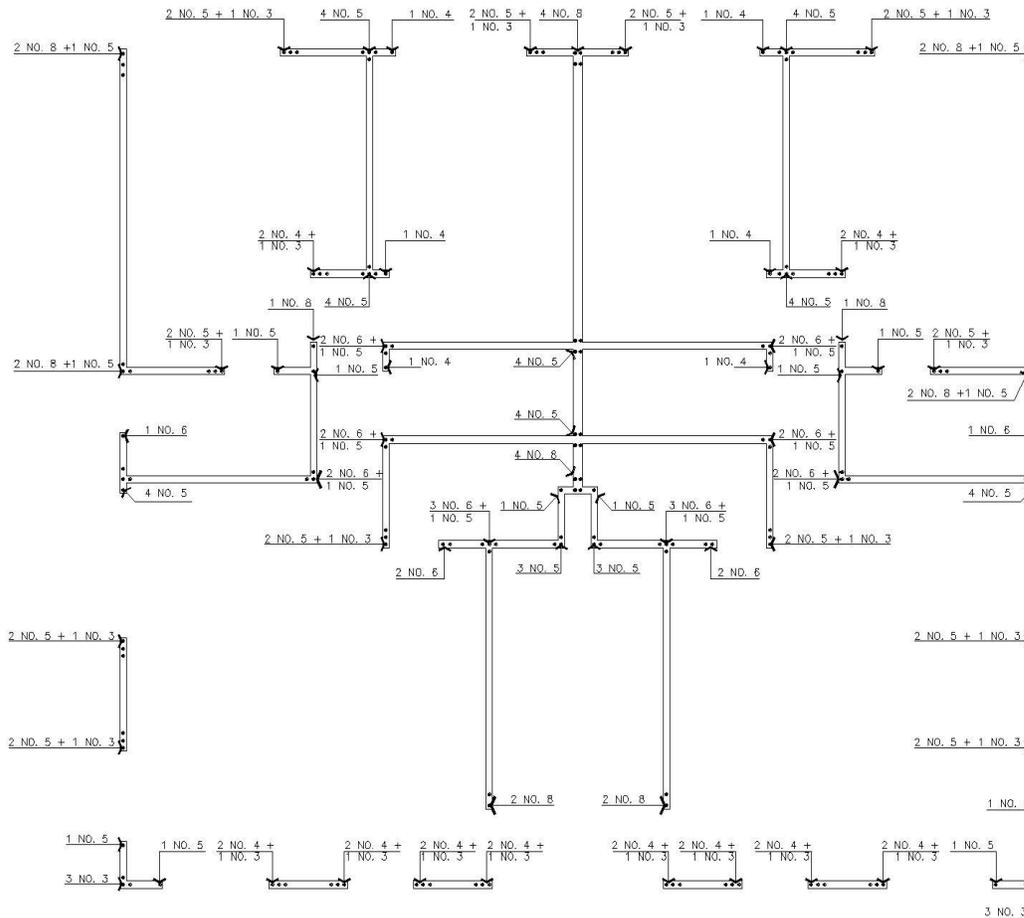
Figura 38. **Criterio del refuerzo vertical**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

En estos casos se obtendrá un área de acero por flexión para cada muro. Entonces, se debe utilizar el área de acero mayor para que los muros sean capaces de resistir la fuerza lateral, no importando la dirección de la misma. De esta forma se procede a determinar el área de acero por flexión de los muros de cada nivel para la edificación propuesta.

Figura 39. **Planta de ubicación de refuerzo vertical de cada nivel**



NOTA: TODOS LOS MUROS DE 10 Cm. ESTAN REFORZADOS CON MALLA ELECTRO SOLDADA 6" X 6" - 4.5/4.5 CORRUGADA Y MURO DE 15 Cm. ESTA REFORZADO CON DOBLE MALLA ELECTRO SOLDADA 6" X 6" - 4.5/4.5 CORRUGADA.

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

5.2.5. **Diseño de cimentación**

En este capítulo se describen los conceptos básicos para el diseño de una losa de cimentación emparrillada, que es una combinación de zapatas escalonadas unidas a una losa delgada de concreto (ver sección 2.1.4 de este documento).

Antes de comenzar con el diseño de la cimentación se debe de determinar si la capacidad de soporte del suelo es la suficiente para resistir las cargas actuantes producidas por el peso del edificio.

Se comienza determinando la carga total de los muros de todo el edificio, utilizando la tabla VI de este documento:

Carga de servicio = Σ carga muerta de los muros + Σ carga viva de los muros

$$\text{Carga de servicio} = 209\,053,18 \text{ Kg.} + 44\,341,79 \text{ Kg.} = 455\,132,06 \text{ Kg.}$$

Luego se determina la carga total mayorada, utilizando la siguiente combinación de cargas:

Carga total = $1,2(\Sigma \text{ carga muerta de los muros}) + 1,4(\Sigma \text{ carga viva de los muros})$

$$\text{Carga total} = 1,2(209\,053,18 \text{ Kg.}) + 1,4(44\,341,79 \text{ Kg.}) = 578\,439,93 \text{ Kg.}$$

Se procede a determinar la presión (q) sobre el suelo, debajo de los muros usando la ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_{yx}}{I_y} \pm \frac{M_{xy}}{I_x}$$

Donde:

$$A = B \cdot L$$

B = dimensión de la losa de cimentación sobre el eje x

L = dimensión de la losa de cimentación sobre el eje y

$$I_x = (1/12)BL^3$$

$$I_y = (1/12)LB^3$$

M_x = momento de las cargas de los muros respecto del eje x ($Q * e_y$)

M_y = momento de las cargas de los muros respecto del eje y ($Q * e_x$)

Q = carga total mayorada de los muros

e_x = excentricidad de diseño en x (ver sección 4.2.1.3 de este documento)

e_y = excentricidad de diseño en y (ver sección 4.2.1.3 de este documento)

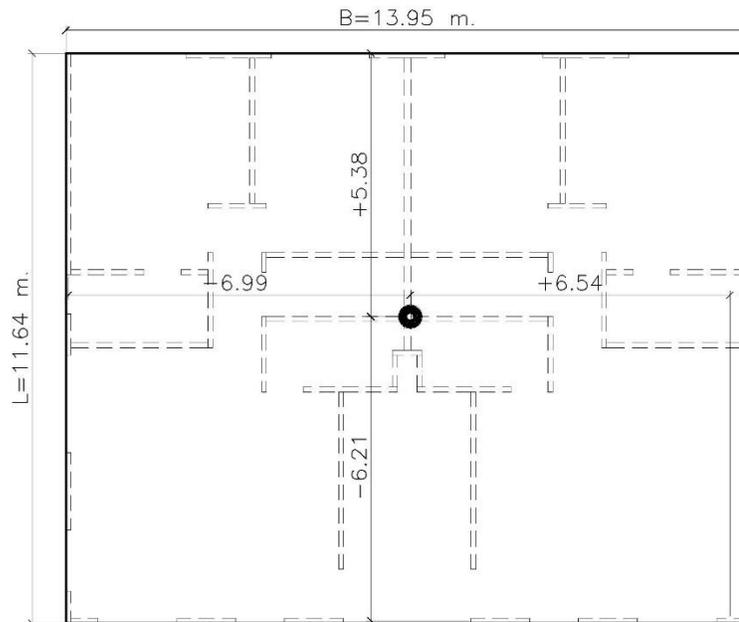
Entonces,

$$q = \frac{578\,439,93}{(13,95 * 11,64)} \pm \frac{(578\,439,93 * 0,0634)(x)}{(1/12)(11,64)(13,95^3)} \pm \frac{(578\,439,93 * 0,2327)(y)}{(1/12)(13,95)(11,64^3)}$$

$$q = 3\,562,30 \pm 13,93x \pm 73,42y \text{ (Kg./m}^2\text{)}$$

Determinada la presión (q) que actúa sobre el suelo, se debe determinar si la carga admisible del suelo es la suficiente para soportar esta presión. Para realizar esto se deben comparar las presiones del suelo en los diferentes puntos de la losa de cimentación, sustituyendo los valores de “x” y “y”. Las presiones críticas se darán en los puntos más lejanos del centro de masa; en la edificación propuesta se muestran en la figura 40.

Figura 40. **Esquema de losa de cimentación para el cálculo de la presión que actúa en el suelo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Utilizando los valores positivos y negativos de la figura anterior, en la ecuación de la presión actuante sobre el suelo se tiene:

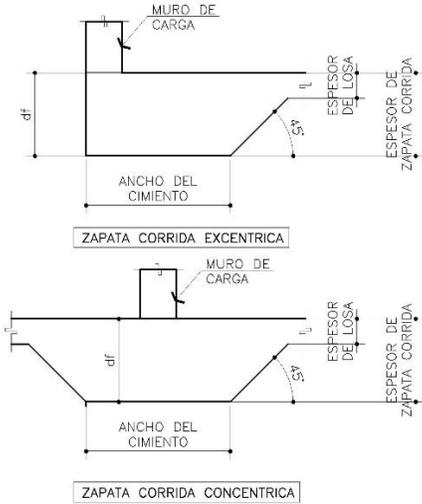
$$q = 3\,562,30 + 13,93(6,54) + 73,42(5,38) = 4\,048,40 \text{ Kg./m}^2$$

$$q = 3\,562,30 - 13,93(6,99) - 73,42(6,21) = 3\,008,99 \text{ (Kg./m}^2)$$

La carga admisible del suelo debe ser determinada mediante un estudio de suelos; en este caso se utilizará una carga de 12 000 Kg./m². Al ser esta capacidad mayor a la presión (q) que actúa sobre el suelo, se puede decir que es la suficiente para soportar la edificación.

Definido esto se comienza diseñando la zapata corrida que recorre el plano de todos los muros de carga, para ello se presenta la siguiente tabla de datos:

Tabla XXX. Datos para diseño de zapata corrida

qa	12,000 Kg/m ²	Geometría de cimentación 
df	23 cm	
t	23 cm	
rec	7.5 cm.	
f'c	210 Kg/m ²	
fy	4200 kg/m ²	
γc	2400 Kg/m ²	
γs	1600 kg/m ²	
tm	10 cm	

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Donde:

q_a = valor soporte del suelo (se determina con un estudio de suelos)

df = desplante de cimentación

t = espesor de zapata corrida (ver sección 3.4 de este documento)

rec = recubrimiento (ver sección 7.7.1 del ACI)

f_y = esfuerzo de cedencia del acero

f_c = esfuerzo de compresión del concreto

γ_c = peso específico del concreto

γ_s = peso específico del suelo (se determinará con un estudio de suelos)

t_m = espesor del muro analizado

Definidos los datos anteriores, se procede a determinar la presión equivalente del suelo, utilizando la siguiente expresión:

$$q_e = q_a - (\gamma_c * t + \gamma_s(df - t))$$

Entonces:

$$q_e = 12\,000 - (2\,400 * 0,23 + 1\,600(0,23 - 0,23)) = 11\,448,00 \text{ Kg/m}^2$$

Luego se procede a calcular el ancho de la zapata corrida:

$$A = \frac{C.M. + C.V.}{q_e}$$

Donde:

A = ancho de zapata

C.M. = carga muerta del muro analizado

C.V. = carga viva del muro analizado

De la tabla VI de este documento se obtiene el valor de estas cargas. Para el análisis se utilizará el muro con la carga crítica, que corresponde al muro 11. En la siguiente tabla se muestran los valores:

Tabla XXXI. **Cargas del muro 11 por nivel**

Muro	C.M. muro	C.V. muro	L
11	8 971,72 Kg	1 692,00 Kg.	5,97 m

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Considerando los cuatro niveles del edificio, se determina la carga por metro lineal del muro 11 del primer nivel.

$$C. M. = (8\,971,72/5,97) \cdot 4 = 6\,011,20 \text{ Kg/m}$$

$$C. V. = (1\,692,00/5,97) \cdot 4 = 1\,133,68 \text{ Kg/m}$$

Continuando con el cálculo del área por metro lineal de zapata corrida se tiene:

$$A = \frac{6\,011,20 \text{ Kg/m} + 1\,133,68 \text{ Kg/m}}{11\,448 \text{ Kg/m}^2} = 0,62 \text{ m}$$

Este valor corresponde al ancho de la zapata corrida; para el diseño este valor se aproximará a 0,65 cm. Definido el ancho de la zapata, se procede a determinar la presión de diseño.

$$q_d = \frac{1,2(C. M.) + 1,6(C. V.)}{A}$$

Entonces:

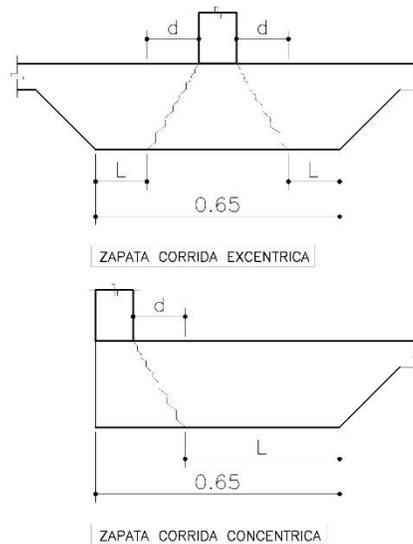
$$q_d = \frac{1,2(6\ 011,20) + 1,6(1\ 133,68)}{(0,65)} = 13\ 888,20 \text{ Kg/m}^2$$

Se procede a determinar la fuerza cortante actuante en la zapata corrida, utilizando la siguiente expresión:

$$V_u = q_d(L * 1\text{m})$$

Considerando el diseño de una zapata con una carga concéntrica, el valor (L) se determina utilizando la siguiente figura:

Figura 41. **Esquema para cálculo de corte actuante**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Donde:

$$L = (A/2) - (t_m/2 + d)$$

A = 0,65 (ancho de zapata corrida)

$$d = t - \text{rec}$$

$t_m = 0,15$ (espesor de muro)

rec = 0,075 (recubrimiento según sección 7.7.1 del ACI)

Entonces:

$$d = 0,23 - 0,075 = 0,155 \text{ m}$$

$$V_u = (13\,888,20)((0,65/2) - (0,15/2 + 0,155)) * 1 \text{ m}$$

$$V_u = (13\,888,20)(0,325 - 0,23) * 1 \text{ m}$$

$$V_u = 1\,319,38 \text{ Kg}$$

Determinado el corte actuante, se procede a verificar si el peralte de la zapata corrida es el correcto para resistir las fuerzas actuantes; para eso se utiliza la ecuación que se presenta en la sección 11.1.1 del ACI 318S 11:

$$\theta V_{cr} \geq V_u$$

Donde:

$\theta = 0,85$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

$V_{cr} = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$ (cortante que resiste el concreto, ver 11.2.1.1 del ACI)

V_u = fuerza cortante que resiste

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

b = 100 cm

d = peralte de la losa de cimentación

Entonces:

$$\begin{aligned}\theta V_{cr} &\geq V_u \\ (0,85)(0,53)(\sqrt{f'c})(b)(d) &= V_u \\ (0,85)(0,53)(\sqrt{210})(100)(d) &= 1\,319,38 \\ d &= \frac{1\,319,38}{(0,85)(0,53)(\sqrt{210})(100)} \\ d &= 2,02 \text{ cm.}\end{aligned}$$

El peralte obtenido es menor al peralte de diseño; esto quiere decir que el peralte de 0,155 m es suficiente para resistir el corte actuante. Continuando con el diseño de la cimentación, también se tiene que chequear el peralte para una zapata corrida con una carga excéntrica.

Determinando el corte actuante:

$$V_u = q_d(L * 1\text{m})$$

Utilizando el valor (L) para una zapata con carga excéntrica se tiene donde:

$$L = (A) - (t_m + d)$$

Entonces:

$$\begin{aligned}d &= 0,23 - 0,075 = 0,155 \text{ m} \\ V_u &= (13\,888,20)(0,65 - (0,15 + 0,23)) \\ V_u &= (13\,888,20)(0,65 - 0,38) * 1 \text{ m} \\ V_u &= 3\,749,81 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Calculando el peralte para la zapata con carga excéntrica se tiene:

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V \\ (0,85)(0,53)(\sqrt{f'_c})(b)(d) &= V \\ (0,85)(0,53)(\sqrt{210})(100)(d) &= 3\,749,81 \\ d &= \frac{3\,749,81}{(0,85)(0,53)(\sqrt{210})(100)} \\ d &= 5,74 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El peralte obtenido también es menor al de diseño, lo que significa que el chequeo en ambos casos es el correcto. Cuando esto no se cumpla, se procede a proponer un peralte mayor y se realizan de nuevo los cálculos.

Determinado esto se procede a calcular el momento que actúa sobre la zapata corrida; para ello se utiliza la siguiente expresión:

$$M = \frac{W * x^2}{2}$$

Donde:

M = momento actuante

W = (q_d)(1 m)

q_d = 13 888,20 Kg/m² (carga de diseño)

x = A/2 – t_m/2 (para zapata concéntrica)

x = A – t_m (para zapata excéntrica)

A = 0,65 m (ancho de zapata corrida)

t_m = 0,15 m (espesor de muro analizado)

Entonces:

$$M_{\text{zapata concentrica}} = \frac{(13\,888,20 \text{ Kg/m}^2)(1 \text{ m})(0,65/2 - 0,15/2)^2}{2} = 434,01 \text{ Kg} * \text{ m}$$
$$M_{\text{zapata excentrica}} = \frac{(13\,888,20 \text{ Kg/m}^2)(1 \text{ m}) * (0,65 - 0,15)^2}{2} = 1\,736,02 \text{ Kg} * \text{ m}$$

Determinados los momentos actuantes, se procede a realizar el cálculo del acero de refuerzo principal para los dos casos de zapata corrida para el edificio. Para determinar el área de acero que resista los momentos actuantes se utiliza la fórmula de la flexión:

$$M_u = \theta \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right)$$

Donde:

$\theta = 0,90$ (factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.2 del ACI 318S 11)

A_s = área de acero

$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo de cedencia del acero)

$d = 23 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 15,5 \text{ cm}$ (peralte de viga)

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo a compresión del concreto)

$b = 100 \text{ cm}$

M_u = momento actuante en la viga en $\text{Kg} * \text{cm}$

Entonces,

$$43\,401 = (0,90)(A_s(-) * 4\,200 * \left(15,5 - \frac{A_s(-) * 4200}{1,7 * 210 * 100} \right))$$

$$A_s(-) = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$173\,602 = (0,90)(A_s(-) * 4\,200 * \left(15,5 - \frac{A_s(-) * 4\,200}{1,7 * 210 * 100}\right))$$

$$A_s(-) = 3,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Luego se chequea si está dentro de los límites de área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) y de área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$).

Según la sección la sección 10.5.1 del ACI 318S11 el $A_{s\text{mín}}$ está dada por:

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

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 15,5 \text{ (peralte de zapata)}$$

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de cedencia del acero)}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \text{cuantía de acero mínimo}$$

Entonces:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} * (100) * (15,5) = 5,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Según la sección B.8.4.2 del ACI 318 S 11 el $A_{s\text{máx}}$ está dada por:

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

$$\rho_{\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{bal} = \beta_1(0,85)\left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y}\right)\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)$$

Donde:

$b = 100$ cm

$d = 15,5$ (peralte de zapata)

$f_y = 4\,200$ Kg/cm² (esfuerzo de cedencia del acero)

$f_c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

ρ_{max} = cuantía de acero máximo

ρ_{bal} = cuantía de acero balanceada

$\beta_1 = 0,85$ si $f'_c \leq 280$ Kg/cm² (según sección 10.2.7.3 del ACI 318S 11)

Entonces,

$$\rho_{bal} = (0,85)(0,85)\left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200}\right)\left(\frac{210}{4\,200}\right) = 0,02142296512$$

$$A_{s_{max}} = (0,50)(0,02142296512)(100)(15,5) = 16,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Después de realizado el cálculo de los límites de área de acero mínimo ($A_{s_{min}}$) y de área de acero máximo ($A_{s_{max}}$) hay que considerar algunos requerimientos para el armado del refuerzo según ACI 318S 11:

- Si el $A_{s_{min}}$ es mayor al A_s , se utiliza el $A_{s_{min}}$ para el diseño.
- Si el $A_{s_{max}}$ es menor al A_s , se tiene que cambiar la sección de la viga o diseñar la viga con refuerzo a compresión.
- Si el A_s está entre los límites de $A_{s_{min}}$ y $A_{s_{max}}$ utilizar el A_s para el diseño.

En este caso el área de acero mínimo ($A_{s_{min}}$) es mayor al área de acero calculada (A_s), por lo que el área de acero de diseño a utilizar será la de acero

mínimo ($A_{s_{\min}}$). Esto define que el refuerzo para la zapata excéntrica y concéntrica será el mismo. Luego se propone un armado que satisfaga el A_s requerido utilizando la siguiente expresión:

$$N = \frac{A_s}{A_{s_v}}$$

Donde:

N = número de eslabones necesarios para varilla propuesta

$A_s = 5,20 \text{ cm}^2$ (área de acero calculada)

A_{s_v} = área de acero de varilla propuesta

Entonces, proponiendo varillas de acero núm. 4 se tiene (ver tabla XXIII):

$$N = \frac{5,20 \text{ cm}^2/\text{m}}{1,27 \text{ cm}^2} = 4,09 = 5 \text{ eslabones/m}$$

Distribuyendo los eslabones en el metro de zapata corrida analizado, se obtiene el espaciamiento (S) requerido:

$$S = \frac{1 \text{ metro}}{5 \text{ eslabones}} = 0,20 \text{ m}$$

El refuerzo principal consistirá en eslabones núm. 4 a cada 0,20 m. Determinado el refuerzo principal, se debe de calcular el refuerzo por temperatura o retracción necesario en la dirección perpendicular del refuerzo principal. Se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s_t} = 0,0018 * d * b$$

Donde:

0,0018 = cuantía de acero para refuerzo por temperatura para barras de acero con f_y igual a 4 200 Kg/cm² (ver ACI 318S 11 sección 7.12.2.1)

$d = 15,5$ cm (peralte de zapata)

$b = 100$ cm

Entonces,

$$A_{s_t} = 0,0018 * 15,5 * 100 = 2,79 \text{ cm}^2$$

Luego se propone un armado que satisfaga el A_s por temperatura, utilizando la siguiente expresión:

$$N = \frac{A_s}{A_{s_v}}$$

Donde:

N = número de varillas necesarias

$A_s = 2,79 \text{ cm}^2$ (área de acero por temperatura)

A_{s_v} = área de acero de varilla propuesta

Entonces, proponiendo varillas de acero núm. 3 se tiene (ver tabla XXIII):

$$N = \frac{2,79 \text{ cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2} = 3,92 = 4 \text{ varillas}$$

Distribuyendo las varillas en el ancho de la zapata corrida, se obtiene el espaciamiento (S) requerido:

$$S = \frac{A - 2(\text{rec})}{N}$$

Donde:

S = espaciamiento entre varillas

A = 0,65 m (ancho de zapata corrida)

rec = 0,075 (recubrimiento según sección 7.7.1. del ACI)

N = número de varillas requeridas

Entonces:

$$S = \frac{0,65 - 2(0,075)}{4} = 0,125 \text{ m}$$

El refuerzo secundario estará dado por varillas corridas núm. 3 a cada 0,125 m. Determinada la geometría y el refuerzo para la zapata corrida que recorre el plano de todos los muros de carga, se debe de calcular la losa de concreto que va integrada a la zapata corrida.

Las encargadas de resistir todas las cargas de la edificación y transmitir las hacia el suelo son las zapatas corridas. Por otro lado, la losa delgada de concreto no tiene la tarea de recibir estas cargas, y sus funciones se enfocan a las necesidades del sistema. Estas losas de concreto son muy útiles para evitar asentamientos diferenciales y para los sistemas tipo cajón, que son estructuras con poca ductilidad, son muy eficientes para conformar este sistema. Además de esto, esta losa tiene un fácil armado y al estar presente en un sistema, puede ser utilizada como contrapiso.

Al no tener función estructural, el refuerzo para estas losas delgadas de concreto debe determinarse con la cuantía mínima de acero que requiere el ACI. Según la sección la sección 10.5.1 del ACI 318S11 el $A_{s_{\min}}$ está dado por:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = t_{\text{losa}} - \text{rec} \text{ (peralte de losa)}$$

$$t_{\text{losa}} = 10 \text{ cm (espesor de losa propuesto)}$$

$$\text{rec} = 7,5 \text{ cm (recubrimiento según sección 7.7.1. del ACI)}$$

$$f_y = 5\,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de cedencia de la malla electrosoldada)}$$

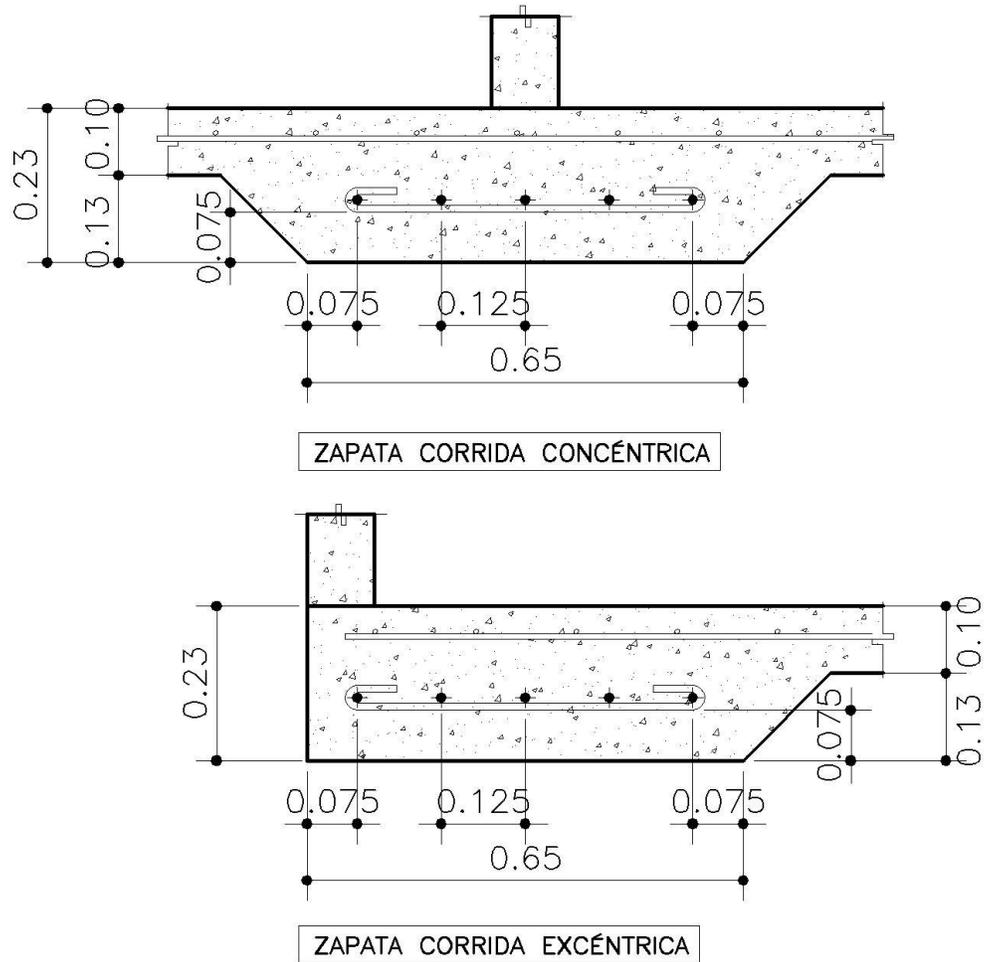
$$\rho_{\min} = \text{cuantía de acero mínimo}$$

Entonces:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{5\,000} * (100) * (10 - 7,5) = 0,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La malla electrosoldada 6" x 6" - 9/9 tiene un valor de 0,73 cm²/m de área de acero en cada dirección. Este valor es suficiente para solventar las necesidades de acero mínimo para la losa delgada de concreto. El armado final de la losa de cimentación emparrillada se muestra en la siguiente figura:

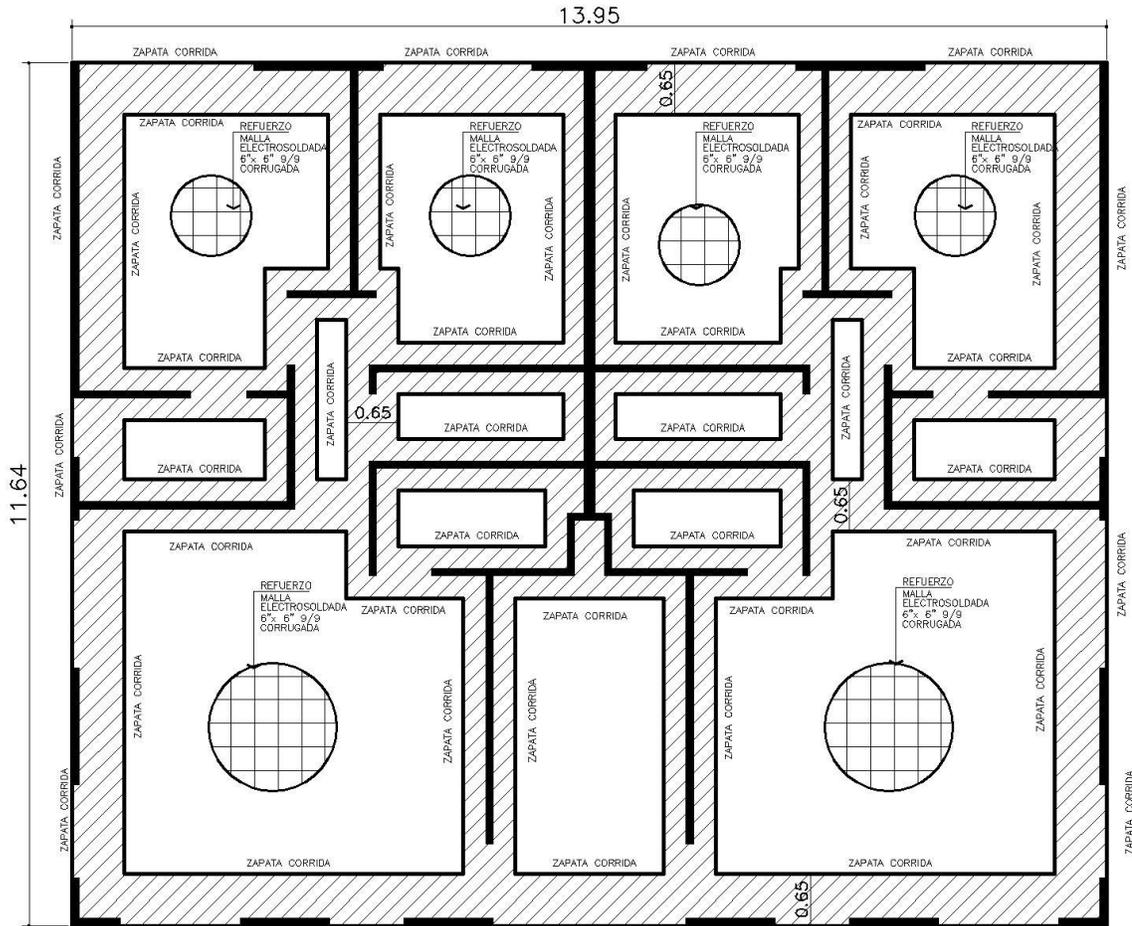
Figura 42. **Detalles de losa de cimentación**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

Definida la geometría y el refuerzo de la losa de cimentación emparrillada se presenta la planta de cimentación para el edificio de 4 niveles:

Figura 43. **Planta de estructura de cimentación**



NOTA: VER DETALLE DE ZAPATA CORRIDA EN FIGURA 42

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

5.2.6. Continuidad de elementos de concreto reforzado en la estructura

Un sistema cajón de concreto reforzado es una estructura monolítica; esto significa que es una estructura de una sola pieza. Al momento de integrar los elementos de concreto que forman el sistema, tienen que garantizar la

continuidad entre sus conexiones, no solo con el colado del concreto, sino con el anclaje del acero de refuerzo. La forma en que se garantiza una buena conexión es con el traslape de los elementos de acero de refuerzo con una longitud igual a la de desarrollo. A continuación se presenta una tabla con la longitud de desarrollo de los elementos de acero de refuerzo utilizados en el proceso de diseño:

Tabla XXXII. **Longitud de desarrollo**

VARILLA	TRASLAPE	VARILLA	TRASLAPE
No.3	0.30 m.	No.3	0.30 m.
No.4	0.40 m.	No.4	0.40 m.
No.5	0.50 m.	No.5	0.50 m.

MALLA ELECTROSOLDADA

20 cm. ENTRE MALLAS EN JUNTAS

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

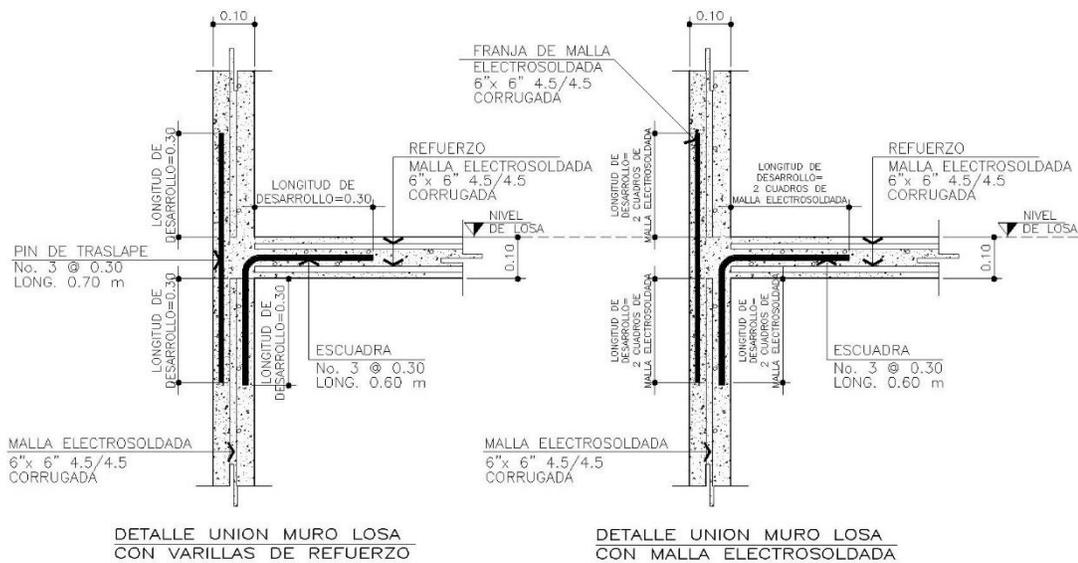
El anclaje de las conexiones generalmente se hace con malla electrosoldada, pero también se pueden utilizar las varillas de acero de refuerzo aplicando las equivalencias que se presentan en la tabla XXIV. Para las conexiones entre los elementos se utilizara cualquiera de los siguientes traslapes:

- Traslape de dos cuadros o de 20 cm de la malla electrosoldada utilizada.

- Traslape utilizando varillas de refuerzo núm. 3 grado 60 a cada 30 cm. Este refuerzo es el equivalente a la malla electrosoldada 6"x6"-4,5/4,5 y el traslape puede variar dependiendo la malla electrosoldada utilizada.

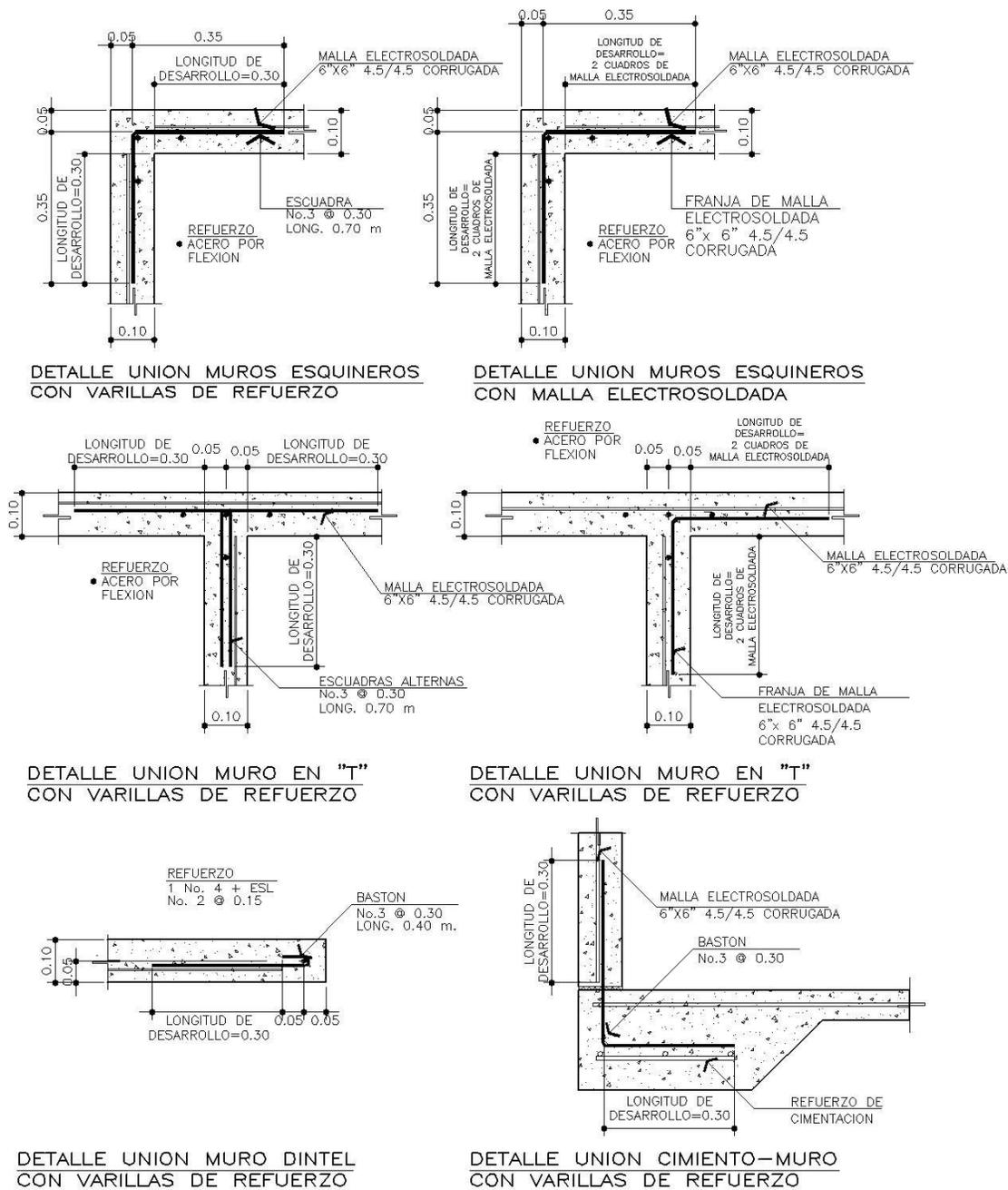
A continuación se presenta un ejemplo de los detalles de las conexiones entre los elementos de concreto reforzado en un sistema cajón para los diferentes casos que puede presentarse dentro de la estructura:

Figura 44. **Detalle de conexiones para losas de concreto reforzado**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

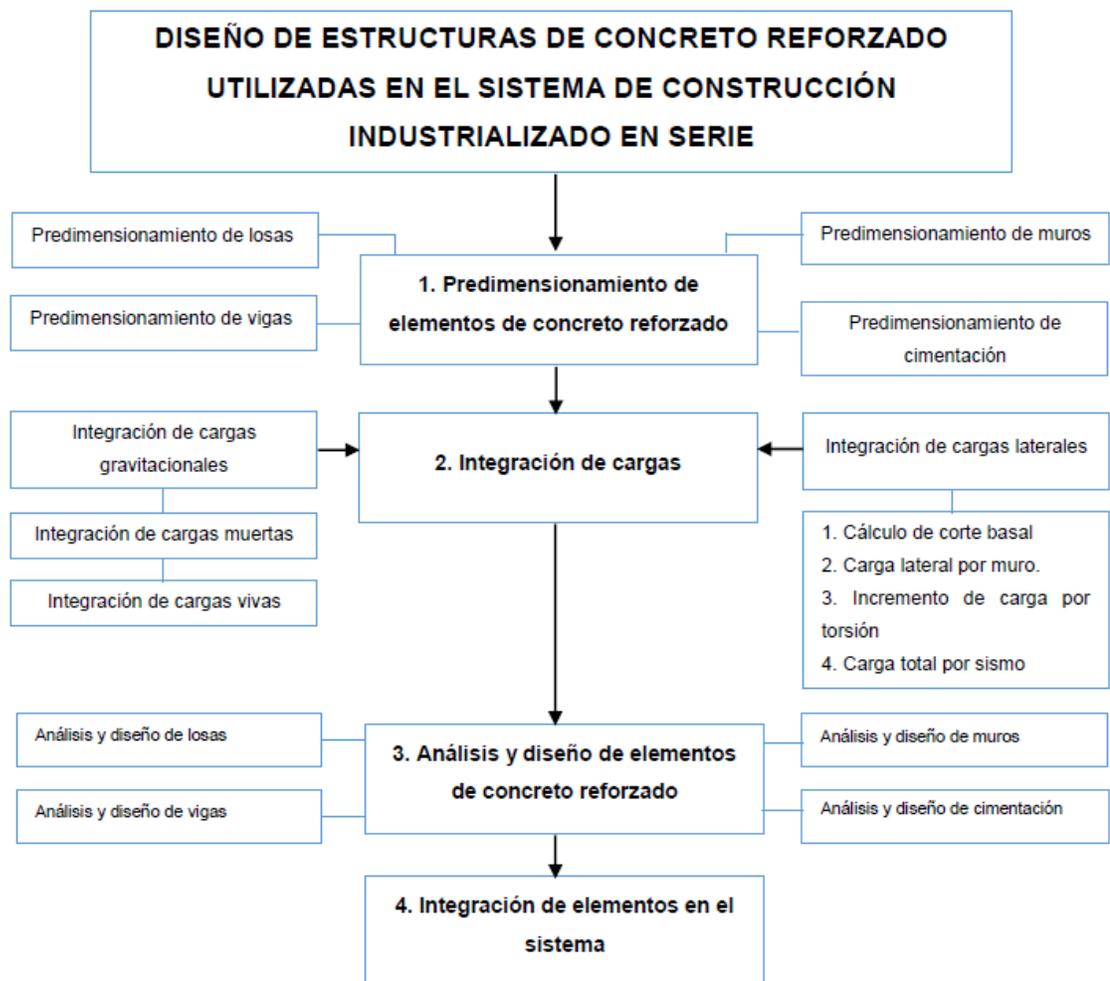
Figura 45. Detalle de conexiones para muros de concreto reforzado



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD 2013.

En la siguiente figura se presenta un flujograma del procedimiento general de diseño de estructuras industrializadas de concreto reforzado:

Figura 46. **Flujograma de diseño**



Fuente: elaboración propia, con programa Word 2013.

6. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA RESISTENCIA DEL SISTEMA DURANTE SU PROCESO DE FRAGUADO Y LA RESISTENCIA DE DISEÑO

En los sistemas industrializados, las estructuras tipo cajón son construidas de tal manera, que su proceso permite la fundición de un nivel de la edificación por cada día de trabajo. Al hablar de una fundición diaria en obra es necesario preparar el refuerzo de los muros, el encofrado para los muros y las losas y preparar el refuerzo de la losa. Todo este proceso se realiza para lograr fundir en una sola pieza un nivel de la edificación dentro del horario laboral de los trabajadores. La fundición diaria de un nivel de la edificación es un proceso repetitivo y necesario para la optimización de los recursos y para el logro de los objetivos en la construcción industrializada; pero un óptimo proceso constructivo va de la mano con una estructura resistente a las demandas del sistema.

Toda estructura de concreto debe tener un proceso de fraguado adecuado para que el concreto alcance su máxima resistencia, pero en un proceso constructivo, donde es necesaria una fundición diaria con un mismo juego de moldes, los elementos estructurales deben resistir las cargas impuestas con un concreto que no ha alcanzado su máxima resistencia. Generalmente las edificaciones de este tipo se funden al final del día y en la mañana siguiente se desencofra, para iniciar el proceso constructivo de otra edificación.

Para que un concreto obtenga una resistencia necesaria para resistir las cargas debe tener los materiales necesarios y ciertos aditivos en específico para solventar las necesidades constructivas.

En este capítulo se pretende determinar la resistencia de los elementos de concreto reforzado, utilizando valores de esfuerzo a compresión ($f'c$), provenientes de ensayos de especímenes de concreto, a diferentes edades durante su proceso de fraguado. Estos ensayos se realizarán con el mismo concreto utilizado en la construcción industrializada y a edades específicas, para determinar las capacidades resistivas del sistema en las diferentes etapas del proceso constructivo.

6.1. Caracterización de los materiales

A continuación se establecen las características principales del concreto:

6.1.1. Concreto

El concreto que se debe utilizar para la fabricación de los especímenes, es un premezclado tipo 3 001, proveniente de la empresa Formaletas de Concreto para Guatemala (Forcogua, S. A.). Este concreto tiene la característica de poseer un agregado grueso pequeño y la presencia de aditivos que le proporcionan una trabajabilidad muy elevada y una alta resistencia a compresión ($f'c$) en un periodo corto de tiempo.

El concreto utilizado para los ensayos correspondientes se fabricó en el laboratorio de la empresa Formaletas de concreto para Guatemala (Forcogua, S. A), con ayuda del personal de laboratorio, bajo la norma ASTM C94. Esta mezcla posee las mismas características y materiales de un concreto despachado en planta, con el propósito de analizar los elementos de concreto reforzado, con valores de $f'c$ iguales a los obtenidos en la práctica profesional.

Figura 47. **Formaletas de concreto para Guatemala S. A.**



Fuente: Forcogua, S. A. www.forcogua.com. Consulta: septiembre de 2015.

Los componentes utilizados para la fabricación de este concreto se describen brevemente a continuación:

- **Cemento:** el cemento utilizado es un tipo ARI de alta resistencia inicial. Se usa para la fabricación de concretos con alto desempeño en las primeras edades, que necesiten ser desencofrados a corta edad y su comportamiento es ideal en construcciones industrializadas. Está regulado por la norma ASTM C1157-09.
- **Agregados:** el agregado grueso utilizado para el concreto 3 001 es de una medida de 3/8 de pulgada y el agregado fino utilizado es una porción de arena de río y una porción de arena triturada. Este agregado está regulado por la norma ASTM C-33.
- **Aditivos:** para el concreto 3 001 se utiliza un aditivo retardante y uno fluidificante acelerante. El aditivo retardante se agrega al concreto premezclado al momento de salir del lugar de fabricación, para retardar el proceso de fraguado, con el objetivo de que llegue con las características requeridas a la obra, generalmente se utiliza el aditivo de Sika, Plastocrete 164 MR (cumple con la norma ASTM C 494, tipo D). El aditivo fluidificante y acelerante sirve para darle al concreto un trabajabilidad elevada y acelerar

el proceso de fraguado, con el objetivo de obtener altas resistencias iniciales a edades tempranas, generalmente se utiliza el aditivo de Sika, Viscocrete 2 100 (cumple con la norma ASTM C-494, tipos A y F).

6.2. Ensayos de concreto

Por motivos de investigación se realizaron dos tipos de mezclas, para representar las características del concreto premezclado en el mejor y en el peor de los casos que se pueden presentar en la obra. Se describe cada uno de ellos:

- Caso 1: se realizó una muestra de concreto premezclado, con la presencia del aditivo retardante (plastocrete 164 MR) y el aditivo fluidificante (viscocrete 2 100). En esta mezcla, se representaron las mismas características de un concreto elaborado en planta, con la necesidad de ser trasladado a una obra, que se encuentra muy distante. En este tipo de mezclas el aditivo retardante es fundamental para que el concreto no pierda su revenimiento al momento de ser trasladado. Sin embargo, hay que considerar que este aditivo detiene el proceso de fraguado, y en obra se debe utilizar el suficiente aditivo acelerante para mejorar las condiciones de fraguado y resistencia, para cumplir con las solicitudes del cliente. En el presente caso se solicitó una mezcla como las utilizadas en un proyecto de vivienda en serie, cuya principal característica es que puede ser desencofrado entre 12 a 16 horas, sin que la estructura presente deformaciones.
- Caso 2: se realizó una muestra de concreto premezclado, con la ausencia del aditivo retardante (plastocrete 164 MR) y con la presencia del aditivo fluidificante (viscocrete 2 100). En esta mezcla se representaron las características de un concreto, sin la necesidad de ser trasladado a una

obra distante. La ausencia de aditivo retardante favorece mucho al proceso de fraguado, y el concreto presenta mejores características de resistencia en un menor tiempo. Sin embargo hay que considerar que este concreto no puede esperar mucho en el camión antes de su colocación, puesto que perderá su trabajabilidad, causando problemas en el colocado. Es importante mencionar que este tipo de concreto rara vez es utilizado para la construcción industrializada. En este caso, se solicitó una mezcla que presenta altas resistencias iniciales a las 12 horas.

6.2.1. Ensayos de concreto fresco

Estos ensayos se utilizan para determinar la calidad del concreto en estado fresco. La realización de estos ensayos es obligatoria de acuerdo con los requerimientos mínimos que solicita la norma ASTM C 94 para concreto premezclado. Se describen a continuación:

- Método de ensayo para la determinación del flujo de asentamiento del concreto autocompactable. (ASTM C1611): comprende la determinación de la capacidad de fluir de un concreto.
- Peso unitario y volumen producido (ASTM C138): este método cubre la determinación de la densidad aparente de concreto recién mezclado y proporciona fórmulas para calcular el rendimiento de concreto, el contenido de cemento y el contenido de aire del concreto.
- Contenido de aire del concreto recién mezclado por el método de presión (ASTM231): este método de ensayo cubre la determinación del contenido de aire en el concreto hidráulico recién mezclado, mediante la observación

del cambio de volumen del concreto producido por un cambio en la presión.

- Temperatura del concreto recién mezclado (ASTM 1064): este método de ensayo cubre la determinación de la temperatura de mezclas de concreto hidráulico recién mezclado.
- Práctica para la elaboración y curado de especímenes de ensayo de concreto en la obra (ASTM C 31): trata sobre los procedimientos para preparar y curar especímenes cilíndricos y de vigas de muestras representativas de concreto fresco para un proyecto de construcción.

Estos ensayos fueron realizados para los dos casos presentados de la mezcla de concreto 3 001, utilizadas para la fabricación de los especímenes, presentando los siguientes resultados:

Tabla XXXIII. **Resultados de ensayos de concreto fresco**

Descripción	Resultados caso 1	Resultados caso 2
Ensayo de flujo	60 cm.	51,5 cm.
Temperatura	23,5 °C	23,0 °C
Masa unitaria	2 079 Kg/m ³	2 213,34 Kg/m ³
Contenido de aire	6,10 %	4,5 %

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Como se puede observar en la tabla anterior, el caso 1 presenta mejores características en el ensayo de flujo. Al no tener la presencia del retardante, la mezcla pierde su trabajabilidad mientras avanza el tiempo; por esta razón los resultados de caso 2 son inferiores.

6.2.2. Ensayos de concreto endurecido

Para el control de calidad se realiza el ensayo de la determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto (ASTM C39); este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto, tales como cilindros moldeados y núcleos perforados. Se encuentra limitado al concreto que tiene una masa unitaria mayor que 800 Kg/m^3 .

Los especímenes para los ensayos a compresión fueron elaborados en el laboratorio de la empresa Forcogua, S. A. y se ensayaron en las instalaciones del CETEC de Cementos Progreso. Los resultados a las edades establecidas se presentan a continuación:

Para la mezcla del primer caso presentado se realizaron los ensayos a compresión a una edad de 16 horas, 3 días y 7 días. Para la mezcla del segundo caso se realizaron ensayos de especímenes a las 12 horas. Los resultados se presentan en la tabla XXXIV.

Tabla XXXIV. **Resultados de ensayos de especímenes de concreto**

CASO 1		CASO 2	
Edad = 16 horas		Edad = 12 horas	
Espécimen	f'c (Kg/cm²)	Espécimen	f'c (Kg/cm²)
1	11	1	113
2	13	2	115
3	12	3	112
		4	115
Promedio	12	Promedio	113,75
Edad = 3 días			
Espécimen	f'c (Kg/cm²)		
1	172		
2	167		
Promedio	169,5		
Edad = 7 días			
Espécimen	f'c (Kg/cm²)		
1	196		
2	205		
Promedio	200,5		

Fuente: elaboración propia, con programa Excel 2013.

Como se puede observar en la tabla anterior, los ensayos a las edades de 3 y 7 días para el caso 2 no se realizaron, esto se debe a que el concreto a estas edades presenta las mismas características. Sin embargo, el comportamiento del concreto a una edad de 12 a 16 horas varía considerablemente, y esto va a depender del tipo de mezcla solicitada y del propósito que se le da al concreto.

Es importante mencionar que la resistencia a una edad de 16 horas para el caso 1 es muy baja. Las resistencias esperadas en campo son mayores, y se ubican en un 20 % de la resistencia a compresión. Sin embargo, lo que se buscó en esta investigación es representar las peores condiciones en que se puede

presentar el concreto en obra, y aun así, tener la suficiente resistencia para que la estructura cumpla su función estructural.

6.3. Análisis de la resistencia del sistema a una edad de 12 y 16 horas

Este análisis pretende representar la etapa del proceso constructivo siguiente a la fundición de la estructura y determinar si el sistema tiene las suficientes capacidades resistivas, para continuar debidamente el proceso constructivo y preservar la seguridad estructural.

Después de la fundición monolítica del sistema, se prosigue a desmontar los moldes de aluminio, esto para dar inicio a la construcción de otra planta del proyecto. La resistencia de los elementos estructurales será analizada con los resultados de $f'c$ de los especímenes, para determinar si la estructura tipo cajón puede ser desencofrada al siguiente día de la fundición.

En esta sección se pretende determinar la resistencia del sistema bajo las cargas impuestas para los dos casos presentados en la sección 6.2. Para el caso 1 se utilizará una resistencia a compresión ($f'c$) a las 16 horas y para el caso 2, una resistencia ($f'c$) a las 12 horas. En el primer caso se realizó el ensayo a las 16 horas, considerando el tiempo que el camión se tarda en llegar a la obra y en descargar.

Para el segundo caso fue diferente, puesto que no se consideró traslado; por lo mismo, estos ensayos se realizaron a las 12 horas, que es la edad mínima para desencofrado, según las especificaciones de las empresas distribuidoras de concreto premezclado, para la construcción industrializada.

6.3.1. Análisis de losas

Para el análisis de las losas se pretende determinar el momento que es capaz de resistir las losas diseñadas en la sección 5.2.1, utilizando un $f'c$ a estas edades tempranas. Para la edificación propuesta se calculó un área de acero para un momento último, utilizando:

$$\text{Malla electrosoldada calibre } 4,5/4,5 = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para fines de análisis ahora se debe de obtener el valor del momento último que resiste la losa utilizando el $f'c$ del concreto a una edad de 16 horas del primer caso. Definido el acero de refuerzo a utilizar, se procede a calcular el M_u del área de acero utilizando la fórmula de la flexión.

Para una $f'c$ de 12 Kg/cm² (edad de 16 horas, primer caso) se tiene:

$$M_u = \theta \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'c * b} \right) \right)$$
$$M_u = 0,90 * \left(1,58 * 5\,000 * \left(10 - \frac{1,58 * 5\,000}{1,7 * 12 * 100} \right) \right) = 43\,566,18 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 435,66 \text{ Kg} * \text{m}$$

En la sección 5.2.1 se calculó que las losas con este refuerzo pueden resistir un momento de hasta 695,27 Kg*m. En la figura 31 se definen los momentos actuantes, y como se puede observar, varios momentos sobrepasan el valor resistente con estos concretos a edades tempranas, siendo la resistencia obtenida el 63 % de la resistencia de diseño.

Generalmente se dejan arales o *trickets* para proporcionar un soporte adicional a la losa mientras el concreto termina su proceso de fraguado. Analizando las losas con el concreto del segundo caso (edad de 12 horas), con una $f'c$ de 113,75 Kg/cm² se tiene:

$$M_u = \theta \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'c * b} \right) \right)$$

$$M_u = 0,90 * \left(1,58 * 5\,000 * \left(10 - \frac{1,58 * 5\,000}{1,7 * 113,75 * 100} \right) \right) = 68\,195,33 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 681,95 \text{ Kg} * \text{m}$$

En este caso los resultados son diferentes; el momento resistente de las losas es el 98 % de la resistencia, siendo muy cercano al valor de diseño. Estos resultados demuestran que un concreto bien controlado puede favorecer bastante a la seguridad estructural en un proceso constructivo.

6.3.2. Análisis de vigas

Para el análisis de vigas se pretende determinar si la viga crítica es capaz de resistir las fuerzas actuantes tal y como fue diseñada en la sección 5.2.2., utilizando el valores de la resistencia del concreto a edades tempranas.

- Análisis a flexión: en esta parte se pretende determinar el momento último que resiste las vigas a flexión, utilizando el refuerzo de diseño y la resistencia del concreto analizado. Para la edificación propuesta se calculó un área de acero para un momento último utilizando:

$$A_s \text{ varilla No. 5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Para una $f'c$ de 12 Kg/cm² (edad de 16 horas, primer caso) se tiene:

$$M_u = (0,90)(1,98) * 4\ 200 * \left(47,5 - \frac{(1,98) * 4\ 200}{1,7 * 12 * 10} \right)$$

$$M_u = 504,10 \text{ Kg} * \text{m}$$

Al ser mayor a los momentos actuantes de 458,32 Kg*m y 401,03 Kg*m calculados, se define que las vigas pueden resistir las cargas impuestas en la edificación. Hay que recordar, que las vigas se diseñaron bajo los parámetros del acero mínimo, pero si las cargas fueran mayores y se diseñaran con el refuerzo a flexión calculado, estas vigas no tendrían la resistencia necesaria. Por esta razón, al igual que las losas, se considera un soporte adicional. Al determinar en el análisis, que la resistencia a flexión, con el concreto del primer caso tiene las capacidades resistivas suficientes; se puede deducir que el concreto del segundo caso, con una resistencia mayor, también será el adecuado para resistir los momentos flexionantes.

- Análisis a corte: se determinó, que el concreto de diseño es capaz de resistir el cortante actuante, utilizando eslabones por requerimientos mínimos. Ahora se define si el concreto analizado cubre con los requisitos de resistencia que necesita la viga de diseño. Utilizando la ecuación de la sección 11.2.1.1 del ACI 318S 11 y una $f'c$ de 12 Kg/cm² (Edad de 16 horas, primer caso) se tiene:

$$V_c = (\theta)(0,53)(\sqrt{f'c})(b)(d)$$

$$V_c = (0,85)(0,53)(\sqrt{12})(10)(47,5) = 741,27 \text{ Kg}$$

En el capítulo 5 se calculó que la fuerza de cortante actuante es de 1 365,20 Kg, lo que significa que la viga no es capaz de resistir las cargas actuantes y es necesario utilizar apoyos adicionales, mientras el concreto alcanza valores mayores de resistencia. Al igual que las losas, se pueden utilizar arales o trickets.

Utilizando la resistencia a compresión del concreto del segundo caso, con una $f'c$ de 113,75 Kg/cm² (edad de 12 horas) se tiene:

$$V_c = (\theta)(0,53)(\sqrt{f'c})(b)(d)$$

$$V_c = (0,85)(0,53) \left(\sqrt{113,75} \right) (10)(47,5) = 2\,282,25 \text{ Kg}$$

Siendo el valor calculado mucho mayor al valor de la resistencia actuante, se define que, un concreto en óptimas condiciones provee mejores resultados en un proceso constructivo.

6.3.3. Análisis de muros

Para el análisis de muros, se pretende determinar si el muro critico es capaz de resistir las fuerzas actuantes tal y como fue diseñada en la sección 5.2.3, utilizando la resistencia del concreto analizado.

Algo muy importante a considerar que en una etapa constructiva no se espera la presencia de un evento sísmico y debido a esto solo se chequea la resistencia del muro sometido a compresión. Utilizando la fórmula del método empírico de diseño que presenta el ACI (Sección 14-5-2 ACI 318-11), se determina si el muro es capaz de resistir las fuerzas actuantes.

Para una $f'c$ de 12 Kg/cm² (edad de 16 horas, primer caso) se tiene:

$$\theta P_n = 0,55 * \theta * f'c * A_g \left(1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right)$$
$$\theta P_n = 0,55(0,70)(12)(10 * 452) \left(1 - \left(\frac{(0,80)(260)}{32(10)} \right)^2 \right)$$
$$\theta P_n = 12 059,59 \text{ Kg.}$$

Terminado este análisis, se debe de corroborar que la resistencia sea mayor a la carga última que actúa en el muro.

Hay que considerar que las cargas actuantes durante esta etapa del proceso constructivo son únicamente las cargas producidas por el peso propio de los elementos estructurales. Por esta razón, se utiliza únicamente el valor de la carga muerta del muro crítico 1(a). De la tabla VI se tiene:

$$\text{Carga muerta} = 4 708,00 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga muerta mayorada} = 1,2(4 708,00) = 5 649,60 \text{ Kg.}$$

La carga actuante es menor a la capacidad de carga del muro. Al ser correcto el chequeo anterior se determina que el muro 1(a) del primer nivel, es capaz de resistir las cargas verticales impuestas.

Es importante mencionar, que a diferencia de las losas y vigas, estos elementos no pueden utilizar apoyos adicionales, por lo que es de suma importancia que el concreto alcance su fraguado mínimo. Debido a que la resistencia de los muros (utilizando el primer caso de resistencia del concreto) es suficiente para resistir las cargas actuantes, se puede decir que la resistencia del concreto del segundo caso será suficiente para obtener la resistencia requerida.

6.3.4. Análisis de resultados

Con base en los resultados obtenidos se puede determinar que el concreto premezclado utilizado en las obras industrializadas es capaz de resistir las cargas de diseño en los periodos de tiempo estudiados.

Se realizaron las siguientes observaciones:

- Realizados estos análisis, se puede definir que las prácticas utilizadas para la planificación y ejecución de proyectos industrializados son las correctas.
- Existen algunos elementos de concreto reforzado que no son capaces de resistir las cargas impuestas; por esta razón es recomendable dejar en su posición los soportes adicionales después de ser desencofrados, para evitar deflexiones perjudiciales para la estructura.
- En un proceso de fraguado, que puede ser muy afectado por la hora de fundición, el clima, la tasa de evaporación, el viento, entre otros, hay que realizar las pruebas de inspección visual y de la durabilidad del concreto antes de desencofrar la estructura.
- Según los análisis, un concreto con una edad de 12 a 16 horas adquiere la resistencia necesaria para lograr los objetivos de la construcción industrializada, además de garantizar la seguridad estructural.

6.4. Análisis de la resistencia del sistema a una edad de 3 y 7 días

Este análisis pretende representar la etapa del proceso constructivo donde se emplaza y se funde el siguiente nivel de la edificación. Se realiza una semana después y se planifica de esta forma para obtener los siguientes objetivos.

- Garantizar que la estructura tiene la resistencia suficiente para soportar el nivel superior.
- Construir de 5 a 6 plantas semanales al mismo nivel para facilitar el traslado de la formaleta de aluminio.
- Terminar en un tiempo conveniente las viviendas o edificios individuales, para proporcionar al equipo de trabajadores del proceso siguiente suficiente área de trabajo.

Este proceso es el más utilizado en los sistemas industrializados, sin embargo, se pretende determinar si la estructura es capaz de resistir las cargas impuestas en un periodo más corto de tiempo. Definido esto, se presenta el análisis de la resistencia de los elementos del sistema, utilizando la resistencia de un concreto a la edad de 3 y 7 días.

6.4.1. Análisis de losas

Para fines de análisis, se debe de obtener el valor del momento último que resiste la losa utilizando el $f'c$ del concreto a una edad de 3 y 7 días. Definido el acero de refuerzo a utilizar se procede a calcular el M_u del área de acero aplicando la fórmula de la flexión.

Para una $f'c$ de 169,5 Kg/cm² (Edad de 3 días) se tiene:

$$M_u = \theta(As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1,7 * f'c * b}\right))$$

$$M_u = 0,90 * \left(1,58 * 5\,000 * \left(10 - \frac{1,58 * 5\,000}{1,7 * 169,5 * 100}\right)\right) = 61\,150,70 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 691,51 \text{ Kg} * \text{m}$$

Siendo 695,27 Kg*m. el momento de diseño de las losas, se puede observar que el momento obtenido a la edad de análisis es un 99 % de lo requerido. Siendo así, se determina que la resistencia del concreto a una edad de 3 y 7 días es suficiente para soportar los momentos de las losas.

6.4.2. Análisis de vigas

Analizando la viga de diseño para un concreto con una resistencia a la edad de 3 y 7 días se tiene:

- Análisis a flexión: utilizando el refuerzo de diseño y la resistencia del concreto analizado en la fórmula de la flexión se tiene:

$$As \text{ varilla No. 5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Para una $f'c$ de 16,5 Kg/cm² (edad de 3 días) se tiene:

$$M_u = (0,90)(1,98) * 4200 * \left(47,5 - \frac{(1,98) * 4200}{1,7 * 169,5 * 10}\right)$$

$$M_u = 3\,339,09 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Al ser mayor a los momentos actuantes de 458,32 Kg*m y 401,03 Kg*m calculados, en la sección 5.2.2., se define que las vigas pueden resistir las cargas impuestas en la edificación. Al determinar en el análisis que la resistencia a flexión, con el concreto a una edad de 3 días tiene las capacidades resistivas suficientes, se puede deducir que el concreto a una edad de 7 días, con una resistencia mayor, también será el adecuado para resistir los momentos flexionantes.

- Análisis a corte: se define si el concreto con la resistencia a compresión analizada cubre con los requisitos de resistencia que necesita la viga de diseño.

Para una $f'c$ de 169,5 Kg/cm² (edad de 3 días) se tiene:

$$V_c = (\theta)(0,53)(\sqrt{f'c})(b)(d)$$

$$V_c = (0,85)(0,53) \left(\sqrt{169,5} \right) (10)(47,5) = 2\,785,95 \text{ Kg}$$

En la sección 5.2.2. se calculó que la fuerza de cortante actuante es de 1 365,20 Kg, lo que significa, que la resistencia de concreto a corte es capaz de resistir las cargas actuantes. Siendo mayor la resistencia del concreto a una edad de 7 días, se determina que cumple con la resistencia requerida.

6.4.3. Análisis de muros

Utilizando la fórmula del método empírico de diseño que presenta el ACI (sección 14-5-2 ACI 318-11), se determina si el muro es capaz de resistir las fuerzas actuantes.

Para una $f'c$ de 169,5 Kg/cm² (edad de 3 días) se tiene:

$$\theta P_n = 0,55 * \theta * f'c * A_g \left(1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right)$$
$$\theta P_n = 0,55(0,70)(169,5)(10 * 452) \left(1 - \left(\frac{(0,80)(260)}{32(10)} \right)^2 \right)$$

$$\theta P_n = 170\ 341,65 \text{ Kg.}$$

En este caso hay que considerar que los muros tendrán que resistir el peso de un nivel superior, por lo que se considera el valor de la carga muerta de dos niveles. De la tabla VI, para el muro 1(a) se tiene:

$$\text{Carga muerta} = 4\ 708,00 \text{ Kg} * 2 = 9\ 416,00 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga muerta mayorada} = 1,2(9\ 416,00) = 11\ 299,20 \text{ Kg.}$$

La carga actuante constituye únicamente un 1 % de las capacidades resistivas del muro. Al ser correcto el chequeo anterior se determina que el muro 1(a) del primer nivel es capaz de resistir las cargas verticales impuestas con un concreto a una edad de 3 días. Debido a que la resistencia de los muros, con un concreto a una edad de 7 días es suficiente para resistir las cargas actuantes, se puede decir que la resistencia del concreto en este caso será suficiente para obtener la resistencia requerida.

6.4.4. Análisis de resultados

Con base en los resultados obtenidos se puede determinar que el concreto premezclado utilizado en las obras industrializadas es capaz de resistir las cargas de diseño en los periodos de tiempo estudiados. El análisis define que la estructura está capacitada para resistir un nivel superior en un periodo menor a 7 días, siendo 3 días el tiempo suficiente para continuar con el proceso. El hecho de que la estructura posea las características resistivas suficientes no significa que se descuide el proceso de fraguado. Es importante proporcionar las condiciones óptimas para que el proceso de fraguado sea el adecuado y el concreto alcance la resistencia con la que fue diseñado.

6.5. Documentación y registro de ensayos de muros de concreto

En la Pontificia Universidad Católica de Perú fue realizada una tesis llamada: *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm. de espesor*; en esta investigación se estudió el comportamiento de muros de concreto armado de 8 cm de espesor para su posible empleo a escala natural en la construcción de muros portantes para edificaciones de hasta cinco pisos. Se efectuaron ensayos de carga lateral cíclica en dos muros, donde el muro 1 recibió una carga vertical que simuló el peso existente en un muro central y el muro 2, la carga existente en un muro esquinero, de una edificación real de cinco pisos de altura. Ambos muros poseían el mismo refuerzo vertical y horizontal.

Con los resultados de los ensayos se investigó la determinación del aporte del concreto y el acero de refuerzo frente a solicitaciones simultáneas de corte y flexión y se comparó con los resultados experimentales. Finalmente, se analizó si este sistema estructural con muros de 8 cm de espesor, cumplió con las

condiciones exigidas por la Norma Peruana Sismorresistente E.030 y la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

Figura 48. **Transporte del muro**



Fuente: RODRÍGUEZ NÚÑEZ, Miguel Ernesto. *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm. de espesor.* p. 30.

Figura 49. **Preparación del muro**



Fuente: RODRÍGUEZ NÚÑEZ, Miguel Ernesto. *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm. de espesor.* p. 31.

Figura 50. **Muro listo para ser ensayado**



Fuente: RODRÍGUEZ NÚÑEZ, Miguel Ernesto. *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm. de espesor.* p. 31.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de los muros:

6.5.1. Resultados

- Resistencia a compresión: si bien la resistencia especificada para el diseño estructural de ambos muros fue de 175 kg/cm^2 , luego de realizar los ensayos de compresión la resistencia a los 28 días de edad fue de 208 kg/cm^2 , valor superior en 19 % al especificado.
- Resistencias teóricas y experimentales:

Tabla XXXV. **Comparación entre los resultados teóricos y experimentales**

Resistencia	Muro	Valor Experimental	Valor Teórico
Vcr: Resistencia a la primera fisura de tracción por flexión	M-1	12.14 ton con D= 0.04%	11.82 ton
	M-2	10.86 ton con D= 0.02%	10.51 ton
Vc: Fuerza Cortante aportada por el concreto.	M-1	18.63 ton con D= 0.08%	15.54 ton
	M-2	16.57 ton con D= 0.06%	15.11 ton
Vmc: Resistencia Máxima al Corte	M-1	39. 14 ton con D= 0.8%	45.86 ton
	M-2	34.86 ton con D= 0.7%	45.43 ton

Fuente: RODRÍGUEZ NÚÑEZ, Miguel Ernesto. *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm. de espesor.* p. 78.

Se puede notar que el comportamiento de ambos muros fue similar debido a que sus resultados, tanto teóricos como experimentales, tuvieron poca diferencia. La resistencia del concreto cuando ocurre la primera fisura por tracción (Vcr) obtenida experimentalmente, tuvo una diferencia con el valor teórico de 3 % para ambos muros, mientras que la resistencia a la fuerza cortante aportada por el concreto (Vc) se obtiene una diferencia de 20 % y 10 % para los muros M-1 y M-2, respectivamente.

Por otro lado, para la resistencia máxima al corte, se obtuvo una diferencia de 17 % para el muro M-1 y 30 % para el muro M-2. La resistencia máxima al corte evaluada según los capítulos 11.10.5 y 11.10.10.1 de la Norma E.060 en los capítulos 5.3.1 incisos b y c, se obtuvo un valor de Vmc = 52.42 ton que supera el valor obtenido experimentalmente en 32 % y 49 % para muro M-1 y M-2, respectivamente.

Es importante mencionar que el ACI 318 especifica que el espesor mínimo de muros de concreto de carga debe ser de 10 cm. y que estos ensayos fueron realizados con el fin de evaluar la posibilidad de utilizar muros con un espesor menor de 8 cm.

CONCLUSIONES

1. El procedimiento de diseño y de análisis de las estructuras utilizadas en la construcción industrializada es bastante beneficiado por las bondades que presenta el sistema cajón. La mayoría de los elementos adquieren sus capacidades resistivas únicamente con el concreto, puesto que el acero utilizado en varios casos de este procedimiento, es únicamente para cubrir los requerimientos mínimos de los códigos y para contrarrestar efectos de temperatura y retracción.
2. El éxito para una buena práctica profesional para el desarrollo de este tipo de proyectos, va de la mano con el buen conocimiento del sistema estructural y el proceso constructivo. Esto provee las capacidades necesarias para planificar, diseñar y ejecutar un proyecto industrializado.
3. El análisis de los elementos de una estructura tipo cajón se realiza de manera independiente, siendo los muros los únicos analizados con la presencia de fuerzas laterales.
4. El diseño de los elementos estructurales del sistema, se caracteriza por su simplicidad en el armado y sus buenas características de rigidez, lo que proporciona un sistema económico y adaptable para el mercado de la construcción industrializada.
5. Los resultados obtenidos en el análisis del sistema, con los especímenes elaborados, dan la seguridad de las prácticas realizadas en campo, para el desarrollo de proyectos industrializados.

RECOMENDACIONES

1. Priorizar el diseño de estructuras simples y funcionales que garanticen la facilidad constructiva en obra para los proyectos industrializados.
2. Es importante que el ingeniero constructor tenga un buen conocimiento del comportamiento, y las capacidades resistivas de las estructuras tipo cajón; esto le garantizará una buena práctica de sus acciones en la construcción industrializada.
3. Se debe verificar la calidad de los materiales por medio de los ensayos que estipulan las normas aceptadas en el medio, para determinar las características y propiedades mecánicas que influyen en la construcción.
4. En los casos en que el diseño demuestre no necesitar refuerzo de acero, se debe de proveer la cuantía mínima especificada en los códigos.
5. Procurar utilizar el refuerzo de acero adecuado al momento de diseñar, para evitar aglomeraciones de acero, y de esa forma garantizar el buen colado del concreto en obra.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Estados Unidos: ACI 318 S, 2011. 541 p.
2. ARGUETA POLICARPIO, Ana Lucía. *Revisión de los aspectos sísmicos y del método de la carga sísmica estática equivalente de la norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala AGIES edición 2010*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2014. 170 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 416 p.
4. DELGADO EHNI, Raúl Javier; RODRÍQUEZ LARRAÍN, Catalina Peña. *Edificios peruanos, con muros de concreto de ductilidad limitada*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. 2006. 221 p.
5. GIRÓN MEJÍA, Sergio David. *Descripción del sistema constructivo de vivienda en serie mediante el uso de formaleta de aluminio en la ciudad de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2012. 136 p.

6. GRANADOS SÁENZ, Rodolfo Valentino; LÓPEZ WONG, Jorge Junior. *Diseño de un edificio de muros de ductilidad limitada de cinco niveles*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. 2012. 80 p.
7. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4a ed. México, Alfaomega, 2002. 728 p.
8. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw Hill, 1999. 722 p.
9. PERDOMO CORDÓN, Danilo Antonio. *Guía teórica y práctica del curso concreto armado 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1987. 208 p.
10. RAMÍREZ HERNÁNDEZ, María Fernanda. *Análisis y diseño estructural de viviendas unifamiliares de dos niveles, con diferente unidad de mampostería por nivel*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2015. 140 p.
11. RODRÍGUEZ NÚÑEZ, Miguel Ernesto. *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. 2011. 96 p.

ANEXOS

Anexo 1. Listado de amenaza sísmica por municipio

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{er}	S_{tr}
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajola	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Chuarrancho	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
38	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
39	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{or}	S _{tr}
40	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
41	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
42	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
44	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
47	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
48	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
49	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
50	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
51	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
53	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
54	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
55	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
56	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
57	El Jícaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
58	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
59	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
60	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
61	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
65	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
66	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
67	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
68	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
69	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
70	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
71	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
72	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
73	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
74	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
75	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
76	Guatatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
78	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{or}	S _{tr}
80	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
81	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
82	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
83	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
84	Ixchiguan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
85	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
86	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
87	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
88	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
89	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
90	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
91	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
92	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
93	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
94	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
95	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
96	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
97	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
98	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
99	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
100	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
101	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
102	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
103	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
104	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
106	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
107	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
108	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
109	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
111	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
112	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
113	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
114	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
115	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
116	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
117	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
118	Nahualá	Atilán	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{tr}
119	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
120	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
121	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
122	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
123	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
124	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
125	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
126	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
127	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
128	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
129	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
130	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
131	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
132	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
133	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
134	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
135	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
136	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
137	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
138	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
139	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
140	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
141	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
142	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
144	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
145	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
146	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
148	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
149	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
150	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
151	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
152	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
153	Raxuhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
154	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
155	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
156	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
158	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{1r}
159	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
160	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
161	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
162	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
163	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
164	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
165	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
166	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
167	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
168	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
169	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
170	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
171	San Antonio Ilotenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
172	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
173	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
174	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
175	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
176	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
177	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
178	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
179	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
180	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
181	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
182	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
183	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
184	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
186	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
187	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
188	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
189	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
190	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
191	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
192	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
193	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
194	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
195	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
196	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
197	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
198	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{or}	S _{1r}
199	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
200	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
201	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
202	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
203	San José El Idolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
204	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
205	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
206	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
207	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
208	San Juan Atitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
209	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
210	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
211	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
212	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
214	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
216	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
217	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
218	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
219	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
220	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
223	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
224	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
225	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
226	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
227	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
228	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
229	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
230	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
231	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
232	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
233	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
235	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
236	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
237	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{ir}
239	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
240	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
241	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
242	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
243	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
244	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
245	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
246	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
247	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
249	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
250	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
251	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
252	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
253	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
254	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
255	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
256	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
257	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
258	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
259	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
260	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
261	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
262	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
263	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
264	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
265	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
266	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
267	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
268	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
269	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
271	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
272	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
274	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
277	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I_o	S_{or}	S_{tr}
279	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
280	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
281	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
283	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
284	Santa Lucía Cotzumalquapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
285	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
286	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
288	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
289	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
290	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
291	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
292	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
294	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
296	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
297	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
298	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
301	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
302	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
303	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
304	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
305	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
306	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
307	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
308	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
309	Tactic	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
310	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
311	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
312	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
313	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
314	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
315	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
316	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
317	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
318	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I_o	S_{or}	S_{tr}
319	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
320	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
321	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
322	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
323	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
324	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
325	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
326	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
327	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
328	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
329	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
330	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
331	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
332	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
333	Zunilito	Suchitupéquez	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: AGIES NSE 2-10, Capítulo 4. p. 55-63.

Anexo 2. Elaboración de muestras de concreto premezclado



Fuente: Área de laboratorio. Forcogua, S. A.

Anexo 3. **Ensayo para la determinación del flujo de asentamiento**



Fuente: Área de laboratorio. Forcogua, S. A.

Anexo 4. **Ensayo para la determinación del contenido de aire**



Fuente: Área de laboratorio. Forcogua, S. A.

Anexo. 5. **Ensayo para la determinación de la temperatura del concreto recién mezclado**



Fuente: Área de laboratorio. Forcogua, S. A.

Anexo 6. **Elaboración de especímenes**



Fuente: Área de laboratorio. Forcogua, S. A.

Anexo 7. **Ensayo a compresión de especímenes de concreto**



Fuente: Cementos Progreso. Área de laboratorio del Centro Tecnológico.

Anexo 8. Informe de ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto



CEMENTOS PROGRESO, S.A.
CENTRO TECNOLÓGICO
15 Av. 18-01, zona 6 La Pedrera
Tel: 2286-4178 Fax: 2286-4181



Fecha impresión: 2015.10.17
Página: 1 de 1
Usuario: EBARRIOS
OT: 26990-
Fecha OT: 2015.10.09

Cliente: FORCOGUA	Proyecto: CONTROL DE CALIDAD PRUEBAS
Dirección: KM 5.5 CARRETERA ANTIGUA A CHINAUTLA	Dirección: CONTROL DE CALIDAD PRUEBAS
Contacto: MARCELO QUIÑONEZ	Muestra: CILINDROS
Teléfono: 2202-3838	Analista: DELBERT VILLATORO

INFORME DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NORMA NTG 41017 h1

No.	Id. Cliente	Id. Especimen	Ubicación Elemento Fundido	Fecha Hechura	Fecha Rotura	Edad (días)	Tipo Concre (PSI)	Slump (in/ Flujo (mm))	Masa (kg)	Area (mm ²)	Carga (KN)	Resis -tencia (N/mm ²)	Resis -tencia (PSI)	T. Rot
1	CILINDRO	26990-01		2015.10.08	2015.10.09	1			11.56	18265	19.3	1.1	150	2
2	CILINDRO	26990-02		2015.10.08	2015.10.09	1			11.61	18265	22.4	1.2	180	2
3	CILINDRO	26990-03		2015.10.08	2015.10.09	1			11.67	18265	21.9	1.2	170	2
4	CILINDRO	26990-04		2015.10.08	2015.10.12	4			11.69	18265	308.8	16.9	2450	2
5	CILINDRO	26990-05		2015.10.08	2015.10.12	4			11.76	18265	289.3	16.4	2380	2
6	CILINDRO	26990-06		2015.10.08	2015.10.16	8			11.81	18265	350.4	19.2	2780	2
7	CILINDRO	26990-07		2015.10.08	2015.10.16	8			11.77	18265	367.1	20.1	2920	2

T. Rot: 1=Cónica; 2=Cónica y vertical; 3=Columnar; 4=Diagonal; 5=Fractura en los extremos;
6= Similar tipo 5 pero extremo puntagudo

Observaciones: MUESTREO REALIZADO POR EL CLIENTE.


Analista


Jefe Laboratorio/Coordinador

Los resultados de ensayos se refieren únicamente a las muestras presentadas.
No debe reproducirse este informe, salvo que se haga íntegramente.

SGL-CT-CP-IE-02/Rev.06

Continuación del anexo 8.



CEMENTOS PROGRESO, S.A.
CENTRO TECNOLÓGICO
15 Av. 18-01, zona 6 La Pedrera
Tel: 2286-4178 Fax: 2286-4181



Fecha impresión: 2015.10.28
Página: 1 de 1
Usuario: EBARRIOS
OT: 27106-
Fecha OT: 2015.10.26

Cliente: FORCOGUA	Proyecto: TESIS
Dirección: KM 5.5 CARRETERA ANTIGUA A CHINAUTLA	Dirección: TESIS
Contacto: MARCELO QUIÑONEZ	Muestra: CILINDROS
Teléfono: 2202-3838	Analista: DELBERT VILLATORO

INFORME DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NORMA NTG 41017 h1

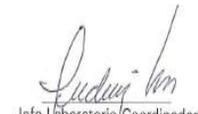
No.	Id. Cliente	Id. Especimen	Ubicación Elemento Fundido	Fecha Hechura	Fecha Rotura	Edad (días)	Tipo Concre (PSI)	Slump (in)/ Flujo (mm)	Masa (kg)	Area (mm ²)	Carga (KN)	Resis -tencia (N/mm ²)	Resis -tencia (PSI)	T. Rot
1		27106-01	FORCOGUA	2015.10.26	2015.10.27	1	3001	515.00	12.78	18265	202.3	11.1	1610	2
2		27106-02	FORCOGUA	2015.10.26	2015.10.27	1	3001	515.00	12.69	18265	205.7	11.3	1630	2
3		27106-03	FORCOGUA	2015.10.26	2015.10.27	1	3001	515.00	12.77	18265	200.9	11.0	1600	2
4		27106-04	FORCOGUA	2015.10.26	2015.10.27	1	3001	515.00	12.78	18265	205.4	11.2	1630	2

T. Rot: 1=Cónica; 2=Cónica y vertical; 3=Columnar; 4=Diagonal; 5=Fractura en los extremos; 6=Similar tipo 5 pero extremo puntiagudo

Observaciones: MUESTREO REALIZADO POR EL CLIENTE. FLUJO:(51.5CM=515MM)
CILINDROS ENSAYADOS A 12 HORAS

Los resultados de ensayos se refieren únicamente a las muestras presentadas.
No debe reproducirse este informe, salvo que se haga íntegramente.


Analista


Jefe Laboratorio/Coordinador

SGL-CT-CP-IE-02/Rev.06

Fuente: Cementos Progreso. Área de laboratorio del Centro Tecnológico.