



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Estructuras

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA
EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES**

Ing. Manuel Antonio Jiménez Arenales

Asesorado por el Msc Ing. Francisco Eduardo Arrecís Sosa

Guatemala, agosto de 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA
EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ING. MANUEL ANTONIO JIMENEZ ARENALES

ASESORADO POR EL MSC ING. FRANCISCO EDUARDO ARRECIS SOSA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, AGOSTO DE 2020

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gomez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martinez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Christian Moisés de la Cruz Leal
VOCAL V	Br. Kevin Armando Cruz Lorente
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Mtra.Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Alvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Francisco Mejía Villafuerte
SECRETARIO	Mtro. 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:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con fecha 29 de septiembre de 2018.

Ing. Manuel Antonio Jiménez Arenales

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por iluminar mis pasos en cada etapa de mi vida.
Mis padres	Oscar Jiménez y Lucina Arenales, por todo su amor, enseñanzas y dedicación al ser mis formadores.
Mi esposa	Cristina Mazariegos por su amor, apoyo y sacrificio incondicional.
Mis hijos	Diana y David Jiménez, por ser mi fuente de inspiración y de superación.
Mis hermanos	Carlos y Sixana Alvarenga y Lilian Padilla, por su cariño y ser un ejemplo de vida.
Mi abuelita y mis tías	Margarita Herrera (q. d. e. p.), Miriam (q. d. e. p.) y Elsa Arenales, por el apoyo recibido de cada una y sus muestras de cariño.
Mis primas y sobrinos	Nicté Avendaño, Irene y Gabriela Franco, Javier y Armando Alvarenga, Pablo Gomez, Andrea Donis, Lunna Solares y Valeria Lepe, por su gran amistad.
Mi suegra	Manuela de Jesús Hernández por su colaboración en la formación de mis hijos.

Mis amigos

Manolo Lemus, Luis Diaz y Ricardo Morataya,
por los momentos de alegría compartidos.

AGRADECIMIENTOS A:

Dr. Hector Monzón Despang	Por haber sido mi maestro y formador en mi carrera profesional.
Ing. Francisco Arrecis Sosa	Por su valiosa asesoría en el presente trabajo de investigación.
Ing. José Carlos Gil	Por su colaboración en la elaboración del presente trabajo de investigación.
Universidad de San Carlos de Guatemala	En especial a la Escuela de Postgrado de la Facultad de Ingeniería, por ser el centro de estudios donde completé los conocimientos de mi carrera.

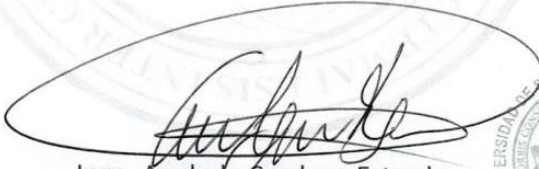


Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101 - 24189102


DTG. 215.2020.

La Decana 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 Estudios de Postgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES**, presentado por el Ingeniero **Manuel Antonio Jiménez Arenales**, estudiante de la **Maestría en Estructuras** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana



Guatemala, septiembre de 2020.

AACE/asga

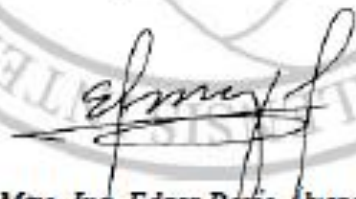
Guatemala, Agosto de 2020

EEPTI-1054-2020

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y verificar la aprobación del Revisor y la aprobación del Área de Lingüística al Trabajo de Graduación titulado: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES”** presentado por el Ingeniero Manuel Antonio Jiménez Arenales quien se identifica con Carné 100019514 correspondiente al programa de Maestría en Ciencias en Estructuras; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Mtro. Ing. Edgar Dajio Alvarez Coti
Director

Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala



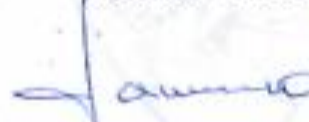
Guatemala, Agosto de 2020

EEPF1-1853-2020

Como Coordinador de la Maestría en Ciencias en Estructuras doy el aval correspondiente para la aprobación del Trabajo de Graduación titulado: **"DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES"** presentado por el Ingeniero Manuel Antonio Jiménez Arenales quien se identifica con Carné 100019512.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"



Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador de Maestría
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Guatemala, Agosto de 2020

EEPFI-1055-2020

En mi calidad como Asesor del Ingeniero Manuel Antonio Jiménez Arenales quien se identifica con carné 100019512 procedo a dar el aval correspondiente para la aprobación del Trabajo de Graduación titulado: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE FACHADAS DE MAMPOSTERÍA PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO SISMO RESISTENTES”** quien se encuentra en el programa de Maestría en Ciencias en Estructuras en la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Mtro. Ing. Francisco Eduardo Arrecís Sosa
Asesor

Francisco E. Arrecís Sosa
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 9558

2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMAPOSTERIA CLASIFICADOS COMO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	13
2.1.	Cargas gravitacionales.....	13
2.1.1.	Carga muerta	13
2.1.2.	Cargas vivas.....	13
2.2.	Carga sísmica	14
2.2.1.	Aspectos sísmicos.....	14
2.2.1.1.	Índice de sismicidad	14
2.2.2.	Nivel mínimo de protección	15
2.2.3.	Parámetros espectrales.....	15
2.2.4.	Ajuste por clase de sitio	17
2.2.5.	Ajuste por intensidades sísmicas especiales	19
2.2.6.	Clasificación de sitio	21
2.2.6.1.	Perfil de suelo de los sitios clase A, B	22
2.2.6.2.	Perfil de suelo de los sitios clase F	22
2.2.6.3.	Perfil de suelo en los sitios clase C, D o E.....	22
2.2.7.	Periodo de transición.....	23
2.2.8.	Espectros de diseño	24
2.2.9.	Sismo vertical de diseño.....	26
2.2.10.	Análisis sísmico de elementos no estructurales	26
2.2.10.1.	Factor de importancia.....	26
2.2.10.2.	Fuerza sísmica de diseño.....	27
2.2.11.	Fuerza sísmica de diseño por el método de esfuerzos permisibles.....	29
2.2.12.	Derivas laterales.....	30
2.2.12.1.	Progresión de desplazamientos y derivas.....	30

	2.2.12.2.	Derivas últimas máximas tolerables	31
	2.2.12.3.	Desplazamientos sísmicos relativos para elementos no estructurales.....	32
	2.2.12.4.	Desplazamientos entre niveles de elementos no estructurales.....	32
	2.2.13.	Desplazamiento máximo por sismo	33
2.3.		Carga de viento	34
	2.3.1.	Exposición	34
	2.3.2.	Velocidad básica del viento	35
	2.3.3.	Presiones para el diseño de viento.....	36
	2.3.4.	Desplazamiento máximo por viento.....	38
2.4.		Carga producida por cambios de temperatura	39
3.		DISEÑO DE MAMPOSTERÍA	43
	3.1.	Metodología ASD, ACI 530-11	43
		3.1.1. Filosofía de diseño.....	43
		3.1.2. Combinaciones de cargas de servicio, método ASD	44
		3.1.3. Esfuerzos permisibles en el acero	45
		3.1.4. Esfuerzo permisible por compresión.....	45
		3.1.5. Esfuerzos permisibles por compresión y flexión en la mampostería	46
		3.1.6. Esfuerzos permisibles por cortante en la mampostería.....	51
	3.2.	Metodología LRFD, ACI 530-11	54
		3.2.1. Filosofía de diseño.....	55
		3.2.2. Combinaciones de cargas de cedencia, método LRFD	56
		3.2.3. Resistencia a tensión del acero	57

3.2.4.	Resistencia a compresión de la mampostería.....	57
3.2.5.	Resistencia a flexión en muros fuera del plano	59
3.2.6.	Resistencia a cortante de la mampostería	62
3.3.	Requisitos de diseño sismo resistentes	64
3.3.1.	Requisitos para muros reforzados interiormente	64
3.3.2.	Espesor mínimo para muros reforzados interiormente	65
3.3.3.	Esbeltez límite para los muros reforzados interiormente	65
3.3.4.	Altura libre para muros reforzados interiormente	65
3.3.5.	Requisitos para el acero de refuerzo.....	65
3.4.	Anclaje de elementos no estructurales.....	67
3.4.1.	Fuerza de diseño en anclaje de elementos no estructurales.....	68
3.4.2.	Anclajes en concreto o mampostería	69
3.4.3.	Diseño de anclajes, ACI 318-14	70
3.4.4.	Requisitos para carga a tracción	71
3.4.5.	Requisitos para fuerza cortante.....	72
3.4.6.	Resistencia del acero de un anclaje en tracción	76
3.4.7.	Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción	77
3.4.8.	Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción	77
3.4.9.	Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción.....	78
3.4.10.	Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos	83
3.4.11.	Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante	88

3.4.12.	Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante.....	89
3.5.	Juntas de construcción.....	95
3.5.1.	Requisitos del sello de las juntas.....	96
3.5.2.	Detalles especiales de juntas.....	99
3.6.	Procedimiento técnico de diseño.....	100
4.	DESARROLLO DE EJEMPLO PRÁCTICO DE DISEÑO.....	107
4.1.	Descripción del edificio.....	107
4.2.	Parámetros sísmicos.....	110
4.3.	Parámetros de diseño por viento.....	115
4.4.	Reacciones calculadas en la base del muro.....	119
4.5.	Diseño de muros método ASD.....	120
4.5.1.	Diseño de muro por método ASD, nivel 5.....	120
4.5.2.	Diseño de muro por método ASD, nivel 4.....	132
4.5.3.	Diseño de muro por método ASD, nivel 3.....	143
4.5.4.	Diseño de muro por método ASD, nivel 2.....	149
4.5.5.	Diseño de muro por método ASD, nivel 1.....	155
4.6.	Diseño de muros método LFRD.....	162
4.6.1.	Diseño de muro por método LFRD, nivel 5.....	162
4.6.2.	Diseño de muro por método LFRD, nivel 4.....	172
4.6.3.	Diseño de muro por método LFRD, nivel 3.....	181
4.6.4.	Diseño de muro por método LFRD, nivel 2.....	190
4.6.5.	Diseño de muro por método LFRD, nivel 1.....	199
4.7.	Gráfica derivas laterales.....	208
4.8.	Diseño de cimiento corrido.....	209
4.9.	Diseño de juntas verticales.....	211
4.10.	Detalles de armado de muro fachada.....	213
4.10.1.	Elevación lateral refuerzo según método ASD.....	213

4.10.2.	Detalles de levantado en planta según método ASD.....	215
4.10.3.	Elevación lateral refuerzo según método LRFD	216
4.10.4.	Detalle de anclaje.....	219
4.10.5.	Detalle de cimiento corrido	221
4.10.6.	Detalles de juntas.....	222
4.11.	Resultados del diseño de muros	223
4.12.	Discusión de resultados del diseño.....	223
5.	ANÁLISIS COMPARATIVO CARGA LATERAL SISMO Y VIENTO.....	225
5.1.	Descripción del Análisis y parámetros base.....	225
5.2.	Parámetros sísmicos y de viento	225
5.3.	Edificio de 5 niveles altura 15,00m.....	227
5.4.	Edificio de 10 niveles altura 30,00m.....	229
5.5.	Edificio de 20 niveles de 60,00m.....	231
5.6.	Edificio de 33 niveles de 99,00m.....	234
5.7.	Gráfica comparativa entre edificios	237
5.8.	Discusión de resultados del análisis comparativo	238
	CONCLUSIONES.....	239
	RECOMENDACIONES	241
	REFERENCIAS	243
	APÉNDICES.....	247

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Unidades de ladrillo tubular.....	2
2.	Unidades de <i>block</i> de ladrillo	3
3.	Unidades de <i>block</i> de concreto	3
4.	Mapa de zonificación sísmica de la República de Guatemala	16
5.	Mapa de velocidad del viento.....	36
6.	Comportamiento típico de muro por cambio de temperatura	40
7.	Diagrama de esfuerzos inducidos por cambio de temperatura	40
8.	Diagrama de esfuerzos por flexión.....	48
9.	Carga nominal por flexión	61
10.	Modo de falla anclajes cargados a tracción	74
11.	Modo de falla anclajes cargados a corte	74
12.	Área proyectada de falla del anclaje por tracción.....	80
13.	Zona de falla anclajes adheridos.....	85
14.	Área proyectada de falla anclaje por corte	91
15.	Ubicación recomendada de juntas verticales	98
16.	.Elevación típica junta de expansión muros de mampostería	99
17.	Detalles típicos en planta de las juntas de expansión	100
18.	Diagrama del proceso de diseño.....	105
19.	Planta, losa típica del edificio	107
20.	Sección transversal del edificio	108
21.	Elevación lateral del edificio	108
22.	Dirección de ejes locales en muro	110
23.	Espectro de diseño sísmico	113

24.	Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de sismo	113
25.	Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de viento	117
26.	Fuerzas de diseño en anclajes	119
27.	Planta de muro típico para análisis y diseño.....	121
28.	Sección de muro típico para análisis y diseño	121
29.	Planta de muro típico para análisis y diseño.....	163
30.	Sección de muro típico para análisis y diseño	163
31.	Gráfica deriva lateral para muros de 14 cm y 19 cm.....	208
32.	Fachada elevación frontal.....	211
33.	Fachada elevación posterior.....	212
34.	Fachada elevación lateral	212
35.	Elevación lateral método ASD	214
36.	Levantado en planta método ASD	215
37.	Elevación muro método LRFD.....	217
38.	Levantado en planta método LRFD	218
39.	Detalle de anclaje elevación frontal	219
40.	Detalle de anclaje sección lateral.....	220
41.	Detalle de cimiento corrido	221
42.	Detalle de junta vertical.....	222
43.	Gráfica comparativa edificio de 15,00m de alto	228
44.	Gráfica comparativa edificio de 30,00m de alto	230
45.	Gráfica comparativa edificio de 60,00m de alto	233
46.	Gráfica comparativa edificio de 99,00m de alto	236
47.	Gráfica comparativa entre edificios.....	237

TABLAS

I.	Dimensiones estándares de unidades de mampostería	4
II.	Resistencia a compresión del mortero	8
III.	Resistencia a compresión mampostería de bloques de concreto	10
IV.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad sismo de diseño	15
V.	Coeficiente de sitio F_a	18
VI.	Coeficiente de sitio F_v	19
VII.	Tipo de fuente sísmica	20
VIII.	Factor N_a para períodos cortos de vibración	21
IX.	Factor N_v para períodos largos de vibración	21
X.	Guía para clasificación de sitio.....	23
XI.	Factores de escala.....	24
XII.	Coeficientes de elementos arquitectónicos no estructurales	29
XIII.	Derivas últimas máximas tolerables.....	31
XIV.	Coeficiente de exposición	37
XV.	Coeficiente de presión C_q	38
XVI.	Presión de remanso del viento q_s	38
XVII.	Combinaciones de servicio por gravedad	44
XVIII.	Combinaciones de servicio por sismo.....	44
XIX.	Combinaciones de servicio por viento.....	45
XX.	Combinaciones de cargas de cedencia, método LRFD	56
XXI.	Combinaciones últimas por sismo.....	56
XXII.	Combinaciones últimas por viento	57
XXIII.	Modo de falla en anclajes	71
XXIV.	Factor de modificación por peso del concreto.....	73
XXV.	Resistencia requerida para los anclajes.....	73

XXVI.	Esfuerzo de adherencia característico mínimo	86
XXVII.	Coeficiente de exposición proyecto	116
XXVIII.	Cálculos de muro en nivel 5, ASD	122
XXIX.	Cálculos de muro en nivel 5, ASD, iteración final	127
XXX.	Cálculos de muro en nivel 4,ASD	133
XXXI.	Cálculos de muro en nivel 4,ASD, iteración final	138
XXXII.	Cálculos de muro en nivel 3,ASD	144
XXXIII.	Cálculos de muro en nivel 2,ASD	150
XXXIV.	Cálculos de muro en nivel 1,ASD	156
XXXV.	Cálculos de muro en nivel 5,LRFD	164
XXXVI.	Cálculos de muro en nivel 4,LRFD	173
XXXVII.	Cálculos de muro en nivel 3,LRFD	182
XXXVIII.	Cálculos de muro en nivel 2,LRFD	191
XXXIX.	Cálculos de muro en nivel 1,LRFD	200
XL.	Resumen derivas laterales en los muros por nivel	208
XLI.	Cálculos de cimientos.....	209
XLII.	Resultados del diseño de muros.....	223
XLIII.	Datos comparación sismo y viento	227
XLIV.	Datos comparación sismo y viento	229
XLV.	Datos comparación sismo y viento	231
XLVI.	Datos comparación sismo y viento	234

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
a	Alto del bloque a compresión en un elemento a flexión
Ab	Área bruta de la sección del bloque
Ag	Área gruesa del muro
An	Área neta de la sección del bloque
ap	Factor de amplificación del elemento no estructural
As	Área del acero de refuerzo
Ash	Área de refuerzo horizontal
Avh	Área de refuerzo vertical
Ce	Coefficiente de exposición
Cq	Coefficiente de presión
d	Distancia de la colocación del acero a la fibra a compresión más lejana
Dp	Desplazamiento lateral del piso
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería
Es	Módulo de elasticidad del acero
F	Fuerza aplicada
Fa	Esfuerzo admisible a compresión
Fa (1)	Factor de modificación por tipo de suelo para períodos cortos
Fb	Esfuerzo admisible a flexión
Fp	Fuerza de diseño horizontal para elementos no estructurales
Fs	Esfuerzo máximo de tensión

Fv	Esfuerzo admisible a corte
Fv (1)	Factor de modificación por tipo de suelo para períodos mayores a 1 seg
Fvm	Esfuerzo admisible a corte en la mampostería
Fvs	Esfuerzo admisible a corte en el acero
fa	Esfuerzo axial por cargas de servicio
fb	Esfuerzo de flexión por cargas de servicio
f'm	Resistencia a compresión de la mampostería por área neta
f'p	Resistencia a compresión de la mampostería por área bruta
fy	Límite de fluencia en el acero
H	Altura del elemento
Hp	Altura del piso
Io	Índice de sismicidad
Ip	Factor de importancia en sismo
Iw	Factor de importancia en viento
Ixx	Momento de inercia alrededor del eje X
Iyy	Momento de inercia alrededor del eje Y
j	Relación de la distancia d, desde el centroide del esfuerzo a compresión a la colocación del refuerzo, utilizado en el diseño por el método ASD
k	Relación de la distancia d, donde el esfuerzo es cero, utilizado en el diseño por el método ASD
kd	Factor de escala para reducir el sismo
L	Longitud del elemento
Max	Momento admisible alrededor del eje X
May	Momento admisible alrededor del eje Y
Mnx	Momento nominal alrededor del eje X

Mny	Momento nominal alrededor del eje Y
Msx	Momento alrededor del eje X debido a cargas de servicio
Msy	Momento alrededor del eje Y debido a cargas de servicio
Mux	Momento alrededor del eje X debido a cargas últimas
Muy	Momento alrededor del eje Y debido a cargas últimas
M1	Masa seca al horno del bloque
M2	Masa saturada de superficie seca
M2	Masa saturada de superficie seca
M3	Masa suspendida sumergida
n	Relación entre el módulo de elasticidad del acero y la mampostería
P	Presión de diseño por viento
Pa	Carga axial a compresión admisible
Pn	Carga nominal a compresión
Ps	Carga axial a compresión debida cargas de servicio
Pu	Carga axial a compresión debida a cargas últimas
qs	Presión de remanso del viento
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
Rb	Resistencia bruta
Rn	Resistencia neta
Rp	Modificación de respuesta sísmica del elemento no estructural
s	Espaciamiento del refuerzo en el muro
Scd	Aceleración espectral de diseño para períodos cortos
Scr	Aceleración espectral en roca para períodos cortos
Scs	Aceleración espectral con factor de ajuste de sitio para períodos cortos

Sx	Módulo de sección alrededor del eje X
Sy	Módulo de sección alrededor del eje Y
S1d	Aceleración espectral de diseño períodos de 1 seg
S1r	Aceleración espectral en roca para períodos de 1 seg
S1s	Aceleración espectral con factor de ajuste de sitio para períodos 1 seg
T	Período de vibración
tm	Ancho del muro
Ts	Período de transición del espectro de diseño
Vb	Volumen bruto del bloque
Vn	Carga nominal a corte del muro
Vnb	Volumen neto del bloque
Vnm	Carga nominal a corte de la mampostería
Vns	Carga nominal a corte del acero
Vs	Carga por corte debido a cargas de servicio
Vu	Carga por corte debido a cargas últimas
W	Ancho promedio del bloque
Wp	Peso del elemento no estructural
Z	Altura desde la base hasta el punto de sujeción
Δ_i	Deformación del punto i
Δ_u	Deformación última admisible
δ_e	Desplazamiento elástico
ϵ	Deformación unitaria
ρ	Cuantía de acero
Φ_a	Factor de reducción de resistencia por carga axial a compresión ($\phi_a = 0,60$)
Φ_b	Factor de reducción de resistencia por flexión ($\Phi_b = 0,90$)

Φ_v	Factor de reducción de resistencia por corte ($\Phi_v = 0,80$)
ρ_h	Cuantía de acero horizontal
ρ_v	Cuantía de acero vertical
γ_m	Densidad de la mampostería

GLOSARIO

AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Área bruta	Área transversal total del elemento, sin descontar los vacíos, se utiliza para diseñar los muros.
Área neta	Área transversal efectiva del elemento, descontando los vacíos, se utiliza para diseñar los muros.
ASD	Método de diseño por esfuerzos admisibles.
ASCE	American Society of Civil Engineers.
<i>Block</i>	Unidad de mampostería, puede ser de concreto o de arcilla.
Carga de servicio	Combinación que incluye todas las cargas sin modificarlas.
Carga muerta	Carga permanente presente en el elemento de diseño.
Carga última	Combinación que mayor a las cargas según su tipo.
Carga viva	Carga de ocupación presente en el elemento de diseño.

Esfuerzo admisible	Esfuerzo que se usa para diseñar con el método ASD utilizando un factor de seguridad.
Fachada	Forro exterior visible del edificio.
Graut	Mezcla de concreto que debe ser fluido y que debe poseer buena resistencia.
LRFD	Método de diseño por factores de carga y factores de resistencia.
Mampostería	Procedimiento de construcción que consiste en la unión de bloques con mortero, colocándolos por hiladas para formar un plano vertical.
Mortero	Mezcla de cemento, cal, arena y agua, que sirve para pegar las unidades de mampostería.
Muro	Elemento vertical usado para dividir o delimitar un ambiente. Puede o no ser estructural.
MSJC	Masonry Standars Joint Comittee.
Resistencia nominal	Resistencia del elemento tomando en cuenta la resistencia del material y sus características propias. Sin factores de reducción.

RESUMEN

En Guatemala, existe poca información relacionada directamente a las normas de diseño de las fachadas formadas con muros de mampostería, aunque de los materiales que la componen y del sistema constructivo si se han elaborado varios documentos normativos, que han sido publicados desde hace ya varios años, tales como AGIES (2000): *Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala* y Coguanor (1985), *Normativa técnica guatemalteca*.

Generalmente no se le dá la debida importancia al diseño de los elementos que componen una fachada, debido a que no forman parte del sistema principal; sin pensar que muchas veces estos elementos no estructurales pueden provocar más pérdidas de vidas y daños materiales, que propiamente los elementos estructurales. Sumados a los costos de reinversión por reparaciones y renta por no poder hacer uso de los edificios luego de un sismo, el precio de no diseñarlos adecuadamente puede ser muy alto.

Debido al incremento de construcción de edificios en Guatemala, y a sus diseños arquitectónicos innovadores que dan vida a los proyectos con sus fachadas, y en específico, porque la mayor demanda corresponde a muros de mampostería, el presente trabajo describe el diseño de estos elementos, según los lineamientos de códigos y normas de diseño nacionales e Internacionales, y su implementación en un ejemplo representativo.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

- Descripción del problema

Las fachadas que se construyen en los edificios en Guatemala, no son diseñadas con el mismo nivel de importancia de la estructura principal, por falta de una normativa nacional específica para este tipo de elementos.

Generalmente las fachadas están formadas por muros de mampostería que solo soportan su propio peso y no le aportan ni rigidez ni resistencia significativa a la estructura principal, cualidad que las clasifica como elementos no estructurales.

En el diseño y la construcción, se le ha dado una limitada importancia, sin embargo, aunque no colapse la estructura principal, los elementos no estructurales pueden colapsar o voltearse durante un sismo, lo que puede provocar pérdidas de vidas y bienes materiales.

Estos muros deben diseñarse obedeciendo a las demandas sísmicas propias del lugar y las características del sistema sismo resistente principal del edificio. Para conocer las demandas sísmicas de Guatemala es necesario referirse a la norma AGIES (2010) *NSE2-10* y para clasificar el sistema sismo resistente a la norma AGIES (2010) *NSE3-10*.

Uno de los requisitos que debe cumplir una estructura sismo resistente es limitar la deformación a un valor máximo aceptable, este valor se debe calcular basado en la norma *NSE3-10* (AGIES, 2010). La razón de este límite es la

restricción de los desplazamientos de los elementos estructurales para proteger los elementos no estructurales, incluso a nivel post elástico.

La manera de controlar los desplazamientos laterales en un edificio es por medio de la rigidez, ya que estos son inversamente proporcionales a la rigidez $\frac{F}{K} = \Delta$, para una fuerza aplicada. Cuando las demandas sísmicas son altas requieren elementos de mayor tamaño y materiales de mayor resistencia.

Las fuerzas que deben resistir los elementos no estructurales son producto de la amplificación de movimiento sísmico de la estructura y que se transmite por medio de desplazamientos laterales a los que serán sometidos; por lo tanto, que, controlando la deformación lateral por piso del edificio y evaluando los efectos de amplificación del movimiento lateral se puede estimar la fuerza de diseño en estos elementos.

El análisis determina las fuerzas internas que se generan por las cargas externas producidas por desplazamiento lateral. Las condiciones de apoyo y la relación de esbeltez del muro son variables que influyen directamente en el resultado.

Los puntos de apoyo de estos elementos deben diseñarse para que garantice, que en el orden de falla el apoyo sea el último en ceder para proveer de seguridad estructural y estabilidad al muro.

En el plano principal de los muros su rigidez es considerablemente mayor, propiedad que puede ser contraproducente cuando al deformarse se generan grandes esfuerzos internos, la manera de reducirla es creando juntas que reducen y mejoran el control de fisuras.

- Delimitación del problema

¿Cuál? La investigación de las fachadas en sistemas de marcos de concreto sismo resistentes que cumplen con el control de derivas laterales por piso. Estas estructuras poseen la suficiente ductilidad para absorber energía de deformación y son capaces de proteger a los elementos no estructurales. El estudio se desarrolla únicamente con muros de mampostería con bloques de concreto o arcilla ya que es el sistema más utilizado, por facilidad de colocación, costo inicial y mantenimiento.

¿Dónde? Edificios en Guatemala utilizando las normativas nacionales, que permiten aplicar de manera compatible los reglamentos internacionales como ASCE 7-10 (2010) y MSJC (2011); complementa los parámetros de análisis y diseño de los elementos específicos con las características locales de los materiales.

¿Cómo? Se investigaron las técnicas constructivas, las bases para el análisis específico de estos elementos con las cuales se desarrolla un ejemplo práctico; se utilizan los dos métodos reglamentados de diseño, se respeta la filosofía de cada uno, se analizan y comparan los resultados finales. Primero se obtuvieron los esfuerzos admisibles versus las cargas de servicio; por último, las resistencias nominales reducidas versus las cargas mayoradas.

- Pregunta central de la investigación

¿Se puede diseñar una fachada formada con muros de mampostería, que además de soportar su propio peso, tenga la resistencia necesaria para soportar las fuerzas y desplazamientos laterales producidos durante un evento sísmico?

Para resolver el problema principal fue necesario dividirlo en los siguientes cuestionamientos auxiliares:

- ¿Qué características debe tener un muro para ser clasificado como apto para formar una fachada?
- ¿Cómo se realiza el análisis de carga para un elemento no estructural?
- ¿Cuáles son los métodos reglamentados de diseño para la mampostería?
- ¿Cómo deben calcularse los anclajes a la estructura principal?
- ¿Cuál es la ubicación y separación de las juntas para controlar las fisuras?

OBJETIVOS

General

Desarrollar un procedimiento técnico para el diseño de fachadas de edificios de marcos de concreto sismoresistentes, compuestas con muros de mampostería que considere las normas nacionales AGIES NSE (2010) y Coguanor (1985) y utilice de manera compatible los procedimientos de los reglamentos internacionales ASCE 7-10 (2010), ACI 318-14 (2014) y MSJC (2011).

Específicos

- Establecer los requisitos mínimos de diseño para fachadas de mampostería, clasificando los tipos de fachadas de acuerdo con su configuración.
- Integrar las cargas gravitacionales y laterales (sismo y viento), según las normas y los reglamentos que apliquen para su diseño.
- Establecer los métodos de diseño para los muros de mampostería basado en las normas y los reglamentos de diseño.
- Elaborar un ejemplo representativo de diseño de fachadas que utilice las herramientas desarrolladas en el trabajo de investigación.

- Comparar los resultados obtenidos con cada uno de los métodos descritos en el reglamento de diseño.

HIPÓTESIS

Las fachadas con muros de mampostería, con refuerzo mínimo y relación límite de esbeltez, no son adecuadas para resistir las demandas sísmicas que se producen debido a las aceleraciones y a los desplazamientos laterales, en estructuras de marcos de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Guatemala.

INTRODUCCIÓN

Las fachadas son la carta de presentación de un edificio, en ellas queda plasmado el estilo propio de la obra, envían un mensaje de bienvenida, distinción y admiración, es por eso para el diseñador, es uno de los elementos arquitectónicos más importantes del proyecto.

Aunado al diseño artístico, deben ser una barrera de protección contra las inclemencias del tiempo, que permite ventilación e iluminación natural con el fin de crear un ambiente agradable a sus habitantes. Razón por la cual deben escogerse los materiales adecuados que combinados puedan satisfacer los requisitos anteriores.

En esa búsqueda por estilizar, dar volumen y geometría, se generan nuevos retos que garanticen la seguridad estructural sin sacrificar la esencia del diseño arquitectónico.

A nivel estructural estos elementos no son parte de la estructura principal, pero no por eso dejan de tener una importancia en el diseño, por lo que se clasifican como elementos no estructurales.

Pueden estar formados por muros de mampostería reforzada, cortinas de vidrio, paneles prefabricados, entre otros. Por lo anterior, el presente documento se centra en la investigación de fachadas con muros de mampostería, que representa la tipología más usada en los edificios actualmente.

Este es un trabajo investigativo, por lo que no se realizan pruebas de mampostería, sino se analizó la metodología de diseño en sí de los muros que componen una fachada. Se tratan los temas relacionados a la mampostería para conocer los lineamientos y procesos de esta, tanto en clasificación como en diseño.

En el capítulo uno se hace referencia a los aspectos generales de la mampostería, sus aplicaciones, los elementos que la componen, así como los requisitos mínimos tanto para las unidades, la selección de materiales, la resistencia requerida a compresión, los espesores mínimos y la cuantía de refuerzo requerido, todo esto basado en la norma AGIES NSE (2010) y la norma Coguanor.

Seguidamente en el capítulo dos se menciona el análisis estructural desde sus demandas mínimas de cargas gravitacionales y la integración de las cargas laterales como lo son el sismo y el viento, además se incluyen las fuerzas que se inducen en el muro por cambios de temperaturas.

Posteriormente en el capítulo tres, se explica cómo debe ser el cálculo de los elementos aplicando los dos métodos ASD y LRFD, basados en el MSJC. (2011), *Manual de mampostería reforzada* y el *Código de diseño de estructuras de mampostería*. Se establecen los requisitos sismorresistentes para el control de esbeltez y distribución del refuerzo, el diseño de los anclajes y las juntas sísmicas para control de fisuración.

Luego en el capítulo cuatro, se desarrolló un ejemplo que utiliza ambos métodos de diseño, tomando las consideraciones específicas de los muros que forman parte de las fachadas, basado en el método reglamentado para la integración de carga sísmica que aplica a estos elementos según ASCE 7-10

(2010), que revisa el control de derivas laterales con respecto al edificio, y diseña la mampostería y los anclajes con base en las reacciones que debe soportar.

Por último, en el capítulo cinco se realizó un análisis comparativo entre las cargas laterales de sismo y viento para determinar cuál predomina en el diseño para edificios de diferentes alturas.

1. DEFINICIONES DE MAMPOSTERIA Y SUS MATERIALES

1.1. Definiciones básicas

Las fachadas compuestas con muros de mampostería estructural se forman por las uniones vertical y horizontal de piezas denominadas bloques. Este levantado es conocido normalmente como pared y cumple la principal función de separar dos ambientes total o parcialmente.

La técnica ha sido utilizada desde la prehistoria y a lo largo de los años se ha ido perfeccionando, integrando materiales como el acero y morteros de pega, que han mejorado el comportamiento estructural, además de reducir los costos al aumentar su productividad en el levantado.

La norma AGIES (2010) *NSE4-10, Requisitos prescriptivos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles*, se refiere a esta técnica como la más utilizada a nivel mundial para el levantado de muros por:

- Facilidad constructiva
- Versatilidad en la delimitación de ambientes
- Bajo costo comparado con muros sólidos de concreto

La facilidad constructiva se refiere a un proceso tan sencillo como unir las piezas de un rompecabezas en donde todas coinciden unas con otras. Esto porque fueron hechas con el mismo molde y tomando como base medidas estándares para casar las unidades.

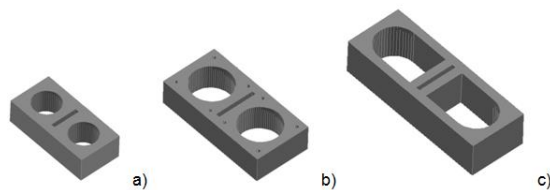
La versatilidad para delimitar ambientes es una cualidad, que permite modular todas las dimensiones que sean posibles con el uso de unidades totales, parciales o complementándose con pequeños elementos de concreto reforzado.

Los costos de construcción de muros de mampostería son menores, porque se minimizan los costos de concreto, formaleta, mano de obra, entre otras. Y aunque en construcciones en serie estos valores pueden variar, en levantados individuales, la formaleta y el concreto siguen siendo determinantes en el costo final de la construcción.

El éxito de este sistema constructivo depende fundamentalmente de las unidades, con base en la norma AGIES (2010), *NSE 7.4 Mampostería reforzada*, básicamente son dos tipos de unidades disponibles para construcción:

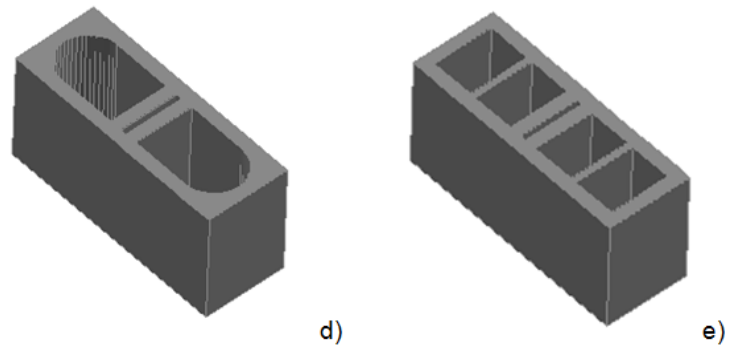
Unidades de ladrillo: son formados por un proceso de cocido de barro, donde se obtienen características propias como refracción, acústica, alta resistencia, acabado final arquitectónico, entre otros.

Figura 1. **Unidades de ladrillo tubular**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

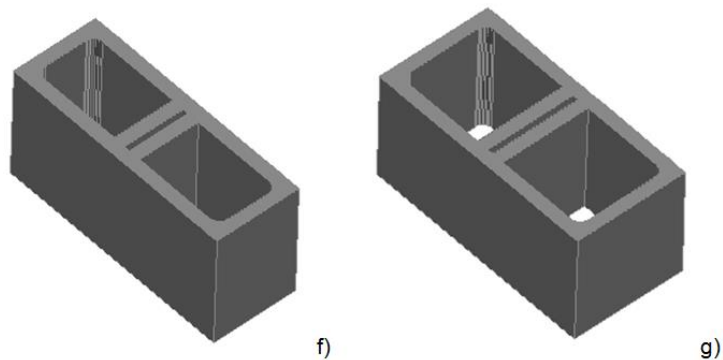
Figura 2. **Unidades de *block* de ladrillo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

- Unidades de concreto: son formadas por un proceso de fundición y compactación del concreto; sus características propias son: la variabilidad en la proporción de la mezcla, que permite obtener diferentes resistencias según sea el propósito del levantado; combinación perfecta con elementos fundidos, repellos, cernidos, entre otros.

Figura 3. **Unidades de *block* de concreto**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2019.

Las dimensiones estándar de las unidades de mampostería se resumen en la tabla I.

Tabla I. **Dimensiones estándares de unidades de mampostería**

Unidades de mampostería		Dimensiones (cm)
a	Ladrillo tubular	11 x 6,5 x 23
b	Ladrillo tubular	14 x 9 x 29
c	Ladrillo tubular	14 x 9 x 39
d	Block de ladrillo	14 x 19 x 39
e	Block de ladrillo	14 x 19 x 39
f	Block de concreto	14 x 19 x 39
g	Block de concreto	19 x 19 x 39

Fuente: elaboración propia.

El mortero de pega se utiliza para formar lo que se conoce como sisa; existen varias técnicas desde la mezcla hasta la forma del acabado final. La norma AGIES (2010), *NSE7.4 Mampostería reforzada*, hace mención del tamaño mínimo y máximo del espesor de estas sisas, con un intervalo de 0,7cm a 1,3cm siendo lo más común 1,0cm.

Los componentes de la mezcla del mortero de pega determinan la resistencia final a la compresión de la mampostería; esta es inversamente proporcional a la cantidad de cal que se agregue a la proporción volumétrica de la mezcla. La norma Coguanor (2000), *NTG 41055* indica el método para calcular la resistencia a la compresión de los bloques de concreto.

Para lograr un mejor acabado final y obtener una mezcla más consistente es necesario incluir cal en la mezcla, pero para que esta no reduzca significativamente la resistencia a la compresión debe ser usada estratégicamente en cantidades mínimas.

Además de los morteros de pega existe el graut, una mezcla de cemento y agregados finos, que puede incluir agregados gruesos de menor tamaño; su principal función es ser una mezcla fluida con la cualidad de llenar fácilmente todos los espacios vacíos de las unidades donde se requiera.

En las construcciones recientes, los tabiques livianos formados con tablas de yeso han ganado aceptación en las paredes interiores de los edificios por la facilidad de instalación, remoción y principalmente por la disminución drástica de su peso hasta un 85% comparado con un muro de levantado tradicional. En las fachadas este no es el caso, debido a que se deben cumplir varias funciones adicionales como:

- Protección a la intemperie (sol, sereno, lluvia, entre otros.)
- Aislamiento sonoro
- Aislamiento térmico
- Durabilidad y facilidad de mantenimiento
- Capacidad de soportar presión lateral de viento
- Capacidad de soportar desplazamientos laterales cíclicos por sismo

Basado en el *Manual técnico de diseño*, Goldberg. (1998), existen principalmente tres tipos de fachadas formadas con muros:

- Muros de carga
- Muros no de carga
- Muros cortina

Los muros de carga soportan además de su peso propio todas las cargas gravitacionales por ocupación y cargas temporales como viento y sismo; estos forman parte de la estructura principal del edificio. Por lo mismo este tipo de fachada se limita a edificios de pocos niveles y baja altura total. Un ejemplo es el muro exterior de un edificio tipo cajón.

Los muros de no carga se refieren a los muros que solo soportan su peso propio y poseen cimentación. Estos muros pueden o no estar sujetos lateralmente. En esta clasificación entran los muros perimetrales, los forros de bodegas y edificios de poca altura.

Los muros cortina al igual que los muros de no carga solo soportan su peso propio y se sujetan al edificio de piso a piso. La carga se transmite a las losas o vigas perimetrales y no se va acumulando en los pisos inferiores. Con estos muros se forran los edificios de mediana y gran altura.

En Guatemala existen varias normas de seguridad estructural relacionadas con la mampostería y se complementan con reglamentos Internacionales, para el diseño de estos elementos.

1.2. Especificaciones de materiales

Los materiales deben de cumplir con características registradas en los normativos, entre estas las especificaciones físicas y geométricas.

1.2.1. Morteros

El mortero es una mezcla que se utiliza para unir los bloques de la mampostería. Es de gran importancia porque al pegar las unidades forman el elemento estructural final. Dicha mezcla se forma a partir de cemento, arena y algunas veces cal, el volumen de agua generalmente no es un punto crítico, porque la resistencia deseada es baja en comparación con un concreto normal. Según AGIES (2010), “la dosificación de la mezcla deberá proveer las condiciones que permitan su trabajabilidad, capacidad de retención de agua, durabilidad y deberá contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural” (p. 4).

1.2.2. Graut

El graut es una mezcla parecida al mortero con la diferencia que debe ser más fluida para que pueda ingresar en las celdas de las unidades, su aplicación específica es en los muros con refuerzo interior. Es necesario que la mezcla contenga suficiente agua para que al ser fluida ingrese totalmente y no queden espacios vacíos en las celdas, así el refuerzo queda bien adherido.

1.2.3. Acero de refuerzo

Las barras longitudinales de refuerzo deben ser corrugadas y estar distribuidas en ambas direcciones, por facilidad cuando la mampostería es

confinada el refuerzo se concentra en mochetas (verticales) y soleras (horizontales) y cuando la mampostería es integral en pines (verticales) y soleras (horizontales). Todas las barras deben cumplir con la norma ASTM A615 o ASTM A706.

1.2.4. Propiedades de los materiales

La propiedad de los materiales se mide matemáticamente por las ecuaciones establecidas en base a la experimentación normada para el cálculo de cada especificación.

1.2.4.1. Resistencia a la compresión del mortero

La resistencia a compresión del mortero debe ser mayor a la resistencia final de la mampostería, para obtener este resultado se debe respetar una proporción volumétrica. AGIES (2010) indica: “los morteros con base a su capacidad compresiva y de adherencia se clasifican en tres tipos: I, II, o III” (p.6). En la tabla II se muestran las proporciones volumétricas.

Tabla II. Resistencia a compresión del mortero

Tipo de mortero	Proporción volumétrica			Resistencia a la compresión
	Cemento	Cal	Arena	
I	1,00	-	No menos de 2,25 y no más de 3 veces el volumen de cemento + cal.	175 kgf/cm ²
II	1,00	de 0,25 a 0,50		125 kgf/cm ²
III	1,00	de 0,50 a 1,25		50 kgf/cm ²

Fuente: AGIES (2010). NSE7.4 Mampostería reforzada.

1.2.4.2. Resistencia a compresión del graut

Para el graut deberá diseñarse la mezcla, tomando en cuenta las proporciones volumétricas del cemento, la arena y la grava o pedrín fino. Según AGIES (2010) “sus valores máximo y mínimo, a los 28 días, deberá ser de 1,5 y 1,2 veces la resistencia a compresión de la mampostería respectivamente” (p. 6).

1.2.4.3. Resistencia a compresión de la mampostería

La resistencia que se utiliza para el diseño de la mampostería es una resistencia basada en áreas netas de los bloques.

Se denomina como: f_m y se determina mediante pruebas de prismas en un laboratorio.

Existen clasificaciones estándares de resistencias según el tipo de unidad proporcionada por el fabricante y el mortero utilizado. A continuación, se presentan dichos valores en tabla III.

Tabla III. **Resistencia a compresión mampostería de bloques de concreto**

f'p (kgf/cm²)	f'm (kgf/cm²)		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
25	15	10	10
50	35	25	20
75	65	50	40
125	90	80	70

Fuente: AGIES (2010). *NSE7.4 Mampostería reforzada.*

$$f'm = \frac{2}{3} \cdot f'p \cdot \frac{Ae}{An} \quad (\text{Ecuación 1})$$

- No mayor de

$$f'm \leq 0,95 \cdot f'p \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

- f'p= resistencia a compresión sobre el área bruta.
- f'm= resistencia a la compresión especificada
- Ae= área efectiva del bloque de concreto
- An=área neta del bloque de concreto

1.2.4.4. Módulo de elasticidad de la mampostería

El módulo de elasticidad de la mampostería se denomina E_m y se calcula con base en la resistencia a compresión f'_m , de la siguiente manera:

- Módulo de elasticidad

$$E_m = 750 \cdot f'_m \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

- E_m : módulo de elasticidad de la mampostería en kg/cm^2
- f'_m : resistencia a la compresión de la mampostería sobre área neta, en kg/cm^2

1.2.4.5. Módulo de cortante de la mampostería

El módulo de cortante para la mampostería se denomina " E_v ", y se calcula con base en el módulo de elasticidad E_m , de la siguiente manera:

- Módulo de cortante

$$E_v = 0,4 \cdot E_m \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde:

- E_v = módulo de cortante de la mampostería, en kgf/cm^2

- E_m = módulo de elasticidad de la mampostería en kgf/cm^2

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA CLASIFICADOS COMO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

2.1. Cargas gravitacionales

Las cargas inducidas por la gravedad se transmiten en dirección vertical hacia abajo, perpendicular a la superficie o elemento estructural, entre estas, carga muerta y carga viva.

2.1.1. Carga muerta

Las cargas muertas corresponden a los elementos fijos ya sean estructurales o no estructurales, que pueden ser cuantificadas en función de su densidad y volumen conocidos, y por lo mismo este tipo de carga no representa una mayor variación en el valor total. Los muros de mampostería estructurales y no estructurales entran en esta clasificación.

Las fachadas en un edificio generalmente se apoyan en el elemento de borde, y la carga la transfieren de manera lineal a la estructura principal. Es importante este tipo de carga porque el muro debe autosoportarse incluyendo con todos sus elementos fijos como ventanas, sillares, dinteles, entre otros.

2.1.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son las cargas de ocupación, a diferencia de las cargas muertas, estas se clasifican según el uso que se le dé al edificio.

A diferencia de las cargas muertas, las cargas vivas son muy variables.

2.2. Carga sísmica

La carga sísmica se origina por los movimientos tectónicos en la corteza terrestre, en Guatemala geográficamente se ubican tres placas tectónicas importantes.

2.2.1. Aspectos sísmicos

Para integrar la carga de sismo que afecta los muros fachada es necesario establecer un nivel de protección sísmica que se requiere según las condiciones sísmicas específicas del lugar y la clasificación de la obra.

2.2.1.1. Índice de sismicidad

El índice de sismicidad (I_0) es un valor que hace referencia a la clasificación de la zona que por las condiciones geológicas se pueden generar amenazas sísmicas; en Guatemala, existen zonas con índices de sismicidad $I_0=2$ a $I_0=4$, siendo esta última la de mayor severidad.

Para calcular el espectro de diseño sísmico se deben obtener los valores específicos del índice de sismicidad, según AGIES (2010) en el “listado de amenaza sísmica por municipios” (p. 55).

Con el valor característico del índice de sismicidad (I_0), se determina qué nivel de protección mínimo que debe poseer la estructura y con qué valores de parámetros para sismo extremo debe calcularse el espectro de diseño.

2.2.2. Nivel mínimo de protección

El nivel mínimo de protección sísmica se establece en la tabla IV:

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

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 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

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales.*

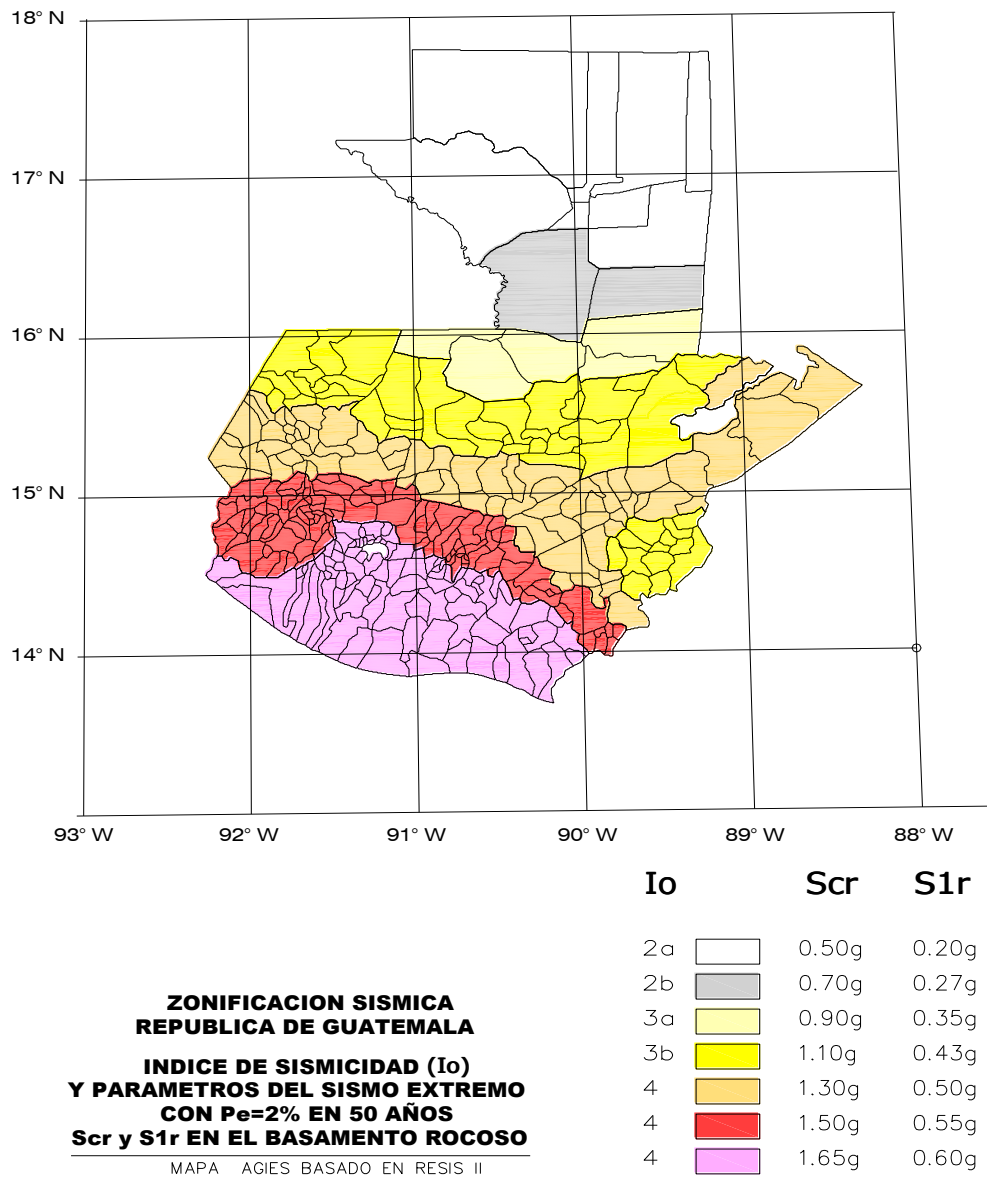
2.2.3. Parámetros espectrales

Los parámetros espectrales iniciales S_{cr} y S_{1r} , representan la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo respectivamente para el sismo extremo.

Estos valores pueden obtenerse en la siguiente gráfica del mapa de zonificación sísmica de la República de Guatemala.

Dichos parámetros se pueden obtener de AGIES (2010) en el “listado de amenaza sísmica por municipios” (p. 55).

Figura 4. **Mapa de zonificación sísmica de la república de Guatemala**



Fuente: AGIES (2010) NSE2-10 Demandas estructurales.

2.2.4. Ajuste por clase de sitio

Los valores espectrales deberán ser modificados tomando en cuenta la clasificación del suelo en dicho lugar. Los valores S_{cr} y S_{1r} se multiplicarán por factores adimensionales que dependen del tipo de suelo y el índice de sismicidad, para ello se utilizarán las siguientes fórmulas:

- Coeficiente espectral S_{cs}

$$S_{cs} = S_{cr} \cdot F_a \quad (\text{Ecuación 5})$$

- Coeficiente espectral S_{1s}

$$S_{1s} = S_{1r} \cdot F_v \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde:

- S_{cr} = ordenada espectral del sismo extremo para períodos cortos, en g
- F_a = coeficiente de sitio para períodos cortos
- S_{cs} = ordenada espectral del sismo extremo ajustada a la clase de sitio para períodos cortos, en g
- S_{1r} = ordenada espectral sismo extremo para períodos de 1 segundo, en g

- F_v = coeficiente de sitio para periodos largos
- S_{1s} = ordenada espectral del sismo extremo ajustada a la clase de sitio para períodos largos, en g

Los coeficientes de sitio F_a y F_v se listan en las tablas V y VI:

Tabla V. **Coeficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
A, B	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				

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales*.

Tabla VI. **Coefficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
A, B	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				

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales*.

2.2.5. Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos donde el estudio geotecnio lo solicite se ajustarán los valores de S_{cr} y S_{1r} de la siguiente manera:

- Coeficiente espectral S_{cs}

$$S_{cs} = S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a \quad (\text{Ecuación 7})$$

- Coeficiente espectral S_{1s}

$$S_{1s} = S_{1r} \cdot F_v \cdot N_v \quad (\text{Ecuación 8})$$

Donde:

- Na = factor de proximidad de amenazas especiales para períodos cortos
- Nv = factor de proximidad de amenazas especiales para periodos largos
- Scs, S1s, Scr, S1r, Fa y Fv se describen en las ecuaciones 5 y 6.
- Los coeficientes Na y Nv se listan en las tablas VII, VIII y IV.

Tabla VII. **Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de crecimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad	$M_o \geq 7,0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7,0$ $M_o < 7,0$ $M_o \geq 6,5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6,5$	$TC < 2$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales*.

Tabla VIII. **Factor Na para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales.*

Tabla IX. **Factor Nv para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales.*

2.2.6. Clasificación de sitio

La clasificación de sitio se establece a partir del perfil del suelo, según AGIES (2010) *NSE2-10*. Existen las siguientes categorías: A, B, C, D, E o F.

2.2.6.1. Perfil de suelo de los sitios clase A, B

Este tipo de suelo es manto rocoso y que generalmente es un suelo muy denso, para ambos casos es conservador clasificarlo como B.

2.2.6.2. Perfil de suelo de los sitios clase F

En esta clasificación entran los suelos que no son estables y que durante un evento sísmico pueden deslizarse, asentarse excesivamente y colapsar, por eso requieren un tratamiento especial. Este tipo de suelo además de presentar muchas limitantes al proyecto, los factores que se deben usar para integrar el espectro de diseño son mayores, dando como resultado una carga sísmica de diseño de mayor de magnitud.

2.2.6.3. Perfil de suelo en los sitios clase C, D o E

Los suelos más comunes en Guatemala son los que no se clasifican ni como clase A, B ni como clase F, basado en AGIES (2010). Se clasificará el sitio con la tabla X:

Tabla X. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de sitio		V _{ps} todo el perfil	N _p todo el perfil	N _{nc} sector no cohesivo	S _{uc} sector cohesivo
A B	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 2 kgf/cm ²
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	2 a 5 kgf/cm ²
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 5 kgf/cm ²
F	Suelo con problemas especiales				

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales*.

2.2.7. Período de transición

Se conoce como periodo de transición al periodo donde cambian de los periodos cortos a los periodos largos:

- Período de transición

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde:

- T_s = periodo de transición, en seg

- S1s, Scs se describe en las ecuaciones 3 y 4

2.2.8. Espectros de diseño

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Tabla XI. Factores de escala

Sismo de diseño	Probabilidad	Factor de escala
Sismo ordinario	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,66$
Sismo severo	5% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 0,80$
Sismo extremo	2% de probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d = 1,00$
Sismo mínimo	Condición de excepción	$K_d = 0,55$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10 Demandas estructurales*.

Parámetros espectrales de diseño

- Parámetro espectral Scd.

$$Scd = K_d \cdot Scs \quad (\text{Ecuación 10})$$

- Parámetro espectral S1d

$$S1d = K_d \cdot S1s \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde:

- K_d = factor de escala que depende del sismo de diseño
- S_{cd} = ordenada espectral de diseño para períodos cortos, en g
- S_{1d} = ordenada espectral de diseño para períodos de 1 segundo, en g
- S_{1s} y S_{cs} se describen en las ecuaciones 7 y 8

Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración T , se definen con:

- Ordenada espectral períodos cortos

$$S_a(T) = S_{cd}; \text{ cuando } T \leq T_s \quad (\text{Ecuación 12})$$

- Ordenada espectral periodos mayores a 1 segundo

$$S_a(T) = S_{1d}/T; \text{ cuando } T > T_s \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde:

- $S_a(T)$ = función espectral de diseño con relación al período de vibración, en g

- T = Período de vibración, en seg
- Scd y S1d= se describen en las ecuaciones 8 y 9

2.2.9. Sismo vertical de diseño

- Componente de sismo vertical

$$S_{vd} = 0,15 S_{cd} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde:

- Svd = Factor vertical del sismo de diseño aplicado a la carga muerta, en g
- Scd = se describe en la ecuación 8

2.2.10. Análisis sísmico de elementos no estructurales

Para componentes no estructurales, que están permanentemente sujetos a la estructura principal se les debe asignar la misma categoría de diseño sísmico de la estructura principal. En ASCE 7-10 (2010) se establecen los lineamientos para calcular la carga lateral que deben resistir específicamente este tipo de elementos.

2.2.10.1. Factor de importancia

A los componentes no estructurales, que se clasifiquen en los siguientes renglones el factor de importancia debe ser: $I_p = 1,5$.

- Componentes que cumplan la función de salva guardar la integridad del edificio luego de un sismo como el sistema de protección contra incendios y escaleras de emergencia, entre otros.
- Componentes que contengan sustancias tóxicas, explosivas o sustancias que pongan en riesgo la salud de las personas si se escapan del elemento no estructural.
- Componentes que están sujetos a una estructura de categoría esencial y que es necesario que continúe en operación luego de un evento sísmico.
- A todos los demás componentes que no se clasifiquen en el anterior listado pueden ser clasificados con un $I_p=1,0$.

2.2.10.2. Fuerza sísmica de diseño

La fuerza sísmica horizontal de diseño (F_p) debe ser aplicada al centro de gravedad del elemento no estructural.

La fuerza debe ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

- Fuerza sísmica horizontal

$$F_p = \frac{0,4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (\text{Ecuación 15})$$

- F_p no necesita ser mayor de:

- Fuerza sísmica horizontal máxima

$$F_p = 1,6 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 16})$$

- F_p no debe ser menor de:

$$F_p = 0,3 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 17})$$

Donde:

- F_p = fuerza sísmica de diseño, en kgf
- $S_{DS} = S_{CD}$ = aceleración espectral para períodos cortos, en g
- a_p = factor de amplificación del elemento que puede variar de 1,00 a 2,50
- I_p = factor de importancia del elemento que puede variar de 1,00 a 1,50
- W_p = peso del elemento, en kgf
- R_p = factor de modificación de respuesta que puede variar de 1,00 a 12 según la tabla 31
- z = altura de la estructura al punto de sujeción del elemento con respecto a la base, en m. Para elementos en o debajo de la base z debe tomarse como 0. La relación z/h no debe exceder de 1,0
- h = altura promedio del techo de la estructura con respecto a la base, en m. La fuerza F_p se aplica independientemente en al menos dos direcciones ortogonales en combinación con las cargas de servicio asociadas al elemento. Para elementos verticales en

voladizo, la F_p se aplica en cualquier dirección horizontal, se tomar en cuenta la componente vertical del sismo $\pm 0,20 \text{ SDS } W_p$. El factor ρ es permitido tomarlo igual a 1 y el factor Ω_0 , no aplica

Tabla XII. **Coeficientes de elementos arquitectónicos no estructurales**

Elemento arquitectónico	ap	Rp
Muro interior no estructural		
Muros de mampostería sin refuerzo	1,0	1,5
Otros muros y particiones	1,0	2,5
Elementos en voladizo sujetos debajo de su centro de masa		
Parapetos y muros interiores en voladizo	2,5	2,5
Chimeneas sujetas lateralmente	2,5	2,5
Elementos en voladizo sujetos debajo de su centro de masa		
Parapetos	1,0	2,5
Chimeneas	1,0	2,5
Muros exteriores	1,0	2,5
Muros exteriores no estructurales y sus conexiones		
Muro	1,0	2,5
Sistema de anclaje	1,25	1,0

Fuente: ASCE 7-10 (2010). *Nonbuilding structures*.

2.2.11. Fuerza sísmica de diseño por el método de esfuerzos permisibles

ASCE 7-10 (2010) muestra cómo utilizar la fuerza sísmica horizontal de diseño (F_p) multiplicada por 0,70 para el método de diseño ASD, en combinación de las cargas muertas, vivas, y de operación.

Al comparar con las combinaciones propuestas en AGIES (2010), deben cambiarse por: $M + V + 0,7 \text{ sismo}$.

2.2.12. Derivas laterales

La deriva lateral es la relación entre el desplazamiento horizontal producido por la carga sísmica y la altura por nivel, la deriva lateral se debe calcular por nivel y en ambas direcciones.

La carga sísmica utilizada para calcular el desplazamiento horizontal es la del sismo a nivel de cedencia o último. Como es un valor adimensional, por facilidad se interpreta como un porcentaje de la altura.

2.2.12.1. Progresión de desplazamientos y derivas

Para determinar la deriva lateral producida por la carga sísmica es necesario calcular primero la deformación a nivel elástico, utilizando el sismo de cedencia determinado con el espectro sísmico de diseño ya sea calculado con el método dinámico o con el método estático equivalente y ajustado con el factor de reducción R según sea su ductilidad, AGIES (2010) la denomina como δ_c , donde c significa cedencia

El último paso es convertir la deformación lateral a nivel post elástico, donde la estructura alcanzará su deformación última.

Empíricamente se obtiene de:

- Desplazamiento en el rango post elástico

$$u = Cd \cdot \delta_c \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde:

- C_d = coeficiente de amplificación de deformación lateral
- δ_u = desplazamiento lateral a nivel post elástico, en cm
- δ_c = desplazamiento lateral a nivel elástico, en cm

Como la evaluación debe realizarse por nivel, al desplazamiento acumulado del nivel evaluado se debe restar el desplazamiento acumulado del nivel inferior, esto con el fin de obtener la deformación solo del nivel evaluado.

2.2.12.2. Derivas últimas máximas tolerables

Existe un límite para la deriva lateral última, y esto es para que la estructura posea suficientes elementos estructurales. En la tabla XIII se muestran los valores:

Tabla XIII. Derivas últimas máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	Ordinaria	Importante	Esencial
Edificaciones de mampostería reforzada hasta 4 niveles	0,007hp	0,007hp	0,007hp
Edificaciones hasta la altura permitida sin ascensor	0,025hp	0,025hp	0,020hp
Edificaciones en general	0,020hp	0,020hp	0,015hp
hp es la altura del piso para el que se calcula la deriva			

Fuente: AGIES (2010). NSE3-10.

2.2.12.3. Desplazamientos sísmicos relativos para elementos no estructurales

Los desplazamientos sísmicos relativos para los elementos no estructurales deben ser considerados con los desplazamientos de la estructura principal para la deformación última. Los desplazamientos sísmicos relativos D_{pl} , se calculan de acuerdo a:

- Desplazamiento sísmico relativo

$$D_{pl} = D_p I_e \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde:

- D_{pl} = desplazamiento sísmico relativo
- I_e = factor de importancia
- D_p = desplazamiento lateral

2.2.12.4. Desplazamientos entre niveles de elementos no estructurales

Para los elementos no estructurales se debe calcular la diferencia del desplazamiento en los dos puntos de sujeción, uno en la altura h_n y otro en la altura h_{n-1} , D_p debe ser determinado en:

- Desplazamiento del nivel n

$$Dp = \Delta_n - \Delta_{n-1} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Donde:

- Dp = desplazamiento lateral por nivel
- Δ_n = desplazamiento lateral del nivel n
- Δ_{n-1} = desplazamiento lateral del nivel n-1

2.2.13. Desplazamiento máximo por sismo

El desplazamiento máximo provocado por sismo según ACI 318-14 (2014):

- Revisión desplazamiento máximo

$$\Delta s = \frac{Fp}{Em \cdot L} \left[\frac{1}{4 \cdot \sqrt{5}} \cdot \left(\frac{Hm}{t} \right)^3 \cdot 3 \left(\frac{Hm}{t} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

- Δs = desplazamiento máximo por sismo, en cm
- Fp = fuerza horizontal en kgf
- Em = módulo de elasticidad en kgf/cm²
- L = longitud de muro en cm

- t =ancho de muro en cm

2.3. Carga de viento

Como las fachadas son elementos exteriores, están expuestos a las cargas de viento, por lo que deben ser evaluadas para resistir esta condición, el efecto del viento es una carga lateral que no se combina con el sismo, y debe ser diseñada para resistir empujes o succiones según sea la condición crítica y se debe suponer que esta puede actuar en cualquier dirección.

En las fachadas pueden producir además presiones interiores, donde el viento puede ingresar por ventanas o rejillas de ventilación, por lo que es necesario considerar ambas presiones en el diseño.

2.3.1. Exposición

Para calcular la presión del viento es necesario clasificar el sitio, basado en varios factores que determinan el nivel de exposición de la B a la D, siendo D la más expuesta.

- Exposición B

El edificio estará rodeado de otras edificaciones y estas no estarán aisladas o con áreas libres extendidas.

- Exposición C

El edificio estará en un sitio plano y aislado, tendrá edificaciones cercanas.

- Exposición D

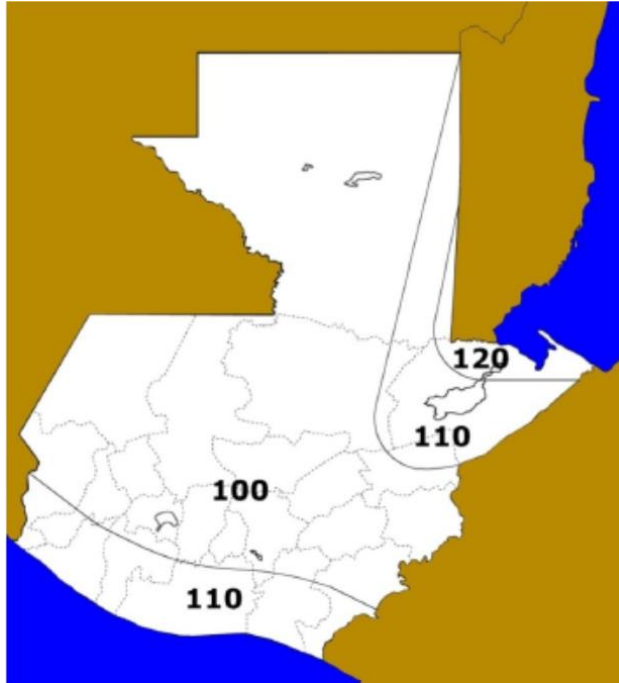
Es la exposición crítica en donde el mapa indica velocidades básicas del viento de 120 km/h o mayores y en un sitio plano y aislado.

2.3.2. Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento se establece en base a datos estadísticos registrados donde la velocidad del viento tiene una probabilidad de ser excedido anualmente en un 2 % a una altura de 10 m y a una exposición C.

La velocidad básica del viento se obtiene del mapa desarrollado por AGIES, (2010), que se muestra a continuación:

Figura 5. **Mapa de velocidad del viento**



Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

2.3.3. **Presiones para el diseño de viento**

El viento genera una presión de diseño que se obtiene de la siguiente ecuación, aplica para los elementos estructurales y no estructurales expuestos.

- Presión de diseño de viento

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I \quad (\text{Ecuación 22})$$

Donde:

- P = presión de diseño de viento, en kgf/m^2
- C_e = coeficiente de exposición
- C_q = coeficiente de presión para la estructura o parte de ella
- q_s = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros
- I = índice de importancia

Tabla XIV. **Coeficiente de exposición**

Altura sobre el nivel promedio del terreno (m)	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4,5	1,39	1,06	0,62
6,0	1,45	1,13	0,67
7,5	1,50	1,19	0,72
9,0	1,54	1,23	0,76
12,0	1,62	1,31	0,84
18,0	1,73	1,43	0,95
24,0	1,81	1,53	1,04
30,0	1,88	1,61	1,13
36,0	1,93	1,67	1,20
48,0	2,02	1,79	1,31
60,0	2,1	1,87	1,42
90,0	2,23	2,05	1,63
120,0	2,34	2,19	1,80

Fuente: AGIES (2010). NSE2-10.

Tabla XV. **Coeficiente de presión C_q**

Estructura o parte de ella	Descripción	Factor C_q
Estructuras y sistemas primarios	Muros	
	Muros en barlovento	0,8 hacia adentro
	Muros en sotavento	0,5 hacia fuera
Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	Elementos de Muros:	
	Todas las estructuras	1,2 hacia dentro
	Estructuras encerradas y no encerradas	1,2 hacia fuera
	Estructuras parcialmente encerradas	1,6 hacia fuera
	Parapetos	1,3 hacia dentro o hacia fuera

Fuente: AGIES (2010). NSE2-10.

Tabla XVI. **Presión de remanso del viento q_s**

Velocidad básica del viento (km/h)	100	110	120
Presión (kgf/m ²)	48	58	69

Fuente: AGIES (2010). NSE2-10.

2.3.4. Desplazamiento máximo por viento

El desplazamiento máximo provocado por viento según ACI 318-14 (2014):

- Revisión desplazamiento máximo

$$\Delta v = \frac{F_w * H}{E_m * L} \left[\frac{12}{185} \cdot \left(\frac{Hm}{t} \right)^3 \cdot 3 \left(\frac{Hm}{t} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 23})$$

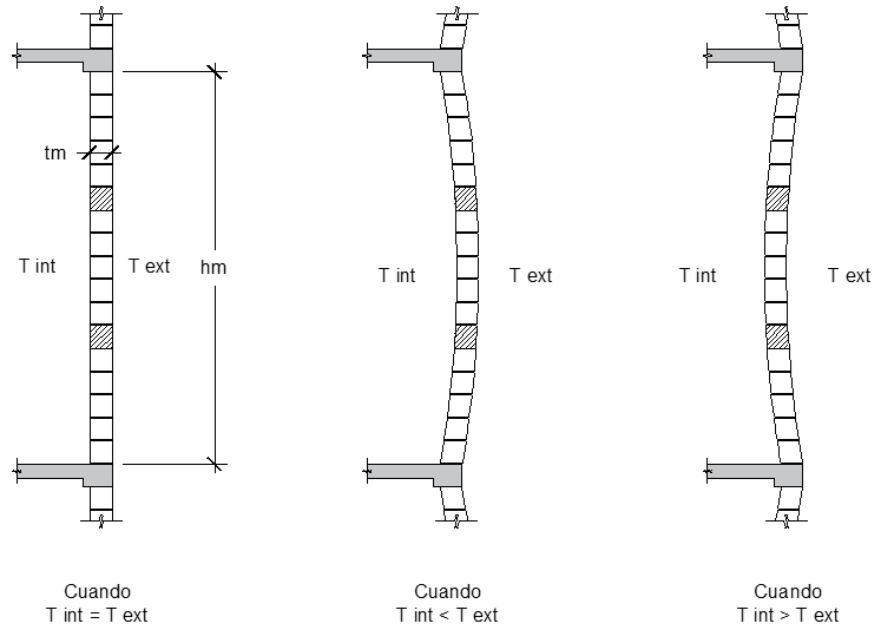
Donde:

- Δv = desplazamiento máximo por viento, en cm
- F_w = fuerza de viento en kgf
- E_m = módulo de elasticidad en kgf/cm²
- L = longitud de muro en cm
- t = ancho de muro en cm
- H = altura en cm.

2.4. Carga producida por cambios de temperatura

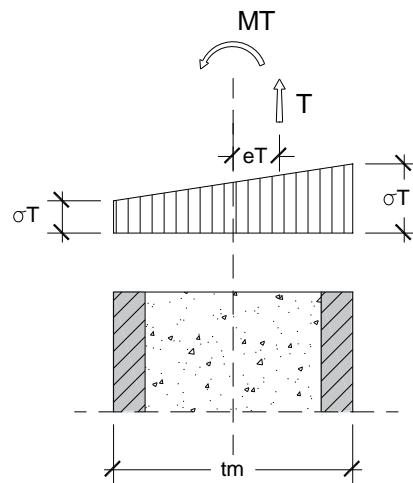
Las fachadas son elementos que se encuentran expuestos a cambios de temperatura drásticos en lapsos de tiempo cortos, el efecto por incremento de temperatura es que el muro se dilate e incremente su longitud, y por el contrario si la temperatura disminuye el muro se contrae. Estas dilataciones y contracciones en el muro inducen esfuerzos internos de tracción o compresión y si el cambio de temperatura ocurre más en una cara del muro induce esfuerzos combinados, axial y flexión.

Figura 6. **Comportamiento típico de muro por cambio de temperatura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 7. **Diagrama de esfuerzos inducidos por cambio de temperatura**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

El esfuerzo por temperatura se calcula a partir de la deformación que se produce por cambio de temperatura en la dirección del elemento con el módulo de elasticidad del material.

- Deformación térmica en el muro

$$\delta T = \Delta T \cdot \alpha \cdot Hm \quad (\text{Ecuación 24})$$

- Esfuerzo de temperatura:

$$\sigma T = \Delta T \cdot \alpha \cdot Em \quad (\text{Ecuación 25})$$

Donde:

- ΔT = cambio de temperatura
- α = coeficiente térmico
- δT = deformación térmica
- σT = esfuerzo por temperatura

3. DISEÑO DE MAMPOSTERÍA

3.1. Metodología ASD, ACI 530-11

El primer método de diseño se basa en utilizar factores de seguridad, para que los elementos trabajen de manera conservadora.

El principio del diseño es el siguiente:

$$\Sigma Q_i \leq F_{adm} \quad (\text{Ecuación 26})$$

Donde:

- Q_i = esfuerzo por efecto de carga de servicio
- $F_{adm} = F_i/F.S.$ = esfuerzo admisible del material
- F_i = esfuerzo límite del material
- F.S. = factor de seguridad

3.1.1. Filosofía de diseño

- Existe compatibilidad de las deformaciones entre el refuerzo, el graut y la mampostería.

- La deformación en el refuerzo y la mampostería son directamente proporcional a las distancias desde el eje neutro.
- Los esfuerzos son linealmente proporcionales con la deformación unitaria.
- Los esfuerzos se desarrollan en el rango elástico.
- Los esfuerzos de la mampostería a tracción no contribuyen a la capacidad por flexión.

3.1.2. Combinaciones de cargas de servicio, método ASD

Las combinaciones de cargas permiten el uso de factores para incrementar o disminuir la carga según la capacidad de resistencia que se evalúa en el elemento estructural.

Tabla XVII. **Combinaciones de servicio por gravedad**

Combo	Combinación
CS1	$M + V + T$
CS2	$M + (Vt \text{ o bien PL o AR})$
CS3	$M + 0,75 V + 0,75 (Vt \text{ O bien PL o AR}) + 0,75 T$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

Tabla XVIII. **Combinaciones de servicio por sismo**

Combo	Combinación
CS4	$M + V + (S_{V_{ASD}} \pm S_{H_{ASD}})$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

Tabla XIX. **Combinaciones de servicio por viento**

Combo	Combinación
CS6	$M \pm W$
CS7	$M + 0,75 V + 0,75 PL \pm 0,75 W$
CS8	$0,80 M \pm W$

Fuente: AGIES (2010). NSE2-10.

3.1.3. **Esfuerzos permisibles en el acero**

El esfuerzo de tracción en las barras de refuerzo no debe exceder los siguientes valores:

- Grado 40: $F_s = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$
- Grado 60: $F_s = 2,240 \text{ kgf/cm}^2$

3.1.4. **Esfuerzo permisible por compresión**

Los elementos sujetos a carga axial de compresión, deben ser diseñados en base a los siguientes esfuerzos permisibles:

$$\left(\frac{P_s}{A_g}\right) \leq 0,45 \cdot f'_m \quad (\text{Ecuación 27})$$

El esfuerzo de compresión en la mampostería debido a flexión o a combinación de flexo compresión no debe de exceder de $0,45 f'_m$.

Donde:

- P_s =carga axial en cm
- A_g = área gruesa en cm^2
- f'_m =resistencia a la compresión de la mampostería en kgf/cm^2

3.1.5. Esfuerzos permisibles por compresión y flexión en la mampostería

Los elementos sujetos a carga axial de compresión o a combinación de carga axial a compresión y flexión, deben ser diseñados en base a los siguientes esfuerzos permisibles:

La fuerza a compresión en la mampostería debido a carga axial no debe exceder de:

- Para elementos con una relación h/r no mayor de 99:
 - Carga admisible muro no esbelto

$$P_a = (0,25 f'_m A_n + 0,65 A_s t F_s) \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ (Ecuación 28)}$$

- Para elementos que tengan una relación h/r mayor de 99:

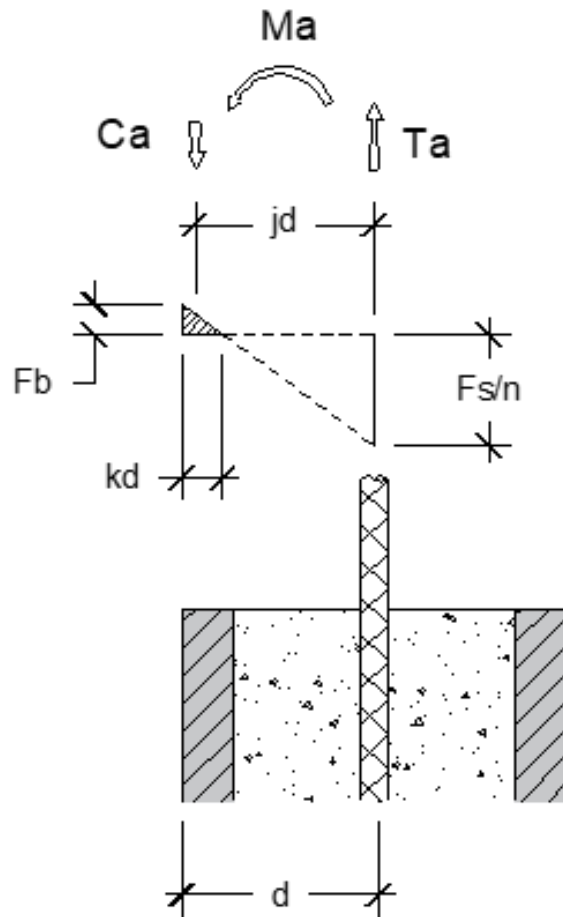
- Carga admisible muro esbelto

$$Pa = (0,25 f'm An + 0,65 Ast Fs) \left(\frac{70r}{h}\right)^2 \quad (\text{Ecuación 29})$$

Donde:

- Pa = carga admisible a compresión
- f'm = resistencia a compresión de la mampostería sobre área neta
- An = área neta del muro
- Ast = área de refuerzo longitudinal del muro
- Fs = esfuerzo de tracción del acero de refuerzo
- h = altura del muro
- r = radio de giro del muro

Figura 8. Diagrama de esfuerzos por flexión



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

- Esfuerzo admisible a flexión

$$F_b = \frac{1}{3} f' m \quad (\text{Ecuación 30})$$

- Capacidad a momento de la sección

$$F_s \leq 0,4 \cdot f_y \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$n = E_s/E_m \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{Ecuación 33})$$

$$k \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \quad (\text{Ecuación 34})$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (\text{Ecuación 35})$$

$$M_m = \frac{F_b \cdot k \cdot j \cdot d^2}{2} \quad (\text{Ecuación 36})$$

$$M_s = F_s \cdot \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 \quad (\text{Ecuación 37})$$

Donde:

- F_b = esfuerzo admisible por flexión, en kgf/cm²
- f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería sobre área neta, en kgf/cm²
- F_s = esfuerzo de servicio del acero en kgf/cm²

- f_y =esfuerzo nominal del acero en kgf/cm²
- n =relación de módulo
- ρ =cuantía del refuerzo de acero
- j =distancia entre el centroide a compresión y el centroide de tensión en cm
- M_m =momento de la capacidad de la mampostería en kgf-cm
- M_s =momento de la capacidad del refuerzo de acero en kgf-cm
- M_a =momento en el miembro en kgf-cm
- Combinación de esfuerzos de compresión y flexión:
 - Combinación de esfuerzos

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 38})$$

Donde:

- f_a = esfuerzo actuante por servicio a compresión, en kgf/cm²

- F_a = esfuerzo admisible a compresión, en kgf/cm²
- f_b = esfuerzo actuante por servicio a flexión, en kgf/cm²
- F_b = esfuerzo admisible a flexión, en kgf/cm²

3.1.6. Esfuerzos permisibles por cortante en la mampostería

- Esfuerzo de servicio a cortante

$$fv = \frac{V}{bd} \quad (\text{Ecuación 39})$$

$$F_v = F_{vm} + F_{vs} \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde:

- f_v = esfuerzo actuante por servicio a cortante, en kgf/cm²
- V = corte máximo a nivel de servicio, en kgf
- b = ancho del muro, en cm
- d = peralte efectivo del muro, en cm
- F_v = esfuerzo admisible a cortante del muro, en kgf/cm²
- F_{vm} = esfuerzo admisible a cortante de la mampostería, en kgf/cm²

- F_v = esfuerzo admisible a cortante en el acero de refuerzo, en kgf/cm²
- F_v no debe exceder de:
 - Cuando $M/(Vd) \leq 0,25$:

$$F_v \leq 0,80 \sqrt{f'm} \quad (\text{Ecuación 41})$$

- Cuando $M/(Vd) \geq 1,00$:

$$F_v \leq 0,53 \sqrt{f'm} \quad (\text{Ecuación 42})$$

- El máximo valor de F_v para $M/(Vd)$ entre 0,25 y 1,0 puede ser interpolado linealmente.

El esfuerzo admisible de la mampostería F_{vm} se calcula de la siguiente manera:

- Esfuerzo admisible a cortante en la mampostería

$$F_{vm} = \frac{1}{4} \left[\left(4 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right) \sqrt{f'm} \right] \quad (\text{Ecuación 43})$$

- $M/(Vd)$ siempre debe ser un número positivo y no necesita ser mayor que 1

- El esfuerzo admisible del acero por corte se calcula con la siguiente ecuación:
- Esfuerzo admisible a cortante en el acero

$$F_{vs} = 0,5 \left(\frac{A_v F_s d}{A_n s} \right) \quad (\text{Ecuación 44})$$

Donde:

- A_v = área de acero a cortante, en cm^2
- F_s = esfuerzo de tracción del acero de refuerzo, en kgf/cm^2
- d = peralte efectivo del muro, en cm
- A_n = área neta del muro, en cm^2
- s = separación del acero a cortante, en cm

3.2. Metodología LRFD, ACI 530-11

El diseño basado con el método LRFD, busca cubrir las demandas de cargas con la capacidad de resistencia del elemento. Para ello la resistencia del elemento debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. Por un lado, las cargas se mayoran según sea la incertidumbre para determinarlas y por otro las capacidades nominales de carga se multiplican por un valor Φ de reducción de resistencia.

Para el diseño por compresión el valor $\Phi=0,60$, para flexo compresión con mampostería reforzada el valor $\Phi=0,90$ y para corte el valor $\phi=0,80$.

El principio del diseño es el siguiente:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 47})$$

Donde:

- Φ = factor de reducción
- P_n = carga axial nominal, en kgf
- M_n = momento nominal, en kgf-cm

- V_n = corte nominal, en kgf
- P_u = carga axial última, en kgf
- M_u = momento último, en kgf-cm
- V_u = corte último, en kgf

3.2.1. Filosofía de diseño

- Existe una compatibilidad entre el refuerzo, el graut y la mampostería.
- La resistencia nominal de la mampostería reforzada para una combinación de flexo compresión, está basada en condiciones de equilibrio.
- La deformación unitaria máxima en la fibra extrema a compresión se debe asumir de 0,0035 para ladrillo y 0,0025 para mampostería de concreto.
- La deformación en el refuerzo y la mampostería se asume directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro.
- Los esfuerzos de compresión y tracción en el refuerzo deben ser tomados como “Es”, multiplicado por la deformación unitaria del acero, pero no mayor de f_y .
- La resistencia a tracción de la mampostería es despreciada en el cálculo de resistencia de carga axial y flexión.
- La relación entre el esfuerzo a compresión de la mampostería y la deformación de la mampostería se asume de la siguiente manera:

- Esfuerzo de la mampostería $0,80 f'm$ distribuido uniformemente sobre el bloque a compresión paralelo al eje neutro a una distancia $a= 0,80c$ donde c es la distancia desde la fibra de máxima deformación hacia el eje neutro.

3.2.2. Combinaciones de cargas de cedencia, método LRFD

La combinación de carga con esta metodología aumenta las cargas con factores establecidos, los cuales dependen de la capacidad que se analiza en el elemento estructural.

Tabla XX. **Combinaciones de cargas de cedencia, método LRFD**

Combo	Combinación
CR1	$1,4 M$
CR2	$1,3 M + 1,6 V + 0,5(Vt \text{ o bien PL o AR}) + 1,2 T$
CR3	$1,3 M + V + 1,6 (Vt \text{ o bien PL o AR})$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

Tabla XXI. **Combinaciones últimas por sismo**

Combo	Combinación
CR4	$1,2 M + V + Sv \pm Sh$
CR5	$0,9 M - Sv \pm Sh$

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

Tabla XXII. **Combinaciones últimas por viento**

Combo	Combinación
CR6	1,2 M + V ± 1,3 W + 0,5 PL
CR7	0,9 M ± 1,3 W

Fuente: AGIES (2010). *NSE2-10*.

3.2.3. Resistencia a tensión del acero

La resistencia del refuerzo se obtiene por medio del producto entre el módulo de elasticidad: Es y la deformación unitaria, que se asume directamente proporcional desde el eje neutro hasta la posición del acero, que toma como base una deformación unitaria de la mampostería de 0,0035 para bloques de arcilla y 0,0025 para bloques de concreto.

3.2.4. Resistencia a compresión de la mampostería

La carga nominal para elementos a compresión no debe exceder:

Para elementos en muro no esbelto con h/r no mayor de 99:

- Carga axial nominal muro no esbelto

$$P_n = 0,80[0,80f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (\text{Ecuación 48})$$

Para elementos en muro esbelto con h/r no mayor de 99:

- Carga axial nominal muro esbelto

$$P_n = 0,80[0,80f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left(\frac{70r}{h}\right)^2 \quad (\text{Ecuación 49})$$

Donde:

- P_n = carga nominal a compresión, en kgf
- f'_m = resistencia a compresión de la mampostería sobre área neta, en kgf/cm²
- A_n = área neta del muro, en cm²
- A_{st} = área del acero de refuerzo, en cm²
- f_y = resistencia a la fluencia en el acero de refuerzo, en kgf/cm²
- h = altura del muro, en m
- r = radio de giro del muro, en m

3.2.5. Resistencia a flexión en muros fuera del plano

Los muros diseñados fuera del plano deben cumplir con el siguiente requisito:

- Límite máximo de carga axial mayorada

$$\left(\frac{Pu}{Ag}\right) \leq 0,20 f'm \quad (\text{Ecuación 50})$$

Donde:

- Pu = carga axial mayorada, en kgf
- Ag = área bruta del muro, en cm^2
- $f'm$ = resistencia a la compresión de la mampostería sobre área neta, en kgf/cm^2

Cuando la relación entre altura efectiva y espesor nominal exceda el valor de 30 el esfuerzo debido a carga axial mayorada no debe exceder de 0,05 $f'm$.

El momento máximo mayorado debe ser determinado a media altura del muro, de la siguiente manera:

- Momento último de diseño

$$Mu = \frac{wu h^2}{8} + Puf \frac{eu}{2} + Pu \delta \quad (\text{Ecuación 51})$$

- Carga axial última de diseño

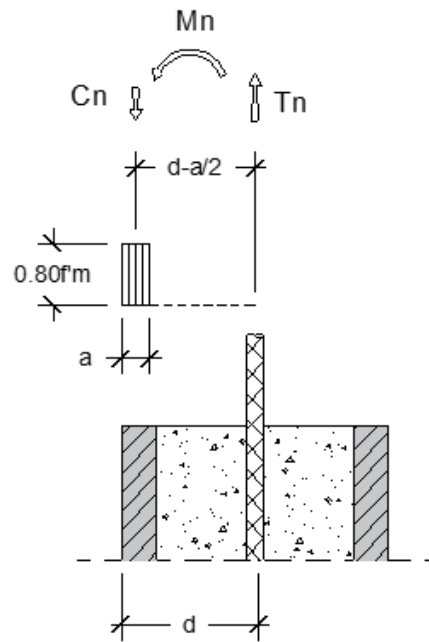
$$P_u = P_{uw} + P_{uf} \quad (\text{Ecuación 52})$$

Donde:

- w_u = carga lateral ultima distribuida en el muro, en kgf/cm
- h = altura del muro, en cm
- P_{uf} = carga vertical mayorada de la losa o techo, en kgf
- P_u = carga vertical mayorada, en kgf
- P_{uw} = carga vertical mayorada por peso propio, en kgf
- e_u = excentricidad de la carga P_{uf} , en cm
- δ = deflexión lateral del muro, en cm
- M_u = momento ultimo de diseño, en kgf-cm

- Momento nominal

Figura 9. **Carga nominal por flexión**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

$$Mn = (As fy) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 53})$$

- Distancia a bloque a compresión

$$a = \frac{As fy}{0,80 f' m b} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Donde:

- Mn = momento nominal del muro, en kgf-cm

- A_s = área de acero de refuerzo a flexión, en cm^2
- f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, en kgf/cm^2
- f'_m = resistencia a compresión en la mampostería sobre área neta, en kgf/cm^2
- d = peralte efectivo del muro, en cm
- a = altura del bloque a compresión en el muro, en cm
- b = ancho del muro, en cm

3.2.6. Resistencia a cortante de la mampostería

La resistencia nominal a cortante V_n debe ser calculada con las siguientes ecuaciones:

- Resistencia nominal a cortante

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} \quad (\text{Ecuación 55})$$

Donde:

- V_n = cortante nominal del muro, en kgf
- V_{nm} = cortante nominal de la mampostería, en kgf
- V_{ns} = cortante nominal del acero de refuerzo, en kgf

- Vn no debe exceder de lo siguiente:

$$\frac{M_u}{V_u d} \leq 0,25 \quad (\text{Ecuación 56})$$

- Corte nominal máximo

$$V_n \leq 1,59 A_n \sqrt{f' m} \quad (\text{Ecuación 57})$$

- Vn no debe exceder de lo siguiente:

$$\frac{M_u}{V_u d} \geq 1,0 \quad (\text{Ecuación 58})$$

- Corte nominal máximo

$$V_n \leq 1,06 A_n \sqrt{f' m} \quad (\text{Ecuación 59})$$

- El valor máximo de Vn para Mu / (Vu dv) entre 0,25 y 1,0 puede ser interpolado linealmente.
- Mu / (Vu dv) debe ser tomado como un número positivo y no necesita ser mayor de 1,0
- Corte nominal de la mampostería

$$V_{nm} = \left[4 - 1,75 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] A_n \sqrt{f' m} \quad (\text{Ecuación 60})$$

- Corte nominal del acero

$$Vns = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d \quad (\text{Ecuación 61})$$

Donde:

- Vns = carga nominal del acero de refuerzo, en kgf
- A_v = área de acero de refuerzo a cortante, en cm^2
- s = espaciamiento del acero de refuerzo a cortante, en cm
- f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, en kgf/cm^2
- d = peralte efectivo del muro, en cm

3.3. Requisitos de diseño sismo resistentes

Los requisitos de diseño sismoresistente para Guatemala es obligatorio por su ubicación geológica.

3.3.1. Requisitos para muros reforzados interiormente

Los muros deben poseer barras corrugadas de acero colocadas verticalmente y distribuidas uniformemente entre las celdas de las unidades de mampostería, además barras corrugadas colocadas horizontalmente, que sumadas deben cumplir con la cuantía mínima.

3.3.2. Espesor mínimo para muros reforzados interiormente

Para los muros estructurales AGIES (2010) *NSE 7.4*, establece un espesor mínimo con unidades de 14 cm, esto con el fin de poder colocar elementos confinados con estribos y que este no quede muy cerrado. Para muros no estructurales se permite reducir el espesor mínimo a 10 cm.

3.3.3. Esbeltez límite para los muros reforzados interiormente

La esbeltez de un muro se mide entre la distancia libre entre apoyos y su espesor. AGIES (2010) *NSE 7.4*, para muros estructurales esta relación limita la altura a 20 veces su espesor y para muros no estructurales la relación limita la altura a 30 veces su espesor. Esto con el fin de controlar el pandeo lateral del muro.

3.3.4. Altura libre para muros reforzados interiormente

Lo que determina la altura libre en los muros, es la distancia entre los soportes de los extremos, cuando el muro solo tiene restricción en su base la altura debe duplicarse para calcular su esbeltez, lo que requiere un muro de mayor espesor.

3.3.5. Requisitos para el acero de refuerzo

Los requisitos para la armadura del refuerzo de acero son las siguientes:

- Separación entre barras

Para lograr una adherencia efectiva entre el grout y el acero, AGIES (2010) *NSE 7.4* requiere que las barras tengan una separación libre mínima de un diámetro de la misma barra, y la limita a un mínimo de 2,5 cm.

- Recubrimiento mínimo

Las barras de acero necesitan una protección que se obtiene con un recubrimiento mínimo del grout a la barra exterior. Según AGIES (2010) *NSE 7.4*, la distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1,5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

- Porcentaje de refuerzo en muros

Para que los muros puedan resistir esfuerzos mínimos como temperatura, es necesario colocar una cuantía de refuerzo. Según AGIES (2010) *NSE 7.4*, la suma de la cuantía de refuerzo horizontal ρ_h y vertical ρ_v no deberá ser menor de 0,002 y ninguna de las dos cuantías deberá ser menor que 0,0007.

Dichos porcentajes se calculan con las siguientes ecuaciones:

- Cuantía de refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s \cdot t} \quad (\text{Ecuación 62})$$

- Cuantía de refuerzo vertical

$$\rho v = \frac{A_{vh}}{L \cdot t} \quad (\text{Ecuación 63})$$

Donde:

- A_{sh} = área de refuerzo horizontal en cm^2
- s = separación vertical del refuerzo en cm
- t = espesor del muro en cm
- A_{vh} = área de refuerzo vertical en cm^2
- L = longitud del muro en cm

3.4. Anclaje de elementos no estructurales

Los muros exteriores no estructurales que están sujetos a la estructura principal deben ser diseñados tomando en cuenta el desplazamiento sísmico relativo. Tales elementos deben ser anclados a los apoyos con conexiones mecánicas de acuerdo con los siguientes requisitos:

- Conexiones y las juntas del muro deben soportar la deriva por piso causada por el desplazamiento sísmico relativo D_p determinado anteriormente o 1,3 cm, el que sea mayor.

- Las conexiones deben permitir movimiento en el plano del muro debido a la deriva lateral por piso utilizando conectores corredizos, agujeros ovalados y material que tenga la suficiente capacidad por ductilidad.
- El sistema de sujeción tales como pernos, soldadura, conectores, pasadores de corte deben ser diseñados para la fuerza F_p .
- Cuando los anclajes utilizados son eslabones embebidos en el concreto o la mampostería, los eslabones deben quedar sujetos con ganchos alrededor del acero de refuerzo para garantizar la transferencia de cargas, y que el desprendimiento del anclaje no sea la falla inicial.

Los elementos no estructurales y sus soportes deben estar sujetos (o anclados) a la estructura de acuerdo con los requerimientos de ASCE 7-10, (2010) Los anclajes deben proporcionar suficiente resistencia y rigidez entre el muro y el elemento de apoyo.

3.4.1. Fuerza de diseño en anclaje de elementos no estructurales

La fuerza de diseño del anclaje debe ser calculada tomando en cuenta las fuerzas y desplazamientos del elemento no estructural calculado con la fuerza F_p .

3.4.2. Anclajes en concreto o mampostería

Los anclajes son sistemas conformados por barras de acero adheridas al elemento estructural, para proveer el anclaje al muro de mampostería.

- Anclajes en concreto

Los anclajes en concreto deben ser diseñados de acuerdo con ACI 318-14 (2014).

- Anclajes en mampostería

Los anclajes en mampostería deben ser diseñados de acuerdo con MSJC (2011), para que predomine la resistencia a tracción o corte del material dúctil de acero.

El diseño por resistencia de los anclajes debe ser por lo menos 2,5 veces las fuerzas mayoradas transmitidas desde el elemento no estructural.

- Anclajes post instalados en concreto y mampostería

Anclajes post instalados en concreto deben ser probados y certificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con ACI 318-14 (2014) o aprobado con procedimientos estandarizados y calificados.

- Condiciones de instalación

Para determinar las fuerzas de anclaje, es necesario tomar en cuenta las condiciones de instalación con excentricidades o reducción de espacio a los bordes y separación entre anclajes.

- Anclajes múltiples

La cantidad de anclajes en un punto deben tomar en cuenta la rigidez, ductilidad del elemento y los apoyos, con la finalidad de distribuir las cargas entre el grupo de anclajes, es necesario evaluar la efectividad de los anclajes según la separación entre ellos y la cercanía al borde.

3.4.3. Diseño de anclajes, ACI 318-14

Los anclajes de la fachada hacia las losas, vigas o elementos de apoyo de concreto deben tener la capacidad de transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o una combinación de ambos.

En el reglamento ACI 318-14 (2014), mencionan dos tipos: anclajes preinstalados antes de la colocación del concreto y post instalados que pueden ser de expansión y adheridos con sobre perforación en su base.

Los anclajes expansivos se conocen como anclajes mecánicos y los anclajes adheridos como anclajes químicos.

Los anclajes se diseñan para las condiciones más desfavorables obtenidas de las combinaciones de carga, con el método de resistencia que utiliza las cargas mayoradas.

Cuando se utilizan dos o más anclajes juntos, es necesario determinar la efectividad de estos, que se determina por la separación entre ellos y la separación al borde. En la siguiente tabla se muestra la separación mínima:

Tabla XXIII. **Modo de falla en anclajes**

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de concreto en tracción	3 h_{ef}
Resistencia de adherencia en tracción	2 C_{Na}
Arrancamiento de concreto en corte	3 C_{a1}

Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute*.

La resistencia de los anclajes debe ser mayor o igual a la carga última calculada con las combinaciones mayoradas.

3.4.4. Requisitos para carga a tracción

Los anclajes que trabajan a tracción debidos a carga sísmica y sus fijaciones deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La relación entre la resistencia del acero y la resistencia nominal del anclaje debe tomarse como 1,2.
- La resistencia por adherencia en el concreto debe tomarse como la resistencia nominal evitando el deslizamiento del anclaje, o fractura en el concreto.

- Las barras de refuerzo utilizadas como anclajes para resistir efectos sísmicos deben limitarse a aquellas que sean de acero ASTM A615 grados 40 y 60.
- Los anclajes deben diseñarse para la carga máxima obtenida de las combinaciones mayoradas de diseño que incluyan el factor de sobre resistencia Ω .

3.4.5. Requisitos para fuerza cortante

Los anclajes que trabajan a corte debidos a carga sísmica y sus fijaciones deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Los anclajes deben diseñarse para que no ocurra falla en el material del anclaje ni en el elemento de concreto de apoyo.
- Los anclajes deben diseñarse para el corte máximo que se obtenga de las combinaciones de carga mayoradas para efectos de sismo o viento, multiplicado por factor de sobre resistencia Ω .
- El anclaje utilizado en estructuras con niveles de seguridad C, D, E o F deben ser barras de refuerzo corrugado tipo ASTM A615 ya sea grado 40 o 60.

El factor de modificación λ_a para concreto de peso liviano debe ser:

Tabla XXIV. **Factor de modificación por peso del concreto**

Tipo de anclaje	Factor
Anclajes preinstalados con sobre perforación en su base en concreto	1,0 λ
Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el concreto	0,8 λ
Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia	0,6 λ

Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute.*

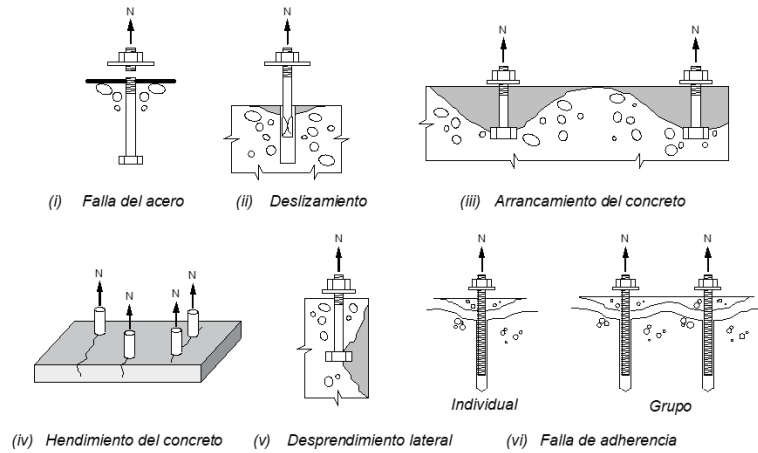
Los valores de $f'c$ del bloque de concreto donde se instalan los anclajes, no debe ser mayor de 700 kgf/cm² (10,000 psi) para anclajes preinstalados y 560 kgf/cm² (8,000 psi) para anclajes post instalados.

Tabla XXV. **Resistencia requerida para los anclajes**

Modo de falla	Un anclaje	Grupo de anclajes	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción.	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción.	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción.	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia del concreto por corte	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$

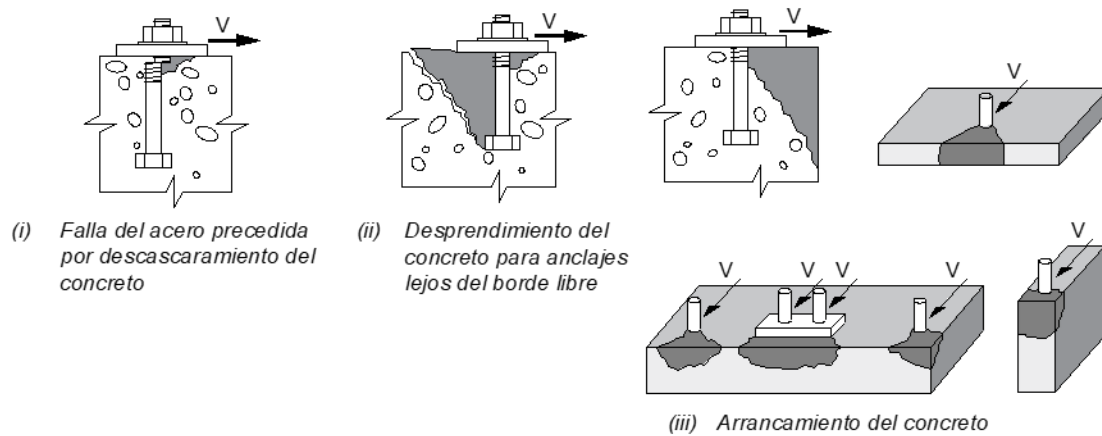
Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute.*

Figura 10. **Modo de falla anclajes cargados a tracción**



Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute.*

Figura 11. **Modo de falla anclajes cargados a corte**



Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute.*

Los anclajes adheridos deben ser embebidos en el siguiente rango de profundidad: $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$.

Como se utiliza el método por resistencia para el diseño de los anclajes, basado en ACI 318-14, (2014), los factores de reducción ϕ que deben usarse son:

- Anclaje de acero dúctil.
 - Cargas de tracción $\Phi_n = 0,75$
 - Cargas de cortante $\Phi_v = 0,65$

- Anclaje de acero frágil.
 - Cargas de tracción $\phi_n = 0,65$
 - Cargas de cortante $\phi_v = 0,60$

- Anclaje susceptible al arrancamiento, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento del anclaje.
 - Cargas de cortante, condición A $\Phi_v = 0,75$, condición B $\Phi_v = 0,70$
 - Cargas de tracción, categoría 1 (baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta), condición A $\Phi_n = 0,55$ Condición B $\Phi_n = 0,45$
 - Categoría 2 (sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana) Condición A $\Phi_n = 0,55$ Condición B $\Phi_n = 0,45$

- Categoría 3 (alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja), condición A $\Phi_n = 0,55$, condición B $\Phi_n = 0,45$

La condición A aplica donde existe refuerzo adicional colocado en el elemento de sujeción que contrala el arrancamiento o deslizamiento donde se coloca el anclaje.

La condición B aplica donde no existe refuerzo adicional colocado en el elemento de sujeción que contrala el arrancamiento o deslizamiento donde se coloca del anclaje.

3.4.6. Resistencia del acero de un anclaje en tracción

Para calcular la resistencia nominal del anclaje en tracción, que servirá como punto de partida para calcular la resistencia final, es suficiente con la resistencia última del material y el área transversal del mismo.

La resistencia nominal de un solo anclaje en tracción, N_{sa} , no debe exceder:

- Resistencia nominal de un anclaje a tracción

$$N_{sa} = A_{se,N} \cdot f_{uta} \quad (\text{Ecuación 64})$$

Donde:

- $A_{se,N}$ = área transversal efectiva de un anclaje en tracción, en cm^2
- f_{uta} = resistencia última del acero a tracción, en kgf/cm^2 no debe exceder al menor de $1.9 f_{ya}$ o 8750 kgf/cm^2

- f_{ya} = resistencia a la fluencia en el acero de anclaje, en kgf/cm²

3.4.7. Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción

La resistencia al arrancamiento de un solo anclaje en tracción en el concreto, N_b no debe ser mayor de:

- Resistencia básica al arrancamiento para un anclaje

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (\text{Ecuación 65})$$

Donde:

- k_c = factor igual a 10 para anclajes preinstalados y 7 para anclajes post instalados
- λ_a = factor de modificación por peso del concreto.
- $f'c$ = resistencia del concreto del elemento de apoyo, en kgf/cm²
- h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje embebido, en cm

3.4.8. Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

La resistencia nominal para soportar arrancamiento del concreto es la resistencia necesaria para que la fuerza del anclaje en tracción no fracture el

bloque de concreto, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes en tracción no debe ser mayor de:

Para un solo anclaje:

- Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje a tracción

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (\text{Ecuación 66})$$

Para un grupo de anclajes:

- Resistencia al arrancamiento en el concreto de un grupo de anclajes a tracción

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (\text{Ecuación 67})$$

3.4.9. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción

- Área de proyección falla a cortante de un anclaje.

$$A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 \quad (\text{Ecuación 68})$$

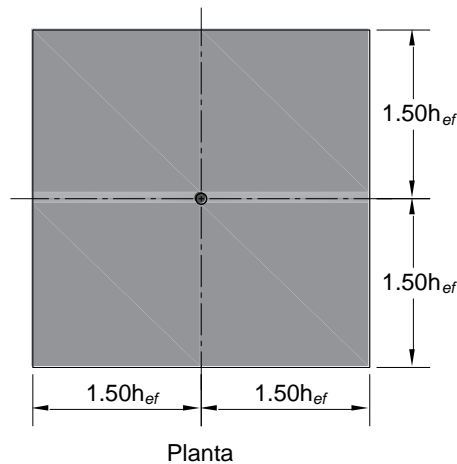
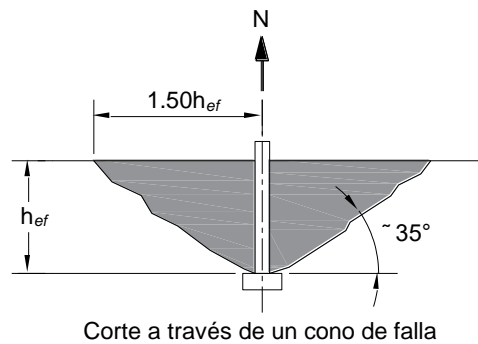
Donde:

- N_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento en el concreto debido a tracción, en kgf/cm²

- A_{Nc} = área proyectada de la superficie de falla para un anclaje o grupo de anclajes, en cm^2
- A_{Nco} = área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con distancia del borde igual o mayor a $1,5 h_{ef}$, en cm^2
- h_{ef} = profundidad efectiva de anclaje, en cm^2
- Ψ_N = factores de modificación debidos a cargas excéntricas, ubicación al borde, y fisuración

Figura 12. **Área proyectada de falla del anclaje por tracción**

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.50h_{ef}$



$$A_{Nco} = (2 \times 1.50h_{ef}) \times (2 \times 1.50h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute.*

El límite para colocar anclajes en el borde es una distancia $1,5 h_{ef}$, de tres o cuatro bordes, el valor h_{ef} (profundidad de anclaje efectivo), usado para encontrar el A_{Nc} , debe ser el mayor entre C_a , $\max / 1,5$ y $s/3$ donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes dentro del grupo.

Cuando la carga se aplica con excentricidad se debe aplicar un factor de reducción por la efectividad del grupo de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tracción $\psi_{ec,N}$, N, el valor se obtiene de la siguiente manera:

- Factor de modificación por carga excéntrica

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (\text{Ecuación 69})$$

Donde:

- $\psi_{ec,N}$ = factor de modificación por carga excéntrica
- e'_N = excentricidad de carga, en cm
- h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje, en cm, pero $\psi_{ec,N}$, no debe tomarse mayor que la unidad. (1,0)

El factor de reducción por efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción $\psi_{ed,N}$, se obtiene de la siguiente manera:

Si $C_{a,min} \geq 1,5 h_{ef}$

- Factor de modificación anclaje al borde

$$\psi_{ed,N} = 1,0 \quad (\text{Ecuación 70})$$

- Factor de modificación anclaje al borde

Si $C_{a,min} < 1,5 h_{ef}$.

$$\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{C_{a,min}}{1,5 h_{ef}} \quad (\text{Ecuación 71})$$

El factor de modificación por anclajes colocados en concreto fisurado o en zonas de alta fisuración son los siguientes factores:

- $\psi_{c,N} = 1,25$ para anclajes preinstalados
- $\psi_{c,N} = 1,40$ para anclajes post instalados
- $\psi_{c,N} = 1,00$ donde existe fisuración para niveles de carga de servicio

El factor de modificación en anclajes post instalados para concreto no fisurado sin refuerzo adicional al refuerzo mínimo, $\psi_{cp,N}$, debe calcularse utilizando la distancia C_{ac} de la siguiente manera:

Si $C_{a,min} \geq C_{ac}$

- Factor de modificación concreto fisurado

$$\psi_{cp,N} = 1,0 \quad (\text{Ecuación 72})$$

Si $C_{a,min} < C_{ac}$.

- Factor de modificación concreto fisurado

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{C_{ac}} \quad (\text{Ecuación 73})$$

- Pero $\psi_{cp,N}$, no debe tomarse menor que $1,5 h_{ef} / C_{ac}$
- Para los anclajes preinstalados, $\psi_{cp,N}$ debe tomarse como 1,0

3.4.10. Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos

Para evitar deslizamiento en el anclaje es necesario calcular la adherencia del anclaje en el concreto, ACI 318-14 (2014) se establece cómo se calcula dicha resistencia N_a de un anclaje individual o N_{ag} de un grupo de anclajes adheridos, y no debe ser mayor de:

Para un anclaje adherido individual:

- Resistencia nominal a tracción por adherencia de un anclaje

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba} \quad (\text{Ecuación 74})$$

- Resistencia nominal a tracción por adherencia de un grupo de anclajes

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \psi_{ec,Na} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba} \quad (\text{Ecuación 75})$$

Donde:

- N_a = resistencia nominal a la adherencia en el concreto debido a tracción, en kgf/cm^2
 - A_{Na} = área proyectada de adherencia por falla para un anclaje o grupo de anclajes, en cm^2 .
 - A_{Nco} = área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na} , en cm^2 .
 - Ψ_{Na} = factores de modificación debidos a cargas excéntricas, ubicación al borde, y fisuración
- Área de influencia anclaje adherido

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2 \quad (\text{Ecuación 76})$$

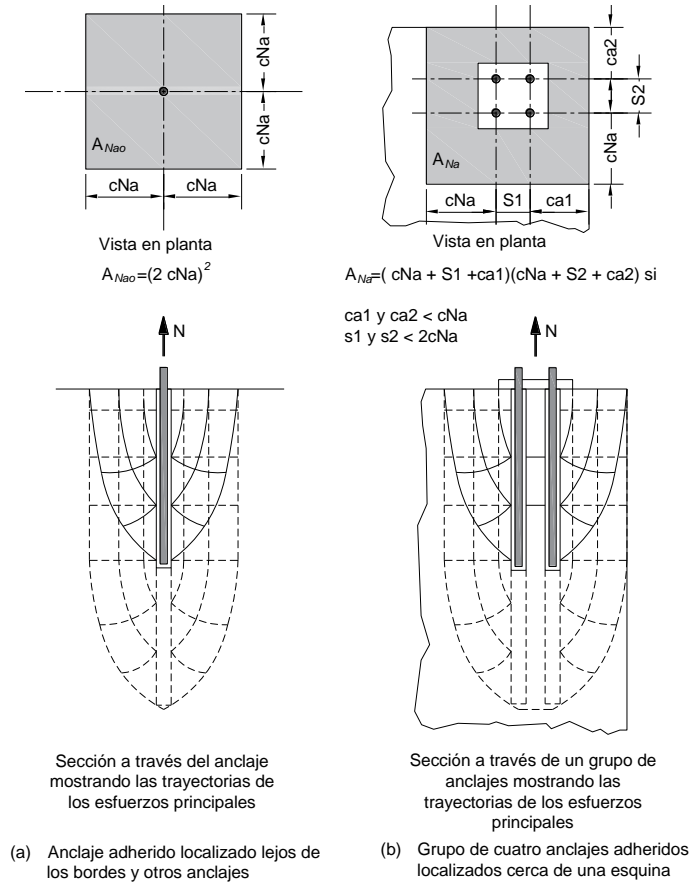
Donde:

- Distancia c_{Na}

$$c_{Na} = 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{umcr}}{77 \text{ kgf/cm}^2}} \quad (\text{Ecuación 77})$$

La constante 77 tiene unidades de kgf/cm^2 .

Figura 13. Zona de falla anclajes adheridos



Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute*.

La resistencia de adherencia para un anclaje en concreto fisurado, Nba no debe ser mayor de:

- Resistencia básica de adherencia por tracción

$$Nba = \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} \quad (\text{Ecuación 78})$$

El esfuerzo por adherencia, τ_{cr} , debe tomarse de la siguiente tabla XXVI:

Tabla XXVI. **Esfuerzo de adherencia característico mínimo**

Ambiente de instalación y servicio	Contenido de humedad del concreto en el momento de la instalación del anclaje	Temperatura pico del concreto en servicio, °F	τ_{cr} , (kgf/cm ²)	τ_{umcr} , (kgf/cm ²)
Exterior	Seco a totalmente saturado	175	14	45,5
Interior	Seco	100	21	70

Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute*.

Cuando el diseño es para estructuras que entran en categorías con niveles de protección sísmica D, E, o F se deben modificar los valores de la siguiente manera: los valores τ_{cr} por 0,80 y los valores de τ_{umcr} por 0,40.

Cuando la carga de tracción tenga una excentricidad se debe aplicar un factor para grupos de anclajes adheridos $\psi_{ec,Na}$, de la siguiente manera:

- Factor de modificación por carga excéntrica

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'N}{cNa}\right)} \quad (\text{Ecuación 79})$$

- Pero $\psi_{ec,Na}$ debe tomarse mayor que la unidad (1,0).

Cuando los anclajes se encuentren cerca del borde es necesario aplicar un factor que modifique la efectividad del anclaje o grupo de anclajes adheridos en tracción, $\psi_{ed,Na}$, de la siguiente manera:

- Si $c_{a,min} \geq c_{Na}$
 - Factor de modificación anclaje adherido al borde

$$\psi_{ed,Na} = 1,0 \quad (\text{Ecuación 80})$$

- Si $c_{a,min} < c_{Na}$
 - Factor de modificación anclaje adherido al borde

$$\psi_{ed,Na} = 0,70 + 0,30 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \quad (\text{Ecuación 81})$$

Cuando se diseña el anclaje en un concreto fisurado se debe tomar en cuenta un factor de modificación, $\psi_{cp,Na}$, de la siguiente manera:

- Si $c_{a,min} \geq c_{ca}$
 - Factor de modificación concreto fisurado.

$$\psi_{cp,Na} = 1,0 \quad (\text{Ecuación 82})$$

- Si $c_{a,min} < c_{ca}$
- Factor de modificación concreto fisurado

$$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad (\text{Ecuación 83})$$

- El factor de modificación $\psi_{cp,Na}$ no debe ser menor que c_{Na} / c_{ac} , donde c_{ac} es la distancia crítica a los bordes.

3.4.11. Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

Para calcular la capacidad a corte del anclaje, es necesario calcular la resistencia nominal de un anclaje a corte a partir de la resistencia última del material y el área transversal que se someterá a corte.

La resistencia nominal por corte se denomina V_{sa} , y no debe ser mayor que las siguientes ecuaciones:

- Para pernos con cabeza preinstalados:
 - Resistencia nominal por cortante de un anclaje preinstalado

$$V_{sa} = A_{se,V} \cdot f_{uta} \quad (\text{Ecuación 84})$$

- Para anclajes preinstalados con gancho y para anclajes post instalados:

- Resistencia nominal por cortante de un anclaje post instalado

$$V_{sa} = 0,6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} \quad (\text{Ecuación 85})$$

Donde:

- $A_{se,V}$ = área transversal efectiva del anclaje a cortante, en cm^2
- f_{uta} = resistencia última del acero del anclaje, en kgf/cm^2 . No debe tomarse mayor que el menor de $1,9 f_{ya}$ o $8,750 \text{ kgf/cm}^2$

3.4.12. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

El arrancamiento por cortante ocurre por fractura en el concreto, se denomina como V_{cb} en un anclaje individual o V_{cbg} de un grupo de anclajes y no debe ser mayor de:

- Fuerza cortante perpendicular al borde para un anclaje individual:
 - Corte nominal al arrancamiento de un anclaje

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b \quad (\text{Ecuación 86})$$

- Fuerza cortante perpendicular al borde para un grupo de anclajes:

- Corte nominal al arrancamiento de un grupo de anclajes

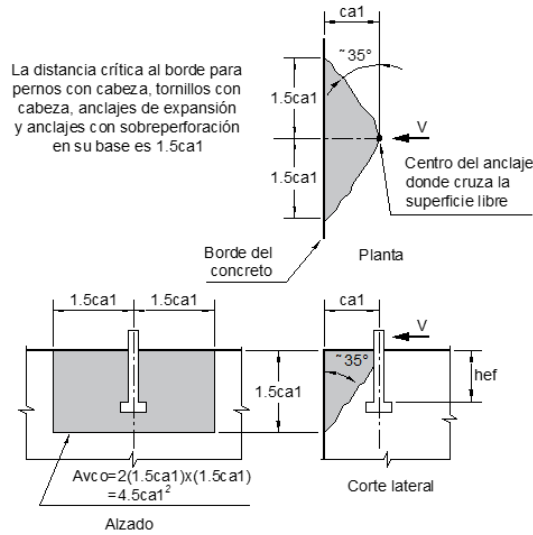
$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b \quad (\text{Ecuación 87})$$

Donde:

- V_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento en el concreto debido a cortante, en kgf/cm²
 - A_{Vc} = área proyectada de la superficie de falla por cortante para un anclaje o grupo de anclajes, en cm²
 - A_{Vco} = área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con distancia del borde igual o mayor a 1,5 c_{a1} , en cm²
 - ψ_V = factores de modificación debidos a cargas excéntricas, ubicación al borde, y fisuración
- Área de falla de un anclaje por arrancamiento por cortante

$$A_{Vco} = 4,5 \cdot c_{a1}^2 \quad (\text{Ecuación 88})$$

Figura 14. Área proyectada de falla anclaje por corte



Fuente: ACI 318-14. *American Concrete Institute*.

La resistencia al arrancamiento por corte de un anclaje en concreto fisurado se denomina con V_b , debe ser la menor de las dos siguientes ecuaciones:

- Corte básico de arrancamiento por cortante del concreto

$$V_b = \left[7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \cdot \sqrt{f'c} (c_{a1})^{1,5} \quad (\text{Ecuación 89})$$

Donde:

- l_e = la longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante
- $l_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda la longitud

- $l_e = 2 d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado
- $l_e \leq 8 d_a$, en todos los casos
- Corte básico de arrancamiento por cortante del concreto

$$V_b = 9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'c}(c_{a1})^{1,5} \quad (\text{Ecuación 90})$$

En ciertas ocasiones los anclajes se instalan en elementos de poco espesor y las distancias a los bordes son reducidas menores a $1,5c_{a1}$ el valor c_{a1} empleado para determinar A_{Vc} , no debe ser mayor de:

- $c_{a2}/1,5$ donde c_{a2} es la mayor distancia al borde
 - la relación $h_a/1,5$
 - $s/3$ donde s es el máximo espaciamiento entre anclajes de un grupo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del cortante

Y cuando existe excentricidad el factor de modificación $\psi_{ec,V}$

- Factor de modificación por carga excéntrica

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'V}{3c_{a1}}\right)} \quad (\text{Ecuación 91})$$

Y $\psi_{ec,V}$, no debe ser mayor que la unidad (1,0).

El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupo de anclajes cargados en cortante $\psi_{ed,V}$, debe calcularse como sigue:

- Si $c_{a2} \geq 1,5 c_{a1}$

- Factor de modificación por carga al borde

$$\psi_{d,V} = 1,0 \quad (\text{Ecuación 92})$$

- Si $c_{a2} < 1,5 c_{a1}$

- Factor de modificación por carga al borde

$$\psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}} \quad (\text{Ecuación 93})$$

Para anclajes ubicados en concreto no fisurado el reglamento ACI 318-14, (2014) permite utilizar el siguiente factor de modificación:

- Factor de modificación por fisuración

$$\psi_{c,V} = 1,4 \quad (\text{Ecuación 94})$$

- Para anclajes ubicados en concreto fisurado, se permite los siguientes factores de modificación:

- $\psi_{c,V} = 1,0$ para anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario

- $\Psi_{c,V} = 1,2$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente de una barra No4 o mayor entre el borde y el anclaje
- $\Psi_{c,V} = 1,4$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente de una barra No4 o mayor entre el borde y el anclaje. Y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 10cm

Cuando $h_a < 1,5 c_{a1}$ el factor de modificación para anclajes $\Psi_{h,V}$ debe calcularse de la siguiente manera:

- Factor de modificación por ubicación del anclaje

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}} \quad (\text{Ecuación 95})$$

- El factor $\psi_{h,V}$ no debe ser menor que la unidad (1,0)
- Los esfuerzos combinados de carga axial y cortante se deben calcular con la siguiente expresión:

$$\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \pm \frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 1,2 \quad (\text{Ecuación 96})$$

Donde:

- V_{ua} =esfuerzo de cortante último en kgf

- N_{ua} =carga axial última en kgf
- V_n =esfuerzo de cortante nominal en kgf
- N_n =carga axial nominal en kgf

3.5. Juntas de construcción

Las juntas son necesarias en estructuras de concreto y mampostería por varias razones. En las fachadas, no todo el levantado se puede colocar continuamente, por lo que es necesario crear juntas de construcción que permiten reanudar el trabajo después de un periodo de tiempo.

Dado que los materiales experimentan cambios de temperatura, puede ser deseable proporcionar uniones y por lo tanto aliviar esfuerzos que se inducirán en la estructura principal.

Es importante saber que los elementos de una fachada se soportan de manera diferente, por razones funcionales y arquitectónicas. La compatibilidad de la deformación es importante y se pueden requerir uniones para aislar varios elementos.

Las juntas pueden verse como grietas artificiales o como medios para evitar o controlar el agrietamiento en las estructuras. Es posible crear planos debilitados en una estructura, por lo que el agrietamiento ocurre en un lugar donde exista poca importancia y tener un bajo impacto visual.

El comité ACI 224.3R-95, (1995) ha desarrollado una descripción general del diseño, la construcción y el mantenimiento de las juntas en varios tipos de estructuras de concreto y mampostería.

3.5.1. Requisitos del sello de las juntas

Para un comportamiento satisfactorio en juntas superficiales abiertas, el sello debe:

- Ser relativamente impermeable
- Se debe deformar para adaptarse al movimiento y velocidad que ocurre en la articulación
- Recuperar adecuadamente sus propiedades originales y su forma después de las deformaciones cíclicas
- Permanecer en contacto con las caras de las articulaciones. El sellador debe unirse a la cara de la junta y no fallar en la adhesión, ni separarse de las esquinas u otras áreas locales de concentración por tracción
- No puede romperse internamente
- No debe fluir debido a la gravedad
- No se ablanda a una consistencia inaceptable a temperaturas de servicio más altas

- No se endurece ni se vuelve inaceptablemente frágil a temperaturas de servicio más bajas

Como regla general, el control de juntas en la mampostería es a cada 6,0 m, pero no mayor de una y media veces el alto del muro.

Todos los elementos estructurales que estarán sometidos a movimientos por cambios de temperatura, humedad y cargas laterales, pueden causar daños o fisuras especialmente cuando no están provistos de elementos que puedan permitir la deformación de la estructura

El tipo de junta, la ubicación y el espaciamiento, dependen de los materiales de la mampostería, condiciones climáticas, tamaño y tipo de estructura, además de las experiencias propias del lugar.

Ubicación de juntas verticales en edificios recomendado por la Asociación de Cemento Portland (1982).

Figura 15. **Ubicación recomendada de juntas verticales**



Fuente: ACI 224.3R-95 (1995). *Joints in concrete construction*.

- A = 6m de separación en muros con aberturas
- B = No más de 6m de separación en muros sin aberturas
- C = Entre 3m y 5m de la esquina, si es posible
- D = En la línea con cada jamba en el primer nivel
- E = Encima del primer nivel junta vertical al centro de la abertura
- F = Las juntas verticales en las jambas son preferibles

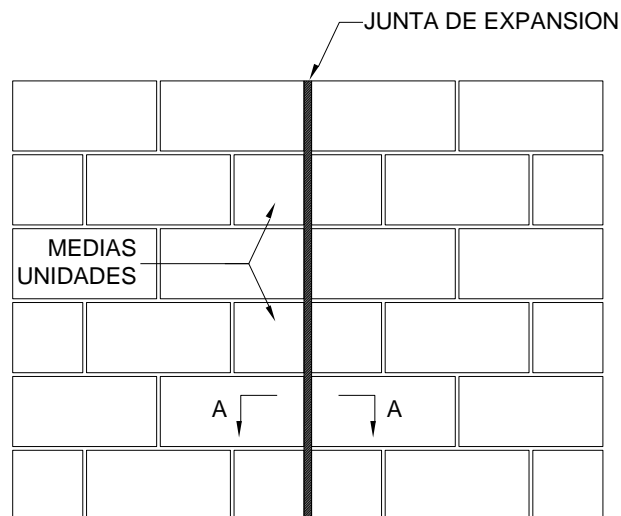
3.5.2. Detalles especiales de juntas

Cada edificio debe ser analizado para determinar los movimientos potenciales y se deben tomar medidas para aliviar los esfuerzos excesivos que pueden generarse por dicho movimiento.

El espaciamiento típico recomendado para las juntas de expansión debe ser de 4,5 m a 6,0 m. Y el espaciamiento en muros sin aberturas no debe exceder de 7,5 m.

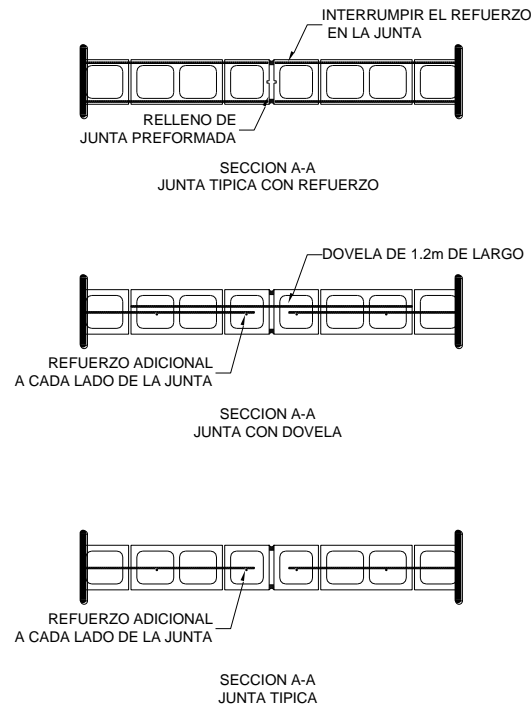
Detalles recomendados para crear la junta de expansión:

Figura 16. **Elevación típica junta de expansión muros de mampostería**



Fuente: MIA. (2010). *Manual de ingeniería mampostería reforzada*.

Figura 17. **Detalles típicos en planta de las juntas de expansión**



Fuente: MIA. (2010). *Manual de ingeniería mampostería reforzada*.

3.6. Procedimiento técnico de diseño

Para diseñar una fachada es importante tomar primero ciertas decisiones, sobre el tipo de muro a utilizar, el tipo de refuerzo, y las condiciones de los apoyos. Estos datos son propios de cada proyecto, pero influyen en el resultado del diseño. Para eficientizar el diseño de la mampostería reforzada, es necesario tener presente que el diseño se ve afectado directamente por el peso del muro, por lo que es necesario mantener controlado el peso del muro en el caso de los muros con refuerzo integral o pineados.

- Paso 1, predimensionamiento

Para dar inicio al diseño del muro, es necesario proponer el espesor del muro que cumpla con la relación de esbeltez $L/30$.

La propuesta de refuerzo basado en una cuantía mínima, $\rho_v \geq 0,0007$, $\rho_h \geq 0,0007$ y $\rho_h + \rho_v \geq 0,002$. Ver detalles en las secciones 3.3.2, 3.3.3 y 3.3.5.

- Paso 2, especificación de materiales

Los materiales propuestos deben poseer características que apliquen para uso de elementos no estructurales y que cumplan con la norma Coganor correspondiente para las unidades de block o arcilla.

Los datos que se requieren son: la resistencia de los materiales, su densidad y su coeficiente de expansión térmica. Ver detalles en sección 2.4.

- Paso 3, integración y combinación de cargas

Las cargas deben considerarse por nivel tanto para la carga gravitacional muerta y viva si aplica, así como la carga lateral producida por viento o sismo y la carga inducida por efecto en el cambio de temperatura. Ver detalles en las secciones 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4.

Dichas cargas se combinarán para obtener las condiciones más desfavorables que se deben utilizar para el diseño. Para las combinaciones de cargas se utilizarán las ecuaciones descritas en las secciones 3.1.2 para el método ASD y 3.2.2 para el método LRFD.

- Paso 4, análisis estructural

Para el análisis estructural se debe realizar un diagrama de cuerpo libre para el muro indicando las condiciones de apoyo, esto con el fin de determinar las magnitudes y las direcciones de las fuerzas que actúan, así como su deformación.

Si el muro se interrumpe con las losas no existe continuidad, si el muro no se interrumpe con las losas si existe continuidad y hay una mejor distribución del momento. Cuando la fachada es un parapeto el muro trabaja en voladizo.

- Paso 5, chequeo del desplazamiento

Es requisito que el edificio sea sismo resistente, ya que debe cumplir con el límite máximo de deriva lateral por piso, que a nivel elástico es menor del 2% de la altura del piso dividido por el factor de desplazamiento $CD=5,5$ ($0,02hm/5,5=hm/275$).

Como la deformación lateral es proporcional a la fuerza aplicada, se debe calcular el desplazamiento de la fuerza sísmica con el muro fracturado al $0,35 I_g$, basado en (ACI 318-14, 2014) sección 6.6.3.1.1 pag.72.

Si se excede la deriva lateral máxima en el muro, se debe cambiar las características del muro y regresar al paso 1 o 2. La manera de rigidizar el muro es aumentando su ancho o aumentando su resistencia.

- Paso 6, diseño del muro de mampostería

Para el método ASD se revisa que, en el muro los esfuerzos de flexocompresión y cortante, sean menores a los esfuerzos admisibles a partir del espesor y refuerzo propuesto, de lo contrario es necesario regresar al paso 1 y aumentar los valores hasta obtener una relación menor a 1,00 entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo admisible. Para las ecuaciones ver sección 3.1.

Con el método LRFD, se revisa que las cargas últimas debidas a flexocompresion y cortante, no excedan las resistencias nominales reducidas por los factores ϕ , esto a partir del espesor y refuerzo propuesto. Este proceso se repite hasta lograr que la relación entre la demanda y la capacidad sea menor a 1,00. Para las ecuaciones referirse a la sección 3.2.

- Paso 7, diseño de anclajes

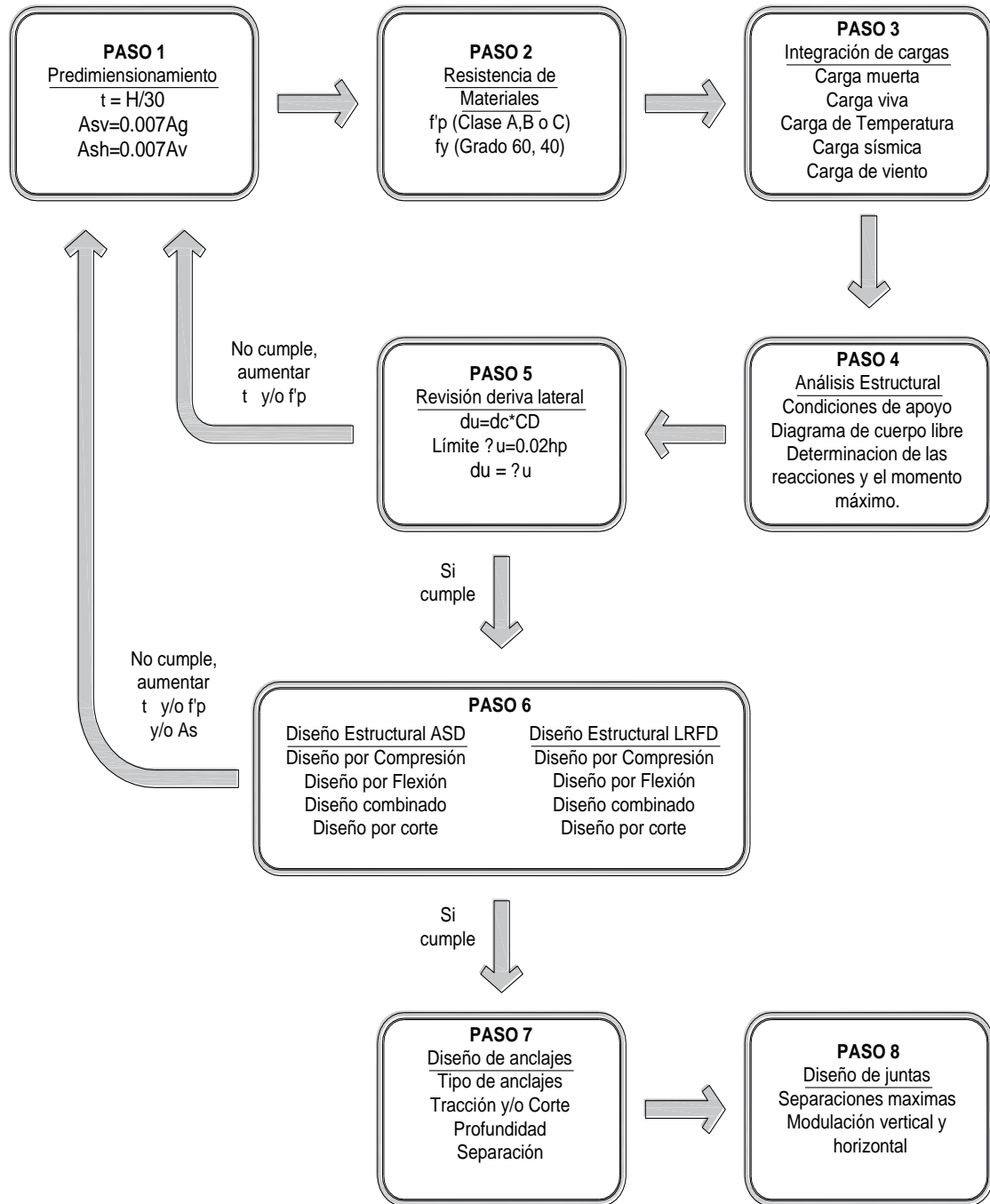
Los anclajes pueden ser preinstalados o post instalados, con dispositivos mecánicos expansivos o adheridos con productos epóxicos. Según sea la dirección de los anclajes podrán trabajar a tracción, a corte o una combinación de ambos.

Realizar un diagrama de cuerpo libre para el anclaje, ya que dependiendo de su colocación vertical u horizontal así será como se transmita la fuerza por tracción, por corte o una combinación de ambas. Los requisitos son descritos en la sección 3.4.

- Paso 8, diseño de juntas

Con el fin de reducir las fisuras en los muros y evitar modificar la rigidez de los muros, es necesario seccionar los muros basados en lo descrito en la sección 3.5, donde indica que las juntas deben quedar con una separación intermedia máxima de 6m y de 3m a 5m en las esquinas. Para esto es necesario combinar las juntas con la simetría del edificio y sus fachadas arquitectónicas.

Figura 18. Diagrama del proceso de diseño



Fuente: elaboración propia.

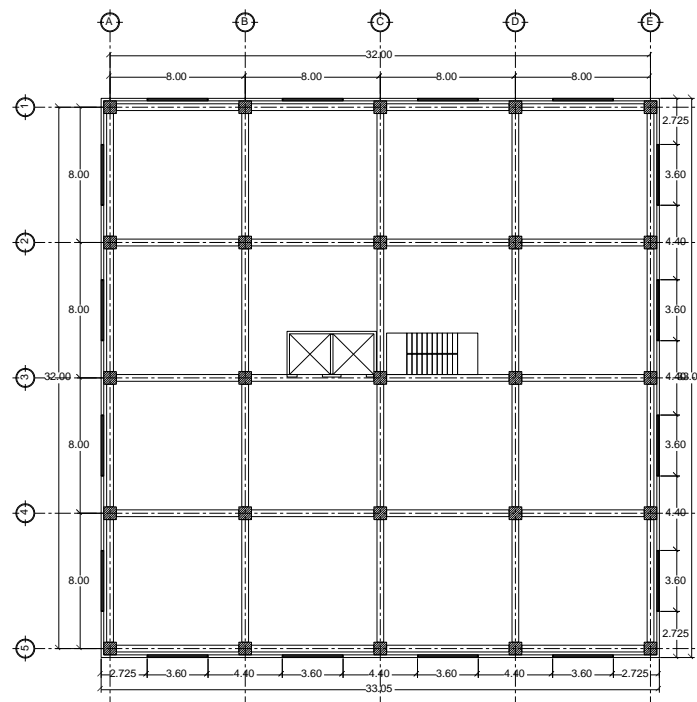
4. DESARROLLO DE EJEMPLO PRÁCTICO DE DISEÑO

4.1. Descripción del edificio

El edificio está formado por 5 niveles ubicado en la ciudad de Guatemala, sobre un suelo tipo D, para uso de apartamentos.

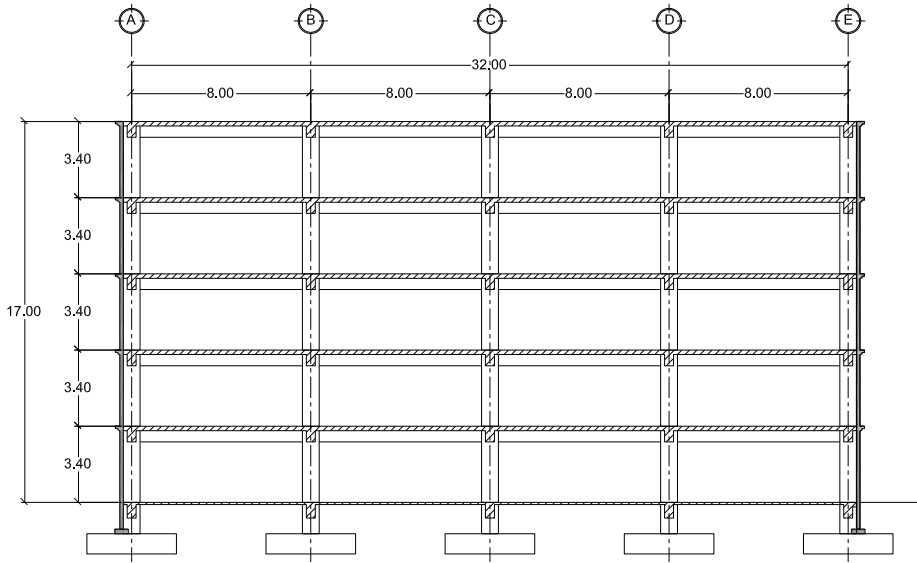
El sistema sismo resistente del edificio es a través marcos especiales de concreto reforzado, tal como se muestra en las figuras del 19 a la 21.

Figura 19. **Planta, losa típica del edificio**



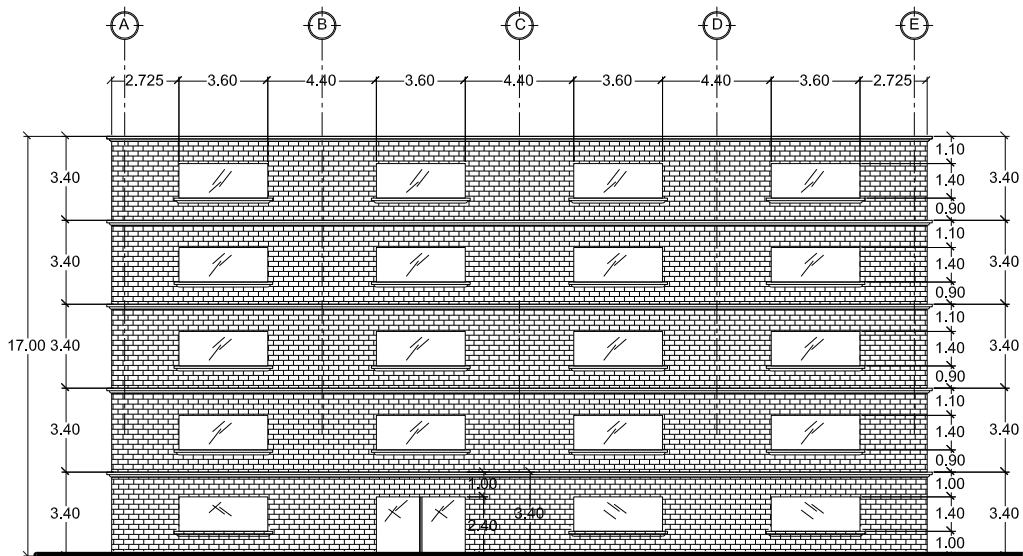
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 20. Sección transversal del edificio



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 21. Elevación lateral del edificio



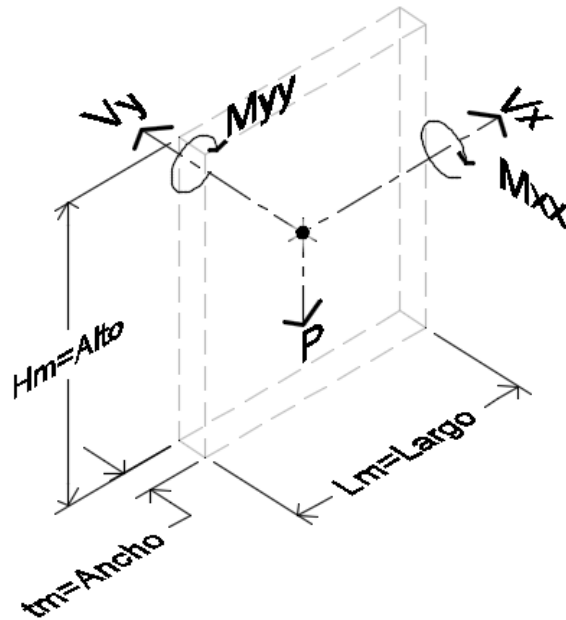
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

- Elementos por diseñar:
 - Fachada muro niveles 1, 2, 3, 4 y 5
 - Cimiento corrido
 - Anclajes embebidos en la losa, en niveles 1, 2, 3, 4 y 5
- Especificaciones de los materiales
 - *Block* clase C, $f'p=35 \text{ kgf/cm}^2$, block clase B, $f'p=50 \text{ kgf/cm}^2$
 - Acero de refuerzo: $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ASTM A615
 - Tipo de refuerzo: interior, pineado.
 - Tipo de sujeción: anclajes adheridos con refuerzo tradicional ASTM A615.
- Asignación de ejes y signos

La asignación de la nomenclatura de ejes es de importancia para la interpretación de los cálculos y resultados de esta investigación.

Se etiquetan los ejes de cortante con V , para momento M , para carga axial P , todos con el subíndice que indica la dirección en la que es aplicada. así como la geometría del muro con las variables asignadas.

Figura 22. Dirección de ejes locales en muro



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.2. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos, son datos que se extraen con base a información previa de la edificación, tales como: tipo de ocupación, ubicación geográfica, cantidad de ocupantes entre otras.

- Obra: importante
- Ubicación: ciudad de Guatemala
- Índice de sismicidad: $I_0=4$

- Valores de sismo extremo
 - $S_{cr} = 1,50g$
 - $S_{1r} = 0,55g$
 - Nivel de protección mínimo y probabilidad del sismo de diseño

Con base a la tabla 4, para índice de sismicidad $I_0=4$ y clasificación de obra importante, el nivel mínimo deberá ser “D” y sismo de diseño con un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años; a este sismo se le denomina: severo.

- Coeficiente de ajuste por clase de sitio

Para esta estructura, la clasificación del suelo es tipo D con índice de sismicidad $I_0=4$ le corresponden los siguientes valores de las tablas 5 y 6.

- Coeficiente de sitio: $F_a = 1,0$
- Coeficiente de sitio: $F_v = 1,5$

Parámetros espectrales ajustados:

$$S_{cs} = S_{cr} \cdot F_a = 1,5g \cdot 1,0 = 1,5g$$

$$S_{1s} = S_{1r} \cdot F_v = 0,55g \cdot 1,5 = 0,825g$$

Periodo de transición:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0,825g}{1,5g} = 0,55 \text{ seg}$$

- Factor de escala por tipo de sismo de diseño

Para el diseño se debe utilizar un sismo severo, según la tabla 11 le corresponde un valor $k_d=0,80$

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = k_d \cdot S_{cs} = 0,80 * 1,50g = 1,20g$$

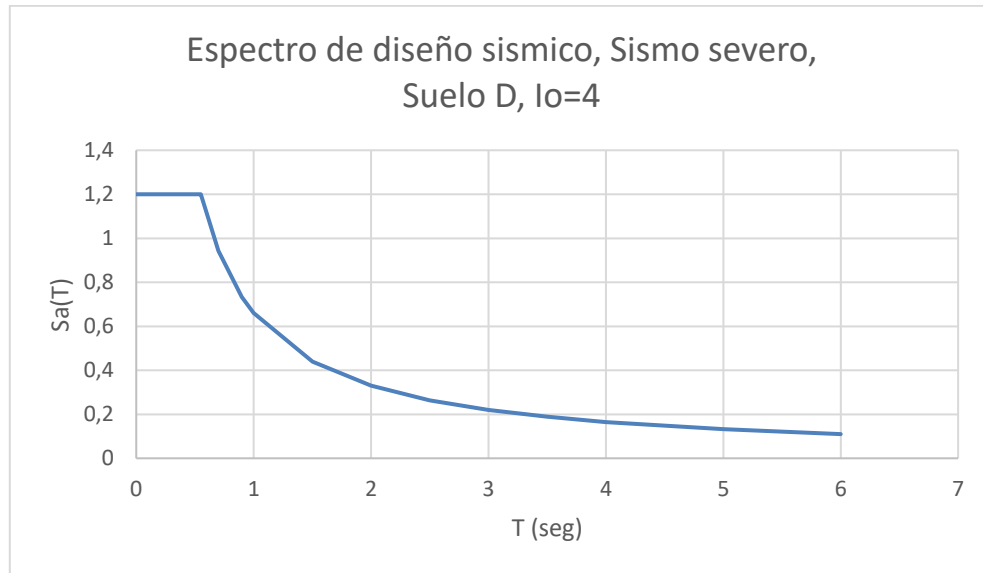
$$S_{1d} = k_d \cdot S_{1s} = 0,80 * 0,825g = 0,66g$$

- Ordenadas espectrales $S_a(T)$:

$$S_a(T) = S_{cd} = 1,20g; \quad \text{si } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} = \frac{0,66g}{T}; \quad \text{si } T > T_s$$

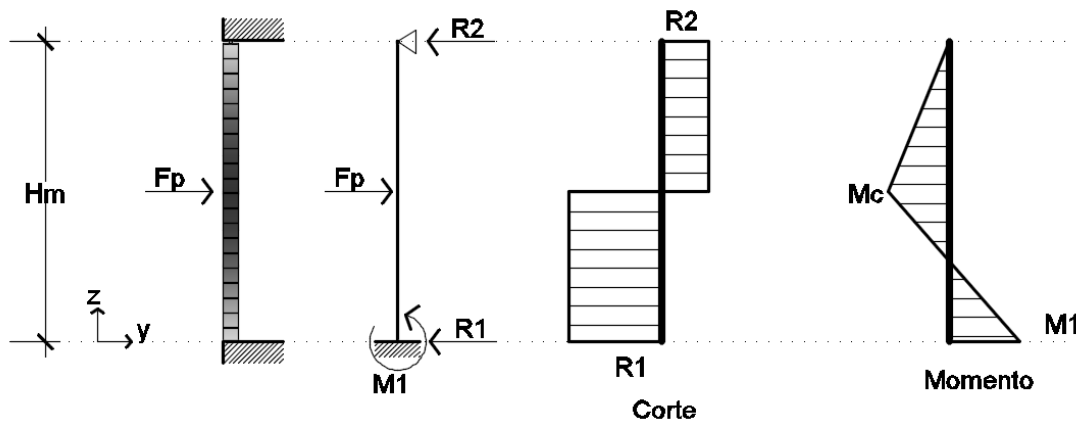
Figura 23. Espectro de diseño sísmico



Fuente: elaboración propia.

- Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de sismo

Figura 24. Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de sismo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

- Sumatoria de fuerzas en la dirección X

$$\Sigma Fy = 0$$

$$Fp - R1 - R2 = 0$$

$$\frac{5}{11} \cdot R1 = R2$$

$$Fp - R1 - \frac{5}{11} \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{11}{16} \cdot Fp$$

$$R2 = \frac{5}{16} \cdot Fp$$

- Sumatoria de momentos en la dirección X

$$\Sigma Mx = 0$$

$$M1 - Fp \cdot \frac{Hm}{2} + R2 \cdot Hm = 0$$

$$M1 - Fp \cdot \frac{Hm}{2} + \frac{5}{16} \cdot Fp \cdot Hm = 0$$

$$M1 = \frac{3}{16} \cdot Fp \cdot Hm$$

$$M1 - R1 \cdot \frac{Hm}{2} - Mc = 0$$

$$\frac{3}{16} \cdot Fp \cdot Hm - \frac{11}{32} \cdot Fp \cdot Hm - Mc = 0$$

$$Mc = -\frac{5}{32} \cdot Fp \cdot Hm$$

4.3. Parámetros de diseño por viento

Los parámetros para el diseño por viento, se determinan a partir de información preliminar del proyecto como la ubicación geográfica y condiciones locales de terreno.

Datos:

- Exposición C
- Velocidad del viento = 100 kph
- Coeficiente de exposición:

Tabla XXVII. **Coefficiente de exposición proyecto**

Nivel	Ce exposición C
1	1,06
2	1,15
3	1,25
4	1,33
5	1,39

Fuente: elaboración propia.

- Coeficiente de presión
- Cq = +/- 1,2
- qs: presión de remanso del viento.

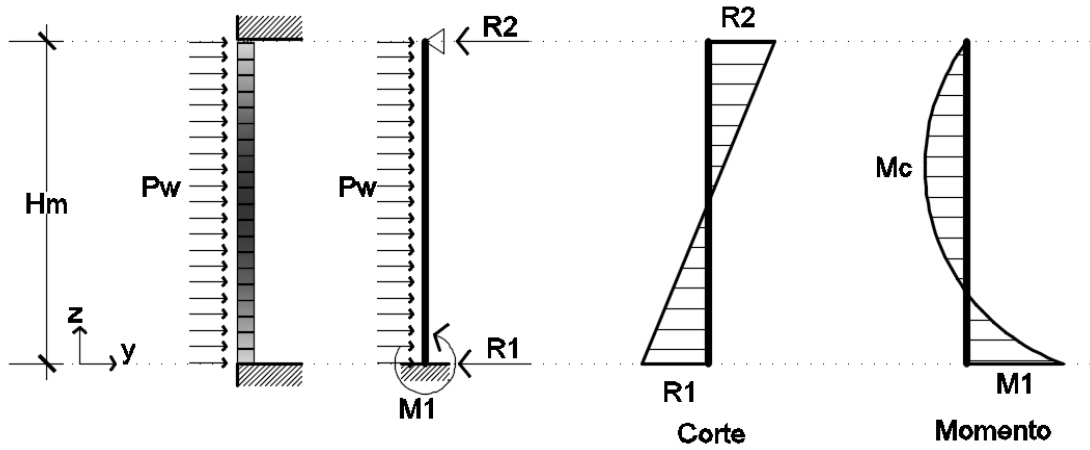
$$qs = 0,0048 V^2 = 48 \text{ kgf/cm}^2$$

- La presión de diseño por viento que se utilizará en cada nivel es:

$$Pw = Ce \cdot Cq \cdot qs \cdot I$$

- Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de viento

Figura 25. Diagrama de cuerpo libre en muro por carga de viento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

- Sumatoria de fuerzas en la dirección X

$$\Sigma F_x = 0$$

$$P_w \cdot H_m - R_1 - R_2 = 0$$

$$\frac{3}{5} \cdot R_1 = R_2$$

$$P_w \cdot H_m - R_1 - \frac{3}{5} \cdot R_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{5}{8} \cdot P_w \cdot H_m$$

$$R2 = \frac{3}{8} \cdot Pw \cdot Hm$$

- Sumatoria de momentos en la dirección X

$$\Sigma Mx = 0$$

$$M1 - Pw \cdot \frac{Hm^2}{2} + R2 \cdot Hm = 0$$

$$M1 - Pw \cdot \frac{Hm^2}{2} + \frac{3}{8} \cdot Pw \cdot Hm^2 = 0$$

$$M1 = \frac{1}{8} \cdot Pw \cdot Hm^2$$

$$M1 - \frac{25}{64} \cdot R1 \cdot Hm + \frac{25}{128} Pw \cdot Hm^2 - Mc = 0$$

$$\frac{41}{128} \cdot Pw \cdot Hm^2 - \frac{25}{64} \cdot Pw \cdot Hm^2 - Mc = 0$$

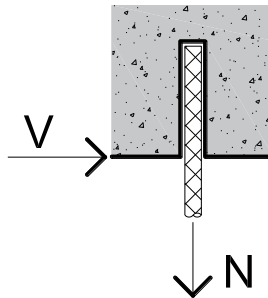
$$Mc = -\frac{9}{128} \cdot Pw \cdot Hm^2$$

Para el diseño del ejemplo propuesto, la fachada será colocada entre losas por lo que los anclajes trabajarán en combinación de tracción y corte, se plantea anclajes de refuerzo tradicional ASTM A615, post instalados, adheridos.

La fuerza V se obtiene de la reacción de las cargas laterales sismo o viento que incluye la componente ortogonal y la fuerza N, axial a tracción se obtiene de

la reacción de la carga gravitacional y la componente del par que se genera a tracción, como se muestra en la figura 25.

Figura 26. **Fuerzas de diseño en anclajes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.4. **Reacciones calculadas en la base del muro**

Realizado el análisis estructural se determinaron las reacciones que actúan en el sistema.

- Muerta M

$$P = \gamma m \cdot Lm \cdot tm \cdot Hm \quad (\text{Ecuación 97})$$

- Sismo S

$$Vx = \frac{11}{16} \cdot 0,30 \cdot Fp_{ASD} \quad (\text{Ecuación 98})$$

$$Vy = \frac{11}{16} \cdot Fp_{ASD} \quad (\text{Ecuación 99})$$

$$M_{xx} = \frac{3}{16} \cdot F_{p_{ASD}} \cdot Hm + \frac{1}{2} \cdot P_m \cdot \Delta_{sismo} \quad (\text{Ecuación 100})$$

$$M_{yy} = \frac{3}{16} \cdot 0,30 \cdot F_{p_{ASD}} \cdot Hm \quad (\text{Ecuación 101})$$

- Viento

$$V_y = \frac{5}{8} \cdot P_w \cdot Hm \quad (\text{Ecuación 102})$$

$$M_{xx} = \frac{1}{8} \cdot P_w \cdot Hm^2 + \frac{1}{2} P_m \cdot \Delta_{viento} \quad (\text{Ecuación 103})$$

4.5. Diseño de muros método ASD

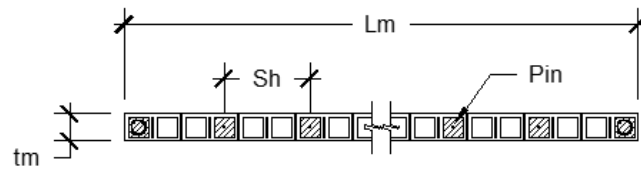
El diseño de muros por el método ASD, descripción de los cálculos desde el primer nivel hasta el quinto nivel.

4.5.1. Diseño de muro por método ASD, nivel 5

Para mantener la relación de esbeltez $L/30$ siendo $h_m = L = 320$ cm, el espesor mínimo requerido es $320 \text{ cm}/30 = 10,66$ cm, el *block* comercial más cercano es el de 14 cm.

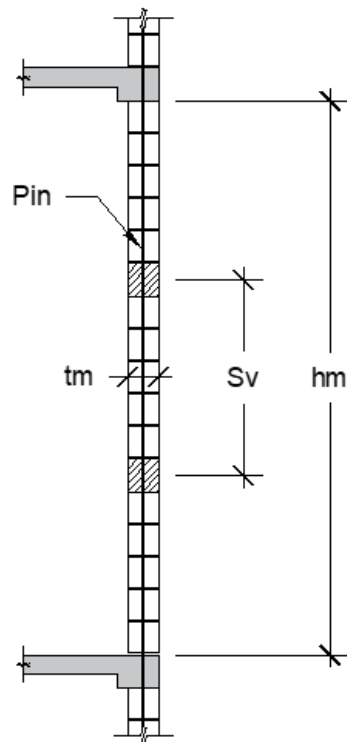
La cuantía mínima para este muro es $\rho_v = 0,0007$, $A_{s_{\min}} = 0,0007 \times 100\text{cm}/1,0\text{m} \times 14\text{cm} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizando Pin No4 @ 0,80m, el área de acero equivale a $A_s = 1,26 \text{ cm}^2 / 0,80 \text{ m} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$, mayor que $A_{s_{\min}}$

Figura 27. **Planta de muro típico para análisis y diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 28. **Sección de muro típico para análisis y diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

A continuación, se detonan los cálculos realizados del análisis y diseño estructural de muro en nivel 5.

Tabla XXVIII. **Cálculos de muro en nivel 5**

Geometría			
Nivel	5,0		
Lm=	440,0	cm	figura 27
tm=	19,0	cm	
hm=	320,0	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,0	kgf/cm ²	
fy=	4 200,0	kgf/cm ²	
Pin No	4,0		
Sh =	80,0	cm	figura 28
As =	7,0	cm ²	
As _{min} =	5,9	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	8 360,0	cm ²	
Ix=	251 496,7	cm ⁴	
r=	5,5	cm	
γm=	1 500,0	kgf/m ³	
Ae/An=	1,3		
f'm=	41,7	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,0	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,0	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,0	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,0	km/h	
Ce=	1,4		
Cq=	1,2		
qs=	48,0	kgf/m ²	
l =	1,0		
Pw =	80,1	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXVIII.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,0	°C	
$\alpha =$	0,0	/°C	
$\delta T =$	0,0	cm	
$\sigma T =$	1,8	kgf/cm ²	
P =	7 315,0	kgf	
M =	23 164,2	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
$a_p =$	1,0		
Sds =	1,2	g	
$l_p =$	1,0		
$R_p =$	2,5		
z =	1 600,0	cm	
h =	1 600,0	cm	
Carga sísmica			
$F_p =$	2 311,37	kgf	ecuación 15
$F_p \text{ min} =$	1 444,61	kgf	ecuación 17
$F_p \text{ max} =$	7 704,58	kgf	ecuación 16
$F_p \text{ dis} =$	2 311,37	kgf	
$F_{pASD} =$	1 617,96	kgf	0,70 $F_p \text{ dis}$
Desplazamientos máximos			
l_g	0,35		
Sismo	0,28	cm	ecuación 21
Viento	0,08	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXVIII.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Sismo	0,0	333,7	1 112,4	97 735,7	29 123,3
Viento	0,0	0,0	704,6	45 261,4	0,0
Temp	7 315,0	0,0	0,0	23 164,2	0,0
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,8	0,0	0,0	23 164,2	0,0
CS2	4 012,8	0,0	0,0	0,0	0,0
CS3	9 499,1	0,0	0,0	17 373,1	0,0
CS4	4 687,0	333,7	1 112,4	97 735,7	29 123,3
CS6	4 012,8	0,0	704,6	45 261,4	0,0
CS7	4 012,8	0,0	528,4	33 946,1	0,0
CS8	3 210,2	0,0	704,6	45 261,4	0,0
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,4	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,8	kgf/cm ²			
hm/r	58,4				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	78 246,7	kgf			

Continuación de la tabla XXVIII.

Carga admisible por flexión				
n	65,0		ecuación 32	
dx	9,5	cm		
ρ	0,002		ecuación 33	
kx	0,4		ecuación 34	
jx	0,9		ecuación 35	
dy	396,0	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,3		ecuación 34	
jy	0,9		ecuación 35	
Mmxx	89 345,8	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	97 501,0	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	89 345,8	kgf-cm		
Mmyy	5 451 639,0	kgf-cm	ecuación 36	
Msy	4 184 194,0	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	4 184 194,0	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msy/Mayy	D/C
CS1	0,145	0,259	0,000	0,400
CS2	0,051	0,000	0,000	0,050
CS3	0,121	0,194	0,000	0,320
CS4	0,060	1,094	0,007	1,16
CS6	0,051	0,507	0,000	0,560
CS7	0,051	0,380	0,000	0,430
CS8	0,041	0,507	0,000	0,550

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería

- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El muro está sobre esforzado la relación máxima 1,16 es mayor que 1,00

La deficiencia del muro es por flexión por lo que es necesario aumentar el refuerzo vertical. Luego de varios intentos se llega a un muro con block clase B de 19 cm y refuerzo Pin No6 @ 0,80m. A continuación, se muestran los resultados.

Tabla XXIX. **Cálculos de muro en nivel 5, iteración final**

Geometría			
Nivel	5,0		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	6,0		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	15,68	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	2 514 96,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,39		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	80,06	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXIX.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,0	°C	
$\alpha =$	1,12E-05	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
lp =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	1 600,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	2 311,37	kgf	ecuación 15
Fp min =	14 44,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	2 311,37	kgf	
Fp _{ASD} =	1 617,96	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,28	cm	ecuación 21
Viento	0,08	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXIX.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	333,70	1 112,35	97 735,71	29 123,30
Viento	0,00	0,00	704,56	45 261,43	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	113 27,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	333,70	1 112,35	97 735,71	29 123,30
CS6	4 012,80	0,00	704,56	45 261,43	0,00
CS7	4 012,80	0,00	528,42	33 946,07	0,00
CS8	3 210,24	0,00	704,56	45 261,43	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	86 05,37	kgf			

Continuación de la tabla XXIX.

Carga admisible por flexión				
n	64,96			ecuación 32
dx	9,50	cm		
ρ	0,004			ecuación 33
kx	0,496			ecuación 34
jx	0,835			ecuación 35
dy	396,00	cm		
ρ	0,002			ecuación 33
ky	0,402			ecuación 34
jy	0,866			ecuación 35
Mmxx	114 108,93	kgf-cm		ecuación 36
Msxx	208 853,11	kgf-cm		ecuación 37
Maxx	11 4108,93	kgf-cm		
Mmyy	7 206 971,0	kgf-cm		ecuación 36
Msyy	9 030 738,0	kgf-cm		ecuación 37
Mayy	7 206 971,0	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msyy/Mayy	D/C
CS1	0,132	0,203	0,000	0,33
CS2	0,047	0,000	0,000	0,05
CS3	0,110	0,152	0,000	0,26
CS4	0,054	0,857	0,004	0,91
CS6	0,047	0,397	0,000	0,44
CS7	0,047	0,297	0,000	0,34
CS8	0,037	0,397	0,000	0,43

Continuación de la tabla XXIX.

Carga admisible por cortante					
$M_s/(V_s d) \leq 0,25$		ecuación 41			
$M_s/(V_s d) \geq 1,0$		ecuación 42			
$0,25 < M_s/(V_s d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
p_{min}	0,0007				
p_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	4,256	cm ²			
A_v/s	0,0133	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,4	en SI				
S_v	100	cm			
A_v/s	0,025	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 39 a 44					
Caso	$M_s/V_s d$	$F_v \text{ lim}$	F_{vm}	F_{vs}	f_v/F_v
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CS1	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS2	0,00	5,16	6,45	0,04	0,00
CS3	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS4	1,00	3,42	3,63	0,04	0,04
CS6	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS7	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de P_s no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión

- El caso crítico de las combinaciones es 0,91 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,04 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte

4.5.2. Diseño de muro por método ASD, nivel 4

Siguiendo con los mismos resultados obtenidos del muro del nivel 5, se propone mantener el espesor requerido de 19 cm. En este caso $A_{smin} = 0,0007 \times 100\text{cm/m} \times 19\text{cm} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{m}$. Utilizando el refuerzo Pin No4 @ 0,80m, $A_s = 1,26 \text{ cm}^2 / 0,80\text{m} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$. A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere los esfuerzos actuantes y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXX. Cálculos de muro en nivel 4

Geometría			
Nivel	4,00		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	251 496,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,33		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	76,61	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXX.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
lp =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	1 280,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	2 003,19	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 444,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	2 003,19	kgf	
Fp _{ASD} =	1 402,23	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,24	cm	ecuación 21
Viento	0,08	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXX.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	289,21	964,04	84 704,28	25 240,19
Viento	0,00	0,00	674,15	43 307,70	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	289,21	964,04	84 704,28	25 240,19
CS6	4 012,80	0,00	674,15	43 307,70	0,00
CS7	4 012,80	0,00	505,61	32 480,78	0,00
CS8	3 210,24	0,00	674,15	43 307,70	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	78 246,73	kgf			

Continuación de la tabla XXX.

Carga admisible por flexión				
n	64,96		ecuación 32	
dx	9,50	cm		
ρ	0,002		ecuación 33	
kx	0,37		ecuación 34	
jx	0,88		ecuación 35	
dy	396,00	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,29		ecuación 34	
jy	0,90		ecuación 35	
Mmxx	89 345,81	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	97 501,00	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	89 345,81	kgf-cm		
Mmyy	5 451 639,00	kgf-cm	ecuación 36	
Msy y	4 184 194,00	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	4 184 194,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msy y/Mayy	D/C
CS1	0,15	0,26	0,00	0,40
CS2	0,05	0,00	0,00	0,05
CS3	0,12	0,19	0,00	0,32
CS4	0,06	0,95	0,01	1,01
CS6	0,05	0,49	0,00	0,54
CS7	0,05	0,36	0,00	0,41
CS8	0,04	0,49	0,00	0,53

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería

- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El muro esta sobre esforzado la relación máxima 1,01 es mayor que 1,00

Luego de varios intentos se llega a un muro de 19 cm y Pin No5 @ 0,80m.

Tabla XXXI. Cálculos de muro en nivel 4, iteración final

Geometría			
Nivel	4,00		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	5,00		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	10,89	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > As _{min}	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	251 496,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,33		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	76,61	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXI.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
lp =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	1 280,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	2 003,19	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 444,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	2 003,19	kgf	
FpASD =	1 402,23	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,24	cm	ecuación 21
Viento	0,08	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXI.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	289,21	964,04	84 704,28	25 240,19
Viento	0,00	0,00	674,15	43 307,70	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	289,21	964,04	84 704,28	25 240,19
CS6	4 012,80	0,00	674,15	43 307,70	0,00
CS7	4 012,80	0,00	505,61	32 480,78	0,00
CS8	3 210,24	0,00	674,15	43 307,70	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	81 783,12	kgf			

Continuación de la tabla XXXI.

Carga admisible por flexión				
n	64,96		ecuación 32	
dx	9,50	cm		
ρ	0,003		ecuación 33	
kx	0,44		ecuación 34	
jx	0,85		ecuación 35	
dy	396,00	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,35		ecuación 34	
jy	0,88		ecuación 35	
Mmxx	102 878,58	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	148 458,91	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	102 878,58	kgf-cm		
Mmyy	6 391 351,00	kgf-cm	ecuación 36	
Msy	6 398 337,00	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	6 391 351,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msy/Mayy	D/C
CS1	0,14	0,23	0,00	0,36
CS2	0,05	0,00	0,00	0,05
CS3	0,12	0,17	0,00	0,29
CS4	0,06	0,82	0,00	0,88
CS6	0,05	0,42	0,00	0,47
CS7	0,05	0,32	0,00	0,36
CS8	0,04	0,42	0,00	0,46

Continuación de la tabla XXXI.

Carga admisible por cortante					
$M_s/(V_s d) \leq 0,25$		ecuación 41			
$M_s/(V_s d) \geq 1,0$		ecuación 42			
$0,25 < M_s/(V_s d) < 1,0$		interpolación			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
$\rho_v + \rho_h >$	0,002				
$A_v \text{ min}$	4,26	cm ²			
A_v/s	0,013	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,4	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,03	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 39 a 44					
Caso	$M_s/V_s d$	$F_v \text{ lim}$	F_{vm}	F_{vs}	f_v/F_v
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CS1	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS2	0,00	5,16	6,45	0,04	0,00
CS3	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS4	1,00	3,42	3,63	0,04	0,03
CS6	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS7	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de P_s no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión

- El caso crítico de las combinaciones es 0,88 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,03 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte

4.5.3. Diseño de muro por método ASD, nivel 3

Siguiendo con el mismo espesor del muro obtenido del nivel 4, se propone utilizar 19 cm. Utilizando el refuerzo Pin No4 @ 0,80m, se tiene un refuerzo mayor al $A_{s_{min}}$. A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere los esfuerzos actuantes y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXII. Cálculos de muro en nivel 3

Geometría			
Nivel	3,00		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > As _{min}	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	251 496,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,25		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	72,00	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXII.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
lp =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	960,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 695,01	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 444,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 695,01	kgf	
FpASD =	1 186,50	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,21	cm	ecuación 21
Viento	0,08	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXII.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	244,72	815,72	71 672,85	21 357,08
Viento	0,00	0,00	633,60	40 702,73	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	244,72	815,72	71 672,85	21 357,08
CS6	4 012,80	0,00	633,60	40 702,73	0,00
CS7	4 012,80	0,00	475,20	30 527,05	0,00
CS8	3 210,24	0,00	633,60	40 702,73	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	78 246,73	kgf			

Continuación de la tabla XXXII.

Carga admisible por flexión				
n	64,96		ecuación 32	
dx	9,50	cm		
ρ	0,002		ecuación 33	
kx	0,37		ecuación 34	
jx	0,88		ecuación 35	
dy	396,00	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,29		ecuación 34	
jy	0,90		ecuación 35	
Mmxx	89 345,81	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	97 501,00	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	89 345,81	kgf-cm		
Mmyy	5 451 639,00	kgf-cm	ecuación 36	
Msy	4 184 194,00	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	4 184 194,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msy/Mayy	D/C
CS1	0,15	0,26	0,00	0,40
CS2	0,05	0,00	0,00	0,05
CS3	0,12	0,19	0,00	0,32
CS4	0,06	0,80	0,01	0,87
CS6	0,05	0,46	0,00	0,51
CS7	0,05	0,34	0,00	0,39
CS8	0,04	0,46	0,00	0,50

Continuación de la tabla XXXII.

Carga admisible por cortante					
$M_s/(V_s d) \leq 0,25$		ecuación 41			
$M_s/(V_s d) \geq 1,0$		ecuación 42			
$0,25 < M_s/(V_s d) < 1,0$		interpolación			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
$\rho_v + \rho_h >$	0,002				
$A_v \text{ min}$	7,093	cm ²			
A_v/s	0,0222	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,4	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,03	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 39 a 44					
Caso	$M_s/V_s d$	$F_v \text{ lim}$	F_{vm}	F_{vs}	f_v/F_v
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CS1	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS2	0,00	5,16	6,45	0,04	0,00
CS3	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS4	1,00	3,42	3,63	0,04	0,03
CS6	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS7	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de P_s no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión

- El caso crítico de las combinaciones es 0,87 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,03 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte

4.5.4. Diseño de muro por método ASD, nivel 2

Con el mismo espesor del muro obtenido del nivel 3, se propone utilizar 19 cm. En este caso $A_{s_{min}} = 0,0007 \times 100\text{cm/m} \times 19\text{cm} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{m}$. Utilizando el refuerzo Pin No4 @ 0,80m, $A_s = 1,26 \text{ cm}^2 / 0,80\text{m} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$. A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere los esfuerzos actuantes y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXIII. Cálculos de muro en nivel 2

Geometría			
Nivel	2,00		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > As _{min}	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	251 496,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,15		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	66,24	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXIII.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
lp =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	640,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 386,82	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 444,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 444,61	kgf	
FpASD =	1 011,23	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,18	cm	ecuación 21
Viento	0,07	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXIII.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	208,57	695,22	61 084,82	18 202,06
Viento	0,00	0,00	582,91	37 446,51	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	208,57	695,22	61 084,82	18 202,06
CS6	4 012,80	0,00	582,91	37 446,51	0,00
CS7	4 012,80	0,00	437,18	28 084,88	0,00
CS8	3 210,24	0,00	582,91	37 446,51	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	78 246,73	kgf			

Continuación de la tabla XXXIII.

Carga admisible por flexión				
n	64,96		ecuación 32	
dx	9,50	cm		
ρ	0,002		ecuación 33	
kx	0,37		ecuación 34	
jx	0,88		ecuación 35	
dy	396,00	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,29		ecuación 34	
jy	0,90		ecuación 35	
Mmxx	89 345,81	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	97 501,00	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	89 345,81	kgf-cm		
Mmyy	5 451 639,00	kgf-cm	ecuación 36	
Msyy	4 184 194,00	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	4 184 194,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msyy/Mayy	D/C
CS1	0,15	0,26	0,00	0,40
CS2	0,05	0,00	0,00	0,05
CS3	0,12	0,19	0,00	0,32
CS4	0,06	0,68	0,00	0,75
CS6	0,05	0,42	0,00	0,47
CS7	0,05	0,31	0,00	0,37
CS8	0,04	0,42	0,00	0,46

Continuación de la tabla XXXIII.

Carga admisible por cortante					
$M_s/(V_s d) \leq 0,25$		ecuación 41			
$M_s/(V_s d) \geq 1,0$		ecuación 42			
$0,25 < M_s/(V_s d) < 1,0$		interpolación			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
$\rho_v + \rho_h >$	0,002				
$A_v \text{ min}$	7,093	cm ²			
A_v/s	0,0222	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,4	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,03	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 39 a 44					
Caso	$M_s/V_s d$	$F_v \text{ lim}$	F_{vm}	F_{vs}	f_v/F_v
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CS1	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS2	0,00	5,16	6,45	0,04	0,00
CS3	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS4	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS6	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS7	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de P_s no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión

- El caso crítico de las combinaciones es 0,75 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,02 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte

4.5.5. Diseño de muro por método ASD, nivel 1

El primer nivel a diferencia de los anteriores es más alto, siguiendo con el espesor del nivel 2, $t_m = 19\text{cm}$, es mayor al mínimo requerido por esbeltez que es $320\text{ cm}/30 = 10,66\text{ cm}$. Utilizando Pin No4 @ 0,80m, se determinó que es mayor que $A_{s\text{min}}$. A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere los esfuerzos actuantes y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXIV. Cálculos de muro en nivel 1

Geometría			
Nivel	1,00		
Lm=	440,00	cm	figura 27
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 28
Propiedades del muro			
Clase	B		
f'p=	50,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 27
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	5,85	cm ²	ecuación 62,63
	As > As _{min}	Si cumple	
Ag =	8 360,00	cm ²	
Ix=	251 496,67	cm ⁴	
r=	5,48	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	41,67	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	31 250,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	12 500,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,06		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	61,06	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXIV.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,75	kgf/cm ²	
P =	7 315,00	kgf	
M =	23 164,17	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
Ip =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	320,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 078,64	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 444,61	kgf	ecuación 17
Fp max =	7 704,58	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 444,61	kgf	
FpASD =	1 011,23	kgf	0,70 Fp dis
Desplazamientos máximos			
Ig	0,35		
Sismo	0,18	cm	ecuación 21
Viento	0,06	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXIV.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	208,57	695,22	61 084,82	18 202,06
Viento	0,00	0,00	537,29	34 515,91	0,00
Temp	7 315,00	0,00	0,00	23 164,17	0,00
Combinaciones					
Caso	Ps	Vsx	Vsy	Ms xx	Ms yy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CS1	11 327,80	0,00	0,00	23 164,17	0,00
CS2	4 012,80	0,00	0,00	0,00	0,00
CS3	9 499,05	0,00	0,00	17 373,13	0,00
CS4	4 686,95	208,57	695,22	61 084,82	18 202,06
CS6	4 012,80	0,00	537,29	34 515,91	0,00
CS7	4 012,80	0,00	402,97	25 886,93	0,00
CS8	3 210,24	0,00	537,29	34 515,91	0,00
Carga admisible por compresión					
Ps/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 27		
0,45f'm	18,75	kgf/cm ²			
hm/r	58,34				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 28		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 29		
Pa	78 246,73	kgf			

Continuación de la tabla XXXIV.

Carga admisible por flexión				
n	64,96		ecuación 32	
dx	9,50	cm		
ρ	0,002		ecuación 33	
kx	0,37		ecuación 34	
jx	0,88		ecuación 35	
dy	396,00	cm		
ρ	0,001		ecuación 33	
ky	0,29		ecuación 34	
jy	0,90		ecuación 35	
Mmxx	89 345,81	kgf-cm	ecuación 36	
Msxx	97 501,00	kgf-cm	ecuación 37	
Maxx	89 345,81	kgf-cm		
Mmyy	5 451 639,00	kgf-cm	ecuación 36	
Msy	4 184 194,00	kgf-cm	ecuación 37	
Mayy	4 184 194,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Ps/Pa	Msxx/Maxx	Msy/Mayy	D/C
CS1	0,15	0,26	0,00	0,40
CS2	0,05	0,00	0,00	0,05
CS3	0,12	0,19	0,00	0,32
CS4	0,06	0,68	0,00	0,75
CS6	0,05	0,39	0,00	0,44
CS7	0,05	0,29	0,00	0,34
CS8	0,04	0,39	0,00	0,43

Continuación de la tabla XXXIV.

Carga admisible por cortante					
$M_s/(V_s d) \leq 0,25$		ecuación 41			
$M_s/(V_s d) \geq 1,0$		ecuación 42			
$0,25 < M_s/(V_s d) < 1,0$		interpolación			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
$\rho_v + \rho_h >$	0,002				
$A_v \text{ min}$	7,093	cm ²			
A_v/s	0,0222	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,4	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,03	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 39 a 44					
Caso	$M_s/V_s d$	$F_v \text{ lim}$	F_{vm}	F_{vs}	f_v/F_v
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CS1	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS2	0,00	5,16	6,45	0,04	0,00
CS3	1,00	3,42	3,63	0,04	0,00
CS4	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS6	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS7	1,00	3,42	3,63	0,04	0,01
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02
CS8	1,00	3,42	3,63	0,04	0,02

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de P_s no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 28 para calcular el esfuerzo admisible a compresión

- El caso crítico de las combinaciones es 0,75 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,02 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte

4.6. Diseño de muros método LFRD

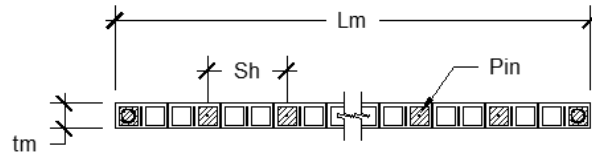
El diseño de muros por el método LFRD, descripción de los cálculos desde el primer nivel hasta el quinto nivel.

4.6.1. Diseño de muro por método LFRD, nivel 5

Para mantener la relación de esbeltez $L/30$ siendo $h_m = L = 320\text{cm}$, el espesor mínimo requerido es $320\text{ cm}/30 = 10,66\text{ cm}$, el *block* comercial más cercano es el de 14 cm .

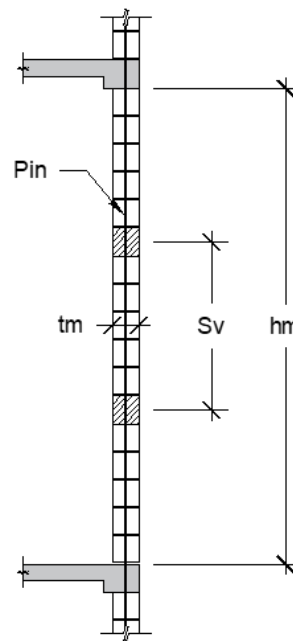
La cuantía mínima para este muro es $\rho_v = 0,0007$, $A_{s_{\min}} = 0,0007 \times 100\text{cm}/1,0\text{m} \times 14\text{cm} = 0,98\text{ cm}^2/\text{m}$. Como la separación máxima es $0,80\text{m}$, utilizando Pin No4 @ $0,80\text{m}$, el área de acero equivale a $A_s = 1,26\text{ cm}^2 / 0,80\text{ m} = 1,57\text{ cm}^2/\text{m}$, mayor que $A_{s_{\min}}$.

Figura 29. **Planta de muro típico para análisis y diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 30. **Sección de muro típico para análisis y diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

A continuación, se detonan los cálculos realizados del análisis y diseño estructural de muro en nivel 5.

Tabla XXXV. Cálculos de muro en nivel 5

Geometría			
Nivel	5,00		
Lm=	440,00	cm	figura 29
tm=	19,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 30
Propiedades del muro			
Clase	C		
f'p=	35,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 29
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	4,312	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	6 160,00	cm ²	
Ix=	100 613,33	cm ⁴	
r=	4,04	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	29,17	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	21 875,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	8 750,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,39		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	80,06	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXV.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,23	kgf/cm ²	
P =	3 773,00	kgf	
M =	8 803,67	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
$a_p =$	1,00		
Sds =	1,20	g	
$l_p =$	1,00		
$R_p =$	2,50		
z =	1 600,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
$F_p =$	1 703,12	kgf	ecuación 15
$F_p \text{ min} =$	1 064,45	kgf	ecuación 17
$F_p \text{ max} =$	5 677,06	kgf	ecuación 16
$F_p \text{ dis} =$	1 703,12	kgf	
Desplazamientos máximos			
l_g	0,35		
Sismo	0,71	cm	ecuación 21
Viento	0,28	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXV.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	2 956,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
Viento	0,00	0,00	704,56	45 509,18	0,00
Temp	3 773,00	0,00	0,00	8 803,67	0,00
Combinaciones					
Caso	Pu	Vux	Vuy	Muxx	Muyy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CR1	4 139,52	0,00	0,00	0,00	0,00
CR2	8 371,44	0,00	0,00	10 564,40	0,00
CR3	3 843,84	0,00	0,00	0,00	0,00
CR4	4 257,79	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
CR5	1 951,49	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
CR6	3 548,16	0,00	915,93	59 161,93	0,00
CR7	2 661,12	0,00	915,93	59 161,93	0,00
Carga admisible por compresión					
Pu/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 50		
0,20f'm	5,83	kgf/cm ²			
hm/r	79,18				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 48		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 49		
Pn	94 039,65	kgf			
φ	0,60				
φPn	56 423,79	kgf			

Continuación de la tabla XXXV.

Carga admisible por flexión				
bx	440,00	cm		
dx	7,00	cm		
a	2,85	cm		ecuación 54
Mnx	163 134,28	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,90			
φMnx	146 820,85	kgf-cm		
by	14,00	cm		
dy	396,00	cm		
a	44,79	cm		ecuación 54
Mny	10 932 573,00	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,90			
φMny	9 839 316,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Pu/Pn	Muxx/φMnx	Muyy/φMny	D/C
CR1	0,07	0,00	0,00	0,07
CR2	0,15	0,07	0,00	0,22
CR3	0,07	0,00	0,00	0,07
CR4	0,08	0,71	0,00	0,78
CR5	0,03	0,71	0,00	0,74
CR6	0,06	0,40	0,00	0,47
CR7	0,05	0,40	0,00	0,45

Continuación de la tabla XXXV.

Carga admisible por cortante					
$Mu/(Vu d) \leq 0,25$		ecuación 57			
$Mu/(Vu d) \geq 1,0$		ecuación 59			
$0,25 < Mu/(Vu d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
ρ_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	3,89	cm ²			
A_v/s	0,0122	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,3	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,0143	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
ϕ	0,8				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 55,60 y 61					
Caso	$Mu/Vu d$	$V_n \text{ lim}$	V_{nm}	V_{ns}	$Vu/\phi V_n$
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CR1	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR2	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,00
CR3	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR4	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03
CR5	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03
CR6	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03
CR7	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03

Continuación de la tabla XXXV.

Diseño del anclaje			
Datos de apoyo			
Alto	20,00	cm	
Ancho	40,00	cm	
f'c	210,00	kgf/cm ²	
Datos del anclaje			
fy	4 200,00	kgf/cm ²	
No	4,00		
Sep, S	25,00	cm	Si cumple
Prof	12,50	cm	Si cumple
λa	0,80		falla en concreto
Ω	1,00		
Resistencia del acero de los anclajes a tracción			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,N	1,27	cm ²	
Nsa	177 915,13	kgf	ecuación 64
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción			
Kc	7,00	postinstalados	
Ca min	8,33	cm	
hef	12,50	cm	
Nb	3 586,43	kgf	ecuación 65
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción			
Anc	16 500,00	cm ²	
Anco	937,50	cm ²	ecuación 68
Ψec,N	1,00		ecuación 69
Ψed,N	1,00		ecuación 71
Ψc,N	1,00		
Ψcp,N	1,00		
Ncbg	63 121,22		ecuación 67
Resistencia básica al adherencia en tracción de un anclaje adherido			
τcr	11,20	kgf/cm ²	
Nba	446,86	kgf	ecuación 78

Continuación de la tabla XXXV.

Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos			
tumcr	18,20	kgf/cm ²	
CNa	6,17	cm	ecuación 77
ANa	2 683,87	cm ²	
ANao	152,49	cm ²	ecuación 76
$\Psi_{ec,Na}$	1,00		ecuación 79
$\Psi_{ed,Na}$	1,00		ecuación 81
$\Psi_{cp,Na}$	1,00		ecuación 83
Nag	7 864,74	kgf	ecuación 75
Resistencia del acero de los anclajes a corte			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,V	1,27	cm ²	
Vsa	106 749,08	kgf	ecuación 85
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a corte			
le	12,50	cm	
ca1	8,33	cm	
Vb a	943,42	kgf	ecuación 89
Vb b	1 059,77	kgf	
Vb	943,42	kgf	ecuación 90
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte			
Avc	5 500,00	cm ²	
Avco	312,50	cm ²	ecuación 88
$\Psi_{ec,V}$	1,00		ecuación 91
$\Psi_{ed,V}$	1,00		ecuación 93
$\Psi_{c,V}$	1,40		
$\Psi_{h,V}$	0,79		ecuación 95
Vcb	18 377,45	kgf	ecuación 87
Resistencias de diseño			
ϕ_N	0,45		
ϕ_V	0,70		
$\phi_n N_n$	3 539,13	kgf	
$\phi_V V_n$	12 864,21	kgf	

Continuación de la tabla XXXV.

Fuerzas de diseño para anclajes, ecuación 96			
	Vua	Nua	D/C
Caso	kgf	kgf	≤ 1,2
CR1	0,00	2 069,76	0,58
CR2	0,00	4 185,72	1,18
CR3	0,00	1 921,92	0,54
CR4	1 222,45	2 128,90	0,70
CR5	1 222,45	975,74	0,37
CR6	915,93	1 774,08	0,57
CR7	915,93	1 330,56	0,45

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 48 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,78 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,03 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte
- El caso crítico de las combinaciones es 1,18 y si cumple porque es menor que 1,20, en anclajes

4.6.2. Diseño de muro por método LFRD, nivel 4

Siguiendo con los datos obtenidos del muro del nivel 5, el espesor del muro es 14 cm, y refuerzo Pin No4 @ 0,80m, ya que se determinó que este es mayor al A_{smin} .

A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere las cargas mayoradas y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXVI. Cálculos de muro en nivel 4

Geometría			
Nivel	4,00		
Lm=	440,00	cm	figura 29
tm=	14,00	cm	
hm=	320,00	cm	Figura 30
Propiedades del muro			
Clase	C		
f'p=	35,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 29
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	4,31	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	6 160,00	cm ²	
Ix=	100 613,33	cm ⁴	
r=	4,04	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	29,17	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	21 875,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	8 750,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,39		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	80,06	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXVI.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00001	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,23	kgf/cm ²	
P =	3 773,00	kgf	
M =	8 803,67	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
$a_p =$	1,00		
Sds =	1,20	g	
$l_p =$	1,00		
Rp =	2,50		
z =	1 600,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 703,12	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 064,45	kgf	ecuación 17
Fp max =	5 677,06	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 703,12	kgf	
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,71	cm	ecuación 21
Viento	0,28	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXVI.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	2 956,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
Viento	0,00	0,00	704,56	45 509,18	0,00
Temp	3 773,00	0,00	0,00	8 803,67	0,00
Combinaciones					
Caso	Pu	Vux	Vuy	Muxx	Muyy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CR1	4 139,52	0,00	0,00	0,00	0,00
CR2	8 371,44	0,00	0,00	10 564,40	0,00
CR3	3 843,84	0,00	0,00	0,00	0,00
CR4	4 257,79	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
CR5	1 951,49	351,27	1 170,89	103 697,79	30 656,10
CR6	3 548,16	0,00	915,93	59 161,93	0,00
CR7	2 661,12	0,00	915,93	59 161,93	0,00
Carga admisible por compresión					
Pu/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 50		
0,20f´m	5,83	kgf/cm ²			
hm/r	79,18				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 48		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 49		
Pn	94 039,65	kgf			
φ	0,60				
φPn	56 423,79	kgf			

Continuación tabla XXXVI.

Carga admisible por flexión				
bx	440,00	cm		
dx	7,00	cm		
a	2,85	cm	ecuación 54	
Mnx	163 134,28	kgf-cm	ecuación 53	
φ	0,90			
φMnx	146 820,85	kgf-cm		
by	14,00	cm		
dy	396,00	cm		
a	44,79	cm	ecuación 54	
Mny	10 932 573,00	kgf-cm	ecuación 53	
φ	0,90			
φMny	9 839 316,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Pu/Pn	Muxx/φMnx	Muyy/φMny	D/C
CR1	0,07	0,00	0,00	0,07
CR2	0,15	0,07	0,00	0,22
CR3	0,07	0,00	0,00	0,07
CR4	0,08	0,71	0,00	0,78
CR5	0,03	0,71	0,00	0,74
CR6	0,06	0,40	0,00	0,47
CR7	0,05	0,40	0,00	0,45

Continuación tabla XXXVI.

Carga admisible por cortante					
$Mu/(Vu d) \leq 0,25$		ecuación 57			
$Mu/(Vu d) \geq 1,0$		ecuación 59			
$0,25 < Mu/(Vu d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
ρ_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	3,89	cm ²			
A_v/s	0,0122	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,3	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,014	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
ϕ	0,80				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 55,60 y 61					
Caso	$Mu/Vu d$	$V_n \text{ lim}$	V_{nm}	V_{ns}	$Vu/\phi V_n$
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CR1	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR2	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,00
CR3	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR4	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03
CR5	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,03
CR6	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR7	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02

Continuación de la tabla XXXVI.

Diseño del anclaje			
Datos de apoyo			
Alto	20,00	cm	
Ancho	40,00	cm	
f'c	210,00	kgf/cm ²	
Datos del anclaje			
fy	4 200,00	kgf/cm ²	
No	4,00		
Sep, S	25,00	cm	Si cumple
Prof	12,50	cm	Si cumple
λa	0,80		falla en concreto
Ω	1,00		
Resistencia del acero de los anclajes a tracción			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,N	1,27	cm ²	
Nsa	177 915,13	kgf	ecuación 64
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción			
Kc	7,00	postinstalados	
Ca min	8,33	cm	
hef	12,50	cm	
Nb	3 586,43	kgf	ecuación 65
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción			
Anc	16 500,00	cm ²	
Anco	937,50	cm ²	ecuación 68
Ψec,N	1,00		ecuación 69
Ψed,N	1,00		ecuación 71
Ψc,N	1,00		
Ψcp,N	1,00		
Ncbg	63 121,22		ecuación 67
Resistencia básica al adherencia en tracción de un anclaje adherido			
τcr	11,20	kgf/cm ²	
Nba	446,86	kgf	ecuación 78

Continuación de la tabla XXXVI.

Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos			
tumcr	18,20	kgf/cm ²	
CNa	6,17	cm	ecuación 77
ANa	2 683,87	cm ²	
ANao	152,49	cm ²	ecuación 76
Ψ _{ec,Na}	1,00		ecuación 79
Ψ _{ed,Na}	1,00		ecuación 81
Ψ _{cp,Na}	1,00		ecuación 83
Nag	7 864,74	kgf	ecuación 75
Resistencia del acero de los anclajes a corte			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,V	1,27	cm ²	
Vsa	106 749,08	kgf	ecuación 85
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a corte			
le	12,50	cm	
ca1	8,33	cm	
Vb a	943,42	kgf	ecuación 89
Vb b	1 059,77	kgf	
Vb	943,42	kgf	ecuación 90
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte			
Avc	5 500,00	cm ²	
Avco	312,50	cm ²	ecuación 88
Ψ _{ec,V}	1,00		ecuación 91
Ψ _{ed,V}	1,00		ecuación 93
Ψ _{c,V}	1,40		
Ψ _{h,V}	0,79		ecuación 95
Vcb	18 377,45	kgf	ecuación 87
Resistencias de diseño			
φN	0,45		
φV	0,70		
φn Nn	3 539,13	kgf	
φV Vn	12 864,21	kgf	

Continuación de la tabla XXXVI.

Fuerzas de diseño para anclajes, ecuación 96			
	Vua	Nua	D/C
Caso	kgf	kgf	≤ 1,2
CR1	0,00	2 069,76	0,58
CR2	0,00	4 185,72	1,18
CR3	0,00	1 921,92	0,54
CR4	1 059,45	2 128,90	0,68
CR5	1 059,45	975,74	0,36
CR6	876,40	1 774,08	0,57
CR7	876,40	1 330,56	0,44

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 48 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,69 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,03 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte
- El caso crítico de las combinaciones es 1,18 y si cumple porque es menor que 1,20, en anclajes

4.6.3. Diseño de muro por método LFRD, nivel 3

Continuando con los datos del nivel 4, el espesor del muro es 14 cm, y refuerzo Pin No4 @ 0,80m, ya que se determinó que este es mayor al $A_{s_{min}}$.

A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere las cargas mayoradas y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXVII. Cálculos de muro en nivel 3

Geometría			
Nivel	3,00		
Lm=	440,00	cm	figura 29
tm=	14,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 30
Propiedades del muro			
Clase	C		
f'p=	35,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 29
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	4,312	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Sí cumple	
Ag =	6 160,00	cm ²	
Ix=	100 613,33	cm ⁴	
r=	4,04	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	29,17	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	21 875,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	8 750,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,25		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	72,00	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXVII.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	1,12E-05	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,23	kgf/cm ²	
P =	3 773,00	kgf	
M =	8 803,67	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
ap =	1,00		
Sds =	1,20	g	
Ip =	1,00		
Rp =	2,50		
z =	960,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 248,95	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 064,45	kgf	ecuación 17
Fp max =	5 677,06	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 248,95	kgf	
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,52	cm	ecuación 21
Viento	0,25	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXVII.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	2 956,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	257,60	858,65	76 045,05	2 2481,14
Viento	0,00	0,00	633,60	40 925,52	0,00
Temp	3 773,00	0,00	0,00	8 803,67	0,00
Combinaciones					
Caso	Pu	Vux	Vuy	Muxx	Muyy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CR1	4 139,52	0,00	0,00	0,00	0,00
CR2	8 371,44	0,00	0,00	1 0564,40	0,00
CR3	3 843,84	0,00	0,00	0,00	0,00
CR4	4 257,79	257,60	858,65	7 6045,05	22 481,14
CR5	1 951,49	257,60	858,65	7 6045,05	22 481,14
CR6	3 548,16	0,00	823,68	5 3203,18	0,00
CR7	2 661,12	0,00	823,68	5 3203,18	0,00
Carga admisible por compresión					
Pu/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 50		
0,20f'm	5,83	kgf/cm ²			
hm/r	79,18				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 48		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 49		
Pn	94 039,65	kgf			
φ	0,60				
φPn	56 423,79	kgf			

Continuación de la tabla XXXVII.

Carga admisible por flexión				
bx	440,00	cm		
dx	7,00	cm		
a	2,85	cm		ecuación 54
Mnx	163 134,28	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,90			
φMnx	146 820,85	kgf-cm		
by	14,00	cm		
dy	396,00	cm		
a	44,79	cm		ecuación 54
Mny	10 932 573,00	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,9			
φMny	9 839 316,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Pu/Pn	Muxx/φMnx	Muyy/φMny	D/C
CR1	0,07	0,00	0,00	0,07
CR2	0,15	0,07	0,00	0,22
CR3	0,07	0,00	0,00	0,07
CR4	0,08	0,52	0,00	0,60
CR5	0,03	0,52	0,00	0,55
CR6	0,06	0,36	0,00	0,43
CR7	0,05	0,36	0,00	0,41

Continuación de la tabla XXXVII.

Carga admisible por cortante					
$Mu/(Vu d) \leq 0,25$		ecuación 57			
$Mu/(Vu d) \geq 1,0$		ecuación 59			
$0,25 < Mu/(Vu d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
ρ_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	3,89	cm ²			
A_v/s	0,0122	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,3	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,014	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
ϕ	0,80				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 55,60 y 61					
Caso	$Mu/Vu d$	$V_n \text{ lim}$	V_{nm}	V_{ns}	$Vu/\phi V_n$
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CR1	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR2	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,00
CR3	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR4	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR5	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR6	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR7	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02

Continuación de la tabla XXXVII.

Diseño del anclaje			
Datos de apoyo			
Alto	20,00	cm	
Ancho	40,00	cm	
f'c	210,00	kgf/cm ²	
Datos del anclaje			
fy	4 200,00	kgf/cm ²	
No	4,00		
Sep, S	25,00	cm	Si cumple
Prof	12,5	cm	Si cumple
λa	0,8		falla en concreto
Ω	1,00		
Resistencia del acero de los anclajes a tracción			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,N	1,27	cm ²	
Nsa	177915,13	kgf	ecuación 64
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción			
Kc	7,00	postinstalados	
Ca min	8,33	cm	
hef	12,50	cm	
Nb	3586,43	kgf	ecuación 65
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción			
Anc	16 500,00	cm ²	
Anco	937,5	cm ²	ecuación 68
Ψec,N	1,00		ecuación 69
Ψed,N	1,00		ecuación 71
Ψc,N	1,00		
Ψcp,N	1,00		
Ncbg	63121,22		ecuación 67
Resistencia básica al adherencia en tracción de un anclaje adherido			
τcr	11,2	kgf/cm ²	
Nba	446,86	kgf	ecuación 78

Continuación de la tabla XXXVII.

Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos			
tumcr	18,20	kgf/cm ²	
CNa	6,17	cm	ecuación 77
ANa	2683,87	cm ²	
ANao	152,49	cm ²	ecuación 76
$\Psi_{ec,Na}$	1,00		ecuación 79
$\Psi_{ed,Na}$	1,00		ecuación 81
$\Psi_{cp,Na}$	1,00		ecuación 83
Nag	7864,74	kgf	ecuación 75
Resistencia del acero de los anclajes a corte			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,V	1,27	cm ²	
Vsa	106749,08	kgf	ecuación 85
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a corte			
le	12,50	cm	
ca1	8,33	cm	
Vb a	943,42	kgf	ecuación 89
Vb b	1059,77	kgf	
Vb	943,42	kgf	ecuación 90
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte			
Avc	5 500,00	cm ²	
Avco	312,50	cm ²	ecuación 88
$\Psi_{ec,V}$	1,00		ecuación 91
$\Psi_{ed,V}$	1,00		ecuación 93
$\Psi_{c,V}$	1,40		
$\Psi_{h,V}$	0,79		ecuación 95
Vcb	18 377,45	kgf	ecuación 87
Resistencias de diseño			
ϕ_N	0,45		
ϕ_V	0,70		
$\phi_n N_n$	3 539,13	kgf	
$\phi_V V_n$	12 864,21	kgf	

Continuación de la tabla XXXVII.

Fuerzas de diseño para anclajes, ecuación 96			
	Vua	Nua	D/C
Caso	kgf	kgf	≤ 1,2
CR1	0,00	2 069,76	0,58
CR2	0,00	4 185,72	1,18
CR3	0,00	1 921,92	0,54
CR4	896,46	2 128,90	0,67
CR5	896,46	975,74	0,35
CR6	823,68	1 774,08	0,57
CR7	823,68	1 330,56	0,44

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 48 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,60 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,02 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte
- El caso crítico de las combinaciones es 1,18 y si cumple porque es menor que 1,20, en anclajes

4.6.4. Diseño de muro por método LFRD, nivel 2

Continuando con los datos del nivel 3, el espesor del muro es 14 cm, y refuerzo Pin No4 @ 0,80m, ya que se determinó que este es mayor al $A_{s_{min}}$.

A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere las cargas mayoradas y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXVIII. Cálculos de muro en nivel 2

Geometría			
Nivel	2,00		
Lm=	440,00	cm	figura 29
tm=	14,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 30
Propiedades del muro			
Clase	C		
f'p=	35,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 29
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	4,31	cm ²	ecuación 62,63
	As > Asmin	Si cumple	
Ag =	6 160,00	cm ²	
Ix=	100 613,33	cm ⁴	
r=	4,04	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	29,17	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	21 875,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	8 750,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de Viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,15		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	66,24	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXVIII.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00001	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,23	kgf/cm ²	
P =	3 773,00	kgf	
M =	8 803,67	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
$a_p =$	1,00		
Sds =	1,20	g	
$l_p =$	1,00		
Rp =	2,50		
z =	640,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
Fp =	1 021,87	kgf	ecuación 15
Fp min =	1 064,45	kgf	ecuación 17
Fp max =	5 677,06	kgf	ecuación 16
Fp dis =	1 064,45	kgf	
Desplazamientos máximos			
lg	0,35		
Sismo	0,44	cm	ecuación 21
Viento	0,23	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXVIII.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	2 956,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
Viento	0,00	0,00	582,91	37 651,48	0,00
Temp	3 773,00	0,00	0,00	8 803,67	0,00
Combinaciones					
Caso	Pu	Vux	Vuy	Muxx	Muyy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CR1	4 139,52	0,00	0,00	0,00	0,00
CR2	8 371,44	0,00	0,00	10 564,40	0,00
CR3	3 843,84	0,00	0,00	0,00	0,00
CR4	4 257,79	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
CR5	1 951,49	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
CR6	3 548,16	0,00	757,79	48 946,92	0,00
CR7	2 661,12	0,00	757,79	48 946,92	0,00
Carga admisible por compresión					
Pu/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 50		
0,20f'm	5,83	kgf/cm ²			
hm/r	79,18				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 48		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 49		
Pn	94 039,65	kgf			
φ	0,60				
φPn	56 423,79	kgf			

Continuación de la tabla XXXVIII.

Carga admisible por flexión				
bx	440,00	cm		
dx	7,00	cm		
a	2,85	cm	ecuación 54	
Mnx	163 134,28	kgf-cm	ecuación 53	
φ	0,90			
φMnx	146 820,85	kgf-cm		
by	14,00	cm		
dy	396,00	cm		
a	44,79	cm	ecuación 54	
Mny	10 932 573,00	kgf-cm	ecuación 53	
φ	0,90			
φMny	9 839 316,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Pu/Pn	Muxx/φMnx	Muyy/φMny	D/C
CR1	0,07	0,00	0,00	0,07
CR2	0,15	0,07	0,00	0,22
CR3	0,07	0,00	0,00	0,07
CR4	0,08	0,44	0,00	0,52
CR5	0,03	0,44	0,00	0,48
CR6	0,06	0,33	0,00	0,40
CR7	0,05	0,33	0,00	0,38

Continuación de la tabla XXXVIII.

Carga admisible por cortante					
$Mu/(Vu d) \leq 0,25$		ecuación 57			
$Mu/(Vu d) \geq 1,0$		ecuación 59			
$0,25 < Mu/(Vu d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
ρ_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	3,89	cm ²			
A_v/s	0,0122	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,3	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,014	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
ϕ	0,80				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 55,60 y 61					
Caso	$Mu/Vu d$	$V_n \text{ lim}$	V_{nm}	V_{ns}	$Vu/\phi V_n$
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CR1	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR2	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,00
CR3	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR4	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR5	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR6	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR7	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02

Continuación de la tabla XXXVIII.

Diseño del anclaje			
Datos de apoyo			
Alto	20,00	cm	
Ancho	40,00	cm	
f'c	210,00	kgf/cm ²	
Datos del anclaje			
fy	4 200,00	kgf/cm ²	
No	4,00		
Sep, S	25,00	cm	Si cumple
Prof	12,50	cm	Si cumple
la	0,80		falla en concreto
Ω	1,00		
Resistencia del acero de los anclajes a tracción			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,N	1,27	cm ²	
Nsa	177 915,13	kgf	ecuación 64
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción			
Kc	7,00	postinstalados	
Ca min	8,33	cm	
hef	12,50	cm	
Nb	3 586,43	kgf	ecuación 65
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción			
Anc	16 500,00	cm ²	
Anco	937,50	cm ²	ecuación 68
Ψec,N	1,00		ecuación 69
Ψed,N	1,00		ecuación 71
Ψc,N	1,00		
Ψcp,N	1,00		
Ncbg	63 121,22		ecuación 67
Resistencia básica al adherencia en tracción de un anclaje adherido			
τcr	11,20	kgf/cm ²	
Nba	446,86	kgf	ecuación 78

Continuación de la tabla XXXVIII.

Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos			
tumcr	18,20	kgf/cm ²	
CNa	6,17	cm	ecuación 77
ANa	2 683,87	cm ²	
ANao	152,49	cm ²	ecuación 76
Ψ _{ec,Na}	1,00		ecuación 79
Ψ _{ed,Na}	1,00		ecuación 81
Ψ _{cp,Na}	1,00		ecuación 83
Nag	7 864,74	kgf	ecuación 75
Resistencia del acero de los anclajes a corte			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,V	1,27	cm ²	
Vsa	106 749,08	kgf	ecuación 85
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a corte			
le	12,50	cm	
ca1	8,33	cm	
Vb a	943,42	kgf	ecuación 89
Vb b	1 059,77	kgf	
Vb	943,42	kgf	ecuación 90
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte			
Avc	5 500,00	cm ²	
Avco	312,50	cm ²	ecuación 88
Ψ _{ec,V}	1,00		ecuación 91
Ψ _{ed,V}	1,00		ecuación 93
Ψ _{c,V}	1,40		
Ψ _{h,V}	0,79		ecuación 95
Vcb	18 377,45	kgf	ecuación 87
Resistencias de diseño			
φN	0,45		
φV	0,70		
φn Nn	3 539,13	kgf	
φV Vn	12 864,21	kgf	

Continuación de la tabla XXXVIII.

Fuerzas de diseño para anclajes, ecuación 96			
	Vua	Nua	D/C
Caso	kgf	kgf	≤ 1,2
CR1	0,00	2 069,76	0,58
CR2	0,00	4 185,72	1,18
CR3	0,00	1 921,92	0,54
CR4	764,03	2 128,90	0,66
CR5	764,03	975,74	0,34
CR6	757,79	1 774,08	0,56
CR7	757,79	1 330,56	0,43

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 48 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,52 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,02 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte
- El caso crítico de las combinaciones es 1,18 y si cumple porque es menor que 1,20, en anclajes

4.6.5. Diseño de muro por método LFRD, nivel 1

Continuando con los datos del nivel 2, el espesor del muro es 14 cm, y refuerzo Pin No4 @ 0,80m, ya que se determinó que este es mayor al $A_{s_{min}}$.

A partir de este planteamiento se revisa que el muro supere las cargas mayoradas y de no ser posible se incrementa el espesor si la deficiencia es por compresión o se aumenta el refuerzo si la deficiencia es por flexión o cortante.

Tabla XXXIX. LRFD Cálculos de muro en nivel 1

Geometría			
Nivel	1,00		
Lm=	440,00	cm	figura 29
tm=	14,00	cm	
hm=	320,00	cm	figura 30
Propiedades del muro			
Clase	C		
f'p=	35,00	kgf/cm ²	
fy=	4 200,00	kgf/cm ²	
Pin No	4,00		
Sh =	80,00	cm	figura 29
As =	6,97	cm ²	
As _{min} =	4,31	cm ²	ecuación 62,63
	As > As _{min}	Si cumple	
Ag =	6 160,00	cm ²	
Ix=	100 613,33	cm ⁴	
r=	4,04	cm	
γm=	1 500,00	kgf/m ³	
Ae/An=	1,25		
f'm=	29,17	kgf/cm ²	ecuación 1
Em=	21 875,00	kgf/cm ²	ecuación 3
Ev=	8 750,00	kgf/cm ²	ecuación 4
Es=	2 030 000,00	kgf/cm ²	cte
Carga de viento			
Vel=	100,00	km/h	
Ce=	1,06		
Cq=	1,20		
qs=	48,00	kgf/m ²	
I =	1,00		
Pw =	61,06	kgf/m ²	ecuación 22

Continuación de la tabla XXXIX.

Efecto de temperatura			
$\Delta T =$	5,00	°C	
$\alpha =$	0,00001	/°C	
$\delta T =$	0,02	cm	
$\sigma T =$	1,23	kgf/cm ²	
P =	3 773,00	kgf	
M =	8 803,67	kgf-cm	
Parámetros de sismo			
$a_p =$	1,00		
Sds =	1,20	g	
$l_p =$	1,00		
$R_p =$	2,50		
z =	320,00	cm	
h =	1 600,00	cm	
Carga sísmica			
$F_p =$	794,79	kgf	ecuación 15
$F_p \text{ min} =$	1 064,45	kgf	ecuación 17
$F_p \text{ max} =$	5 677,06	kgf	ecuación 16
$F_p \text{ dis} =$	1 064,45	kgf	
Desplazamientos máximos			
l_g	0,35		
Sismo	0,44	cm	ecuación 21
Viento	0,22	cm	ecuación 23

Continuación de la tabla XXXIX.

Reacciones en la base del muro, ecuaciones 97 a 103					
Carga	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
Muerta	2 956,80	0,00	0,00	0,00	0,00
Sismo	0,00	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
Viento	0,00	0,00	537,29	34 704,84	0,00
Temp	3 773,00	0,00	0,00	8 803,67	0,00
Combinaciones					
Caso	Pu	Vux	Vuy	Muxx	Muyy
	kgf	kgf	kgf	kgf,cm	kgf,cm
CR1	4 139,52	0,00	0,00	0,00	0,00
CR2	8 371,44	0,00	0,00	10 564,40	0,00
CR3	3 843,84	0,00	0,00	0,00	0,00
CR4	4 257,79	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
CR5	1 951,49	219,54	731,81	64 811,12	19 160,06
CR6	3 548,16	0,00	698,48	45 116,30	0,00
CR7	2 661,12	0,00	698,48	45 116,30	0,00
Carga admisible por compresión					
Pu/Ag	1,36	kgf/cm ²	ecuación 50		
0,20f'm	5,83	kgf/cm ²			
hm/r	79,18				
hm/r≤99	si	muro largo	ecuación 48		
hm/r>99	no	muro alto	ecuación 49		
Pn	94 039,65	kgf			
φ	0,60				
φPn	56 423,79	kgf			

Continuación de la tabla XXXIX.

Carga admisible por flexión				
bx	440,00	cm		
dx	7,00	cm		
a	2,85	cm		ecuación 54
Mnx	163 134,28	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,90			
φMnx	146 820,85	kgf-cm		
by	14,00	cm		
dy	396,00	cm		
a	44,79	cm		ecuación 54
Mny	10 932 573,00	kgf-cm		ecuación 53
φ	0,90			
φMny	9 839 316,00	kgf-cm		
Esfuerzos combinados, ecuación 38				
Caso	Pu/Pn	Muxx/φMnx	Muyy/φMny	D/C
CR1	0,07	0,00	0,00	0,07
CR2	0,15	0,07	0,00	0,22
CR3	0,07	0,00	0,00	0,07
CR4	0,08	0,44	0,00	0,52
CR5	0,03	0,44	0,00	0,48
CR6	0,06	0,31	0,00	0,37
CR7	0,05	0,31	0,00	0,35

Continuación de la tabla XXXIX.

Carga admisible por cortante					
$Mu/(Vu d) \leq 0,25$		ecuación 57			
$Mu/(Vu d) \geq 1,0$		ecuación 59			
$0,25 < Mu/(Vu d) < 1,0$		interpolar			
Refuerzo mínimo a corte de solera I					
ρ_{min}	0,0007				
ρ_{v+ph}	0,002				
$A_v \text{ min}$	3,89	cm ²			
A_v/s	0,0122	cm ² /cm			
Refuerzo propuesto @ 1,00 m					
2 No,3	en SI				
S_v	100,00	cm			
A_v/s	0,014	cm ² /cm			
$A_v/s > A_v/s \text{ min}$	si cumple				
ϕ	0,80				
Esfuerzos admisibles a cortante, ecuaciones 55,60 y 61					
Caso	$Mu/Vu d$	$V_n \text{ lim}$	V_{nm}	V_{ns}	$Vu/\phi V_n$
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
CR1	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR2	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,00
CR3	0,00	52 896,00	133 071,00	314,24	0,00
CR4	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR5	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR6	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02
CR7	1,00	35 264,00	74 853,00	314,24	0,02

Continuación de la tabla XXXIX.

Diseño del anclaje			
Datos de apoyo			
Alto	20,00	cm	
Ancho	40,00	cm	
f'c	210,00	kgf/cm ²	
Datos del anclaje			
fy	4 200,00	kgf/cm ²	
No	4,00		
Sep, S	25,00	cm	Si cumple
Prof	12,50	cm	Si cumple
λa	0,80		falla en concreto
Ω	1,00		
Resistencia del acero de los anclajes a tracción			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,N	1,27	cm ²	
Nsa	177 915,13	kgf	ecuación 64
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a tracción			
Kc	7,00	postinstalados	
Ca min	8,33	cm	
hef	12,50	cm	
Nb	3 586,43	kgf	ecuación 65
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a tracción			
Anc	16 500,00	cm ²	
Anco	937,50	cm ²	ecuación 68
Ψec,N	1,00		ecuación 69
Ψed,N	1,00		ecuación 71
Ψc,N	1,00		
Ψcp,N	1,00		
Ncbg	63 121,22		ecuación 67
Resistencia básica al adherencia en tracción de un anclaje adherido			
τcr	11,20	kgf/cm ²	
Nba	446,86	kgf	ecuación 78

Continuación de la tabla XXXIX.

Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos			
tumcr	18,20	kgf/cm ²	
CNa	6,17	cm	ecuación 77
ANa	2 683,87	cm ²	
ANao	152,49	cm ²	ecuación 76
$\Psi_{ec,Na}$	1,00		ecuación 79
$\Psi_{ed,Na}$	1,00		ecuación 81
$\Psi_{cp,Na}$	1,00		ecuación 83
Nag	7 864,74	kgf	ecuación 75
Resistencia del acero de los anclajes a corte			
futa	7 980,00	kgf/cm ²	
Ase,V	1,27	cm ²	
Vsa	106 749,08	kgf	ecuación 85
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje a corte			
le	12,50	cm	
ca1	8,33	cm	
Vb a	943,42	kgf	ecuación 89
Vb b	1 059,77	kgf	
Vb	943,42	kgf	ecuación 90
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte			
Avc	5 500,00	cm ²	
Avco	312,50	cm ²	ecuación 88
$\Psi_{ec,V}$	1,00		ecuación 91
$\Psi_{ed,V}$	1,00		ecuación 93
$\Psi_{c,V}$	1,40		
$\Psi_{h,V}$	0,79		ecuación 95
Vcb	18 377,45	kgf	ecuación 87
Resistencias de diseño			
ϕ_N	0,45		
ϕ_V	0,70		
$\phi_n N_n$	3 539,13	kgf	
$\phi_V V_n$	12 864,21	kgf	

Continuación de la tabla XXXIX.

Fuerzas de diseño para anclajes, ecuación 96			
	Vua	Nua	D/C
Caso	kgf	kgf	≤ 1,2
CR1	0,00	2 069,76	0,58
CR2	0,00	4 185,72	1,18
CR3	0,00	1 921,92	0,54
CR4	764,03	2 128,90	0,66
CR5	764,03	975,74	0,34
CR6	698,48	1 774,08	0,56
CR7	698,48	1 330,56	0,43

Fuente: elaboración propia.

- Se comprobó el valor máximo de Ps no se excede límite máximo para mampostería
- Se utilizó la ecuación 48 para calcular el esfuerzo admisible a compresión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,52 y si cumple porque es menor que 1,00, en flexión
- El caso crítico de las combinaciones es 0,02 y si cumple porque es menor que 1,00, en corte
- El caso crítico de las combinaciones es 1,18 y si cumple porque es menor que 1,20, en anclajes

4.7. Gráfica derivas laterales

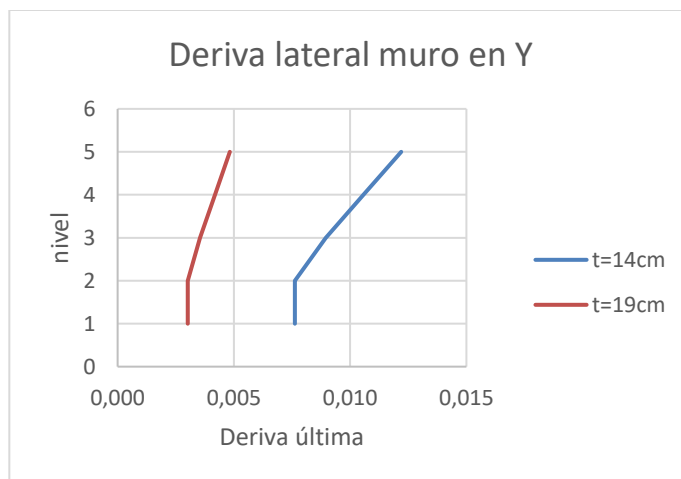
Para la gráfica de derivas laterales se utilizan los desplazamientos producidos por sismo en cada nivel, luego se convierten al rango post elástico y por último se compara con el límite máximo.

Tabla XL. Resumen derivas laterales en los muros por nivel

Nivel	Deriva lateral muro t=14cm				Deriva lateral muro t=19cm			
	Δs	$\frac{\Delta u}{\Delta s * D}$	$\Delta u/hm$	Revision	Δs	$\frac{\Delta u}{\Delta s * D}$	$\Delta u/hm$	Revision
1	0,444	2,439	0,008	si cumple	0,176	0,965	0,003	si cumple
2	0,444	2,439	0,008	si cumple	0,176	0,965	0,003	si cumple
3	0,520	2,862	0,009	si cumple	0,206	1,133	0,004	si cumple
4	0,615	3,383	0,011	si cumple	0,243	1,338	0,004	si cumple
5	0,710	3,903	0,012	si cumple	0,281	1,544	0,005	si cumple

Fuente: elaboración propia.

Figura 31. Gráfica deriva lateral para muros de 14 cm y 19 cm



Fuente: elaboración propia.

4.8. Diseño de cimiento corrido

Los cálculos de cimientos del muro y de la revisión de presiones en el suelo en la tabla

Tabla XLI. Cálculos de cimientos

Diseño de cimiento corrido		
Datos del cimiento		
Lcim =	440,00	cm
bcim =	80,00	cm
hcim =	20,00	cm
Prof =	120,00	cm
f'c =	210,00	kgf/cm ²
fy =	4 200,00	kgf/cm ²
Suelo		
qs =	1,20	kgf/cm ²
Fs =	3,00	
Ks =	1,50	
ym =	0,00	kgf/cm ³
Area =	35 200,00	cm ²
Sx =	469 333,33	cm ³
Sy =	2 581 333,33	cm ³
qs neta =	0,99	kgf/cm ²

Continuación de la tabla XLI.

Chequeo de presiones			
$q=P/A\pm Mx/Sx\pm My/Sy$			
	qmin	qmax	Chequeo
	kgf/cm²	kgf/cm²	
CS1	0,29	0,08	Si Cumple
CR1	0,37	0,37	Si Cumple
CR2	0,46	0,51	Si Cumple
CR3	0,36	0,36	Si Cumple
CR4	0,23	0,52	Si Cumple
CR5	0,16	0,45	Si Cumple
CR6	0,25	0,45	Si Cumple
CR7	0,23	0,42	Si Cumple
Reacciones en el cimiento corrido			
b =	80,00	cm	
d =	10,00	cm	
Vu =	949,58	kgf	
Mu =	22 480,20	kgf,cm	
Chequeo por corte			
$\phi Vc = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$			
$\phi Vc =$	4 608,26	kgf	
D/C =	0,21		Si Cumple
Diseño por flexión			
As req =	0,60	cm ² /m	
As min =	2,00	cm ² /m	
S max = 3 x hcim, 0,45m			
No	3@0,36m		

Fuente: elaboración propia.

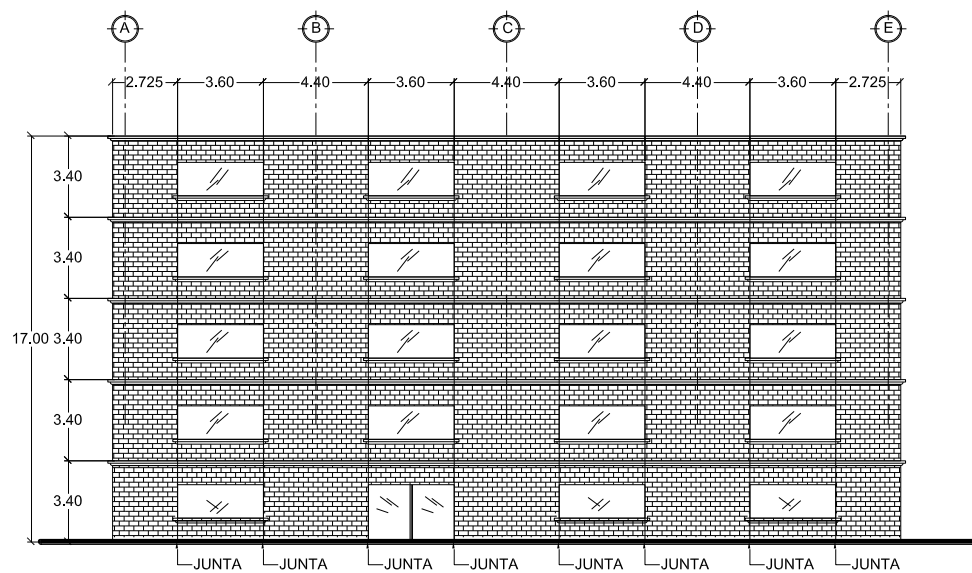
4.9. Diseño de juntas verticales

Para el diseño de las juntas verticales se utiliza la referencia del reglamento ACI 224.3R-95 (1995), donde indica lo siguiente:

- Junta vertical con separación máxima de 6,00m en muros con aberturas
- Junta vertical a 3,00m de la esquina
- Junta en cada jamba en el primer nivel

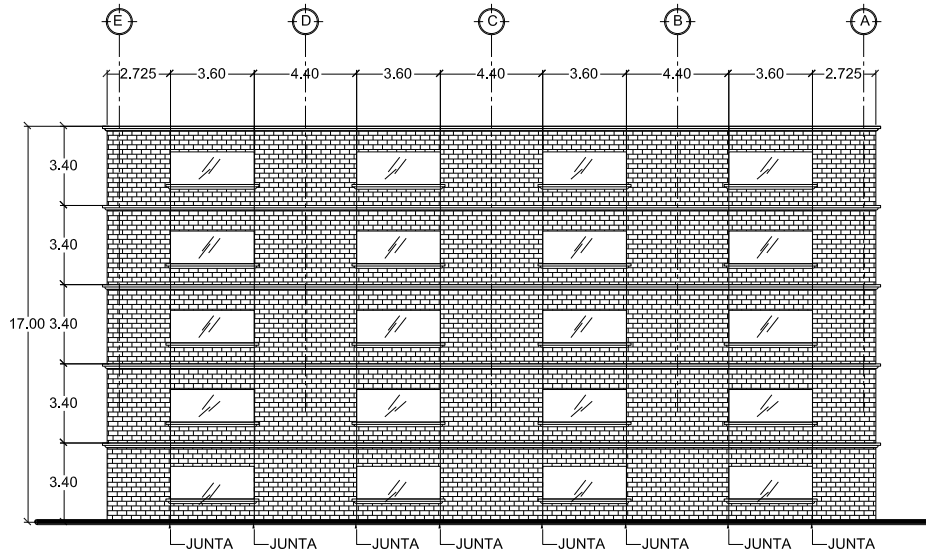
En las siguientes ilustraciones se muestran las juntas verticales que se realizaron en las elevaciones laterales de la fachada.

Figura 32. Fachada elevación frontal



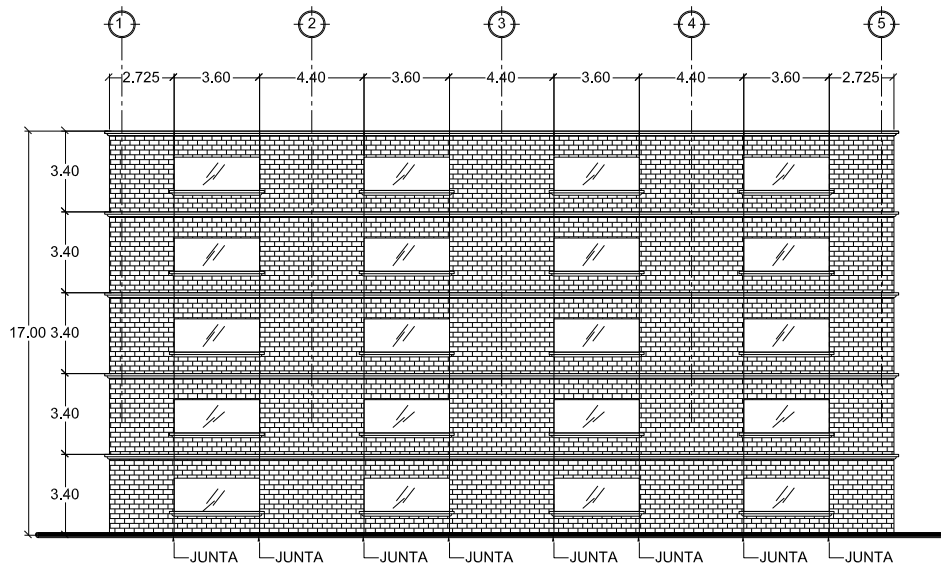
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 33. Fachada elevación posterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 34. Fachada elevación lateral



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

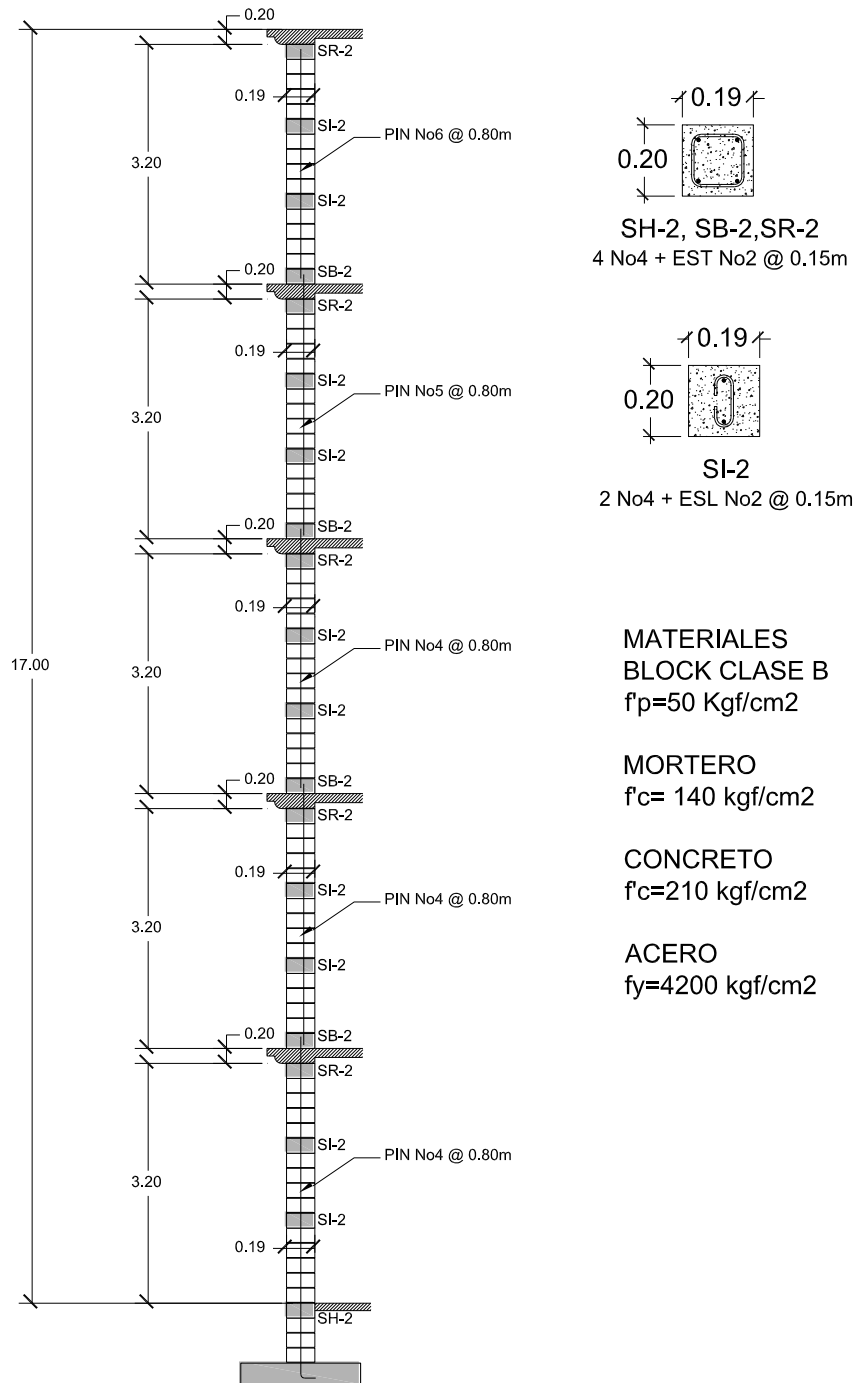
4.10. Detalles de armado de muro fachada

El detalle del armado del refuerzo de acero fue distribuido de la siguiente forma:

4.10.1. Elevación lateral refuerzo según método ASD

Detalle del refuerzo de muros y soleras, especificando los materiales de construcción.

Figura 35. Elevación lateral método ASD

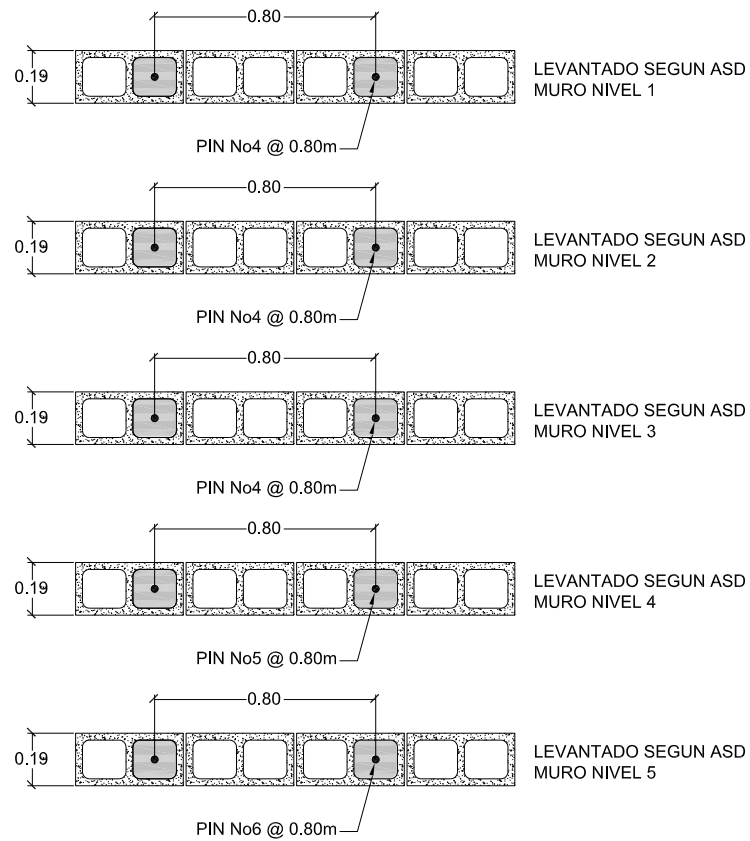


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.10.2. Detalles de levantado en planta según método ASD

El detalle del armado del refuerzo de acero fue distribuido de la siguiente forma:

Figura 36. Levantado en planta método ASD

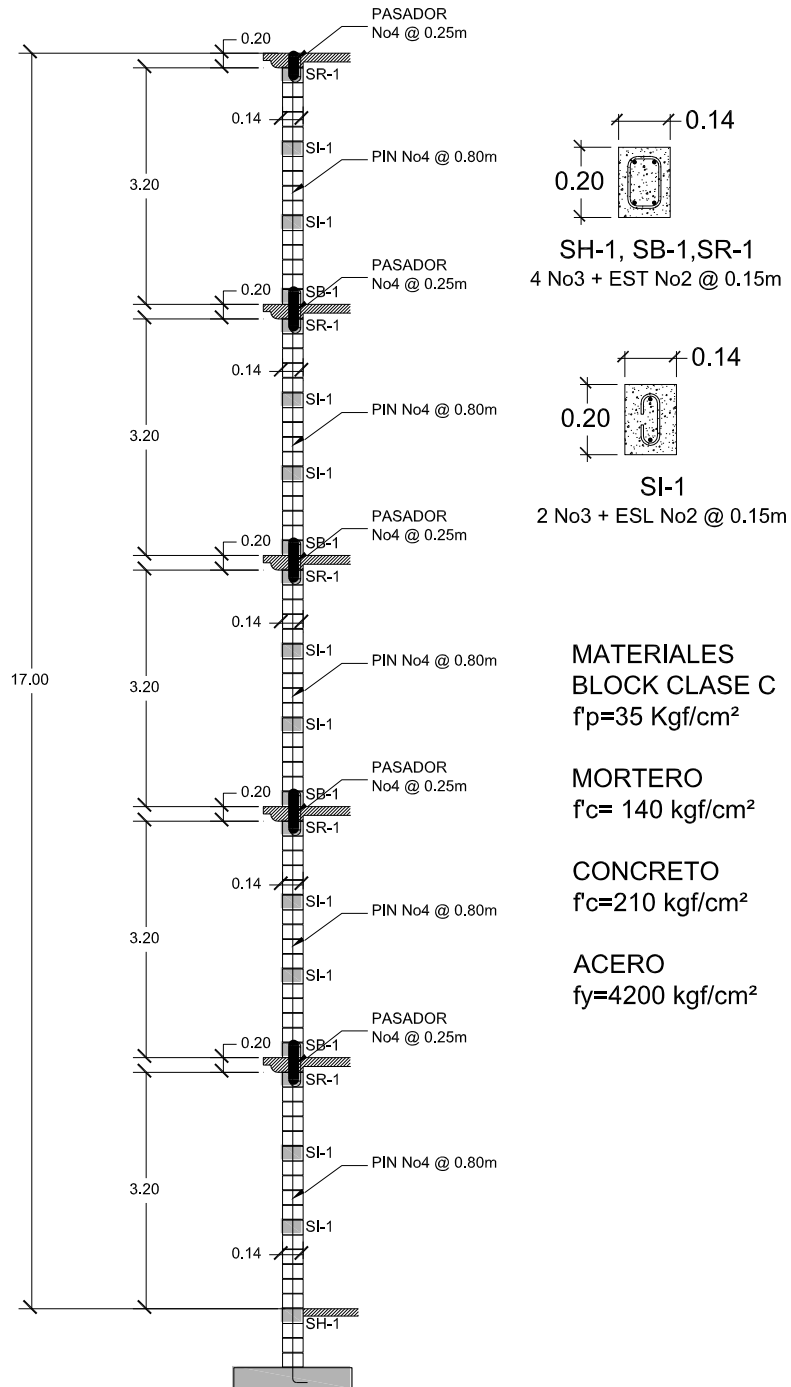


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.10.3. Elevación lateral refuerzo según método LRFD

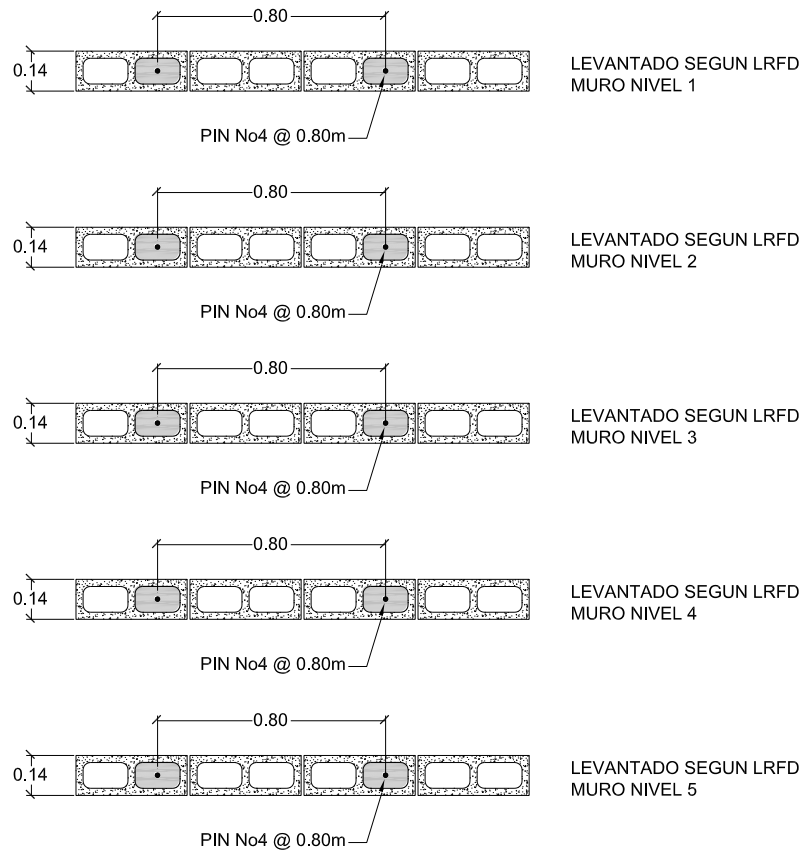
Detalle del refuerzo de muros y soleras, especificando los materiales de construcción.

Figura 37. Elevación muro método LRFD



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 38. Levantado en planta método LRFD

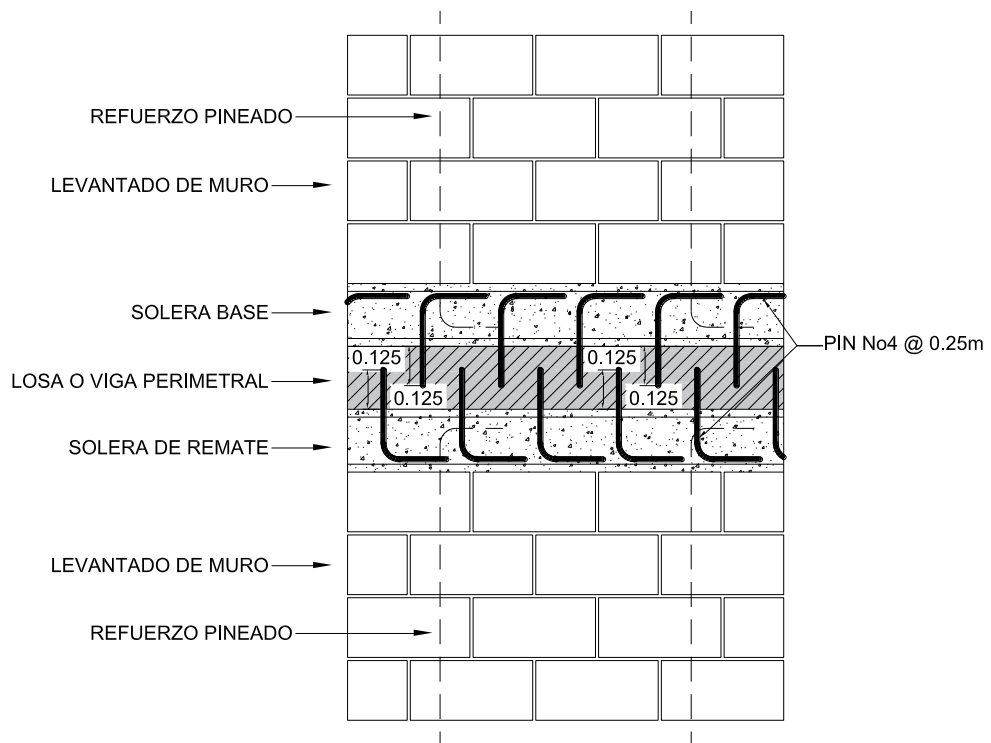


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.10.4. Detalle de anclaje

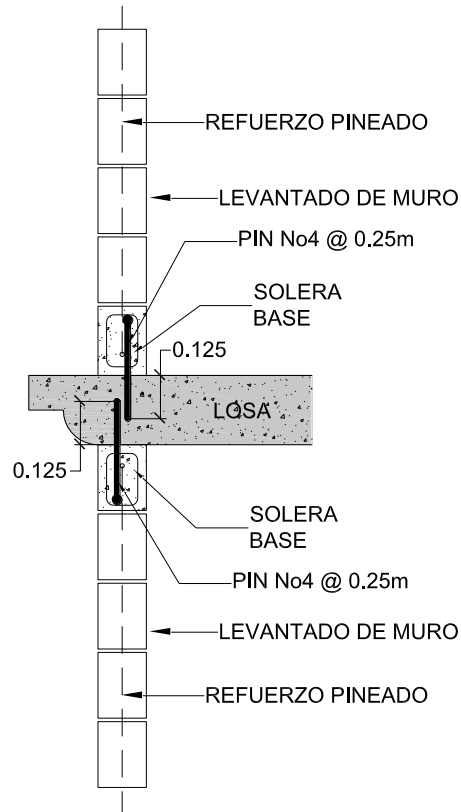
Detalle del anclaje de muros y soleras, especificando los materiales de construcción.

Figura 39. Detalle de anclaje elevación frontal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

Figura 40. **Detalle de anclaje sección lateral**

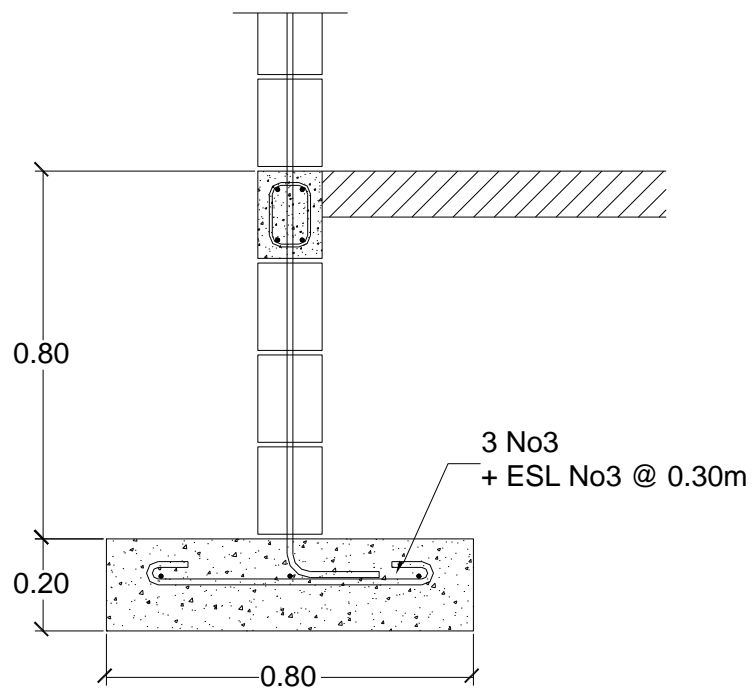


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.10.5. Detalle de cimiento corrido

Detalle del refuerzo del cimiento de muros, especificando los materiales de construcción.

Figura 41. Detalle de cimiento corrido

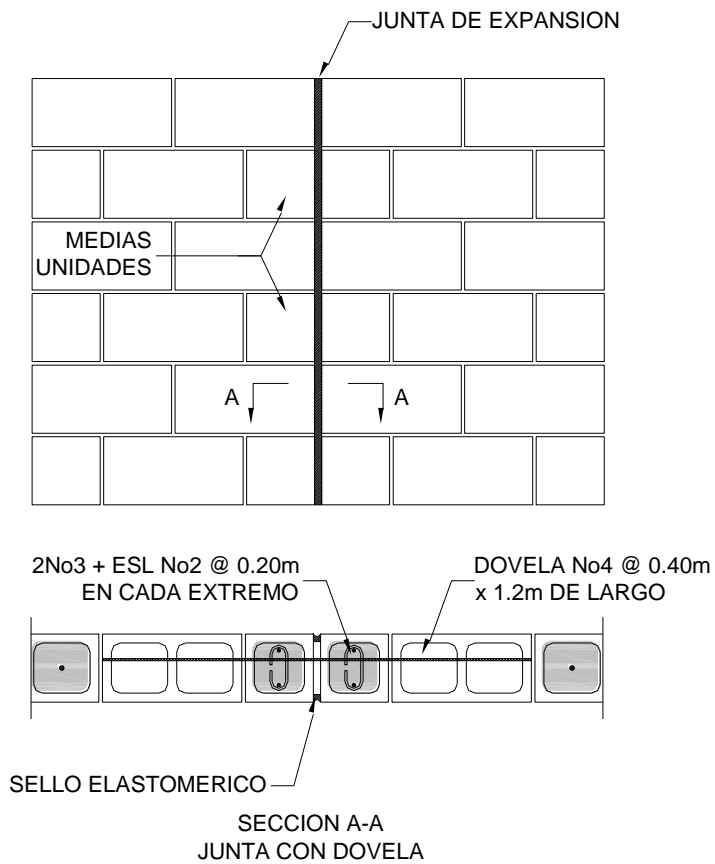


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.10.6. Detalles de juntas

El detalle de las juntas debe presentar las notas necesarias de los materiales e indicar la posición de los elementos que la conforman.

Figura 42. **Detalle de junta vertical**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2019.

4.11. Resultados del diseño de muros

Los resultados del diseño de los muros por los dos métodos en la tabla

Tabla XLII. Resultados del diseño de muros

Nivel	Método ASD			Método LRFD		
	tm (cm)	As (cm ² /m)	Av/s (cm ² /m)	tm (cm)	As (cm ² /m)	Av/s (cm ² /cm)
1	19	1,58	2,52	14	1,58	1,42
2	19	1,58	2,52	14	1,58	1,42
3	19	1,58	2,52	14	1,58	1,42
4	19	2,50	2,52	14	1,58	1,42
5	19	3,55	2,52	14	1,58	1,42

Fuente: elaboración propia.

4.12. Discusión de resultados del diseño

- La fuerza lateral que domina en el ejemplo de diseño es el sismo, debido a que el edificio no es muy alto, y las presiones del viento resultan ser bajas
- Las cargas de diseño en ambos métodos de diseño mantienen una relación cercana a 1,4 entre la carga última y la carga de servicio
- En el diseño existen muchas variables, como la resistencia del *block*, el espesor del muro, la cuantía de acero y el peso entre otros. Todos estos valores modifican sensiblemente los resultados. Para optimizar el diseño, es fundamental controlar el peso del muro tomando en cuenta la separación

máxima permitida y que el valor a modificar sea el diámetro de la varilla de acero.

- Los resultados reflejan una diferencia tanto en el ancho del muro como en el refuerzo. Lo que marca la diferencia es el esfuerzo admisible de la mampostería que es muy bajo y al hacer el equilibrio de esfuerzos la barra no logra desarrollar un mayor esfuerzo como para aumentar la capacidad a flexión, como se logró obtener un resultado satisfactorio es necesario fue aumentando el ancho y la resistencia del *block*, para poder utilizar cuantías bajas de acero.

5. ANÁLISIS COMPARATIVO CARGA LATERAL SISMO Y VIENTO

5.1. Descripción del Análisis y parámetros base

Se realiza un análisis comparativo entre las cargas laterales que se deben utilizar para el diseño de los muros de la fachada. Como ambas condiciones (sismo y viento) no se combinan en el diseño, se busca comparar la magnitud de la fuerza en ambas situaciones para determinar cuál sería la condición que domina en el diseño.

Como es un análisis representativo se tomaron 4 edificios que varían de altura con el objetivo de evaluar el comportamiento en la integración de ambas condiciones. En la integración de las cargas de todos los edificios se utilizan los mismos parámetros sísmicos y de viento.

5.2. Parámetros sísmicos y de viento

Los parámetros utilizados son valores que representan las condiciones generales para los edificios en ciudad de Guatemala. En el caso del sismo se toman los siguientes datos:

- Ubicación: ciudad de Guatemala
- Índice de sismicidad: $Io4$
- Parámetros espectrales

$$S_{cs} = 1,50g$$

$$S_{c1} = 0,55g$$

- Suelo tipo D, $F_a=1,0$, $F_v = 1,5$
- Sismo de diseño: sismo severo, $k_d=0,80$.

$$S_{cd} = S_{cs} \cdot F_a \cdot k_d$$

$$S_{cd} = 1,50g \cdot 1,0 \cdot 0,80 = 1,20g$$

Para la carga de viento se utilizan los siguientes datos:

- Velocidad del viento: 100 kph
- Factor de importancia $I=1,0$
- Presión de remanso: $q_s = 0,0048V^2 = 48 \text{ kgf/m}^2$
- Exposición C
- Muros continuos

5.3. Edificio de 5 niveles altura 15,00m

El análisis comparativo de la carga lateral de sismo y viento:

Tabla XLIII. Datos comparación sismo y viento

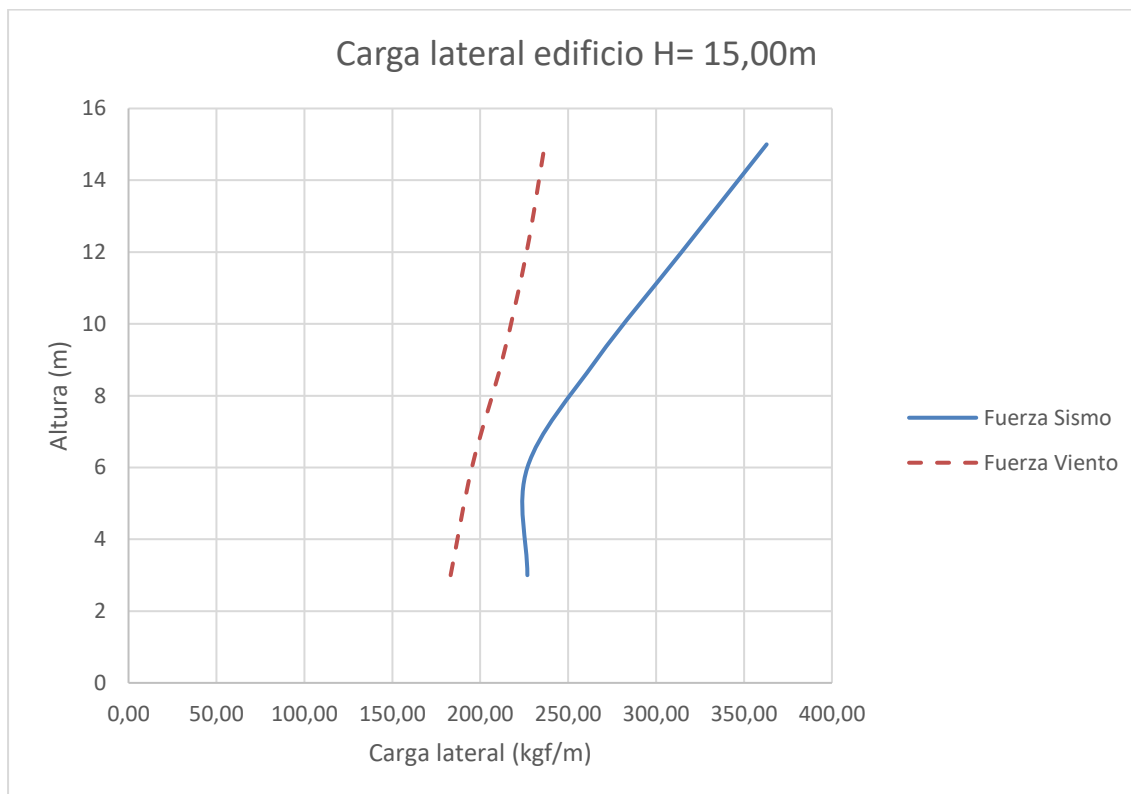
Sismo				Viento		
Elementos no estructurales, ecuación 15				Cálculo con ecuación 22		
Datos				Datos		
t	0,14	m		Ce	exposición C	
h	15,00	m		Cq	1,2 elementos verticales	
hp	3,00	m		Vel	100,00	kph
SDS	1,20	g		qs	48,00	kg/cm ²
γ	1 500,00	kg/m ³		I	1,00	
ap	1,00					
Rp	2,50					
lp	1,00					
Wp	630,00	kg/m				
Fp min	226,80		ecuación 16			
Fp max	1 209,60		ecuación 17			

Continuación de la tabla XLIII.

Fuerza sismo		Fuerza viento			
m	kg/m	m	°	kg/m ²	kg/m
z	Fp dis	z	Ce	Pw	Fw
3,00	226,80	3,00	1,06	61,06	183,17
6,00	226,80	6,00	1,13	65,09	195,26
9,00	266,11	9,00	1,23	70,85	212,54
12,00	314,50	12,00	1,31	75,46	226,37
15,00	362,88	15,00	1,37	78,91	236,74

Fuente: elaboración propia.

Figura 43. **Gráfica comparativa edificio de 15,00m de alto**



Fuente: elaboración propia.

5.4. Edificio de 10 niveles altura 30,00m

El análisis comparativo de la carga lateral de sismo y viento:

Tabla XLIV. Datos comparación sismo y viento

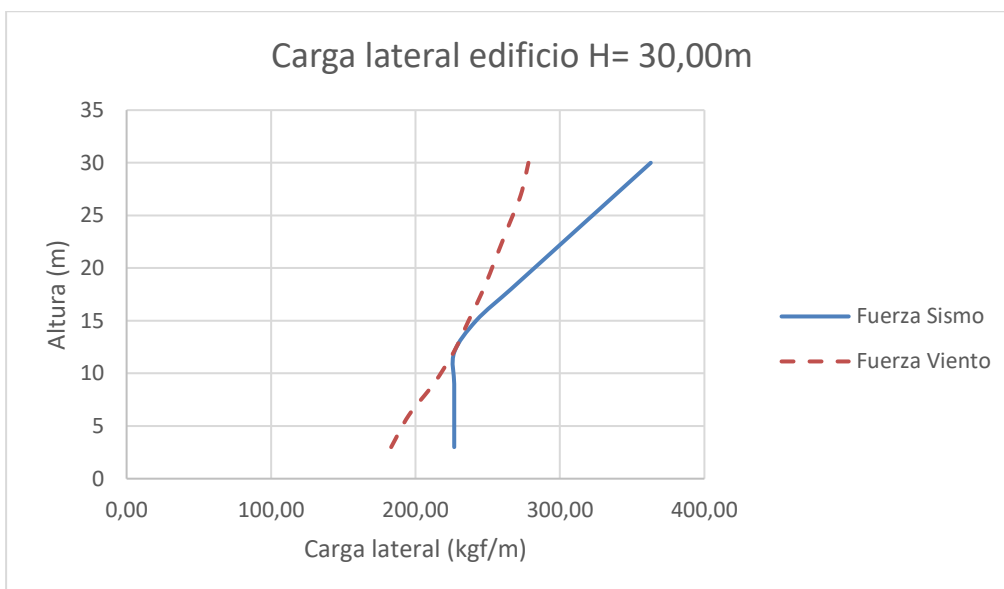
Sismo				Viento		
Elementos no estructurales, ecuación 15				Calculo con ecuación 22		
Datos				Datos		
t	0,14	m		Ce	exposición C	
h	30,00	m		Cq	1,2 elementos verticales	
hp	3,00	m		Vel	100,00	kph
SDS	1,20	g		qs	48,00	kg/cm ²
γ	1 500,00	kg/m ³		I	1,00	
ap	1,00					
Rp	2,50					
lp	1,00					
Wp	630,00	kg/m				
Fp min	226,80		ecuación 16			
Fp max	1 209,60		ecuación 17			

Continuación de la tabla XLIV.

Fuerza sismo		Fuerza viento			
m	kg/m	m	°	kg/m ²	kg/m
z	Fp dis	z	Ce	Pw	Fw
3,00	226,80	3,00	1,06	61,06	183,17
6,00	226,80	6,00	1,13	65,09	195,26
9,00	226,80	9,00	1,23	70,85	212,54
12,00	226,80	12,00	1,31	75,46	226,37
15,00	241,92	15,00	1,37	78,91	236,74
18,00	266,11	18,00	1,43	82,37	247,10
21,00	290,30	21,00	1,48	85,25	255,74
24,00	314,50	24,00	1,53	88,13	264,38
27,00	338,69	27,00	1,58	91,01	273,02
30,00	362,88	30,00	1,61	92,74	278,21

Fuente: elaboración propia.

Figura 44. **Gráfica comparativa edificio de 30,00m de alto**



Fuente: elaboración propia.

5.5. Edificio de 20 niveles de 60,00m

El análisis comparativo de la carga lateral de sismo y viento:

Tabla XLV. Datos comparación sismo y viento

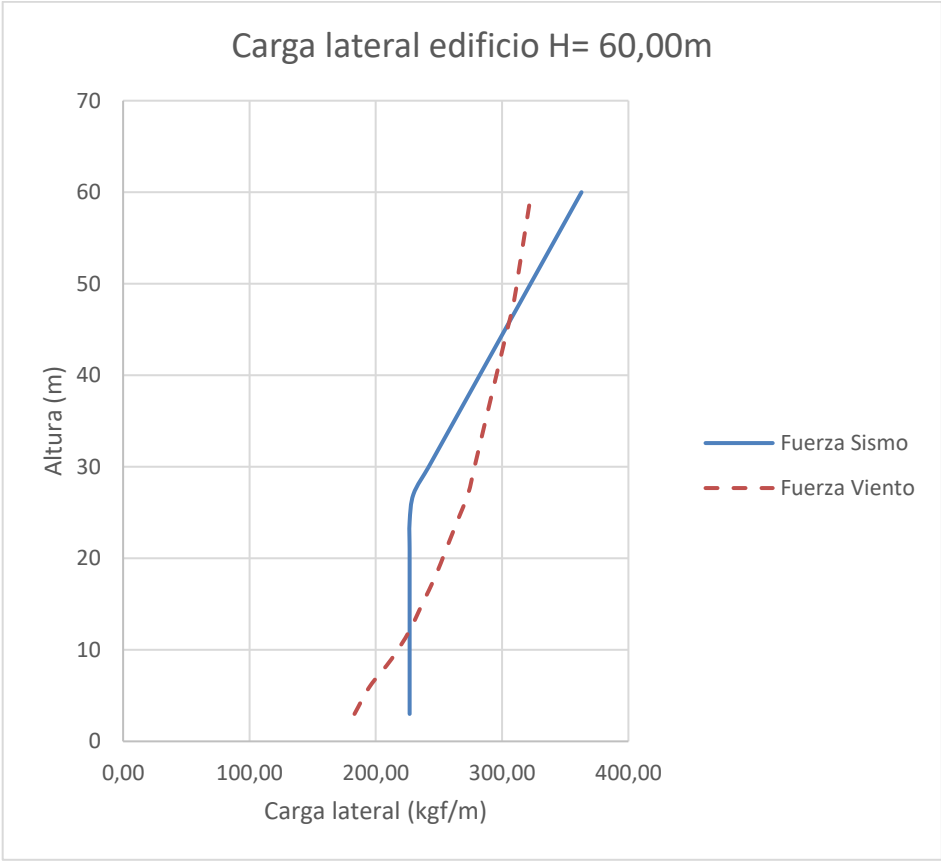
Sismo				Viento		
Elementos no estructurales, ecuación 15				Calculo con ecuación 22		
Datos				Datos		
t	0,14	m		Ce	exposición C	
h	60,00	m		Cq	1,2 elementos verticales	
hp	3,00	m		Vel	100,00	kph
SDS	1,20	g		qs	48,00	kg/cm ²
γ	1 500,00	kg/m ³		I	1,00	
ap	1,00					
Rp	2,50					
lp	1,00					
Wp	630,00	kg/m				
Fp min	226,80		ecuación 16			
Fp max	1 209,60		ecuación 17			

Continuación de la tabla XLV.

Fuerza sismo		Fuerza viento			
m	kg/m	m	°	kg/m ²	kg/m
z	Fp dis	z	Ce	Pw	Fw
3,00	226,80	3,00	1,06	61,06	183,17
6,00	226,80	6,00	1,13	65,09	195,26
9,00	226,80	9,00	1,23	70,85	212,54
12,00	226,80	12,00	1,31	75,46	226,37
15,00	226,80	15,00	1,37	78,91	236,74
18,00	226,80	18,00	1,43	82,37	247,10
21,00	226,80	21,00	1,48	85,25	255,74
24,00	226,80	24,00	1,53	88,13	264,38
27,00	229,82	27,00	1,58	91,01	273,02
30,00	241,92	30,00	1,61	92,74	278,21
33,00	254,02	33,00	1,64	94,46	283,39
36,00	266,11	36,00	1,67	96,19	288,58
39,00	278,21	39,00	1,70	97,92	293,76
42,00	290,30	42,00	1,73	99,65	298,94
45,00	302,40	45,00	1,76	101,38	304,13
48,00	314,50	48,00	1,79	103,10	309,31
51,00	326,59	51,00	1,81	104,26	312,77
54,00	338,69	54,00	1,83	105,41	316,22
57,00	350,78	57,00	1,85	106,56	319,68
60,00	362,88	60,00	1,87	107,71	323,14

Fuente: elaboración propia.

Figura 45. Gráfica comparativa edificio de 60,00m de alto



Fuente: elaboración propia.

5.6. Edificio de 33 niveles de 99,00m

El análisis comparativo de la carga lateral de sismo y viento:

Tabla XLVI. Datos comparación sismo y viento

Sismo				Viento		
Elementos no estructurales, ecuación 15				Calculo con ecuación 22		
Datos				Datos		
t	0,14	m		Ce	exposición C	
h	99,00	m		Cq	1,2 elementos verticales	
hp	3,00	m		Vel	100,00	kph
SDS	1,20	g		qs	48,00	kg/cm ²
γ	1 500,00	kg/m ³		I	1,00	
ap	1,00					
Rp	2,50					
lp	1,00					
Wp	630,00	kg/m				
Fp min	226,80		ecuación 16			
Fp max	1 209,60		ecuación 17			

Continuación de la tabla XLVI.

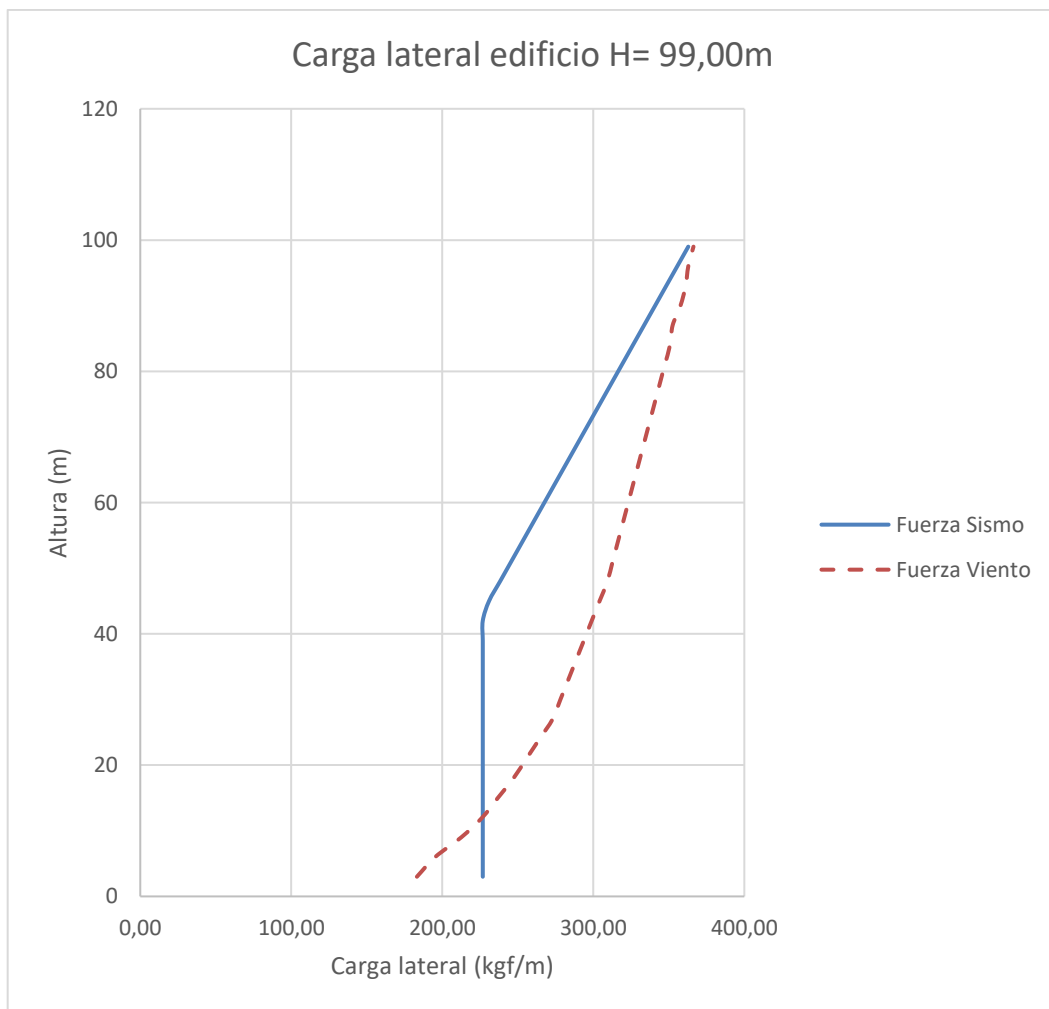
Fuerza sismo		Fuerza viento			
m	kg/m	m	°	kg/m ²	kg/m
z	Fp dis	z	Ce	Pw	Fw
3,00	226,80	3,00	1,06	61,06	183,17
6,00	226,80	6,00	1,13	65,09	195,26
9,00	226,80	9,00	1,23	70,85	212,54
12,00	226,80	12,00	1,31	75,46	226,37
15,00	226,80	15,00	1,37	78,91	236,74
18,00	226,80	18,00	1,43	82,37	247,10
21,00	226,80	21,00	1,48	85,25	255,74
24,00	226,80	24,00	1,53	88,13	264,38
27,00	226,80	27,00	1,58	91,01	273,02
30,00	226,80	30,00	1,61	92,74	278,21
33,00	226,80	33,00	1,64	94,46	283,39
36,00	226,80	36,00	1,67	96,19	288,58
39,00	226,80	39,00	1,70	97,92	293,76
42,00	226,80	42,00	1,73	99,65	298,94
45,00	230,92	45,00	1,76	101,38	304,13
48,00	238,25	48,00	1,79	103,10	309,31
51,00	245,59	51,00	1,81	104,26	312,77
54,00	252,92	54,00	1,83	105,41	316,22
57,00	260,25	57,00	1,85	106,56	319,68
60,00	267,58	60,00	1,87	107,71	323,14
63,00	274,91	63,00	1,89	108,86	326,59
66,00	282,24	66,00	1,91	110,02	330,05
69,00	289,57	69,00	1,93	111,17	333,50
72,00	296,90	72,00	1,95	112,32	336,96
75,00	304,23	75,00	1,97	113,47	340,42
78,00	311,56	78,00	1,99	114,62	343,87
81,00	318,89	81,00	2,01	115,78	347,33
84,00	326,23	84,00	2,03	116,93	350,78
87,00	333,56	87,00	2,04	117,50	352,51
90,00	340,89	90,00	2,07	119,23	357,70

Continuación de la tabla XLVI.

93,00	348,22		93,00	2,09	120,38	361,15
96,00	355,55		96,00	2,10	120,96	362,88
99,00	362,88		99,00	2,12	122,11	366,34

Fuente: elaboración propia.

Figura 46. **Gráfica comparativa edificio de 99,00m de alto**

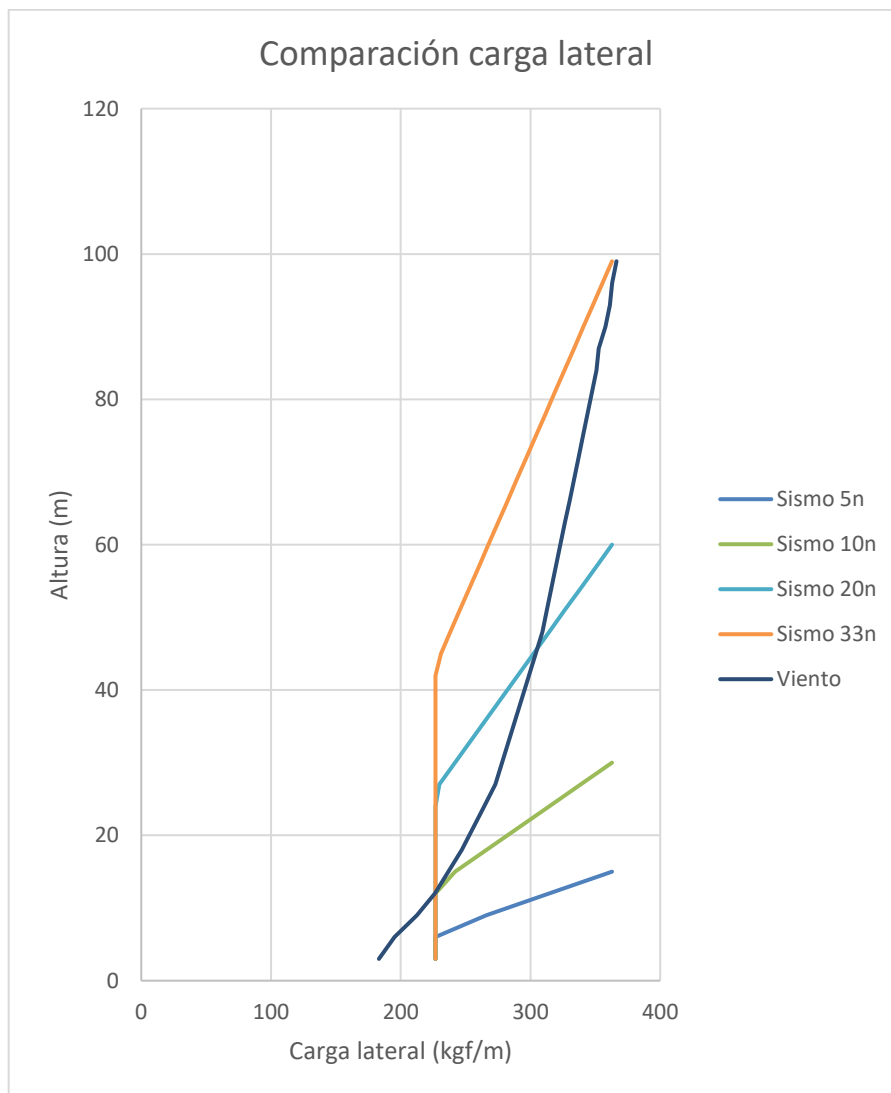


Fuente: elaboración propia.

5.7. Gráfica comparativa entre edificios

En esta gráfica se visualiza la comparación entre las diferentes alturas de edificios comparados con las cargas laterales de sismo y viento.

Figura 47. Gráfica comparativa entre edificios



Fuente: elaboración propia.

5.8. Discusión de resultados del análisis comparativo

El comportamiento de la carga sísmica es un crecimiento lineal, que parte de una fuerza mínima hasta el 40 % de su altura y que llega a su magnitud máxima en la parte más alta del edificio. La magnitud máxima de la fuerza es la misma para un edificio de 5 niveles que para uno de 33 niveles.

El comportamiento de la carga de viento muestra es un crecimiento no lineal, que aumenta con forme a la altura del edificio, por lo que adquiere mayor importancia en edificios de mayor altura.

Analizando la gráfica anterior para la carga lateral, se observa que, para edificios de menos de 30 m de alto, la carga sísmica domina por completo en el diseño en comparación con la presión del viento.

En edificios mayores de 30 m y menores de 100 m de alto, la carga sísmica domina el diseño en los extremos y la presión del viento domina el diseño en la parte central del edificio.

En edificios mayores de 100m, la carga sísmica domina tan solo la parte baja y la presión del viento domina el resto del edificio. En la tabla 14 de la sección 2.3, los valores de exposición se limitan a una altura de 120m, por lo que para edificios mayores es necesario investigar en otras fuentes los coeficientes para integrar la carga de viento.

Estos resultados pueden variar dependiendo de las condiciones del suelo, los parámetros sísmicos, el peso del muro en el caso del sismo y con el viento su velocidad, exposición.

CONCLUSIONES

1. Fue desarrollado un procedimiento de diseño para las fachadas de los edificios de marcos de concreto sismo resistentes, con base en las normas nacionales AGIES NSE (2010), Coguanor (1985) y los reglamentos Internacionales ASCE7-10 (2010), ACI318-14 (2014) y MSJC (2011), que detallan paso a paso el cálculo y la referencia que lo sustenta.
2. Los requisitos mínimos para la mampostería son: el espesor mínimo debe ser mayor a $H/30$ y la cuantía de refuerzo horizontal y vertical debe ser mayor al 0,07 % de la sección del muro.
3. Las cargas que se deben utilizar en el diseño de las fachadas deben incluir la carga muerta, carga viva, carga por cambio de temperatura, carga de sismo y carga de viento.
4. Los métodos de diseño que deben utilizarse para la mampostería son: ASD si es por esfuerzos admisibles y cargas de servicio, o LRFD si es por resistencia nominal y cargas últimas.
5. Aplicando el procedimiento técnico de diseño desarrollado en el presente trabajo de investigación, se logró calcular el ejemplo de diseño de fachada para un edificio de 5 niveles, donde se obtuvieron los espesores de los muros con su refuerzo en cada nivel, sus anclajes y juntas sísmicas.
6. La carga lateral de sismo y viento son críticas en el diseño de las fachadas.

7. Con base en los resultados obtenidos en el ejemplo, el método de diseño LRFD demostró ser más eficiente con el uso de los materiales.

RECOMENDACIONES

1. Utilizar el procedimiento de diseño para las fachadas de los edificios de marcos de concreto sismo resistentes, desarrollado en esta investigación, como base sustentable de las normas nacionales AGIES NSE (2010), Coguanor (1985) y los reglamentos internacionales ASCE7-10 (2010) y ACI318-14 (2014) y NSE3 en combinación con ACI 530 (2005), para complementar los requisitos internacionales con las condiciones locales.
2. Usar en las fachadas muros con espesores mayores a 14cm.
3. Considerar el efecto del peso en la integración de la carga sísmica, durante la selección del espesor y la distribución del refuerzo en el muro.
4. Tomar en cuenta que la carga de viento puede ser dominante en edificios de más de 10 niveles o en zonas donde la velocidad del viento es mayor.
5. Tomar en cuenta el cambio de temperatura, para el diseño de los muros de mampostería que forman la fachada.
6. En el caso de diseñar con el método de esfuerzo admisibles ASD se recomienda convertir el sismo de cedencia a un sismo a nivel de servicio.
7. Si se desea optimizar el uso de los materiales, diseñar los muros de la fachada con el método LRFD.

REFERENCIAS

1. ACI 224.3R-95. (1995). *Joints in concrete construction ACI 224.3R-95*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
2. ACI 318-14. (2014). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-14*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2010). *AGIES NSE 2-10 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección. norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala*. Guatemala: Autor.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2010). *AGIES NSE 3-10 Diseño estructural de edificaciones. norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala*. Guatemala: Autor.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2010). *AGIES NSE 4-10 Requisitos prescritos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles. norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala*. Guatemala: Autor.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2010). *AGIES NSE 7.4-10 Mampostería reforzada (nr9:200) norma de*

seguridad estructural de edificaciones y obras para la república de Guatemala. Guatemala: Autor.

7. ASCE 7-10. (2010). *Minimum design loads for building and other structures.* Virginia, U.S.A: American Society of Civil Engineers.
8. Comisión Guatemalteca de Normas. (2000). *COGUANOR NTG 41054 norma técnica guatemalteca. Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones.* Guatemala: Autor.
9. Comisión Guatemalteca de Normas. (2000). *COGUANOR NTG 41055 H1 norma técnica guatemalteca. Determinación de la resistencia a la compresión de bloques de concreto.* Guatemala: Autor.
10. Comisión Guatemalteca de Normas. (2000). *COGUANOR NTG 41055 H2 norma técnica guatemalteca. Método de ensayo. determinación de la resistencia a la compresión de prismas de mampostería.* Guatemala: Autor.
11. Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010), *NSR-10 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, título D.* Colombia: Autor.
12. International Building ocde. (2009). *Minimum requirements to safeguard the public health, safety and general welfare of the occupants of new and existing buildings and structures. International Code Council, INC.* Estados Unidos: IBC.

13. James, E. Amrhein, S. (2009). *Reinforced masonry engineering, handbook clay and concrete masonry*. 6^a ed. Washington, DC: Masonry Institute of America.
14. Reinforced Concrete Masonry Construction Inspector's handbook. (2010). Torrance. U.S.A: Masonry Institute of America.
15. NEC-SE-MP. (2014). *Mampostería estructural, norma ecuatoriana de construcción*. Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
16. Monzón Despang, H. (2014). *AGIES DSE 4.1 Manual de diseño sismo resistente simplificado de mampostería de bloques de concreto para Guatemala*. Guatemala: AGIES.
17. Masonry Standards Joint Committee. (2011) *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE5-11)*. Estados Unidos: Masonry Standards Joint Committee.
18. Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. (1994). *Norma técnica para diseño y construcción estructural de mampostería*. San Salvador: Ministerio de Obras Públicas.
19. Romero, D. T. (2010). *Cálculo estructural de un edificio de oficinas y su fachada*. Cataluña, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
20. International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*. Estados Unidos: UBC.

21. Uribe Forero, T. F. (2012). *Mampostería no estructural*. Bogotá, D.C.: Corporación Universitaria Minuto de Dios.

APÉNDICES

Se muestran las descripciones de las propiedades geométricas de los materiales utilizados en mampostería reforzada, así como un resumen de las ecuaciones para el cálculo.

Apéndice 1. Barras de refuerzo estándares

Número	Diámetro	Área
	cm	cm²
2	0,64	0,31
3	0,95	0,71
4	1,27	1,26
5	1,59	1,99
6	1,90	2,84
7	2,22	3,87
8	2,54	5,06

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. **Unidades de mampostería estándares**

Descripción	Ancho	Alto	Largo	Resistencia a compresión
Tubular 14x14x29	14	14	29	80 Kgf/cm ²
Tubular 9x14x29	14	9	29	80 Kgf/cm ²
Tubular 6,5x14x29	14	6,5	29	80 Kgf/cm ²
Tubular 6,5x11x23	11	6,5	23	80 Kgf/cm ²
Tubular 9x14x39	14	9	39	80 Kgf/cm ²
Block ladrillo 19x14x39	14	19	39	80 Kgf/cm ²
Tayuyo 6,5x11x23	11	6,5	23	80 Kgf/cm ²
Perforado 6,5x11x23	11	6,5	23	100 Kgf/cm ²
Perforado 11x11x23	11	11	23	100 Kgf/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3 **Unidades *block* de concreto**

Descripción	Ancho	Alto	Largo	Resistencia a compresión
Block 14 (35)	14	19	39	35 Kgf/cm ²
Block 14 (50)	14	19	39	50 Kgf/cm ²
Block 14 (70)	14	19	39	70 Kgf/cm ²
Block 19 (35)	19	19	39	35 Kgf/cm ²

Block 19 (50)	19	19	39	50 Kgf/cm ²
Block 19 (70)	19	19	39	70 Kgf/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. Ecuaciones

Número	Ecuación kgf – cm	Fuente
ec. 1	$f'm = \frac{2}{3} \cdot f'p \cdot \frac{Ae}{An}$	(MSJC, 2011)

ec. 2	$f'm \leq 0,95 \cdot f'p$	(MSJC, 2011)
ec. 3	$Em = 750 \cdot f'm$	(AGIES, 2010) (NSE7.4, 2-2, pag. 7)
ec. 4	$Ev = 0,4 \cdot Em$	(AGIES, 2010) (NSE7.4, 2-2, pag. 7)
ec. 5	$Scs = Scr \cdot Fa$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-1, pag. 13)
ec. 6	$S1s = S1r \cdot Fv$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-2, pag. 13)
ec. 7	$Scs = Scr \cdot Fa \cdot Na$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-1a, pag. 13)
ec. 8	$S1s = S1r \cdot Fv \cdot Nv$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-2a, pag. 13)
ec. 9	$Ts = \frac{S1s}{Scs}$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-3, pag. 15)
ec. 10	$Scd = Kd \cdot Scs$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-4, pag. 16)
ec. 11	$S1d = Kd \cdot S1s$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-5, pag. 16)

Continuación del apéndice 4.

ec. 12	$Sa(T) = Scd$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-6a, pag. 16)
ec. 13	$Sa(T) = S1d/T$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-6b, pag. 16)

ec. 14	$Svd = 0,15 Scd$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 4-8, pag. 16)
ec. 15	$F_p = \frac{0,4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$	(ASCE 7-10, 2010) (13.3-1, pag. 113)
ec. 16	$F_p = 1,6 S_{DS} I_p W_p$	(ASCE 7-10, 2010) (13.3-2, pag. 113)
ec. 17	$F_p = 0,3 S_{DS} I_p W_p$	(ASCE 7-10, 2010) (13.3-3, pag. 113)
ec. 18	$\delta u = Cd \cdot \delta c$	(AGIES, 2010) (NSE3-10, 4-4, pag. 40)
ec. 19	$Dpl = Dp Ie$	(ASCE 7-10, 2010) (13.3-5, pag. 114)
ec. 20	$Dp = \Delta_n - \Delta_{n-1}$	(ASCE 7-10, 2010) (13.3-6, pag. 114)
ec. 21	$\Delta s = \frac{Fp}{Em \cdot L} \left[\frac{1}{4 \cdot \sqrt{5}} \cdot \left(\frac{Hm}{t}\right)^3 \cdot 3 \left(\frac{Hm}{t}\right) \right]$	(Análisis estructural)

Continuación del apéndice 4.

ec. 22	$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I$	(AGIES, 2010) (NSE2-10, 5-1, pag. 28)
--------	---------------------------------------	--

ec. 23	$\Delta v = \frac{Fw * H}{Em \cdot L} \left[\frac{12}{185} \cdot \left(\frac{Hm}{t} \right)^3 \cdot 3 \left(\frac{Hm}{t} \right) \right]$	(Análisis estructural)
ec. 24	$\delta T = \Delta T \cdot \alpha \cdot Hm$	(Análisis estructural)
ec. 25	$\sigma T = \Delta T \cdot \alpha \cdot Em$	(Análisis estructural)
ec. 26	$\Sigma Q_i \leq F_{adm}$	(MSJC, 2011)
ec. 27	$\left(\frac{Ps}{Ag} \right) \leq 0,45 \cdot f'm$	(MSJC, 2011)
ec. 28	$Pa = (0,25 f'm An + 0,65 Ast Fs) \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$	(MSJC, 2011) (2-21, pag. 98)
ec. 29	$Pa = (0,25 f'm An + 0,65 Ast Fs) \left(\frac{70 r}{h} \right)^2$	(MSJC, 2011) (2-22, pag. 98)
ec. 30	$Fb = \frac{1}{3} f'm$	(MSJC, 2011) (2-18, pag. 90)

Continuación del apéndice 4.

ec. 31	$Fs \leq 0,4 \cdot fy$	(MSJC, 2011)
--------	------------------------	--------------

ec. 32	$n = Es/Em$	(MIA, 2010)
ec. 33	$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$	(MIA, 2010)
ec. 34	$k\sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho - n\rho}$	(MIA, 2010)
ec. 35	$j = 1 - \frac{k}{3}$	(MIA, 2010)
ec. 36	$Mm = \frac{Fb \cdot k \cdot j \cdot d^2}{2}$	(MIA, 2010)
ec. 37	$Ms = Fs \cdot \rho \cdot j \cdot b \cdot d^2$	(MIA, 2010)
ec. 38	$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$	(MSJC, 2011) (2-14, pag. 90)
ec. 39	$fv = \frac{V}{b d}$	(MSJC, 2011) (2-24, pag. 100)
ec. 40	$Fv = F_{vm} + F_{vs}$	(MSJC, 2011) (2-25, pag. 101)

Continuación del apéndice 4.

ec. 41	$Fv \leq 0,80 \sqrt{f'm}$	(MSJC, 2011)
--------	---------------------------	--------------

		(2-26, pag. 101)
ec. 42	$F_v \leq 0,53 \sqrt{f'm}$	(MSJC, 2011) (2-27, pag. 101)
ec. 43	$F_{vm} = \frac{1}{4} \left[\left(4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right) \sqrt{f'm} \right]$	(MSJC, 2011) (2-29, pag. 101)
ec. 44	$F_{vs} = 0,5 \left(\frac{A_v F_s d}{A_n s} \right)$	(MSJC, 2011) (2-30, pag. 101)
ec. 45	$\phi P_n \geq P_u$	(MSJC, 2011)
ec. 46	$\phi M_n \geq M_u$	(MSJC, 2011)
ec. 47	$\phi V_n \geq V_u$	(MSJC, 2011)
ec. 48	$P_n = 0,80 \left[0,80 f'm (A_n - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$	(MSJC, 2011) (3-18, pag. 121)
ec. 49	$P_n = 0,80 \left[0,80 f'm (A_n - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2$	(MSJC, 2011) (3-19, pag. 121)

Continuación del apéndice 4.

ec. 50	$\left(\frac{Pu}{Ag}\right) \leq 0,20 f'm$	(MSJC, 2011)
ec. 51	$Mu = \frac{wu h^2}{8} + Puf \frac{eu}{2} + Pu \delta$	(MIA, 2010)
ec. 52	$Pu = Puw + Puf$	(MIA, 2010)
ec. 53	$Mn = (As fy) \left(d - \frac{a}{2}\right)$	(MIA, 2010)
ec. 54	$a = \frac{As fy}{0,80 f'm b}$	(MIA, 2010)
ec. 55	$Vn = Vnm + Vns$	(MSJC, 2011) (3-20, pag. 121)
ec. 56	$\frac{Mu}{(Vu \cdot d)} \leq 0,25$	(MSJC, 2011)
ec. 57	$Vn \leq 1,59 A_n \sqrt{f'm}$	(MSJC, 2011) (3-21, pag. 121)
ec. 58	$\frac{Mu}{(Vu \cdot d)} \leq 0,25$	(MSJC, 2011)
ec. 59	$Vn \leq 1,06 A_n \sqrt{f'm}$	(MSJC, 2011) (3-22, pag. 121)

Continuación del apéndice 4.

ec. 60	V_{nm} $= \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{Mu}{Vu d} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m}$	(MSJC, 2011) (3-23, pag. 122)
ec. 61	$V_{ns} = 0,5 \left(\frac{Av}{s} \right) f_y d$	(MSJC, 2011) (3-24, pag. 122)
ec. 62	$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s \cdot t}$	(MSJC, 2011)
ec. 63	$\rho_v = \frac{A_{vh}}{L \cdot t}$	(MSJC, 2011)
ec. 64	$N_{sa} = A_{se,N} \cdot f_{uta}$	(ACI 318-14, 2014)
ec. 65	$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.2a, pag. 236)
ec. 66	$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.1a, pag. 235)
ec. 67	$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.1b, pag. 235)
ec. 68	$A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.1c, pag. 235)

Continuación del apéndice 4.

ec. 69	$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.4, pag. 238)
ec. 70	$\psi_{ed,N} = 1,0$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.5a, pag. 239)
ec. 71	$\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{C_{a,min}}{1,5 h_{ef}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.5b, pag. 239)
ec. 72	$\psi_{cp,N} = 1,0$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.7a, pag. 240)
ec. 73	$\psi_{cp,N} = \frac{C_{a,min}}{C_{ac}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.2.7b, pag. 240)
ec. 74	$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.1a, pag. 243)
ec. 75	$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \psi_{ec,Na} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.1b, pag. 243)
ec. 76	$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.1c, pag. 243)
ec. 77	$c_{Na} = 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{umcr}}{77 \text{ kgf/cm}^2}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.1d, pag. 243)

Continuación del apéndice 4.

ec. 78	$Nba = \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.2, pag. 244)
ec. 79	$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.3, pag. 246)
ec. 80	$\psi_{ed,Na} = 1,0$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.4a, pag. 247)
ec. 81	$\psi_{ed,Na} = 0,70 + 0,30 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.4b, pag. 247)
ec. 82	$\psi_{cp,Na} = 1,0$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.5a, pag. 247)
ec. 83	$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.4.5.5b, pag. 247)
ec. 84	$V_{sa} = A_{se,v} \cdot f_{uta}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.1.2a, pag. 247)
ec. 85	$V_{sa} = 0,6 \cdot A_{se,v} \cdot f_{uta}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.1.2b, pag. 247)
ec. 86	$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \cdot \psi_{ed,v} \cdot \psi_{c,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot V_b$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.1a, pag. 248)

Continuación del apéndice 4.

ec. 87	$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.1b, pag. 248)
ec. 88	$A_{Vco} = 4,5 \cdot c_{a1}^2$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.1c, pag. 248)
ec. 89	$V_b = \left[7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^2 \cdot \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \cdot \sqrt{f'c} (c_{a1})^{1,5}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.2a, pag. 251)
ec. 90	$V_b = 9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'c} (c_{a1})^{1,5}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.2b, pag. 251)
ec. 91	$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}} \right)}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.5, pag. 253)
ec. 92	$\psi_{ed,V} = 1,0$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.6a, pag. 254)
ec. 93	$\psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.6b, pag. 254)
ec. 94	$\psi_{c,V} = 1,4$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.7, pag. 254)
ec. 95	$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}}$	(ACI 318-14, 2014) (17.5.2.8, pag. 254)

Continuación del apéndice 4.

ec. 96	$\frac{Vua}{\phi Vn} \pm \frac{Nua}{\phi Nn} \leq 1,2$	(MSJC, 2011)
ec. 97	$P = \gamma m \cdot Lm \cdot tm \cdot Hm$	(Análisis estructural)
ec. 98	$Vx = \frac{11}{16} \cdot 0,30 \cdot Fp_{ASD}$	(Análisis estructural)
ec. 99	$Vy = \frac{11}{16} \cdot Fp_{ASD}$	(Análisis estructural)
ec. 100	$Mxx = \frac{3}{16} \cdot Fp_{ASD} \cdot Hm + \frac{1}{2} \cdot Pm$ $\cdot \Delta_{sismo}$	(Análisis estructural)
ec. 101	$Myy = \frac{3}{16} \cdot 0,30 \cdot Fp_{ASD} \cdot Hm$	(Análisis estructural)
ec. 102	$Vy = \frac{5}{8} \cdot Pw \cdot Hm$	(Análisis estructural)
ec. 103	$Mxx = \frac{1}{8} \cdot Pw \cdot Hm^2 + \frac{1}{2} Pm$ $\cdot \Delta_{viento}$	(Análisis estructural)

Fuente: elaboración propia.