



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

**ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO  
ESTRUCTURALES, ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS  
DÚCTILES, RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO**

**Ing. Henry David López Rodríguez**

Asesorado por el Msc. Ing. Miguel Ángel Molina Prado

Guatemala, octubre de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO  
ESTRUCTURALES, ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS  
DÚCTILES, RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ING. HENRY DAVID LÓPEZ RODRÍGUEZ**

ASESORADO POR EL MSC. ING MIGUEL ÁNGEL MOLINA PRADO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**MAESTRO EN CIENCIAS EN ESTRUCTURAS**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Oscar Andrés García
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO  
ESTRUCTURALES, ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS  
DÚCTILES, RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Estudios de Postgrado con fecha 19 de febrero de 2019.

**Ing. Henry David López Rodríguez**



DTG. 576.2021

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: **ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS DÚCTILES, RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO**, presentado por el Ingeniero Henry David López Rodríguez, estudiante del programa de **Maestría en ciencias 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, octubre de 2021.

AACE/cc



**Guatemala, octubre de 2021**

LNG.EEP.OI.072.2021

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 del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

**“ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS DÚCTILES, RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO”**

presentado por **Henry David López Rodríguez** quien se identifica con carné **201590752** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

  
**Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí**  
Director



**Escuela de Estudios de Postgrado**  
**Facultad de Ingeniería**



Guatemala, 28 de octubre de 2019.

**M.A. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí**  
**Director**  
**Escuela de Estudios de Postgrado**  
**Presente**

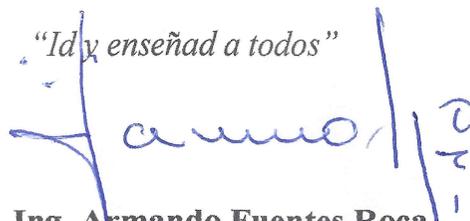
**M.A. Ingeniero Álvarez Cotí:**

Por este medio informo que he revisado y aprobado el trabajo de Graduación titulado **“ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS DÚCTILES RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO”** del estudiante **Henry David López Rodríguez**, quien se identifica con número de carné: **201590752** del Programa de Maestría en Estructuras.

Con base en la evaluación realizada hago constar que he evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el *Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014*. Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi aprobación.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.

Atentamente,

“Id y enseñad a todos”  


**MSc. Ing. Armando Fuentes Roca**  
**Coordinador Área de**  
**Infraestructura**  
**Escuela de Estudios de Postgrado**

Guatemala 11 de febrero de 2020

M.A Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí  
Director  
Escuela de Estudios de Postgrado  
Facultad de Ingeniería  
USAC

Estimado Ingeniero Álvarez Cotí

En relación al trabajo de graduación del estudiante HENRY DAVID LÓPEZ RODRÍGUEZ, con el título "ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES ANCLADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MARCOS DÚCTILES RESITENTES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO", hago de su conocimiento mi resolución de dar por REVISADO Y APROBADO según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación.

Sin otro particular, me suscribo.



Msc. Ing. Miguel Ángel Molina Prado

Asesor

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por sus infinitas bendiciones.
<b>Mis padres</b>	Henry Jesús López y Vilma de López; mi eterno agradecimiento por su amor incondicional y su apoyo para poder hacer realidad este sueño.
<b>Mis padrinos</b>	Zoila Ninfa Morales y Manuel Alfredo Álvarez, por sus sabias enseñanzas y consejos durante toda mi vida.
<b>Mis asesores</b>	Maestros Miguel Molina y Hugo Pallais, por sus asesorías en la elaboración de esta tesis.
<b>Familia y amigos</b>	Por estar conmigo en todos los momentos importantes de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

**Familia y amigos**

Por su apoyo en este proceso.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	V
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XXIII
RESUMEN .....	XXVII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y FORMULACIÓN DE PREGUNTAS ORIENTADORAS .....	XXXI
OBJETIVOS .....	XXXIII
HIPÓTESIS .....	XXXV
RESUMEN DE MARCO METODOLÓGICO .....	XXXVII
INTRODUCCIÓN .....	XLIII
1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....	1
1.1 Especificaciones de diseño estructural en Guatemala .....	1
1.1.1 Consideraciones de diseño para elementos no estructurales en Guatemala .....	5
1.2 Especificaciones de diseño estructural internacionales .....	7
1.2.1 Especificaciones de diseño estructural en Estados Unidos de Norteamérica .....	7
1.2.2 Especificaciones de diseño estructural en Nueva Zelanda .....	10
1.2.3 Especificaciones de diseño estructural en México..	12
1.2.4 Especificaciones de diseño estructural en Colombia .....	13
1.3 Síntesis de las normas evaluadas .....	20

2.	CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	23
2.1	Procedimiento de análisis lineal estático (fuerza lateral equivalente).....	24
2.1.1	Cortante basal al límite de cedencia .....	26
2.1.2	Coeficiente sísmico al límite de cedencia $C_s$ .....	26
2.1.3	Período de vibración de la estructura.....	29
2.1.4	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas .....	30
2.1.5	Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas .....	31
2.1.6	Derivas máximas tolerables .....	31
2.1.7	Síntesis de la comparación entre AGIES 2018 y ASCE 7-16, para el procedimiento lineal estático ...	34
2.2.	Procedimiento de análisis lineal dinámico (análisis de respuesta modal espectral) .....	37
2.2.1	Parámetros de respuesta modal .....	37
2.2.2	Cortantes basales dinámicos .....	38
2.2.3	Desplazamientos laterales sísmicos .....	39
3.	ANÁLISIS SÍSMICO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES .....	41
3.1.	Análisis sísmico de elementos no estructurales según UBC....	42
3.2.	Análisis sísmico de elementos no estructurales según NEHRP.....	47
3.3.	Análisis sísmico de elementos no estructurales, según ASCE/SEI.....	54
4.	DISEÑO SÍSMICO DE ANCLAJES A ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO .....	67
4.1.	Modos de falla de los anclajes .....	71

4.1.1.	Modos de falla de los anclajes dominados por tracción .....	71
4.2.1.	Resistencia de diseño sísmico por tracción.....	80
4.2.1.1	Resistencia del acero de un anclaje en tracción....	84
4.2.1.2	Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción.....	84
4.2.1.4	Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza .....	88
4.2.1.5	Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos.....	89
4.2.2	Resistencia de diseño sísmico por corte .....	92
4.2.2.1	Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante .....	93
4.2.2.2	Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante .....	94
4.2.2.3	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante .....	97
4.2.2.4	Resistencia de diseño sísmico por la interacción entre tensión y corte .....	98
5.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....	101
5.1.	Estudio A: muros de mampostería tabiques o de fachada ....	101
5.1.1.	Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural .....	102
5.1.2.	Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural .....	103
5.2.	Estudio B: tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados .....	104

5.2.1.	Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural.....	106
5.2.2.	Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural.....	108
5.3.	Estudio C: unidad de aire acondicionado.....	110
5.3.1.	Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural.....	111
5.3.2.	Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural.....	112
6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	115
6.1.	Estudio A: muros de mampostería tabiques o de fachada .....	115
6.1.1.	Caso 1: anclaje del muro de mampostería a una losa (no hay anclajes cerca de un borde).....	115
6.1.2.	Caso 2: anclaje del muro de mampostería a una viga (hay anclajes cerca de un borde).....	116
6.2.	Estudio B: tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados.....	116
6.2.1.	Caso 1: la tubería no cuenta con embreizamiento lateral .....	117
6.2.2.	Caso 2: la tubería sí cuenta con embreizamiento lateral.....	117
6.3.	Estudio C: unidad de aire acondicionado.....	118
	CONCLUSIONES.....	121
	RECOMENDACIONES .....	123
	REFERENCIAS .....	125
	APÉNDICES.....	133

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Esquema desglosado del estudio “A” .....	XXVIII
2.	Esquema desglosado del estudio “B” .....	XXIX
3.	Esquema desglosado del estudio “C” .....	XXIX
4.	Tipos de análisis estructural .....	23
5.	Demostración esquemática de los efectos de la duración del período y el amortiguamiento de la cimentación en las aceleraciones espectrales.....	25
6.	Falla por tracción del acero .....	71
7.	Falla por tracción, extracción por deslizamiento .....	72
8.	Falla por tracción, por arrancamiento del concreto .....	72
9.	Falla por tracción, por hendimiento del concreto.....	73
10.	Falla por tracción, por desprendimiento lateral del concreto .....	73
11.	Falla por tracción, por falta de adherencia .....	74
12.	Falla por corte del acero precedida por concreto descascarado.....	74
13.	Falla por corte, desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre.....	75
14.	Falla por corte, arrancamiento del concreto .....	75

### TABLAS

I.	Modificaciones principales en la especificación sísmica de los códigos de diseño de EE. UU. antes de 1960.....	9
----	---	---

II.	Requisitos aplicables para componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, soportes y agregados .....	16
III.	Parámetro $\alpha_{AA}$ del espectro de pseudoaceleraciones .....	18
IV.	Factor Z de modificación de espectro de pseudoaceleraciones según zona sísmica.....	19
V.	Coeficiente del límite superior para el cálculo del período, según ASCE 7-16.....	30
VI.	Derivas últimas $\Delta u$ máximas tolerables para ASCE 7-16 .....	33
VII.	Derivas últimas $\Delta u$ máximas tolerables para AGIES NSE 3-18.....	34
VIII.	Comparación entre los factores sísmicos implementados por ASCE 7-16 y AGIES NSE 2018.....	34
IX.	Comparación de los parámetros de aceleración espectral de diseño para período corto, según ASCE 7-16 y AGIES NSE 2018 .....	36
X.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para elementos estructurales, según UBC 97.....	44
XI.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para elementos no estructurales, según UBC 97.....	45
XII.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para equipos y otros componentes según UBC 97.....	46
XIII.	Factores de importancia de componentes según UBC 97.....	47
XIV.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para componentes arquitectónicos, según NEHRP 2000 (parte 1) .....	51
XV.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para componentes arquitectónicos, según NEHRP 2000 (parte 2) .....	52
XVI.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para componentes mecánicos y eléctricos, según NEHRP 2000 (parte 1) .....	53

XVII.	Factores de fuerza horizontal $a_p$ , $R_p$ para componentes mecánicos y eléctricos, según NEHRP 2000 (parte 2) .....	53
XVIII.	Coeficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 1) .....	58
XIX.	Coeficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 2) .....	59
XX.	Coeficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 3) .....	60
XXI.	Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 1) .....	60
XXII.	Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 2) .....	61
XXIII.	Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 3) .....	62
XXIV.	Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 4) .....	63
XXV.	Comparación de la fuerza sísmica equivalente para un muro en voladizo, en el último nivel de un edificio, según las ediciones de tres códigos de diseño estadounidenses .....	65
XXVI.	Distancias al borde y espaciamiento mínimo en anclajes .....	68
XXVII.	Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no presforzados .....	69
XXVIII.	Distancias mínimas al borde en ausencia de especificaciones del producto para evaluarse por medio de ACI 355.2 o ACI 355.4 .....	70
XXIX.	Distancia crítica al borde .....	70
XXX.	Resistencia requerida para los anclajes .....	77

XXXI.	Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por resistencia al arrancamiento del concreto, adherencia o desprendimiento lateral del anclaje.....	78
XXXII.	Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero .....	79
XXXIII.	Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por extracción por deslizamiento del concreto o desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje .....	79
XXXIV.	Resistencia sísmica requerida por los anclajes a tracción.....	83
XXXV.	Factor de modificación para concreto de peso liviano .....	86
XXXVI.	Factor de modificación de la composición de los agregados.....	86
XXXVII.	Esfuerzo de adherencia característico mínimo .....	91
XXXVIII.	Factor de modificación por fisuramiento del concreto, cuando el análisis indique que sí hay fisuramiento debido a cargas de servicio .....	96
XXXIX.	Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: muro de mampostería de 19 cm de ancho y 4 m de alto .....	102
XL.	Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de $\varnothing 4/8$ " cada 80 cm del componente: muro de mampostería, de 19 cm de ancho y 4 m de alto caso 1: anclaje superior a una losa.....	103
XLI.	Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de $\varnothing 4/8$ cada 80 cm del componente: muro de mampostería, de 19 cm de ancho y 4 m de alto. Caso 2: anclaje superior a una viga .....	105
XLII.	Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: tubería de red contra incendios. Caso 1: no hay embreizamiento lateral.....	107

XLIII.	Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: tubería de red contra incendios. Caso 2: Sí hay embreizamiento lateral.....	107
XLIV.	Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de $\varnothing 4/8$ " cada 2.00 m del componente: tubería de $\varnothing 4/8$ " de red contra incendios suspendida en una losa. Caso 1: sin embreizamiento lateral .....	109
XLV.	Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de $\varnothing 4/8$ " cada 2.00m del componente: tubería de $\varnothing 4/8$ " de red contra incendios suspendida en una losa. Caso 2: Con embreizamiento lateral .....	110
XLVI.	Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: unidad de aire acondicionado .....	111
XLVII.	Resumen de resistencias de cada uno de los anclajes adheridos de $\varnothing 3/8$ " del componente: unidad de aire acondicionado .....	113



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$A_{Na}$ :	Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido o de un grupo de anclajes adheridos, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{Nao}$ :	Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción si no está limitada por la distancia al borde o la separación, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{Nc}$ :	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{Nco}$ :	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{se,N}$ :	Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{se,V}$ :	Área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, pulgada <sup>2</sup> .

$A_{brg}$ :	Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{Vc}$ :	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, pulgada <sup>2</sup> .
$A_{Vco}$ :	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del miembro, pulgada <sup>2</sup> .
$N_u$ :	Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con $V_u$ o $T_u$ ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, lb.
$k_{cp}$ :	Coefficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.
$k_c$ :	Coefficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción.
$V_{us}$ :	Cortante horizontal mayorado en un piso, lb.
$d_a$ :	Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho, pulgada.
$c_{ac}$ :	Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o

la adherencia de un anclaje posinstalado en tracción en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, pulgada.

$c_{a2}$ : Distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a  $c_{a1}$ , pulgada.

$e_h$ : Distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, pulgada.

$e'_V$ : Distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, pulgada.  $e'_V$  es siempre positiva.

$e'_N$ : Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, pulgada.  $e'_N$  Es siempre positiva.

$c_{a1}$ : Distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, pulgada. Si se aplica cortante al anclaje,  $c_{a1}$  se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje,  $c_{a1}$  es la mínima distancia al borde. Cuando los anclajes sometidos a cortante estén localizados en secciones angostas de ancho limitado.

$c_{Na}$ :	Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido, que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje, pulgada.
$\tau_{cr}$ :	Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos con base en la presencia o ausencia de fisuración, lb/in <sup>2</sup> .
$\tau_{uncr}$ :	Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado, lb/in <sup>2</sup> .
$h_a$ :	Espesor de un miembro en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, pulgada.
$h$ :	Espesor total o altura de un miembro, pulgada.
$e_{anc}$ :	Excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de anclajes con respecto al centroide de la sección, pulgada.
$\Psi_{h, V}$ :	Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en miembros de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$ .
$\Psi_{ec, V}$ :	Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.
$\Psi_c, V$ :	Factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de

fisuración en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario.

$\Psi_{ed, V}$ : Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del miembro de concreto.

$\Psi_c, P$ : Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuración en el concreto.

$\Psi_{ec, N_a}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ec, N}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ed, N_a}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la proximidad de los bordes del miembro de concreto.

$\Psi_{ed, N}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del miembro de concreto.

$\Psi_{cp, N_a}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación.

$\Psi_{cp, N}$ :	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes posinstalados, utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario, y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación.
$\Psi_c, N$ :	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto.
$\lambda$ :	Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relacionada con los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.
$\lambda_a$ :	Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, en algunas aplicaciones de anclaje al concreto.
$\phi$ :	Factor de reducción de resistencia.
$V_d$ :	Fuerza cortante en la sección debida a la carga muerta no mayorada, lb.
$V_e$ :	Fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, lb.
$V_{ua}$ :	Fuerza cortante mayorada, aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes, lb.

$V_{uh}$ :	Fuerza cortante mayorada, aplicada a lo largo de la interface horizontal del miembro de concreto compuesto para flexión, lb.
$V_{ua,i}$ :	Fuerza cortante mayorada aplicada al anclaje que esté sometido a los esfuerzos más altos dentro de un grupo de anclajes, lb.
$V_u$ :	Fuerza cortante mayorada en la sección, lb.
$V_i$ :	Fuerza cortante mayorada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente, que se presentan simultáneamente con $M_{max}$ , lb.
$V_{ua,g}$ :	Fuerza cortante mayorada total, aplicada a un grupo de anclajes, lb.
$N$ :	Fuerza de tracción que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, lb.
$N_{uc}$ :	Fuerza horizontal de tracción mayorada, que actúa simultáneamente con $V_u$ , en la parte superior de una ménsula o cartela, para tomarse como positiva para tracción, lb.
$N_{ua,i}$ :	Fuerza mayorada de tracción, aplicada al anclaje que esté sometido a los esfuerzos más altos dentro de un grupo de anclajes, lb.
$N_{ua}$ :	Fuerza mayorada de tracción, aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, lb.

$N_{ua,s}$ :	Fuerza mayorada permanente en tracción, lb.
$N_{ua,g}$ :	Fuerza mayorada total en tracción, aplicada a un grupo de anclajes, lb.
$N_c$ :	Fuerza resultante en tracción en la porción de la sección de concreto, que está sometida a los esfuerzos de tracción, debidos a los efectos combinados de las cargas de servicio y el presfuerzo efectivo, lb.
$l_e$ :	Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, pulgada.
$l_{dh}$ :	Longitud de desarrollo con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hacia el exterior del gancho, pulgada.
$l_d$ :	Longitud de desarrollo en tensión, pulgada.
$c_{a1,máx}$ :	Máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulgada.
$c_{a1,min}$ :	Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulgada.
$n$ :	Número de anclajes.
$h_{ef}$ :	Profundidad embebida efectiva del anclaje, pulgada.
$N_p$ :	Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.

$N_{sbg}$ :	Resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, lb.
$N_{sb}$ :	Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, lb.
$N_{ba}$ :	Resistencia básica a la adherencia del concreto en tracción de un solo anclaje adherido, lb.
$N_b$ :	Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.
$N_{cpg}$ :	Resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, lb.
$N_{cp}$ :	Resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje, lb.
$V_b$ :	Resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, lb.
$f'_c$ :	Resistencia especificada a la compresión del concreto, lb/pulgada <sup>2</sup> .
$f_{ya}$ :	Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, lb/pulgada <sup>2</sup> .
$f_{uta}$ :	Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, lb/pulgada <sup>2</sup> .
$f_{ct}$ :	Resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano, lb/pulgada <sup>2</sup> .

$V_{cb}$ :	Resistencia nominal a arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje, lb.
$V_{cbg}$ :	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, lb.
$N_{cbg}$ :	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes, lb.
$N_{cb}$ :	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje, lb.
$N_{ag}$ :	Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adheridos, lb.
$N_a$ :	Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, lb.
$V_n$ :	Resistencia nominal a cortante, lb.
$V_{nh}$ :	Resistencia nominal a cortante horizontal, lb.
$V_s$ :	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, lb.
$V_{sa}$ :	Resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un anclaje individual, dentro de un grupo de anclajes, determinada por la resistencia del acero, lb.
$V_c$ :	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, lb.
$V_{cw}$ :	Resistencia nominal a cortante, proporcionada por el concreto cuando se produce fisuración diagonal

como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma, lb.

$V_{ci}$ : Resistencia nominal a cortante, proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, lb.

$V_{cp}$ : Resistencia nominal a desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje, lb.

$V_{cpg}$ : Resistencia nominal a desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, lb.

$N_{pn}$ : Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, lb.

$N_{sa}$ : Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, en tracción determinada por la resistencia del acero, lb.

$N_n$ : Resistencia nominal en tracción, lb.

$s$ : Separación de centro a centro de anclajes, pulgada.

$h_{ef'}$ : Valor límite de  $h_{ef}$  cuando el anclaje se ubica a una distancia menor a  $1.5 h_{ef}$ , desde 3 o más bordes, pulgada.

$c'_{a1}$ : Valor límite de  $c_{a1}$ , cuando los anclajes se localizan a menos de  $1.5c_{a1}$  de tres o más bordes, pulgada.

$d'_a$ : Valor que se sustituye por  $d_a$  cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, pulgada.



## GLOSARIO

<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)
<b>AGIES</b>	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
<b>AISC</b>	Instituto Americano de la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction)
<b>Anclajes mecánicos</b>	Fijación metálica instalada después de la construcción de la estructura, resistente y capaz de transferir esfuerzos a un material base capaz de resistirlos.
<b>Anclajes químicos</b>	Fijación metálica instalada después de la construcción de la estructura, resistente y capaz de transferir esfuerzos a un material base que sea capaz de resistirlos, mediante la adherencia de una resina colocada entre el elemento metálico y el elemento perforado.
<b>ANSI</b>	Instituto Nacional Estadounidense de Normas (American National Standards Institute)

<b>ASCE</b>	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers)
<b>Carga</b>	Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, una deformación impuesta o un cambio de volumen.
<b>Cielos suspendidos</b>	Se denomina de esta manera a un elemento arquitectónico, que cuelga bajo una estructura resistente y que cuenta con un sistema de suspensión propio.
<b>Componente no estructural</b>	Componente permanente que no forma parte de la estructura resistente, pero que es afectado por sus movimientos y que interactúa con ella.
<b>Conexión positiva</b>	Elementos o dispositivos tales como pernos, tornillos y amarras tensadas, entre otros, que proveen fijación efectiva de un componente, permitiendo el traspaso de cargas sísmicas a la estructura de soporte. Se excluyen de esta definición fijaciones que actúan por fricción o por presión entre componentes, que no cuenten con los ensayos de calificación correspondientes.
<b>CONRED</b>	Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres, Guatemala

<b>Demanda de carga</b>	Es el valor de los desplazamientos máximos en una estructura de puente específica, que la carga de diseño sísmico provoca al aplicársele.
<b>Deriva</b>	Desplazamiento de la estructura relativo al suelo, debido a una sollicitación sísmica.
<b>Equipo mecánico o eléctrico</b>	Cualquier equipo que se encuentre anclado a la estructura resistente del edificio o que interactúe en cualquier forma con ella.
<b>Hormigón</b>	Material que resulta de la mezcla de agua, arena, grava y cemento o cal, y que, al fraguar, adquiere más resistencia. Concreto.
<b>HVACR</b>	Calefacción, ventilación, aire acondicionado y refrigeración (Heat, Ventilation, Air Conditioning and Refrigeration)
<b>IBC</b>	Código Internacional de Construcción (International Building Code)
<b>ICC</b>	Consejo de Código Internacional (International Code Council)
<b>INSIVUMEH</b>	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala

<b>Modo de vibración</b>	Forma de deformación dinámica, asociada con una frecuencia de vibración.
<b>NSE</b>	Normativa de Seguridad Estructural
<b>Parapeto</b>	Pared baja o baranda para evitar caídas.
<b>SEI</b>	Instituto de Ingeniería Estructural de Estados Unidos (Structural Engineering Institute)
<b>Soportes</b>	Aquellos miembros, conjuntos de miembros o elementos manufacturados, incluidos tirantes, marcos, patas, abrazaderas, amortiguadores, monturas o puntales y sujetadores asociados, que transmiten cargas entre los componentes no estructurales y sus accesorios a la estructura principal.

## RESUMEN

Los componentes no estructurales o secundarios son los elementos fijados a la estructura principal de una edificación y que no son parte de su sistema sismo-resistente; pero sí se ven sujetos a las fuerzas sísmicas que afectan al edificio y dependen de sus propios anclajes para resistir estas fuerzas.

Hay distintos tipos de anclajes. Sin embargo, en este trabajo se estudió el anclaje posinstalado por adherencia, ya que es uno de los más utilizados para los tres componentes no estructurales que se analizaron:

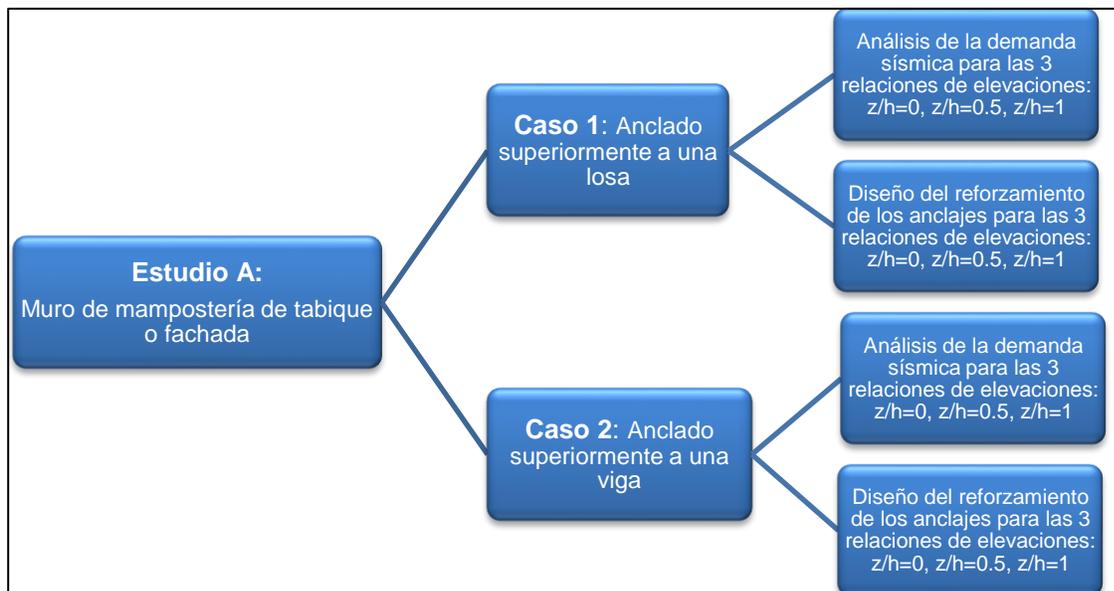
- Muro de mampostería de tabique o fachada
- Tubería de red contra incendios
- Unidad interior de aire acondicionado

Se escogieron estos tres componentes por al uso frecuente en las edificaciones en Guatemala. Se evaluó la resistencia de los anclajes de estos componentes en distintos casos en los cuales puedan ocurrir; también se consideraron las diferentes alturas en que se pueden encontrar. En los tres estudios realizados, se encontraron resultados que apoyaron la hipótesis: la variación de la altura de la ubicación del componente no estructural provoca un aumento en el nivel de exigencia del reforzamiento de sus soportes. Se encontró también que, dependiendo de la configuración geométrica (separación y profundidad embebida) que tengan los anclajes de estos componentes, variará también la exigencia sobre estos. Por lo que no se puede concluir en un

único reforzamiento para estos componentes, pero sí se deja ejemplificada la forma en que se deben de analizar y diseñar, en las hojas de cálculo anexadas.

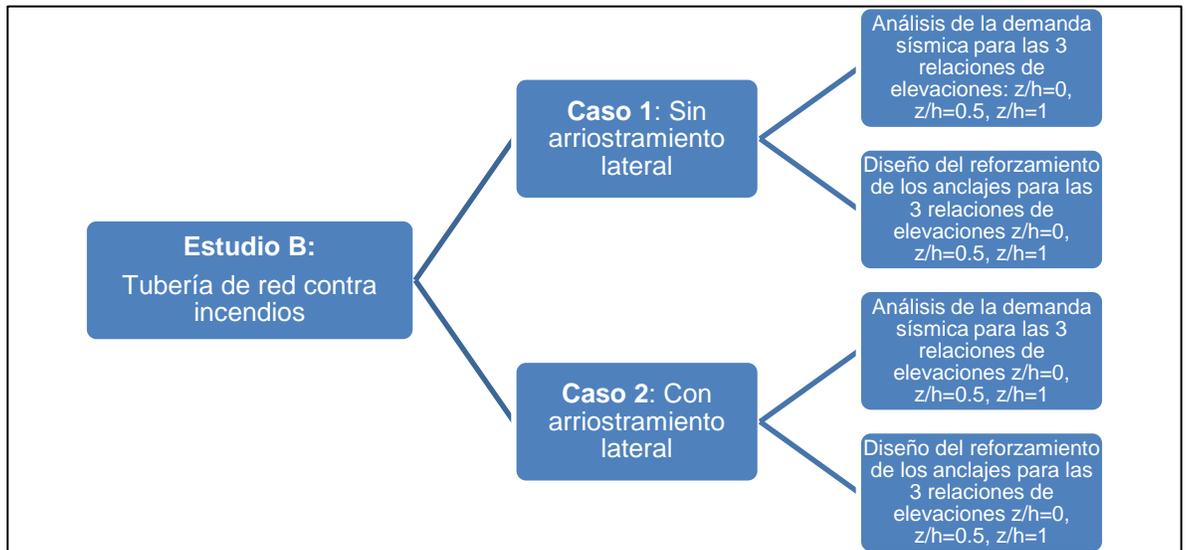
Los estudios de los anclajes de los componentes no estructurales hechos en esta investigación, se pueden resumir de la siguiente manera:

Figura 1. **Esquema desglosado del estudio “A”**



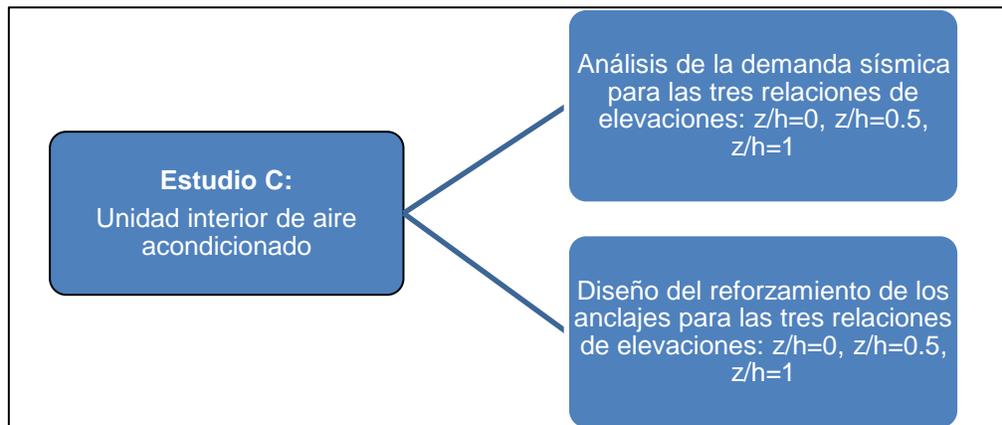
Fuente: elaboración propia.

Figura 2. Esquema desglosado del estudio “B”



Fuente: elaboración propia.

Figura 3. Esquema desglosado del estudio “C”



Fuente: elaboración propia.



## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y FORMULACIÓN DE PREGUNTAS ORIENTADORAS**

Las Normas AGIES NSE no contemplan el análisis y diseño de los componentes no estructurales, ubicados en el interior de edificios.

Se pudo comprobar en la revisión de la literatura, varias normas de diseño estructural internacionales, que se enfocan tradicionalmente en la estructura principal. Sin embargo, con el paso del tiempo se puso interés en el diseño del anclaje de los elementos no estructurales, adosados a la estructura principal. Aunque no ha sido este el caso de la norma guatemalteca AGIES NSE que, en su última versión publicada al momento de esta investigación, reconoce la importancia de considerar el correcto anclaje de estos elementos, pero, aún no se ha conformado un comité dedicado a establecer dichos parámetros.

Por el análisis de una serie de escenarios, se debe estudiar la fuerza lateral sísmica que afecta tres componentes no estructurales, ubicados a tres alturas distintas de una edificación, de marcos dúctiles resistentes a momento de concreto reforzado. Con conocimiento de esas fuerzas laterales, se resolverá el reforzamiento necesario para el anclaje de cada escenario del componente no estructural, a los elementos principales de concreto reforzado de la edificación. De esta forma, se concluirán las propuestas necesarias para garantizar el adecuado desempeño sísmico de los distintos tipos de componentes no estructurales.

Llegar a una conclusión general sobre el tipo de reforzamiento en los anclajes de todos los posibles tipos de componentes no estructurales en cualquier tipo de edificación sería algo fuera del alcance de esta investigación,

por lo que este estudio se delimitará a tres tipos de componentes no estructurales y el sistema estructural principal de la edificación será de un sistema E1: marcos dúctiles resistentes a momento de concreto reforzado.

De esta forma se plantea la siguiente pregunta principal:

- ¿Cómo varía el reforzamiento que deben tener los anclajes de los componentes no estructurales con respecto a la altura de su ubicación en una edificación de marcos a momento de concreto reforzado?
- Para responder a esta interrogante, se plantean las siguientes preguntas secundarias:
- ¿Cómo varía la fuerza lateral sísmica a la que se ven sometidos los componentes no estructurales según la altura a la que están instalados?
- ¿Cómo varía la fuerza lateral sísmica a la que se ven sometidos los componentes no estructurales, según el tipo de componente (factores de amplificación y de modificación de respuesta del componente)?

## OBJETIVOS

### General:

Determinar, mediante los procedimientos de las normativas ASCE 7-16 y ACI 318-14, el diseño del reforzamiento de los soportes recomendados para tres tipos de componentes no estructurales, ubicados a tres alturas en una edificación de marcos dúctiles resistentes a momento de concreto reforzado (AGIES E1).

### Específicos:

- Analizar la variación de la fuerza lateral sísmica que afecta el componente no estructural, con respecto a la altura en que esté ubicado en una edificación de marcos dúctiles resistentes a momento de concreto reforzado (AGIES E1).
- Determinar el diseño del reforzamiento de los soportes del componente no estructural para las distintas alturas analizadas de la ubicación, en una edificación de marcos dúctiles resistentes a momento de concreto reforzado (AGIES E1).



## HIPÓTESIS

- H.1. La variación de la altura de la ubicación del componente no estructural provoca que se aumente el nivel de exigencia del reforzamiento de sus soportes.



## RESUMEN DE MARCO METODOLÓGICO

El diseño de esta investigación es de tipo cuasi experimental, debido a que no se tiene garantizada la equivalencia inicial de los grupos que se estudiarán (Hernández y Fernández, 2006), que en este caso son los tipos de componentes no estructurales, ya que no se seleccionaron al azar, sino por ser tipos de componentes no estructurales que se consideran importantes de evaluar, por el riesgo que provocan a las personas dentro de la edificación y porque son comunes de encontrar en ellos.

La variable independiente, o que se manipulará intencionalmente, es la altura de la ubicación del componente no estructural dentro de una edificación de marcos dúctiles resistentes a momento.

La variable dependiente, fuerza lateral sísmica en los soportes del componente no estructural, se modificará directamente y, a su vez, se volverá una variable independiente que cambiará la variable dependiente, reforzamiento necesario en los soportes del componente no estructural.

### Definición conceptual de variables

- Altura de la ubicación del componente no estructural dentro de una edificación de marcos especiales resistentes a momento: distancia vertical medida desde la base del edificio con ese sistema estructural principal, hasta el centro de masa del componente no estructural.
- Fuerza lateral sísmica en los soportes del componente no estructural: magnitud vectorial que mide la razón de cambio del momento lineal del componente no estructural ante un evento sísmico, donde esta magnitud

vectorial se traslada a los soportes por el principio de la tercera ley de Newton de acción y reacción.

- Reforzamiento necesario en los soportes del componente no estructural: conjunto de consideraciones establecidas por el capítulo 17, Anclaje al concreto del código ACI 318-14: requisitos de reglamento para concreto estructural para soportar los efectos de la fuerza lateral sísmica que afecta al componente no estructural.

#### Definición operacional de variables

- Altura de la ubicación del componente no estructural dentro de una edificación de marcos especiales resistentes a momento: la unidad de medida es el metro; la base del edificio se considerará como la cimentación.
- Fuerza lateral sísmica en los soportes del componente no estructural: valor determinado por la ecuación 2.
- Reforzamiento necesario en los soportes del componente no estructural. Los límites de aceptabilidad para considerar un diseño de anclaje satisfactorio son:
  - Estado límite de resistencia a la tracción
  - Estado límite de resistencia a cortante
  - Estado límite de resistencia a la combinación de tracción y cortante

Como se menciona en el capítulo 3 en el inciso 3.3, la ecuación ASCE 7-16 que se usó para determinar la demanda sísmica en los soportes del componente no estructural fue la siguiente:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

- $F_p$ : Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y repartida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : Factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio.
- $S_{DS}$ : Aceleración espectral de diseño para períodos cortos, dado por  $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ , donde  $S_{MS} = F_a S_s$ ,  $S_s$  es la máxima aceleración espectral determinada para el sitio en consideración, y  $F_a$  es el coeficiente de ajuste de sitio.
- $I_p$ : Factor de importancia para el componente.
- $R_p$ : Factor de modificación de respuesta del componente.
- $z$ : Elevación del componente con respecto a la base del suelo. Para componentes por debajo del nivel de la base, considerar  $z=0$ . El valor de  $z/h$  no necesita exceder de 1.0.
- $h$ : Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo.
- $W_p$ : Peso del componente no estructural.

Pero debido al análisis establecido en el capítulo 2.1.7, se sustituyó el factor “ $S_{DS}$ ” por el factor “ $S_{CS}$ ”, para poder utilizar los parámetros locales de la

norma AGIES NSE 2018. Se formuló la siguiente ecuación para esta investigación:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{CS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (\text{Ecuación 2})$$

En donde:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y repartida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio.
- $S_{CS}$ : aceleración espectral para períodos cortos, dado por  $S_{CS} = S_{CR} * F_a * N_a$ , donde  $S_{CR}$  es la máxima aceleración espectral para período corto determinado para el sitio en consideración;  $F_a$  es el coeficiente de ajuste de sitio, y  $N_a$  es el coeficiente de ajuste por proximidad de fallas.
- $I_p$ : factor de importancia para el componente.
- $R_p$ : factor de modificación de respuesta del componente.
- $z$ : elevación del componente con respecto a la base del suelo. Para componentes por debajo del nivel de la base, considerar  $z=0$ . El valor de  $z/h$  no necesita exceder de 1.0.
- $h$ : elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo.
- $W_p$ : peso del componente no estructural

Como se puede observar, el valor de la fuerza lateral sísmica que afecta al componente no estructural se encuentra dependiente de las variables  $S_{CS}$ ,  $a_p$ ,  $R_p$ ,  $I_p$ , las cuales quedarán como valores fijos para cada uno de los tres

estudios que se realizaron en esta investigación, debido a las siguientes consideraciones:

- $S_{CS}$  quedará como una constante, debido a que para todos los análisis se considerará la aceleración espectral de diseño en un mismo sitio.
- $a_p$  tendrá tres valores constantes; uno para cada estudio de los componentes no estructurales.
- $R_p$  tendrá tres valores constantes, uno para cada estudio de los componentes no estructurales.
- $I_p$  tendrá tres valores constantes, uno para cada estudio de los componentes no estructurales.



## INTRODUCCIÓN

El proceso para la regulación de los criterios del diseño estructural de las obras de infraestructura en Guatemala, tales como edificios, puentes vehiculares y peatonales, residencias de mampostería, entre otros, ha llevado tiempo y esfuerzo por parte de muchos profesionales que han aportado sus conocimientos y experiencias, para proporcionar herramientas que generen los resultados más eficientes para el diseño de las obras civiles.

En Guatemala, los códigos vigentes por ley son los de la Norma de Seguridad Estructural (NSE), publicada en 2018 por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). Estos códigos tomaron como referencia varias normas internacionales, pero específicamente las normas de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE, siglas en inglés) y el Instituto de Ingeniería Estructural (SEI, siglas en inglés). Así mismo, se han adoptado las especificaciones para el diseño de estructuras de concreto reforzado del Instituto Estadounidense del Concreto (ACI, siglas en inglés) y las normas de acero estructural del Instituto Estadounidense de la Construcción en Acero (AISC, siglas en inglés).

Durante mucho tiempo, estos códigos han puesto atención al diseño de la estructura principal de una edificación. Sin embargo, durante los eventos sísmicos también se producen daños dentro de la edificación, en componentes secundarios que no han tenido ninguna consideración estructural para sus fijaciones a la edificación. Estos componentes no estructurales, llamados también *secundarios*, son los elementos fijados a la estructura principal de una edificación y que no son parte de su sistema sismo-resistente, pero sí se ven

sujetos a las fuerzas sísmicas que afectan al edificio y dependen de sus propios anclajes para resistir estas fuerzas.

Estos componentes no estructurales comprenden distintas categorías, según su material de construcción, uso o importancia, y cada uno de ellos se ven afectados de manera distinta a las fuerzas inerciales provocadas por los sismos; así mismo, cada uno tiene distintas formas de anclarse a la estructura principal del edificio. Por ello, es importante diferenciar los esfuerzos a los que se someten y determinar los procedimientos para calcular su correspondiente reforzamiento.

En consecuencia, en esta investigación se determinó y calculó, dentro del marco de los lineamientos del diseño estructural en Guatemala, las consideraciones necesarias para que los anclajes de tres componentes no estructurales dentro de una edificación tengan un desempeño sísmico adecuado. Para llegar a esto, primero se determinaron las fuerzas sísmicas equivalentes a distintas alturas que puedan afectar a tres tipos de componentes no estructurales que comúnmente están en las edificaciones; posteriormente, se diseñó el reforzamiento necesario para el anclaje a la estructura principal de cada uno de estos.

Las definiciones de los componentes de la estructura principal y las cargas sísmicas tienen su fundamento conceptual en los lineamientos de las normas AGIES NSE-2018. Las definiciones de los efectos en los componentes secundarios se basan en los principios del análisis estructural y las recomendaciones de las normas ASCE 7-16. Además, se atendieron recomendaciones formuladas por otras normas internacionales.

En el capítulo uno, se hace referencia a las normas nacionales e internacionales que se consideraron para este estudio. En el capítulo dos, se presentan los fundamentos del análisis sísmico de los elementos estructurales.

En el capítulo tres, se describirá el comportamiento sísmico de los elementos no estructurales, mediante la comprensión de la naturaleza de las ecuaciones. En el capítulo cuatro, se presentan los requisitos de diseño para anclajes al concreto, según ACI 318-19, para desarrollar el análisis y el diseño del reforzamiento en los anclajes de los tres componentes no estructurales evaluados, lo cual se desarrolló en los resultados de la investigación.



# 1 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

## 1.1 Especificaciones de diseño estructural en Guatemala

La reglamentación del diseño estructural en Guatemala empezó en 1971, con la propuesta de normas recomendables para el Diseño Sísmico en la Ciudad de Guatemala, con el esfuerzo de la Universidad de San Carlos de Guatemala y la municipalidad capitalina (Yon, 2018).

Debido a los daños sufridos en la infraestructura del país a causa del terremoto de 1976, la Universidad de Stanford publicó en 1979, una propuesta de código sísmico. Previsiones para diseño sismo-resistente, recomendadas para Guatemala. Siete años después y por motivos del décimo aniversario del terremoto de 1976, en 1986 el entonces Ministerio de Comunicación, Transportes y Obras Públicas nombró una comisión con el apoyo logístico de INSIVUMEH, cuyo objetivo era elaborar una norma de diseño sismo-resistente. La norma se terminó en 1988, pero no se publicó ni en ese año ni en 1994, cuando la comisión retomó el proyecto y volvió a intentar aprobarla como reglamento (AGIES, 2017).

En 1994, se fundó la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, como iniciativa de 19 profesionales y profesores universitarios. Sin embargo, hasta 1996 se adquirió una personalidad jurídica. Se publicó la primera edición de las Normas Recomendadas de AGIES (1996), las cuales fueron una revisión del proyecto original de la comisión de 1986.

A pesar de no tener carácter legal, las siguientes cinco normas tuvieron una vigencia de consenso técnico entre sus asociados:

- NR 1: bases generales de diseño estructural y construcción
- NR 2: demandas estructurales, condiciones del sitio y niveles de protección
- NR 3: diseño estructural de edificaciones
- NR 7-1: concreto reforzado
- NR 7-3: mampostería reforzada

En 2001, con el apoyo de la Secretaría de Coordinación Ejecutiva de la Presidencia de la República, se publicó una segunda edición de las normas recomendadas, donde se agregaron las siguientes normas:

- NR4: requisitos especiales para vivienda y otras construcciones menores
- NR5: requisitos para la construcción de obras de infraestructura y obras especiales
- NR6: disminución de riesgos y rehabilitación
- NR7-5: sistemas constructivos: acero estructural

En 2007, el Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda reconoció y adoptó como normas técnicas mínimas y obligatorias, las Normas Recomendadas (NR) para su aplicación a todas las obras públicas del Estado, según el Acuerdo Ministerial 1686-2007. Con esto, se dio un paso hacia la estandarización de los diseños estructurales en Guatemala.

Nueve años después de la última revisión y actualización de las Normas Recomendadas, hubo una actualización y nueva denominación como Normas de Seguridad Estructural (NSE), según la publicación realizada en 2010, con el

apoyo del Banco Mundial, la Secretaría Ejecutiva de CONRED e INSIVUMEH. Entraron en vigor según el Acuerdo CONRED 05-2011 y sustituyeron integralmente las Normas Recomendadas (CONRED, 2011). Se enumeran aquí los títulos de las normas de 2010 y entre paréntesis la norma que sustituyeron:

- NSE 1: generalidades, administración de las normas y supervisión técnica (anterior NR-1)
- NSE 2: demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección (anterior NR-2)
- NSE 2.1: estudios geotécnicos y de microzonificación
- NSE 3: diseño estructural de edificaciones (anterior NR-3)
- NSE 4: requisitos prescriptivos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles (anterior NR-4)
- NSE 5: requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales (anterior NR-5)
- NSE 6: requisitos para obra existente: Disminución de riesgos, evaluación y rehabilitación (anterior NR-6)
- NSE 7.4: mampostería reforzada (anterior NR-9)

Con respecto a la NSE 5, en 2010 solo se hizo una publicación parcial de esta norma. Se conservaron únicamente las secciones referentes a la determinación de las cargas laterales de suelos y se determinó que futuras publicaciones abarcarían los siguientes contenidos:

- NSE 5.1: presas
- NSE 5.2: puentes
- NSE 5.3: obras de retención
- NSE 5.5: chimeneas

- NSE 5.6: estructuras de ingeniería sanitaria y ambiental
- NSE 5.7: silos

De la misma forma, las normas específicas de materiales y sistemas constructivos NR-7 y NR-7.5 quedaron sin efecto, y se decidió usar normativas internacionales (AGIES, 2010) hasta que AGIES divulgara las siguientes publicaciones:

- NSE 7.1: concreto reforzado (anterior NR-7)
- NSE 7.2: concreto reforzado de tamaño y altura limitados
- NSE 7.3: concreto prefabricado / presforzado
- NSE 7.5: acero estructural (anterior NR-7.5)
- NSE 7.6: acero estructural de tamaño y altura limitados
- NSE 7.7: estructuras de madera

Posteriormente, con el apoyo de la Agencia Oficial de Desarrollo en el Extranjero de la Iglesia Católica en Irlanda (TROCAIRE) y el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Unión Europea, AGIES publicó en 2017 las siguientes normas:

- NSE 2: demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección
- NSE 2.1: estudios geotécnicos
- NSE 3: diseño estructural de edificaciones

Esta versión de las normas utilizó como modelo la norma ASCE 7-10. Se empezaron a incorporar revisiones basadas en los borradores del Código ASCE 7-16. Sin embargo, no fueron reconocidas legalmente y mantuvieron su vigencia las publicadas en 2010.

En agosto de 2018, AGIES hizo el lanzamiento de una edición Beta de las NSE, con el propósito de mejorar y de señalar errores u omisiones. Posteriormente, en noviembre de ese mismo año se realizó el lanzamiento de las normas vigentes. Cabe destacar que se agregaron documentos nuevos a las anteriores ediciones, a cargo de un comité técnico especializado para cada una de las siguientes normas:

- NSE 1: generalidades, administración de las normas y supervisión técnica
- NSE 2: demandas estructurales
- NSE 2.1: estudios geotécnicos
- NSE 3: diseño estructural de edificaciones
- NSE 5.1: presas de altura y tamaño limitados
- NSE 5.2: puentes de tamaño y altura limitados
- NSE 5.3: obras de retención
- NSE 6: evaluación y rehabilitación de obras existentes
- NSE 7.1: diseño de concreto reforzado
- NSE 7.3: diseño de concreto prefabricado y presforzado en edificaciones
- NSE 7.4: diseño de mampostería reforzada
- NSE 7.5: diseño de edificaciones de acero
- NSE 7.9: diseño de edificaciones de concreto reforzado con muros de baja ductilidad

### **1.1.1 Consideraciones de diseño para elementos no estructurales en Guatemala**

Hasta la fecha de la última edición de las Normas de Seguridad Estructural para Guatemala (2018), aún no se ha publicado la norma NSE 8, la

cual definirá las consideraciones para los componentes no estructurales dentro de una edificación, específicamente lo relacionado con:

- La capacidad estructural de los componentes arquitectónicos y sus fijaciones
- La capacidad de las fijaciones de los equipos y las instalaciones de la edificación (AGIES, 2018)
- El desempeño sísmico de componentes no estructurales que posean una rigidez significativa, como las fachadas y particiones de mampostería y concreto en edificios.

La norma NSE 3-2018 estipula que, hasta que se publique la NSE 8, se deberán seguir los lineamientos del capítulo 13 de ASCE/SEI 7-16. Sin embargo, se considerará este diseño como una actividad complementaria al cálculo de la estructura principal.

A la fecha de esta investigación, las mejores consideraciones que se tienen en la norma NSE 3-2018, para limitar el daño a los componentes no estructurales es que la edificación cumpla con los límites de desplazamientos horizontales por sismo, a pesar de que estos límites sean semiempíricos, porque se establecieron por ser los desplazamientos laterales poselásticos que la estructura pueda desarrollar; por ser los desplazamientos componentes considerados secundarios (no estructurales) y que se pueden tolerar.

La revisión bibliográfica sobre el diseño estructural de edificaciones demuestra que varios países han desarrollado sus propios criterios para definir las solicitudes de cargas sísmicas a las que se ven sometidas las edificaciones locales, así como las limitantes que tienen para determinar las secciones estructurales de estas. Sin embargo, no en todos los códigos se ha considerado

el diseño de los componentes no estructurales en las edificaciones. Se presenta a continuación, una breve reseña de las consideraciones de varios códigos estructurales internacionales:

## **1.2 Especificaciones de diseño estructural internacionales**

A través de procesos de investigación, se han logrado formular teorías sobre diseño estructural y, por medio de su divulgación en la comunidad internacional, se han podido desarrollar reglamentos de diseño estructural en muchos países.

### **1.2.1 Especificaciones de diseño estructural en Estados Unidos de Norteamérica**

En este desarrollo, se presentan únicamente los temas más importantes, bases para definir los procedimientos y las normativas vigentes que los aplican.

Es difícil establecer una fecha en la que comenzó el diseño sismo-resistente, por lo que se mencionan las investigaciones desarrolladas después de grandes eventos sísmicos, que provocaron el interés de explicar los movimientos sísmicos y la forma en que las edificaciones pueden resistir a estos eventos. En 1906, un sismo de magnitud  $M_w$  7.9 causó graves daños en San Francisco y el norte de California. Sin embargo, Housner (1984) comenta que estos daños no repercutieron inmediatamente en la necesidad de reformular los métodos de diseño ante este tipo de eventos, sino hubo una prioridad en promover la importancia del uso de buenos materiales para la construcción y mano de obra calificada.

Dos años después en Messina, Italia, un sismo de magnitud  $M_w$  7.5 destruyó gran parte de la ciudad, por lo que el Gobierno local formó una comisión especial para investigar las causas de los daños a las edificaciones (Geschwind, 1996). A consecuencia de este evento, se sugirieron las primeras recomendaciones de diseño sismo-resistente (Housner, 1984), ya que se propuso un método donde se recomendaba diseñar el primer nivel para resistir una fuerza equivalente a  $1/12$  del peso de la estructura sobre él; el segundo y tercer niveles, para resistir una fuerza equivalente a  $1/8$  del peso sobre estos. Gradualmente, se divulgó este método estático equivalente y se utilizó en varios países del mundo.

En 1925, un sismo de magnitud  $M_w$  6.2 ocurrió en Santa Bárbara, California. El daño a las edificaciones fue tan grande que, el consejo de la ciudad publicó un nuevo código de construcción. Este incluía una cláusula que solicitaba a las empresas constructoras, diseñar edificios para resistir fuerzas horizontales producidas por sismos o por el viento (Steinbrugge, 1970).

Este último sismo provocó numerosas investigaciones y publicaciones en la materia. Según Freeman (1932), a consecuencia del terremoto de Santa Bárbara surgió la motivación de crear mejores normas de construcción en las comunidades. Así fue como, en 1927, durante la conferencia de funcionarios de la Construcción de la Costa del Pacífico, se adoptó en algunas ciudades el Código Uniforme de Construcción (UBC, siglas en inglés). Esta norma recomendaba el uso de una fuerza lateral equivalente entre el 7.5 y el 10 % del peso de la carga muerta y carga viva que soportara la estructura. Este porcentaje dependía de la capacidad del suelo (Pacific Coast Building Officials, 1927).

Desde 1927 hasta 1943, el Código de Construcción Uniforme (UBC) y varios códigos locales utilizaban un coeficiente para calcular el corte basal en un edificio. Las investigaciones realizadas durante ese tiempo demostraron que esta consideración no era suficiente para garantizar la protección sísmica de todos los edificios con alturas variables, por lo que se empezó a introducir el concepto de la flexibilidad de un edificio, según la cantidad de niveles que este tuviera. En 1952, un comité de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (ASCE) y la Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California (SEAONC) publicaron por primera vez disposiciones de diseño sísmico, donde se consideraba el período de vibración de una estructura para determinar el coeficiente de cortante basal.

El siguiente paso en el diseño sísmico se dio con la introducción del concepto de la capacidad de disipación de energía de las diferentes estructuras y se incluyó un coeficiente “K” en el cálculo del cortante basal. En la siguiente tabla, se resumen los cambios más significativos de los códigos de diseño sísmico, antes de 1960, en los EE. UU.:

Tabla I. **Modificaciones principales en la especificación sísmica de los códigos de diseño de EE. UU. antes de 1960**

Año	Código	Especificación sísmica
1927	UBC	$V=CW$ ( $C=0.074$ a $0.10$ )
1933	Código de ciudad de Los Ángeles	$V=CW$ ( $C=0.08$ )
1943	Código de ciudad de Los Ángeles	$V=CW$ ( $C=60/N+4.5$ ); $N>13$ niveles
1952	ASCE-SEAONC	$C=K_1/T_1$ ( $K_1=0.015$ a $0.025$ )
1959	SEAOC	$C=KCW$ ( $C=0.05/(T^{1/3})$ )

Fuente: Bozorgnia y Bertero. (2004). *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*.

Con el paso del tiempo y debido a los avances logrados en investigaciones, se publicaron nuevas versiones del Código UBC, cada 3 años hasta 1997. Lo sustituyó el Código Internacional de Construcción (IBC, siglas en inglés) en 2000, realizado por el Consejo de Código Internacional (ICC, siglas en inglés). El IBC da lineamientos para la planificación de edificaciones y también se refiere a la parte del diseño estructural a otros códigos, como el ASCE 7, ACI 318 y el ANSI/AISC 360.

El Instituto Nacional Estadounidense de Normas publicó, en 1972, su primer código (ANSI A58.1) para cargas estructurales. En 1985, la ASCE asumió la responsabilidad de desarrollar y divulgar la normativa (Goupil, 2013). A partir de ese año, se han realizado actualizaciones al Código ASCE 7. Está en vigor la publicación de 2016, sobre cargas y criterios mínimos de diseño para edificios y otras estructuras.

En el capítulo 3 de esta investigación, se desarrollan los fundamentos que contemplan la normativa de EE. UU., en referencia al análisis sísmico de los elementos no estructurales de una edificación.

### **1.2.2 Especificaciones de diseño estructural en Nueva Zelanda**

El primer código neozelandés de diseño estructural en concreto se publicó en 1982. Tuvo gran influencia en la práctica estructural alrededor del mundo, principalmente en EE. UU., Japón, China, Europa y América del Sur (Reitherman, 2006).

Las normas que determinan los procedimientos y la reglamentación en Nueva Zelanda se llaman *Standards New Zealand*. De estas, 187 se relacionan

con la Ingeniería civil; en ellas, hay 55 esenciales para el diseño estructural (Standards New Zealand, 2016). Dentro de estas normas están las siguientes:

- NZS 1170-5, acciones de diseño estructural. Acciones sísmicas: en ella se determina el cálculo de las cargas que tendrán efectos en las estructuras, debido a los eventos sísmicos.
- NZS 3101-1. Diseño de estructuras de concreto: se establecen los procedimientos de diseño para resistencia y durabilidad de elementos de concreto. Además, se especifican los procedimientos de análisis estructural que podrán utilizarse.
- NZS 4219. Desempeño sísmico de sistemas de ingeniería en edificios: se determinan los requisitos de anclajes y ubicaciones de componentes no estructurales, para satisfacer un desempeño ante cargas sísmicas.

De estas, la norma NZS 4219 describe un procedimiento para analizar la forma en que las demandas sísmicas afectan a los componentes no estructurales en la edificación y cómo estos deben soportarla. Esta fuerza sísmica se integra por medio de un coeficiente que involucra varios aspectos del componente y de la zona donde se ubica la edificación. A continuación, se explica en la siguiente ecuación:

$$F = C W \text{ (Ecuación 3)}$$

En donde:

- $F$ : demanda de carga sísmica sobre un componente
- $C$ : coeficiente de fuerza lateral obtenido, según la ecuación 4
- $W$ : peso operativo del componente

El coeficiente de fuerza lateral se obtiene al considerar los aspectos descritos en la siguiente ecuación:

$$C = 2.7 C_H Z C_P R_C \text{ (Ecuación 4)}$$

En donde:

- $C_H$ : para componentes por encima del nivel de suelo; uno (1) para componentes por debajo del nivel del suelo.
- $Z$ : factor de zona de ubicación de la edificación
- $C_P$ : factor de desempeño
- $R_C$ : factor de riesgo del componente

Estos factores vienen dados por la metodología neozelandesa, la cual considera variables locales, como la ubicación geográfica y el grado de importancia y categoría que tiene una edificación.

### **1.2.3 Especificaciones de diseño estructural en México**

En México, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural ha segmentado los reglamentos de construcción por cada estado del país. Tienen un conjunto de códigos que regulan el diseño de estructuras en la ciudad de México. Este conjunto se denomina, Normas técnicas complementarias oficiales. Se dividen de la siguiente forma (versión 2017):

- NTC de acciones y viento
- NTC de madera
- NTC de mampostería
- NTC de diseño de acero
- NTC de diseño de cimentaciones
- NTC de diseño de concreto
- NTC de diseño por sismo

Dentro de esta última norma, el capítulo 9 explica que las normas solamente abarcan las especificaciones de diseño de estructuras de edificios y que, en caso de que se tenga que diseñar otro tipo de construcciones, se aplicarán entonces métodos de análisis apropiados, que aseguren que se cumpla un nivel de seguridad adecuado con los niveles de las normas NTC (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2017). Por lo tanto, no se considera el diseño de elementos secundarios o no estructurales.

#### **1.2.4 Especificaciones de diseño estructural en Colombia**

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, publicado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), es la norma que rige el diseño estructural en ese país (AIS, 2010). El capítulo A.9 de dicha norma abarca las consideraciones que deben tenerse para un buen desempeño sísmico de elementos no estructurales y sus anclajes a la estructura principal. En este código, se incluyen los siguientes:

- Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias
- Instalaciones eléctricas
- Instalaciones de gas
- Equipos mecánicos
- Estanterías
- Instalaciones especiales

En general, este código dispone de dos metodologías de diseño para este tipo de componentes:

- Aislar los componentes de la estructura principal.

- Disponer de componentes que admitan las deformaciones de la estructura.

Si se decide por la primera vía, al aislar los componentes de la estructura principal, los componentes deberán resistir por sí mismos las fuerzas inerciales causadas por los eventos sísmicos, y sus anclajes deberán resistir y poder transferir estas fuerzas hacia la estructura principal. También se deberá dejar suficiente separación para que la estructura pueda deformarse con la flexibilidad requerida por el diseño.

La segunda vía implica que los componentes no estructurales sean lo suficientemente flexibles para poder resistir sin dañarse las deformaciones que la estructura necesite del diseño. En esta vía, se deberá tomar en consideración el diseño de la estructura principal y los posibles efectos causados por la interacción con los componentes no estructurales.

Independientemente de la vía de diseño de estos componentes, la fuerza sísmica horizontal que deben soportar viene dada por la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \text{ (Ecuación 5)}$$

En donde:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_x$ : aceleración en el punto de soporte del componente. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia lateral del edificio y de la localización del elemento dentro de la misma. Es necesario evaluar la aceleración por medio de un análisis dinámico, tomando en consideración la capacidad de disipación de energía en el rango plástico de la estructura.

- $a_p$ : factor de amplificación dinámica del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio.
- $R_p$ : factor de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del componente.

Esta norma también contempla, como en las normas estadounidenses y neozelandesas, tablas que determinan los factores de amplificación dinámica y de capacidad de disipación de energía, según clasificaciones propias y las características de los elementos arquitectónicos y acabados, o instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas.

### **1.2.5 Especificaciones de diseño estructural en Chile**

La Norma Chilena Oficial NCh 3171. Of.2017 es el reglamento estudiado y preparado por el Instituto Nacional de Normalización (INN), donde se establecen las disposiciones generales y las combinaciones de carga para el diseño de edificios y otras estructuras (INN, 2017).

La NCh 3171 se refiere a las siguientes normativas indispensables, que la complementan y posibilitan su aplicación:

- NCh382: sustancias peligrosas – clasificación general
- NCh431: diseño estructural – sobrecargas de nieve
- NCh432: diseño estructural – cargas de viento
- NCh433: diseño sísmico de edificios
- NCh1537: diseño estructural – cargas permanentes y sobrecargas de uso

- NCh2369: diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales

El estudio del comportamiento de los elementos no estructurales empezó a considerarse en 2013, cuando se estableció la Norma Técnica NTM 001 Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2013). Esto debido a las consecuencias que provocó el terremoto de 2010, que afectó a la zona central de Chile. Esta norma contempla los criterios mínimos de diseño sísmico para componentes no estructurales, que se encuentran fijados de manera permanente a los edificios, y a sus soportes y fijaciones.

La norma se basa en las disposiciones de la norma estadounidense ASCE 7-10 y resume los requisitos que deben cumplirse en el anclaje de los distintos tipos de componentes no estructurales (tabla II).

Tabla II. **Requisitos aplicables para componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, soportes y agregados**

Sistema no estructural (componente, soporte, agregado)	Requisitos generales de diseño (Sección 5)	Requisitos de fuerzas y desplazamientos (Sección 6)	Requisitos de fijación y anclaje (Sección 7)	Requisitos para componentes arquitectónico (Sección 8)	Requisitos para componentes mecánicos y eléctricos (Sección 9)
Componentes arquitectónicos, incluyendo soportes y agregados	X	X	X	X	
Componentes mecánicos y eléctricos con $I_p > 1$	X	X	X		X

Continuación tabla II

Soportes y agregados para componentes mecánicos y eléctricos.	X	X	X		X
---	---	---	---	--	---

Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2013). *NTM 001: Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales.*

Como las anteriores normas descritas, aquí también se establece una fuerza sísmica horizontal de diseño que deben soportar los componentes no estructurales en su centro de gravedad, la cual viene dada por la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{0.4 a_p \alpha_A W_p}{g \left( \frac{R_p}{I_p} \right)} \left( 1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad (\text{Ecuación 6})$$

Pero no se requiere que el valor de  $F_p$  sea mayor que:

$$F_p = \frac{1.6 \alpha_A A I_p W_p}{g} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Y el valor de  $F_p$  no debe ser menor que:

$$F_p = \frac{0.3 \alpha_A A I_p W_p}{g} \quad (\text{Ecuación 8})$$

En donde:

- $F_p$ : fuerza lateral sísmica aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.

- $\alpha_A A$  : parámetro del espectro de pseudoaceleración de diseño, definido en la tabla III, para suelos clasificados de conformidad con la clasificación sísmica de suelos de Chile, promulgado según decreto D.S 61 en 2011.
- $a_p$ : factor de amplificación dinámica del componente. Este factor puede variar entre 1.0 y 2.5.
- $R_p$ : factor de modificación de respuesta del componente, el cual varía entre 1 y 8.
- $W_p$ : peso del componente en condiciones de operación.
- $I_p$ : factor de importancia del componente, el cual varía entre 1 y 1.5.
- $z$ : altura del punto de fijación del componente en la estructura con respecto a la base. Para componentes ubicados al nivel de la base o bajo de ella, se debe considerar  $z=0$ . No es necesario considerar valores de  $z/h$  mayores que 1.0.
- $h$ : altura promedio del nivel de techo de la estructura con respecto a la base.
- $g$ : aceleración de la gravedad, en  $\text{cm/s}^2$ .

Tabla III. **Parámetro  $\alpha_A A$  del espectro de pseudoaceleraciones**

Tipo de suelo	$\alpha_A A$ ( $\text{cm/s}^2$ )
<b>A</b>	977 Z
<b>B</b>	1101 Z
<b>C</b>	1144 Z
<b>D</b>	1455 Z
<b>E</b>	1576 Z

Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2013). *NTM 001: Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales*.

Donde el parámetro Z, que depende de la zona sísmica, está definido en la siguiente tabla:

**Tabla IV. Factor Z de modificación de espectro de pseudoaceleraciones según zona sísmica**

Zona sísmica	Z
1	0.5
2	0.75
3	1

Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2013) *NTM 001: Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales*.

En esta norma, se proporciona un valor de 1.5 al factor de importancia de los componentes que cumplan cualquiera de las siguientes condiciones:

- Se necesite que el componente funcione después de un sismo.
- El componente transporta sustancias tóxicas o explosivas.
- El componente se encuentra fijado en una estructura con categoría de ocupación III o IV, según la definición de la norma chilena NCh433.Of96. Mod2009.
- El componente transporta o contiene sustancias peligrosas y está fijado en una estructura clasificada de ocupación peligrosa, según la definición de la norma chilena NCh433.Of96. Mod2009.

Adicionalmente a la fuerza sísmica horizontal de diseño  $F_p$ , que es aplicada en, al menos, dos direcciones ortogonales, el componente no

estructural debe diseñarse para una fuerza vertical concurrente que viene dada por la siguiente ecuación:

$$F_{pv} = \frac{0.24 \alpha_A A W_p}{g} \text{ (Ecuación 9)}$$

Esta norma también contempla, como en las normas estadounidenses y neozelandesas, tablas que determinan los factores de amplificación dinámica y de capacidad de disipación de energía, según clasificaciones propias y las características de los elementos arquitectónicos y acabados, o instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas.

Se indica que, deben seguirse los procedimientos de los códigos estadounidenses ACI 318 y TMS402 / ACI530 para diseñar los anclajes de los componentes no estructurales, cuando estén soportados a una estructura de concreto y mampostería (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2013).

### **1.3 Síntesis de las normas evaluadas**

Se observó que, en las normas anteriormente expuestas, se conserva un concepto de someter la masa de un elemento no estructural a las fuerzas inerciales provocadas por un sismo y, a partir de este análisis, se procede a diseñar los anclajes de los elementos no estructurales para resistir estas fuerzas. Sobre este razonamiento, cabe destacar que los fundamentos del análisis sísmico de los elementos no estructurales son genéricos y varios países han adecuado estos procedimientos de análisis a sus normas de diseño estructural, de manera que se reflejen los efectos de los parámetros locales en el diseño de los anclajes de los elementos no estructurales. En el caso de Guatemala, la organización encargada de este trabajo de investigación ha sido

primordialmente AGIES, con el apoyo de otras organizaciones nacionales e internacionales.

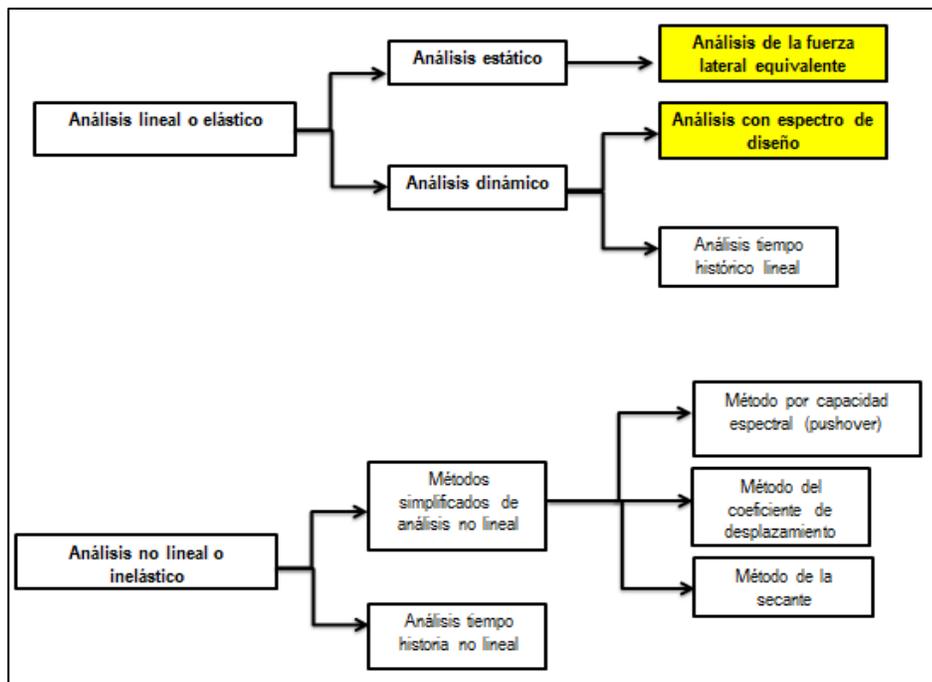
Se decidió utilizar como base principal conceptual para esta investigación, los procedimientos de la norma estadounidense ASCE 7-16, debido a que es la norma que AGIES recomienda implementar para el análisis y diseño del anclaje de los componentes no estructurales hasta que se desarrolle una norma propia que en Guatemala regule estas disposiciones. (AGIES, 2018).



## 2. CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Esencialmente, los procedimientos de análisis sísmico se dividen en análisis lineales (elásticos) y no lineales (inelásticos). El material con el que se construye una estructura determinará el comportamiento que esta tenga ante los efectos de las cargas laterales provocadas por un sismo y el viento; según el parámetro de ductilidad, se considerará si la estructura tendrá un comportamiento elástico o inelástico. A partir de aquí, se derivan subprocedimientos que se demuestran en el siguiente esquema:

Figura 4. Tipos de análisis estructural



Fuente: Valdez. (2003). *Análisis no lineal estático de edificios de concreto por medio del método de capacidad espectral*. Guatemala.

En la figura 4, se resaltaron en amarillo los procedimientos de análisis que se desarrollarán en esta investigación y que se describirán en los numerales 2.1 y 2.2.

## **2.1 Procedimiento de análisis lineal estático (fuerza lateral equivalente)**

Este procedimiento emplea una representación de la capacidad de una estructura con base en las fuerzas y demandas sísmicas aplicadas. La demanda sísmica se representa por una fuerza de corte en la cimentación (cortante basal), que es proporcional al producto de la masa del edificio y la aceleración del primer modo de vibración de la estructura (Bozorgnia y Bertero, 2004).

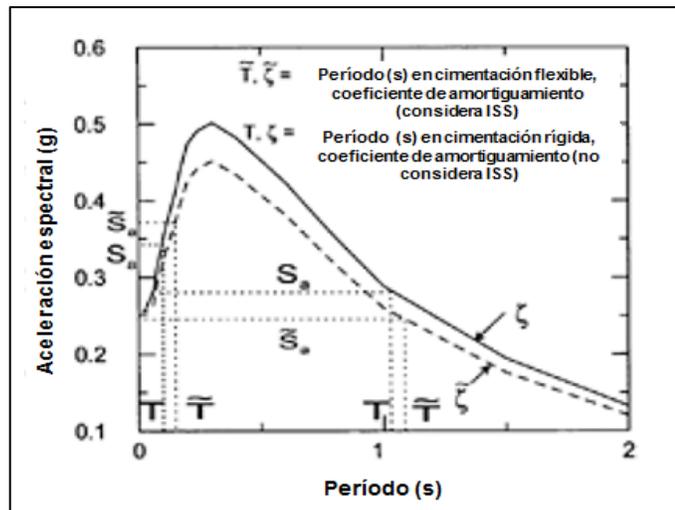
Este análisis da una buena indicación de la capacidad estática de la estructura y muestra dónde ocurre la primera cedencia. Sin embargo, no puede predecir mecanismos de falla y contar con redistribuciones de fuerzas durante la cedencia progresiva (Valdez, 2003).

Este método es una cuantificación semiempírica y, según AGIES (2018) está basada en los siguientes puntos:

- Un espectro de diseño sísmico, definido en el capítulo 4 de la norma NSE 2.
- La masa de la edificación
- Las propiedades elásticas de la estructura
- El cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación

Es necesario decir que se puede ampliar el análisis de estas fuerzas inerciales con la inclusión de la interacción suelo-estructura. Stewart (2003) considera que las variaciones en el período de la estructura y el coeficiente de amortiguamiento de la cimentación provocan variaciones en el cortante basal, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 5. **Demostración esquemática de los efectos de la duración del período y el amortiguamiento de la cimentación en las aceleraciones espectrales**



Fuente: Stewart. ( 2003). *Revisions to soil structure interaction procedures in NEHRP design provisions.*

Sin embargo, para el propósito de esta investigación, no se consideraron los efectos de la interacción suelo-estructura, pero se exhorta a considerar estos efectos en futuras investigaciones. Se procedió a referenciar los elementos para implementar el procedimiento de la carga sísmica estática equivalente.

### 2.1.1 Cortante basal al límite de cedencia

La fuerza estática, que actúa en la base de la estructura, se calculó con la siguiente expresión, según el capítulo 2 de la NSE 3 (AGIES, 2018) y el capítulo 12 de la ASCE 7-16 (ASCE , 2017).

$$V_B = C_s * W_s$$

Ecuación 10: Cortante basal al límite de cedencia, según AGIES NSE 3-18 y ASCE 7-16.

Donde:

- $W_s$ : peso sísmico efectivo de la edificación
- $C_s$ : coeficiente sísmico al límite de cedencia

### 2.1.2 Coeficiente sísmico al límite de cedencia $C_s$

Este coeficiente depende del factor “R” en cada dirección de la edificación, así como de la pseudoaceleración que corresponda para el período de vibración de la estructura, según el espectro de diseño.

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

Ecuación 11: coeficiente sísmico según AGIES NSE 3-18.

Donde:

- $S_a(T)$ : parámetro de aceleración de respuesta espectral en el período T
- $R$ : factor de Modificación de Respuesta Sísmica
- $T$ : período fundamental de vibración de la estructura

Esta última ecuación representa cómo varía el coeficiente sísmico con respecto al período de la estructura, pero con el objeto de hacer una posterior comparación con la norma ASCE 7-16, se presenta la ecuación que determina el coeficiente sísmico para períodos cortos:

$$C_s = \frac{S_{cd}}{R}$$

Ecuación 12: coeficiente sísmico para períodos cortos según AGIES NSE 3-18.

Donde:

- $S_{cd}$ : parámetro de aceleración espectral de diseño para períodos cortos
- $R$ : factor de modificación de respuesta sísmica de la estructura

El valor del coeficiente sísmico de la ecuación 12 está sujeto, según la norma NSE 3-18, a los siguientes límites:

$$C_s \geq 0.044 * S_{cd} * I_e \geq 0.01 \quad (\text{Ecuación 13})$$

Y si  $S_{1r} \geq 0.6g$ ,  $C_s$  debe cumplir:

$$C_s \geq \frac{0.75 * K_d * S_{1r}}{R} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Se presenta también la ecuación que corresponde al coeficiente sísmico, según la normativa ASCE 7-16.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \cdot I_e$$

Ecuación 15: Coeficiente sísmico según ASCE 7-16.

Donde:

- $S_{DS}$ : parámetro de aceleración de respuesta espectral en período corto
- $R$ : factor de modificación de respuesta sísmica
- $I_e$ : factor de importancia

Para la ecuación 15, el valor del coeficiente sísmico estará sujeto a los siguientes límites:

Para  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Para  $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (\text{Ecuación 17})$$

Así también,  $C_s$  no deberá ser menor que:

$$C_s = 0.044 * S_{DS} * I_e \geq 0.01 \quad (\text{Ecuación 18})$$

Y en estructuras donde el valor  $S_1 \geq 0.6g$ ,  $C_s$  no deberá ser menor que:

$$C_s = \frac{0.5 * S_1}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde:

- $S_{D1}$ : parámetro de aceleración de respuesta espectral para el período de 1.0s
- $T$ : período fundamental de la estructura

- $T_L$ : períodos de transición de largo período.
- $S_1$ : parámetro de aceleración espectral considerado para el sismo más severo.

### 2.1.3 Período de vibración de la estructura

Las ecuaciones para el período fundamental aproximado de vibración, según NSE 3-18 y ASCE 7-16, son integralmente una misma ecuación. Razón por la que se considerará la nomenclatura de ASCE:

$$T_a = C_t * h_n^x$$

Ecuación 20: período fundamental aproximado de la estructura

Donde:

- $C_t$ : 0.047 ;  $x$ : 0.90 para el sistema estructural de marcos resistentes a momento de concreto reforzado.
- $C_t$ : 0.072 ;  $x$ : 0.80 para el sistema estructural de marcos resistentes a momento de acero.
- $C_t$ : 0.049 ;  $x$ : 0.75 para los demás sistemas estructurales.

Se utilizará este período aproximado ( $T_a$ ) para realizar el cálculo de la pseudoaceleración de la estructura, o también alguna de las formas alternas o analíticas ( $T_F$ ), que se pueden encontrar en la literatura. Sin embargo, se deben limitar al siguiente valor establecido tanto por AGIES NSE 3-18 en la ecuación 21, como por ASCE 7-16 en la ecuación 22.

$$T = T_F \leq 1.4 T_a \text{ Ecuación 21}$$

$$T = T_F \leq C_u T_a \text{ Ecuación 22}$$

Donde el valor del coeficiente del límite superior para el cálculo del período  $C_u$  viene de la siguiente tabla:

Tabla V. **Coeficiente del límite superior para el cálculo del período, según ASCE 7-16**

Parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en 1s, $S_{D1}$	Coeficiente $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.4$	1.7

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering. (2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.*

#### 2.1.4 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

Tanto en AGIES NSE 3-18, como ASCE 7-16, se utilizan las siguientes ecuaciones que distribuyen la fuerza sísmica lateral hacia cualquier nivel de la edificación:

$$F_x = C_{vx} * V \quad \text{Ecuación 23}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

- $C_{vx}$ : factor de distribución vertical
- $C_{vx}$ : fuerza total lateral de diseño o cortante basal de la estructura

- $w_i$  y  $w_x$ : porción del peso sísmico efectivo total de la estructura asignado al nivel  $i$  o  $x$
- $h_i$  y  $h_x$ : altura desde la base al nivel  $i$  o  $x$
- $k$ : un exponente relacionado con el período de la estructura
  - $k = 1$  cuando  $T \leq 0.5s$
  - $k = 2$  cuando  $T \geq 2.5s$
  - $k = 0.75 + 0.5T$  cuando  $0.5s < T < 2.5s$

### 2.1.5 Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas

La fuerza de diseño sísmico acumulada desde arriba hasta el nivel en cuestión, se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismo-resistente que están en el piso debajo del nivel en cuestión. Expresada de la siguiente forma:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ecuación 25}$$

### 2.1.6 Derivas máximas tolerables

Es importante definir los desplazamientos inelásticos o desplazamientos últimos, que se utilizarán para calcular las derivas en niveles de la estructura y compararlas con las derivas últimas máximas tolerables. ASCE 7-16 utiliza la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I_e} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde:

- $\delta_x$ : deflexión inelástica en el punto de interés
- $C_d$ : factor de amplificación de deflexión
- $\delta_{xe}$ : deflexión elástica en el punto de interés
- $I_e$ : factor de importancia

Y AGIES NSE 3-18 utiliza la siguiente ecuación:

$$\delta_u = C_d * \delta_c \quad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

- $\delta_u$ : deflexión inelástica en el punto de interés
- $C_d$ : factor de amplificación de deflexión
- $\delta_c$ : deflexión elástica en el punto de interés

Las derivas máximas tolerables se definen como un valor empírico que se ha determinado para evitar desplazamientos en la estructura, que puedan afectar de manera significativa a los elementos no estructurales dentro de ella (Bozorgnia y Bertero, 2004).

Para ASCE 7-16, los valores máximos permitidos de derivas últimas son los siguientes.

Tabla VI. Derivas últimas  $\Delta_u$  máximas tolerables para ASCE 7-16

Estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras que no sean de muros de mampostería, de 4 niveles o menos, con sistemas no estructurales, diseñados para adecuarse a las siguientes derivas.	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras de muros de corte de mampostería en voladizo	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras de muros de corte de mampostería	$0.007h_s$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_s$
Otras estructuras <sup>a</sup>	$0.020h_s$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_s$

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering. (2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.

$h_{sx}$  es la altura de piso arriba del nivel x, para el que se calcula la deriva.

<sup>a</sup> Para sistemas de marcos resistentes a momentos, se debe dividir la deriva máxima permitida entre el factor de redundancia  $\rho$ .

Para AGIES NSE 3-18, los valores máximos permitidos de derivas últimas son los siguientes.

Tabla VII. **Derivas últimas  $\Delta_u$  máximas tolerables para AGIES NSE 3-18**

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007h <sub>p</sub>	0.007h <sub>p</sub>	0.007h <sub>p</sub>
Edificaciones NSE 7.9	0.010h <sub>p</sub>	0.010h <sub>p</sub>	0.010h <sub>p</sub>
Edificaciones en general	0.020h <sub>p</sub>	0.020h <sub>p</sub>	0.015h <sub>p</sub>

Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sistemática. (2018). *NSE 3-18*  
*Diseño estructural de edificaciones Guatemala.*

### 2.1.7 Síntesis de la comparación entre AGIES 2018 y ASCE 7-16, para el procedimiento lineal estático

A manera de sintetizar la comparación realizada entre las expresiones que ASCE y AGIES usan para el espectro de respuesta reducido y los valores de desplazamientos y derivas inelásticas, es que ASCE utiliza un factor de importancia de la estructura en sus ecuaciones y AGIES no. Pero AGIES incluyó el factor K<sub>d</sub> (probabilidad nominal de ocurrencia de sismos de diseño), donde llegan a resultados muy similares (tabla VIII).

Tabla VIII. **Comparación entre los factores sísmicos implementados por ASCE 7-16 y AGIES NSE 2018**

ASCE 7-16			AGIES NSE 2018	
Categoría de riesgo	Factor de importancia sísmica	Clase de obra	Nivel de sismo aplicado	Factor K <sub>d</sub>
I	1	Utilitaria	Sismo mínimo	0.55

Continuación tabla VIII

<b>II</b>	1	Ordinaria	Sismo ordinario	0.66
<b>III</b>	1.25	Importante	Sismo severo	0.8
<b>IV</b>	1.5	Esencial	Sismo extremo	1

Fuente: elaboración propia.

Si se comparan las ecuaciones para obtener el cortante basal al límite de cedencia de ambas normas (ecuaciones 12 y 15) y se considera que usa un mismo valor del factor de modificación de respuesta sísmica “R” para ambas metodologías, porque se compara en una estructura idéntica, así:

$$C_s = C_s$$

$$\frac{S_{DS}}{R} = \frac{S_{cd}}{R}$$

$$S_{DS} * I_e = S_{cd}$$

$$\frac{2}{3} S_{MS} * I_e = k_d * S_{cs}$$

A la izquierda de la tabla IX, se desarrolló la ecuación 15 de ASCE 7-16; a la derecha, la ecuación 12 de AGIES NSE 2018. Ahora bien, si se introducen en estas ecuaciones los respectivos valores resumidos en la tabla VII del factor de importancia sísmica de ASCE 7-16 y el factor  $k_d$  de AGIES NSE-2018, se obtiene el siguiente análisis.

Tabla IX. **Comparación de los parámetros de aceleración espectral de diseño para período corto, según ASCE 7-16 y AGIES NSE 2018**

ASCE 7-16		AGIES NSE 2018	
Categoría de riesgo	Parámetro de aceleración espectral de diseño para período corto	Clase de obra	Parámetro de aceleración espectral de diseño para período corto
I	$\frac{2}{3} S_{MS} * 1 = 0.66 S_{MS}$	Utilitaria	$0.55 S_{CS}$
II	$\frac{2}{3} S_{MS} * 1 = 0.66 S_{MS}$	Ordinaria	$0.66 S_{CS}$
III	$\frac{2}{3} S_{MS} * 1.25 = 0.83 S_{MS}$	Importante	$0.80 S_{CS}$
IV	$\frac{2}{3} S_{MS} * 1.50 = 1 S_{MS}$	Esencial	$1 S_{CS}$

Fuente: elaboración propia.

Este mismo análisis se puede hacer para el parámetro de aceleración espectral de diseño para períodos de 1 segundo, en donde se sustituiría el valor “ $S_{MS}$ ” por “ $S_{M1}$ ” en la ecuación de ASCE 7-16 y el valor “ $S_{1S}$ ” por “ $S_{CS}$ ” en la ecuación de AGIES NSE 2018.

En conclusión, ambas ecuaciones son equivalentes, aunque son más representativas cuando se analizan edificaciones con una categoría de riesgo II, III o IV, o una clase de obra ordinaria, importante o esencial respectivamente. Por lo que, como se mencionará en la metodología, se reemplazará el valor “ $S_{DS}$ ” por el valor “ $S_{CS}$ ” de la ecuación de la fuerza sísmica lateral que afecta el

componente no estructural, para poder de esta forma obtener resultados que concuerden con los parámetros locales de la norma AGIES NSE 2018.

Así también, la norma AGÍES utiliza un ajuste por intensidades sísmicas especiales (factores  $N_a$  y  $N_v$ ), que ASCE puede llegar a considerar incluidos implícitamente en los valores de las ordenadas espectrales, para período corto y para período de 1 segundo ( $S_s$  y  $S_1$ ).

## **2.2. Procedimiento de análisis lineal dinámico (análisis de respuesta modal espectral)**

Este tipo de procedimiento analiza, a diferencia del de la fuerza lateral equivalente, el comportamiento de la estructura en todos sus modos de vibración. A pesar de que la norma ASCE 7-16 considera necesario obtener un 100 % de participación modal de la masa de la estructura en cada dirección, tanto ASCE como AGIES permiten que se consideren solo los modos de vibración necesarios en cada dirección, para alcanzar al menos el 90 % de la participación modal de la masa de la edificación (AGIES, 2018) (ASCE/SEI , 2017).

### **2.2.1 Parámetros de respuesta modal**

Para cada modo de vibración, tanto ASCE como AGIES establecen que todos los parámetros de diseño (reacciones en apoyos, fuerzas internas de los elementos o derivas de piso) deben calcularse con cada modo de vibración considerado. Después, se deben combinar estos resultados, preferentemente, con el método de la combinación cuadrática completa (CQC) u otro método, como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

### 2.2.2 Cortantes basales dinámicos

De igual forma que en el método lineal estático se deben obtener los cortantes basales que correspondan a cada modo de vibración, en cada dirección ortogonal de la estructura ( $V_{1X}$ ,  $V_{1Y}$ ), para combinarse de la forma establecida en el párrafo anterior.

Estos cortantes se deberán calibrar en relación con los cortantes basales obtenidos por el método lineal estático ( $V_{EX}$ ,  $V_{EY}$ ). Tanto ASCE 7-16 y AGIES NSE 3-18 exigen que, si el valor del cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático, se debe calibrar el cortante basal dinámico para que tenga un valor de por lo menos el cortante basal estático.

$$V_{DX} = \max (1.00 V_{EX}, V_{1X})$$

$$V_{DY} = \max (1.00 V_{EY}, V_{1Y})$$

Sin embargo, AGIES NSE 3-18 permite calibrar el cortante basal dinámico a un valor del 85 % del cortante basal estático, si la estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación:

$$V_{DX} = \max (0.85 V_{EX}, V_{1X})$$

$$V_{DY} = \max (0.85 V_{EY}, V_{1Y})$$

### 2.2.3 Desplazamientos laterales sísmicos

De igual forma que se han calibrado los cortantes basales dinámicos de la estructura, también se deberán calibrar las derivas multiplicándolas por el factor de relación entre el cortante estático y el cortante dinámico, en cada dirección de análisis ( $V_{EX}/V_{1X}$ ,  $V_{EY}/V_{1Y}$ ). A menos que el cortante basal dinámico sea mayor que el estático, en este caso no se requerirá de un ajuste de los desplazamientos obtenidos (AGIES, 2018).

Las derivas últimas obtenidas por este análisis se deberán comparar también con las derivas máximas admisibles, descritas en las tablas V y VI.



### **3. ANÁLISIS SÍSMICO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES**

Los componentes secundarios o no estructurales son los sistemas y componentes fijados a las losas o paredes de una edificación, que no son parte de su sistema sismo-resistente, pero sí se ven sujetos a las fuerzas sísmicas y dependen de sus propias características estructurales para resistirlas.

Han sido varios los códigos en EE. UU. que empezaron a hacer recomendaciones para el diseño sísmico de los elementos no estructurales, como los siguientes:

- Requisitos recomendados para fuerza lateral (1990)
- IBC (2000)
- Manual Triservicios de los departamentos de Marina, Ejército y Fuerza Aérea de EE. UU.
- Código de calderas y recipientes a presión de la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos
- UBC (1997)
- Regulaciones sísmicas del programa nacional para la reducción de peligros sísmicos (NEHRP, siglas en inglés) para nuevas construcciones (2000)
- ASCE/SEI (2016)

Los más relevantes en la práctica fueron los últimos 3 códigos y el propósito que tuvieron fue que los componentes no estructurales resistan las aceleraciones y deformaciones generadas por los sismos de diseño, sin que se

fracturen, desplacen o se caigan de sus puestos fijos. Para esto, se especifica una fuerza lateral que debe resistirse, la cual se expresa como una fracción del peso del componente y también es función de los siguientes parámetros.

- Aceleración del suelo
- Ubicación del componente con respecto a la altura del edificio
- Factor de amplificación dinámica del componente
- Capacidad del componente de absorber deformaciones

### 3.1. Análisis sísmico de elementos no estructurales según UBC

El código UBC tuvo varias ediciones en las que se empezaron a considerar los elementos no estructurales. Sin embargo, los procedimientos solo se describieron en la edición publicada en el año 1997, en la cual se utilizaban principios de diseño para los componentes no estructurales por el método LRFD, *Diseño por factores de carga y resistencia*. En estas especificaciones, se contemplaban dos ecuaciones para integrar la fuerza lateral sísmica que serviría para diseñar, tanto los elementos de la estructura principal como los componentes secundarios, con excepción de los equipos suspendidos, cuyo peso fuera menor a 400 lb y muebles, ya que, en esa época, se consideraban como irrelevantes (International Conference of Building Officials, 1997).

La ecuación principal era la siguiente:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS}}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) W_p \quad (\text{Ecuación 28})$$

Sin embargo, se tenía como límite máximo la fuerza determinada por la ecuación 30 y, como límite mínimo, la fuerza determinada por la ecuación 29:

$$F_{p-min} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$F_{p-max} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 30})$$

En donde estas 3 ecuaciones:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio, varía entre 1.0 y 2.5.
- $S_{DS}$ : aceleración espectral de período corto para el sitio específico donde estará la estructura.
- $I_p$ : factor de importancia para el componente, puede ser de 1.0 o 1.5.
- $R_p$ : factor de modificación de respuesta del componente, puede variar entre 1.0 y 3.5.
- $z$ : elevación del componente con respecto a la base del suelo (siempre mayor a 0)
- $h$ : elevación del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo.
- $W_p$ : peso del componente no estructural

Hay ciertas consideraciones que este código hizo. Por ejemplo, para determinar el factor de amplificación del componente  $a_p$ , el código define como flexibles aquellos elementos que tengan un período natural fundamental mayor

de 0.06s. Así también, para aquellos elementos que tengan múltiples soportes, se deberán diseñar para resistir los efectos de los movimientos relativos entre dichos puntos de apoyo. Y, por último, también expresa que, las fuerzas laterales determinadas con las ecuaciones descritas anteriormente, serán las fuerzas que se utilizarán para diseñar los soportes y conexiones que transmiten estas fuerzas a la estructura principal, teniendo en cuenta la metodología de diseño por resistencia última (LRFD).

En las siguientes tablas, se expresan los valores de los factores de importancia, de amplificación y de modificación de respuesta del componente, que se propusieron en el Código UBC de 1997:

Tabla X. **Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para elementos estructurales, según UBC 97**

	Elementos de estructuras, equipo y componentes no estructurales	$a_p$	$R_p$	Nota
<b>1</b>	<b>Elementos de estructuras</b>			
A.	Muros incluyendo			
	(1) Parapetos sin embreizamiento (en voladizo)	2.5	3	
	(2) Muros exteriores a nivel o arriba del nivel del suelo y parapetos embreizados en sus centros de gravedad	2.5	3	b
	(3) Todos los muros interiores de carga y también los no portantes	1	3	b
B	Penthouse, excepto cuando está enmarcado por una extensión del marco estructural principal.	2.5	4	
C	Conexiones para elementos estructurales prefabricados diferentes a las paredes	1	3	c

Fuente: International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*.

Tabla XI. **Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para elementos no estructurales, según UBC 97**

Elementos de estructuras, equipo y componentes no estructurales		$a_p$	$R_p$	Nota
<b>2</b>	<b>Componentes no estructurales</b>			
A.	Apéndices y ornamentación exterior e interior	2.5	3	
B.	Chimeneas, y torres de armaduras soportadas sobre o proyectadas sobre el techo.			
	(1) Embreizadas lateralmente o ancladas al marco estructural, en un punto por debajo de su centro de masa.	2.5	3	
	(2) Embreizadas lateralmente o ancladas al marco estructural, en un punto por encima de su centro de masa.	1	3	
C.	Carteles y vallas publicitarias	2.5	3	
D.	Bastidores de almacenamiento, incluyendo su contenido, por encima de 1.8m de altura.	2.5	4	d
E.	Gabinetes permanentes apoyados en el piso y pilas de libros de más de 1.8m de altura.	1	3	e
F.	Anclajes y embreizamiento lateral para cielos suspendidos y artefactos de iluminación	1	3	c, f, g, h
G.	Sistemas de pisos de acceso	1	3	d, e, i
H.	Cerramientos de mampostería o de concreto con alturas mayores a 1.8 m	1	3	
I.	Particiones	1	3	

Fuente: International Conference of Building Officials. (1997) *Uniform Building Code*.

Tabla XII. **Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para equipos y otros componentes según UBC 97**

Elementos de estructuras, equipo y componentes no estructurales		$a_p$	$R_p$	Nota
<b>3</b>	<b>Equipo</b>			
A	Tanques y recipientes o contenedores, incluyendo su sistema de soporte	1	3	
B	Equipos mecánicos, eléctricos y de plomería, incluyendo conductos y tuberías asociadas	1	3	e, j, k, l, m, n, o, p
C	Cualquier equipo apoyado lateralmente o anclado al marco estructural, en un punto por debajo de su centro de masa.	2.5	3	e, j, n, o, p
D	Anclaje de sistemas de alimentación de emergencia y equipos de comunicaciones esenciales. Sistemas de anclaje y soporte para bastidores de baterías y tanques de combustible necesarios para la operación de equipos de emergencia.	1	3	q, r
E	Contenedores temporales con materiales inflamables o peligrosos	1	3	s
<b>4</b>	<b>Otros componentes</b>			
A	Componentes rígidos con material dúctil y accesorios	1	3	a
B	Componentes rígidos con material no dúctil o accesorios	1	1.5	a
C	Componentes flexibles con material dúctil y accesorios	2.5	3	a
D	Componentes flexibles con material no dúctil o accesorios	2.5	1.5	a

Fuente: International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*.

Tabla XIII. **Factores de importancia de componentes según UBC 97**

Importancia del componente	$I_p$
Componentes que necesitan estar en funcionamiento después de un terremoto	1.5
Componentes que almacenan materiales peligrosos	1.5
Estantes de almacenamiento en ocupaciones abiertas al público en general. Por ejemplo, tiendas minoristas de almacén.	1.5
Todos los componentes necesarios para el funcionamiento continuo de la instalación o cuyo fallo pueda impedir el funcionamiento continuo de la instalación.	1.5
Todos los demás componentes para la operación de las instalaciones. Para estructuras en el grupo sísmico III.	1

Fuente: International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*.

### 3.2. Análisis sísmico de elementos no estructurales según NEHRP

De la misma forma que lo hizo UBC, NEHRP también desarrolló especificaciones de diseño cada 3 años, la última publicación es de 2000, se basó en los principios del diseño por resistencia última y estableció criterios mínimos de diseño para sistemas arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y no estructurales. Estos criterios de diseño consideran el movimiento del suelo y las amplificaciones provocadas por la estructura principal, para que de esta forma se pueda representar una fuerza estática que se esté aplicando al componente.

Esta fuerza estática se representa por la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (\text{Ecuación 31})$$

Se tienen los mismos valores límites que UBC 1997, que se establecieron en las ecuaciones 29 y 30.

En donde:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio. Varía entre 1.0 y 2.5.
- $S_{DS}$ : aceleración espectral de diseño para períodos cortos, dado por  $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ , en donde  $S_{MS} = F_a S_s$ , donde  $S_s$  es la máxima aceleración espectral determinada para el sitio en consideración y  $F_a$  es el coeficiente de ajuste del sitio.
- $I_p$ : factor de importancia para el componente. Varía entre 1.0 o 1.5.
- $R_p$ : factor de modificación de respuesta del componente. Varía entre 1.0 y 3.5.
- $z$ : elevación del componente con respecto a la base del suelo. Para componentes por debajo del nivel de la base, considerar  $z=0$ .
- $h$ : elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo.
- $W_p$ : peso del componente no estructural

La fuerza sísmica encontrada  $F_p$  es aplicada de forma longitudinal y transversal de manera independiente, pero en combinación con las cargas de servicio actuando en los componentes. Los efectos de las fuerzas sísmicas se combinan de la siguiente forma:

$$E = \rho F_p + 0.2 S_{DS} D \text{ (Ecuación 32)}$$

$$E = \rho F_p - 0.2 S_{DS} D \text{ (Ecuación 33)}$$

En donde:

- $E$ : efecto de las fuerzas verticales y horizontales inducidas por el sismo
- $D$ : carga muerta
- $\rho$ : factor de confiabilidad, permitido tomarse como 1 para el diseño de elementos no estructurales.

Se usará la ecuación 32 cuando los efectos verticales y horizontales sean aditivos y la ecuación 33 cuando los efectos verticales contrarresten los efectos horizontales.

NEHRP también incluyó una cuarta ecuación donde se podía determinar el valor de la fuerza lateral sísmica, equivalente a partir de un análisis modal del edificio.

$$F_p = \frac{a_i a_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} (A_x W_p) \text{ (Ecuación 34)}$$

Donde:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio. Varía entre 1.0 y 2.5.
- $W_p$ : peso del componente no estructural
- $a_i$ : aceleración al nivel I, obtenido a partir del análisis modal.

- $A_x$ : factor de amplificación torsional

Al igual que UBC, estableció sus coeficientes de amplificación y de modificación de respuesta de los componentes; el NEHRP también lo hizo en las siguientes tablas.

Tabla XIV. Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para componentes arquitectónicos, según NEHRP 2000 (parte 1)

Elemento arquitectónico		$a_p$	$R_p$
1	Particiones y muros no estructurales		
a.	Paredes de mampostería lisas (no reforzadas)	1	1.5
b.	Otros tipos de particiones	1	2.5
2	Elementos en voladizo (embreizados y no embreizados a un marco estructural por debajo de su centro de masa)		
a.	Parapetos y muros no estructurales interiores en voladizo	2.5	2.5
b.	Chimeneas y pilas soportadas lateralmente por un elemento estructural	2.5	2.5
3	Elementos en voladizo (embreizados y no embreizados a un marco estructural por encima de su centro de masa)		
a.	Parapetos	1	2.5
b.	Chimeneas y pilas	1	2.5
c.	Muros no estructurales exteriores	1	2.5
4	Muros no estructurales exteriores y conexiones		
a.	Elemento de pared	1	2.5
b.	Conexiones de paneles de paredes	1	2.5
c.	Elementos de fijación del sistema de conexión	1.25	1
5	Enchapados		
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1	2.5
b.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	1	1.5
6	<i>Penthouses</i> (a excepción cuando son una extensión del marco estructural de la edificación principal)	2.5	3.5
7	Cielos		
a.	Todos	1	2.5
8	Gabinetes		
a.	Gabinetes de almacenaje y equipo de laboratorio	1	2.5

Fuente: NEHRP . (2000). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.*

Tabla XV. **Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para componentes arquitectónicos, según NEHRP 2000 (parte 2)**

<b>Elemento arquitectónico</b>		<b><math>a_p</math></b>	<b><math>R_p</math></b>
<b>9</b>	<b>Pisos de acceso</b>		
a.	Pisos de acceso especiales (diseñados según NEHRP Sección 6.2.7.2)	1	2.5
b.	Otros	1	1.5
<b>10</b>	<b>Apéndices y ornamentación</b>	2.5	2.5
<b>11</b>	<b>Carteles y vallas publicitarias</b>	2.5	2.5
<b>12</b>	<b>Otros componentes rígidos</b>		
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1	3.5
b.	Elementos y aditamentos de deformabilidad limitada	1	2.5
c.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	1	1.5
<b>13</b>	<b>Otros componentes flexibles</b>		
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	2.5	3.5
b.	Elementos y aditamentos de deformabilidad limitada	2.5	2.5
c.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad.	2.5	1.5

Fuente: NEHRP. (2000). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.*

Tabla XVI. Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para componentes mecánicos y eléctricos, según NEHRP 2000 (parte 1)

Componente mecánico y eléctrico		$a_p$		$R_p$
1		<b>Elementos mecánicos en general</b>		
a.	Calderas y hornos	1		2.5
b.	Recipientes a presión	2.5		2.5
c.	Instalaciones en pilas	2.5		2.5
d.	Chimeneas en voladizo	2.5		2.5
e.	Otros	1		2.5

Fuente: NEHRP. (2000). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.*

Tabla XVII. Factores de fuerza horizontal  $a_p$ ,  $R_p$  para componentes mecánicos y eléctricos, según NEHRP 2000 (parte 2)

Componente mecánico y eléctrico		$a_p$	$R_p$
<b>2</b>	<b>Elementos de manufactura y maquinaria de procesos</b>		
a.	General	1	2.5
b.	Transportadoras (no personales)	2.5	2.5
<b>3</b>	<b>Sistemas de tuberías</b>		
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1	3.5
b.	Elementos y aditamentos de limitada deformabilidad	1	2.5
c.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	1	1.5
<b>4</b>	<b>Equipos de sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado</b>		
a.	De vibración aislada	2.5	2.5
b.	Sin vibración aislada	1	2.5
c.	Montados en línea con conductos	1	2.5
d.	Otros	1	2.5
<b>5</b>	<b>Componentes de elevadores</b>	<b>1</b>	<b>2.5</b>

Continuación tabla XVII

<b>6</b>	<b>Componentes de escaleras eléctricas</b>	<b>1</b>	<b>2.5</b>
<b>7</b>	<b>Torres conformadas por armaduras</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>
<b>8</b>	<b>Elementos eléctricos en general</b>		
a.	Sistemas de distribución (conductos, bandeja de cables)	2.5	5
b.	Equipos	1	2.5
<b>9</b>	<b>Aparatos de iluminación</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>

Fuente:NEHRP. (2000). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildigns and other structures.*

### **3.3. Análisis sísmico de elementos no estructurales, según ASCE/SEI**

Posteriormente a las recomendaciones del UBC y NEHRP, se desarrollaron las especificaciones del ASCE/SEI para el diseño de nuevas edificaciones. El capítulo 13 de la norma 7-16 es la norma vigente en EE. UU., que establece los criterios mínimos de diseño de las fijaciones y componentes no estructurales adosados permanentemente a una edificación. Y hasta el momento de la publicación de esta investigación, es la norma referida por AGIES hasta que se publique la norma NSE 8, que corresponde al análisis de estos elementos.

La norma ASCE/SEI 7-16 establece que hay dos tipos de métodos que deben cumplirse para poder instalar componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y soportes. Estos son:

- Diseño, específico para cada proyecto, de los componentes y sus anclajes

- Presentación de la certificación del fabricante de que el componente está calificado sísmicamente; por al menos una de las siguientes formas:
  - Análisis
  - Ensayos de acuerdo con la norma de procedimientos ICC-ES AC 156, sin necesidad de que la fuerza sísmica sea mayor de  $3.2I_pW_p$ .
  - Datos experimentales que puedan determinar la capacidad sísmica de los componentes.

Es importante aclarar que cuando el peso de un componente es igual o mayor al 25 % del peso sísmico efectivo de la edificación, entonces el componente debe diseñarse según los parámetros del capítulo 15, como una estructura distinta a un edificio. Aquí entra en discusión la forma de definir si un elemento es un componente secundario no estructural o una estructura distinta a un edificio, debido a que los parámetros con los que se diseñan los anclajes son según el capítulo 15, es decir, más rigurosos.

Entonces, qué elementos quedan exentos de las consideraciones del capítulo 13. Estos se enumeran a continuación.

- Mobiliario, a excepción de gabinetes de almacenamiento.
- Equipo movable o temporal
- Componentes arquitectónicos en categoría de diseño sísmico B, distintos a parapetos, con un factor de importancia de componente  $I_p$  igual a 1.
- Componentes mecánicos y eléctricos en categoría de diseño sísmico B
- Componentes mecánicos y eléctricos en categoría de diseño sísmico C, en donde:
  - El factor de importancia del componente  $I_p$  sea igual a 1 y el componente esté positivamente anclado a la estructura.

- El componente pese 20 libras o menos, o 5 lb/ft o menos, en caso de un sistema de distribución.
- Componentes mecánicos y eléctricos en categorías de diseño sísmico D, E o F, que estén positivamente anclados a la estructura, en donde:
  - El componente pese 400 lb o menos, el centro de masa esté ubicado a 4 ft o menos por encima del nivel del piso adyacente, se proporcionen conexiones flexibles entre el componente y las tuberías asociadas y el factor de importancia del componente  $I_p$  sea igual a 1.
  - El componente pese 20 lb o menos, o 5 lb/ft o menos, en caso de un sistema de distribución.
- Sistemas de distribución en categorías de diseño sísmico D, E o F, incluidos en las excepciones para conductos de la sección 13.6.5, sistemas de ductos en 13.6.6 y sistemas de tuberías en 13.6.7.3. Donde los componentes como válvulas, bombas, entre otros, estén soportados independientemente. Cada uno de estos componentes deberán tener su correspondiente arrostramiento, dependiendo de la contribución tributaria que haga al sistema de distribución.

Esta norma, al igual que UBC y NEHRP, estableció la fuerza sísmica horizontal que debe ser resistida por los componentes secundarios de la forma expresada en la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{Z}{h}\right) \quad (\text{Ecuación 1})$$

Esta fuerza mínima requerida está sujeta a los mismos límites mínimos y máximos que estableció NEHRP:

$$F_{p-min} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 35})$$

$$F_{p-max} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (\text{Ecuación 36})$$

En donde en estas 3 últimas ecuaciones:

- $F_p$ : fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente y distribuida en proporción a la distribución de masa del elemento.
- $a_p$ : factor de amplificación del componente. Este factor representa la respuesta dinámica de un elemento no estructural con respecto al movimiento del edificio.
- $S_{DS}$ : Aceleración espectral de diseño para períodos cortos, dado por  $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ , y en donde  $S_{MS} = F_a S_s$ , donde  $S_s$  es la máxima aceleración espectral determinada para el sitio en consideración, y  $F_a$  es el coeficiente de ajuste de sitio.
- $I_p$ : factor de importancia para el componente
- $R_p$ : factor de modificación de respuesta del componente
- $z$ : elevación del componente con respecto a la base del suelo. Para componentes por debajo del nivel de la base, considerar  $z=0$ . El valor de  $z/h$  no necesita exceder de 1.0.
- $h$ : elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo
- $W_p$ : peso del componente no estructural

Los valores de los coeficientes de amplificación, de modificación de respuesta y de importancia del componente, se presentan en las siguientes tablas.

Tabla XVIII. **Coefficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 1)**

Componente arquitectónico		$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
1	Particiones y muros no estructurales			
a.	Paredes de mampostería no reforzadas	1	1.5	1.5
b.	Otros tipos de particiones	1	2.5	2
2	Elementos en voladizo (embreizados y no embreizados a un marco estructural por debajo de su centro de masa)			
a.	Parapetos y muros no estructurales interiores en voladizo	2.5	2.5	2
b.	Chimeneas y pilas soportadas lateralmente por un elemento estructural	2.5	2.5	2
3	Elementos en voladizo (embreizados y no embreizados a un marco estructural por encima de su centro de masa)			
a.	Parapetos	1	2.5	2
b.	Chimeneas y pilas	1	2.5	2
c.	Muros no estructurales exteriores	1	2.5	2
4	Muros no estructurales exteriores y conexiones			
a.	Elemento de pared	1	2.5	NA
b.	Conexiones de paneles de paredes	1	2.5	NA
c.	Elementos de fijación del sistema de conexión	1.25	1	1
5	Enchapados			
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1	2.5	2
b.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	1	1.5	2

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XIX. **Coeficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 2)**

	<b>Elemento arquitectónico</b>	<b>a<sub>p</sub></b>	<b>R<sub>p</sub></b>	<b>Ω<sub>0</sub></b>
6	Penthouses (a excepción cuando son una extensión del marco estructural de la edificación principal)	2.5	3.5	2
7	Cielos			
a.	Todos	1	2.5	2
8	Gabinetes			
a.	Gabinetes de almacenaje, soportados permanente en el suelo de más de 1.8 m de alto	1	2.5	2
b.	Biblioteca o gabinetes de librerías, soportados permanentemente en el suelo de más de 1.8 m de alto	1	2.5	2
9	Equipos de laboratorio	1	2.5	2
10	Pisos de acceso			
a.	Pisos de acceso especiales (diseñados según ASCE 7-16, Sección 13.5.7.2)	1	2.5	2
b.	Otros	1	1.5	1.5
11	Apéndices y ornamentación	2.5	2.5	2
12	Carteles y vallas publicitarias	2.5	3	2
13	Otros componentes rígidos			
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1	3.5	2
b.	Elementos y aditamentos de deformabilidad limitada	1	2.5	2
c.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	1	1.5	1.5
14	Otros componentes flexibles			
a.	Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	2.5	3.5	2.5
b.	Elementos y aditamentos de deformabilidad limitada	2.5	2.5	2.5
c.	Elementos y aditamentos de baja deformabilidad	2.5	1.5	1.5

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XX. **Coefficientes para componentes arquitectónicos no estructurales, según ASCE 7-16 (parte 3)**

Elemento arquitectónico		$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
15	Escaleras de salida de emergencia, que sean parte del sistema de sismo-resistencia del edificio	1	2.5	2
16	Sujetadores y pasadores de escaleras de salida de emergencia y rampas de emergencia.	2.5	2.5	2.5

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XXI. **Coefficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 1)**

Componente		$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
1	Componentes mecánicos y eléctricos			
a.	HVACR, ventiladores, controladores de aire, aire acondicionado, calentadores de gabinete, cajas de distribución de aire y otros componentes mecánicos construidos con marcos de chapa.	2.5	6	2
b.	HVACR húmedos, calderas, hornos, tanques y depósitos atmosféricos, enfriadores, calentadores de agua, intercambiadores de calor, evaporadores, equipos de manufactura y otros componentes mecánicos.	1	2.5	2
c.	Enfriadores de aire (ventiladores de aletas), intercambiadores de calor enfriados por aire, unidades de condensación, enfriadores secos, radiadores remotos y otros dispositivos mecánicos. Componentes elevados sobre soportes estructurales integrales de acero o chapa.	2.5	3	1.5

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XXII. **Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 2)**

	Componente	$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
d.	Motores, turbinas, compresores y recipientes de presión no soportados en faldones y que no están dentro del alcance del capítulo 15 de ASCE 7-16.	1	2.5	2
e.	Recipientes a presión con faldón no incluidos en el capítulo 15 de ASCE 7-16.	2.5	2.5	2
f.	Componentes de ascensores y escaleras mecánicas	1	2.5	2
g.	Generadores, baterías, inversores, motores, transformadores y otros componentes eléctricos contruidos con materiales de alta deformabilidad.	1	2.5	2
h.	Centros de control de motores, tableros de paneles, interruptores, gabinetes de instrumentación y otros componentes contruidos con marcos de chapa.	2.5	6	2
i.	Equipos de comunicación, computadoras, instrumentación y controles.	1	2.5	2
j.	Almacenamientos montados en el techo, torres eléctricas y de enfriamiento lateralmente embreizadas bajo su centro de masa.	2.5	3	2
k.	Almacenamientos montados en el techo, torres eléctricas y de enfriamiento lateralmente embreizadas sobre su centro de masa.	1	2.5	2
l.	Aparatos de iluminación.	1	1.5	2
m.	Otros componentes mecánicos o eléctricos.	1	1.5	2

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Mininum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XXIII. **Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 3)**

Componente		$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
<b>2</b>	<b>Componentes y sistemas aislados a vibraciones</b>			
a.	Componentes y sistemas aislados, que usan elementos de neopreno y pisos aislados de neopreno, con dispositivos de amortiguación elastoméricos integrados o separados, o topes perimetrales elásticos.	2.5	2.5	2
<b>b.</b>	Componentes y sistemas aislados por resorte y pisos aislados por vibración estrechamente restringidos mediante dispositivos de amortiguación elastoméricos integrados o separados, o topes perimetrales elásticos.	2.5	2	2
c.	Componentes y sistemas aislados internamente	2.5	2	2
d.	Equipos suspendidos con aislamiento de vibraciones, incluidos dispositivos de conducto en línea y componentes suspendidos con aislamiento interno.	2.5	2.5	2
<b>3</b>	<b>Sistemas de distribución</b>			
a.	Tuberías de acuerdo con la norma ASME B31 (2001, 2002, 2008 y 2010), incluyendo componentes en línea con juntas hechas por soldadura.	2.5	12	2
b.	Tuberías de acuerdo con la norma ASME B31, incluyendo componentes en línea, construidos con materiales de alta o limitada deformabilidad con juntas hechas por roscado, unión, acoplamientos de compresión o acoplamientos ranurados.	2.5	6	2

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*

Tabla XXIV. **Coeficientes para componentes mecánicos y eléctricos, según ASCE 7-16 (parte 4)**

Componente		$a_p$	$R_p$	$\Omega_0$
c.	Tuberías y tubos no conformes con ASME B31, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta deformabilidad, con juntas hechas por soldadura.	2.5	9	2
d.	Tuberías y tubos no conformes con ASME B31, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta o limitada deformabilidad, con juntas hechas por roscado, unión, acoplamientos de compresión o acoplamientos ranurados.	2.5	4.5	2
e.	Tuberías construidas con materiales de baja deformabilidad, como hierro fundido, vidrio y plásticos no dúctiles.	2.5	3	2
f.	Conductos, incluidos componentes en línea, construidos con materiales de alta deformabilidad, con juntas hechas por soldaduras.	2.5	9	2
g.	Conductos, incluidos componentes en línea, construidos con materiales de alta o limitada deformabilidad, con juntas hechas por otros medios diferentes a la soldadura.	2.5	6	2
h.	Conductos, incluidos componentes en línea, construidos con materiales de baja deformabilidad, como hierro fundido, vidrio y plásticos no dúctiles.	2.5	3	2
i.	Conductos eléctricos y bandejas de cables	2.5	6	2
j.	Conductos de barras eléctricas	1	2.5	2
k.	Plomería	1	2.5	2
l.	Sistemas de transporte de tubos neumáticos	2.5	6	2

Fuente: American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute.(2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.*

El factor de importancia del componente  $I_p$  tendrá un valor de 1.50, si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- El componente debe funcionar para propósitos de seguridad de la vida después de un terremoto, incluyendo los sistemas rociadores de protección contra incendios y las escaleras de salida.
- El componente transporta, soporta o contiene sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas donde la cantidad del material excede una cantidad umbral establecida por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera.
- El componente está dentro o conectado a una estructura de categoría de riesgo IV, según ASCE 7-16; o categoría ocupacional IV, según AGIES NSE 1-18. Se considera a esta la categoría de obras esenciales, que deben permanecer en operación continua durante y después de un siniestro.
- El componente transporta, soporta o contiene sustancias peligrosas y está unido a una estructura o porción de esta, clasificada por la autoridad competente como ocupación peligrosa.

Todos los demás componentes que no cumplan con alguna de las anteriores condiciones, se les deberá asignar un valor  $I_p = 1.0$ .

A manera de resumen, se presenta en el siguiente cuadro elaborado por *National Institute of Standards and Technology* (2017), que contiene una comparación de los valores de la fuerza sísmica equivalente para un muro en voladizo, en el último nivel de una edificación, según las ediciones de los tres principales códigos evaluados.

Tabla XXV. **Comparación de la fuerza sísmica equivalente para un muro en voladizo, en el último nivel de un edificio, según las ediciones de tres códigos de diseño estadounidenses**

<b>Edición</b>	<b>UBC/IBC</b>	<b>NEHRP</b>	<b>ASCE/SEI 7</b>
1927	0.14 Wp		
1935-76	1.4 Wp		
1979-82	1.12 Wp		
1985	1.12 Wp	0.54 Wp	
1988	1.12 Wp	0.54 Wp	1.12 Wp
1991	1.12 Wp	1.8 Wp	
1993			1.8 Wp
1994	1.12 Wp	1.6 Wp	
1995			1.6 Wp
1997	1.46 Wp	1.2 Wp	
2000		1.2 Wp	
2002			1.2 Wp
2003		1.2 Wp	
2005			1.2 Wp
2006-09		1.2 Wp	
2010			1.2 Wp
2015		1.2 Wp	
2016			1.2 Wp

Fuente: National Institute of Standards and Technology. ( 2017) *Sesmic Analysis, Design and Installation of Nonstructural Components and Systems- Background and Recommendations for Future Work.*

Con la determinación del valor de la fuerza sísmica horizontal descrito en la ecuación 1, la norma ASCE 7-16 hace una referencia al capítulo 17 del código ACI 318, para diseñar el anclaje que resista dicha fuerza horizontal

cuando el componente está sujeto a elementos de concreto reforzado. Y debido a que el código ACI-318 es una de las principales normas bajo la cual se fundamentaron los lineamientos de diseño en concreto reforzado de las normas guatemaltecas AGIES NSE-2018, se desarrollarán en el capítulo 4 los principios del ACI 318, que conforman los criterios relevantes para esta investigación en diseño de los anclajes a las estructuras de concreto reforzado.

## **4. DISEÑO SÍSMICO DE ANCLAJES A ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO**

El capítulo 17 del código ACI 318-19 establece los parámetros de referencia para diseñar los anclajes en el concreto entre elementos estructurales conectados o fijaciones de otros componentes a los elementos estructurales (Comité ACI 318, 2019), Dentro del rango de fijaciones que se consideran, se encuentran los siguientes:

- Pernos y tornillos con cabeza, con dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento en concreto no fisurado, igual o mayor que  $1.4 N_p$ , donde  $N_p$  está dado por la ecuación 41.
- Tornillos con gancho de dimensiones que hayan demostrado que se obtiene una resistencia a la extracción por deslizamiento, sin el beneficio de la fricción en concreto fisurado, igual o mayor que  $1.4 N_p$ , donde  $N_p$  está dado por la ecuación 42.
- Anclajes posinstalados de expansión y con sobreperforación en su base, que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.2.
- Anclajes posinstalados adheridos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.4.
- Anclajes posinstalados socavados que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.2.
- Anclajes posinstalados de tornillos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI 355.2.
- Anclajes con agarraderas de corte

Por su parte, el Comité ACI 318 (2019) exige que los anclajes cumplan las siguientes distancias al borde, espaciamiento y espesor requeridos para evitar las fallas por hendimiento, a menos que se coloque refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, o que se hayan realizado ensayos aprobados por ACI 355.2 o ACI 355.4.

Tabla XXVI. **Distancias al borde y espaciamiento mínimo en anclajes**

Parámetro de espaciamiento	Tipo de anclaje			
	Anclajes preinstalados		Anclajes posinstalados de expansión / con sobreperforación en su base	Anclajes posinstalados de tornillos
	No sometidos a torque	Sometidos a torque		
Espaciamiento mínimo entre anclajes	4 $d_a$	6 $d_a$	6 $d_a$	Mayor que 0.6 $h_{ef}$ y 6 $d_a$
Distancia mínima al borde	Recubrimiento especificado según tabla XXVII	6 $d_a$	El mayor de (a), (b) o (c): (a) Recubrimiento especificado en tabla XXVII. (b) 2 veces el Tamaño máximo del agregado. (c) Requisito de distancia mínima al borde según ACI 355.2 o 355.4, o tabla XXVIII en ausencia de especificaciones del producto.	

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

A menos que se pueda determinar por medio de ensayos, según ACI 355.2, el valor de  $h_{ef}$  para un anclaje posinstalado, de expansión o con

sobreperforación en su base, no debe exceder al mayor valor entre  $2/3$  del espesor del elemento,  $h_a$ , o el espesor del elemento menos 4 pulgadas.

**Tabla XXVII. Recubrimiento especificado para elementos de concreto  
construidos en sitio no presforzados**

<b>Exposición del concreto</b>	<b>Miembros</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>Recubrimiento especificado (in)</b>
En contacto permanente con el suelo	Todos	Todos	3
Expuesto al ambiente o en contacto con el suelo	Todos	Varillas No.6 a 18	2
		Varilla No. 5 y cables W31 o D31 o menores	1.5
No expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo	Losas, joists y muros	Varillas No.14 y 18	1.5
		Varillas No.11 y menores	0.75
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	1.5

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

**Tabla XXVIII. Distancias mínimas al borde en ausencia de especificaciones del producto para evaluarse por medio de ACI 355.2 o ACI 355.4**

<b>Tipo de anclaje posinstalado</b>	<b>Distancia mínima al borde</b>
Controlado por torque	8 $d_a$
Controlado por desplazamientos	10 $d_a$
Tornillo	6 $d_a$
Con sobreperforación en su base	6 $d_a$
Adheridos	6 $d_a$

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

**Tabla XXIX. Distancia crítica al borde**

<b>Tipo de anclaje posinstalado</b>	<b>Distancia crítica al borde <math>c_{ac}</math></b>
Controlado por torque	4 $h_{ef}$
Controlado por desplazamientos	4 $h_{ef}$
Tornillo	4 $h_{ef}$
Con sobreperforación en su base	2.5 $h_{ef}$
Adheridos	2 $h_{ef}$

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

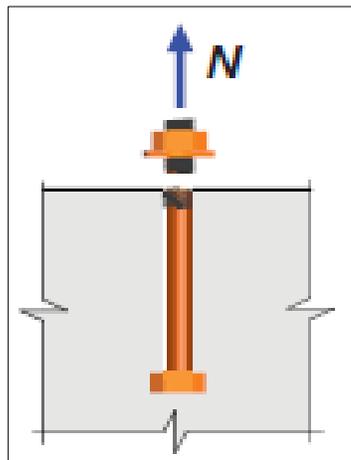
#### 4.1. Modos de falla de los anclajes

Los anclajes al concreto pueden fallar por un modo dominante por la tracción o por un modo dominante por corte.

##### 4.1.1. Modos de falla de los anclajes dominados por tracción

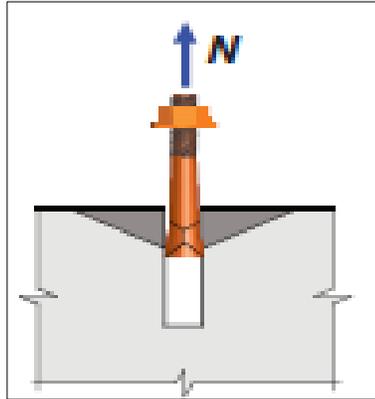
En las siguientes figuras, se presentan los modos de falla por tracción, investigados en el presente trabajo.

Figura 6. **Falla por tracción del acero**



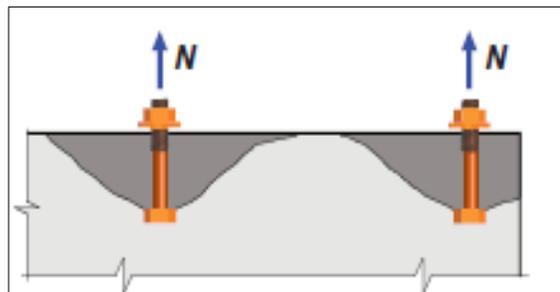
Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

Figura 7. **Falla por tracción, extracción por deslizamiento**



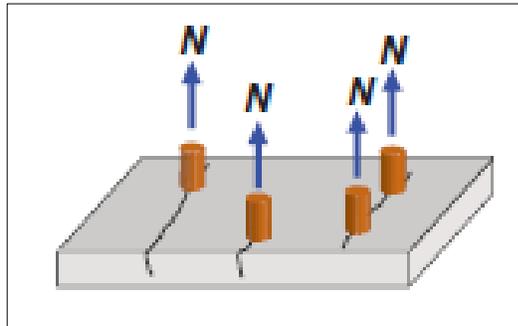
Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 8. **Falla por tracción, por arrancamiento del concreto**



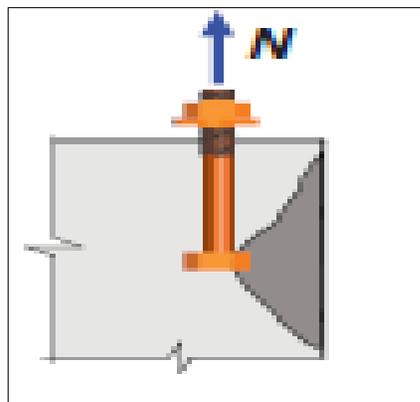
Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 9. **Falla por tracción, por hendimiento del concreto**



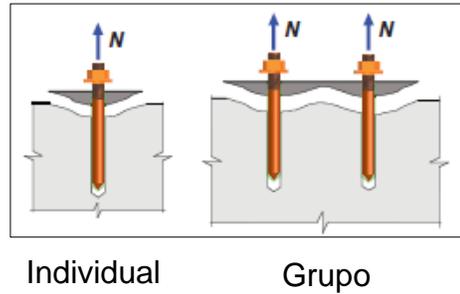
Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 10. **Falla por tracción, por desprendimiento lateral del concreto**



Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 11. **Falla por tracción, por falta de adherencia**

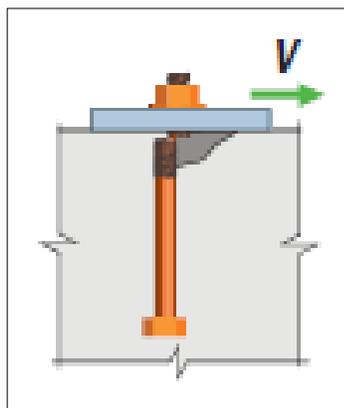


Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

#### 4.1.2. **Modos de falla de los anclajes dominados por corte**

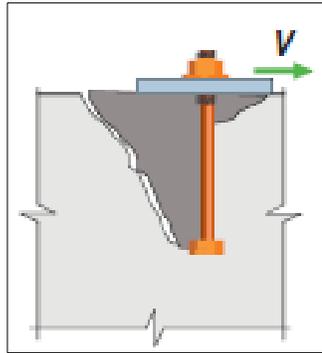
En las siguientes figuras, se presentan los modos de falla por tracción, investigados en el presente trabajo.

Figura 12. **Falla por corte del acero precedida por concreto descascarado**



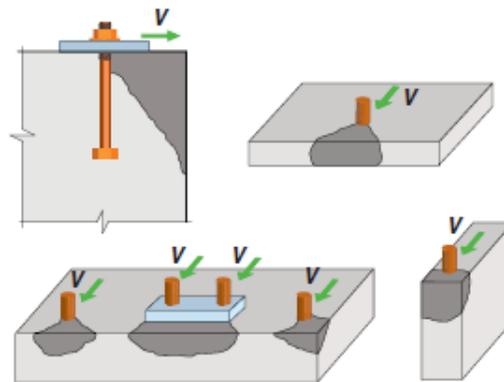
Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 13. **Falla por corte, desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre**



Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Figura 14. **Falla por corte, arrancamiento del concreto**



Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

## 4.2. Resistencia de diseño de los anclajes

La resistencia de diseño de los anclajes debe basarse en cálculos que empleen “modelos de diseño, que resulten en predicciones de resistencia, para que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance (Comité ACI 318, 2019, p.245).

Esta resistencia de diseño debe considerar los siguientes aspectos:

- Resistencia a tracción del acero del anclaje
- Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes en tracción
- Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de anclajes preinstalados, posinstalados de expansión o con sobreperforación en su base.
- Resistencia al desprendimiento lateral del concreto por tracción de anclajes con cabeza
- Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos
- Resistencia del acero del anclaje en cortante
- Resistencia del anclaje en cortante al arrancamiento del concreto
- Resistencia del anclaje en cortante al desprendimiento del concreto por cabeceo

La resistencia de diseño dominante por la fuerza de tensión controlará los efectos de los primeros cinco renglones de la tabla XXX, mientras que la resistencia de diseño dominante por la fuerza de corte controlará los efectos de los últimos tres renglones de la tabla XXX. En esta tabla, se muestran las expresiones que definen la resistencia requerida para los anclajes. El significado de estas está en la lista de símbolos.

Tabla XXX. Resistencia requerida para los anclajes

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes	
		Anclaje individual en 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 a la extracción por deslizamiento en tracción	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
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 al arrancamiento del concreto por cortante		$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante		$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

Para calcular la resistencia de diseño de los anclajes, se deberán usar los siguientes factores de reducción, según el tipo de falla para la cual se contemple el cálculo.

Tabla XXXI. **Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por resistencia al arrancamiento del concreto, adherencia o desprendimiento lateral del anclaje**

Refuerzo suplementario	Tipo de instalación del anclaje	Categoría de anclaje según ACI 355.2 o ACI 355.4	Factor de reducción de resistencia $\phi$	
			Tracción (resistencia al arrancamiento del concreto, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabeceo del anclaje)	Corte (resistencia al arrancamiento del concreto)
Refuerzo suplementario presente	Anclajes preinstalados	No aplica	0.75	0.75
	Anclajes posinstalados	1	0.75	
		2	0.65	
		3	0.55	
Refuerzo suplementario no presente	Anclajes preinstalados	No aplica	0.7	0.7
	Anclajes posinstalados	1	0.65	
		2	0.55	
		3	0.45	

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

Tabla XXXII. **Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero**

Tipo de elemento de acero	Factor de reducción de resistencia $\phi$	
	Tracción (acero)	Corte (acero)
Dúctil	0.75	0.65
Frágil	0.65	0.6

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Tabla XXXIII. **Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por extracción por deslizamiento del concreto o desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje**

Tipo de instalación del anclaje	Categoría de anclaje según ACI 355.2 o ACI 355.4	Factor de reducción de resistencia $\phi$	
		Tracción (extracción por deslizamiento del concreto)	Corte (desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje)
Anclajes preinstalados	No aplica	0.7	0.7
Anclajes posinstalados	1	0.65	
	2	0.55	
	3	0.45	

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

La categoría de anclaje 1 implica baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta; la de anclaje 2, sensibilidad y confiabilidad media a la instalación; la de anclaje 3, alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja.

#### **4.2.1. Resistencia de diseño sísmico por tracción**

El diseño de los anclajes por tracción puede resumirse en la evaluación de los primeros cinco tipos de falla presentados en la tabla XXX, los cuales son:

- Resistencia del acero de un anclaje en tracción
- Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción
- Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o posinstalado de expansión o con sobreperforación en su base
- Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza
- Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos. (ACI 318-19, 2019, p.245)

Cuando el componente en tracción de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicadas a anclajes excede el 20 por ciento de la fuerza de tracción mayorada total del anclaje asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus aditamentos deben diseñarse. (ACI 318-19, 2019, p.284)

Tomando una de las siguientes consideraciones:

Para anclajes individuales, la resistencia dominada por el concreto debe ser mayor que la resistencia del acero del anclaje. Para grupos de

anclajes, la relación de la carga en tracción del anclaje sometido a los esfuerzos más altos a la resistencia del acero de ese mismo anclaje debe ser mayor o igual que la relación de la carga de tracción de los anclajes sometidos a tracción a la resistencia gobernada por la resistencia del concreto de esos mismos anclajes. (ACI 318-19, 2019, p.285)

En cada uno de los siguientes casos:

La resistencia del acero debe tomarse como 1.2 veces la resistencia nominal del acero del anclaje.

La resistencia dominada por el concreto debe tomarse como la resistencia nominal teniendo en cuenta deslizamiento del anclaje, desprendimiento lateral del concreto y adherencia, según sea aplicable. Para la resistencia a la extracción por deslizamiento de grupos de anclajes, la relación debe calcularse utilizando el anclaje sometido a los mayores esfuerzos.

Los anclajes deben transmitir las cargas de tracción a través de un elemento dúctil de acero con una longitud de estirado de al menos ocho diámetros de anclaje a menos que se determine algo diferente por medio de análisis.

Donde los anclajes puedan verse sometidos a reversiones de carga, los anclajes se deben proteger para que no fallen por pandeo.

Cuando las conexiones sean roscadas y los elementos dúctiles de acero no sean roscados en toda su longitud, la relación  $f_{uta}/f_{ya}$  no debe ser menor de

1.3 a menos que las porciones roscadas se aplanen. La porción aplanada no debe incluirse dentro de la longitud de estirado.

Las barras de refuerzo corrugadas utilizadas como elementos dúctiles de acero para resistir efectos sísmicos deben limitarse a aquellas que sean de acero ASTM A615 Grados 40 y 60, siempre y cuando cumplan los requisitos del inciso 20.2.2.5(b), o ASTM A706 Grado 60.

El anclaje o grupo de anclajes deben diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida al anclaje o grupo de anclajes cuando se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobre resistencia y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo el inciso 17.2.3.4.4

El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida a los anclajes por un aditamento que no fluya. La resistencia de diseño a tracción del anclaje debe calcularse siguiendo 17.2.3.4.4

El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción obtenida de las combinaciones de carga de diseño que incluyen la carga sísmica E, con este caso de carga incrementado por el factor de incremento de resistencia  $\Omega$ . (ACI 318-19, 2019, p.287)

Así también, cuando predominen las cargas sísmicas en el diseño de los anclajes a tracción, se hace la suposición de que el concreto está fisurado, y a menos que pueda demostrarse que el concreto permanece sin fisurarse, las expresiones de la tabla XXX deberán modificarse de la siguiente forma:

Tabla XXXIV. Resistencia sísmica requerida por los anclajes a tracción

Modo de falla	Un anclaje	Grupos 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	$0.75\phi N_{cb} \geq N_{ua}$	$0.75\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	$0.75\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	$0.75\phi N_{pn} \geq N_{ua}$		
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción	$0.75\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$0.75\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción	$0.75\phi N_a \geq N_{ua}$		$0.75\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

Así también, cuando se utilicen anclajes adheridos, se debe “limitar la profundidad de embebido de anclajes a  $4d_a \leq h_{ef} \leq 204d_a$ , debido a los límites teóricos del modelo de adherencia en el cual se basa el diseño” (Eligehausen, Cook, y Appl, 2006, p.244). Y cuando los anclajes adheridos tengan que resistir

cargas de tracción permanentes, se debe cumplir, además de las expresiones en las tablas XXX o XXXIV, la siguiente ecuación:  $0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s}$

#### 4.2.1.1 Resistencia del acero de un anclaje en tracción

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

$$N_{sa} = A_{se,N} * f_{uta} \text{ (Ecuación 37)}$$

Donde:

- $A_{se,N}$ : área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, in<sup>2</sup>.
- $f_{uta}$ : resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, psi. El cual no debe ser mayor que  $1.9 f_{ya}$  o 125,000 psi.
- $f_{ya}$ : resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, psi

#### 4.2.1.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción.

“La resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción,  $N_{cb}$  de un anclaje individual o  $N_{cbg}$  de un grupo de anclajes debe cumplir” (ACI 318-19, 2019, p.255). El espaciamiento crítico de la tabla XXIX y se debe calcular por las ecuaciones 38 y 39, respectivamente.

- $N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b$  (Ecuación 38, para un solo anclaje)
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b$  (Ecuación 39, para un grupo de anclajes)

Donde:

$A_{Nc}$ : área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que debe aproximarse a la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia fuera en  $1.5 h_{ef}$  desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes.

$A_{Nco}$ : área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a  $1.5 h_{ef}$ ;  $A_{Nco} = 9h_{ef}^2$

$N_b$ : resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado.

$$N_b = k_c * \lambda_a \sqrt{f'_c h_{ef}^{1.5}}.$$

$k_c = 24$  para anclajes preinstalados y

$k_c = 17$  para anclajes posinstalados

$\Psi_{ec,N}$ : factor de modificación por excentricidad para grupos de anclajes, sometido a cargas excéntricas de tracción.  $\Psi_{ec,N} = \frac{1}{(1 + \frac{2e'N}{3h_{ef}})} \leq 1.0$ .

$\lambda_a$ : factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano.

Tabla XXXV. **Factor de modificación para concreto de peso liviano**

Caso	$\lambda_a$
Anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto	$1\lambda$
Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el concreto	$0.8\lambda$
Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia de acuerdo con $N_{ba}$	$0.6\lambda$

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

Tabla XXXVI. **Factor de modificación de la composición de los agregados**

Concreto	Composición de los agregados	$\lambda$
Todos livianos	Fino: ASTM C330	0.75
	Grueso: ASTM C330	
Liviano, mezcla fina	Fino: combinación de ASTM C330 y C33	0.75 a
	Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana	Fino: ASTM C33	0.85
	Grueso: ASTM C330	
Arena, liviana, mezcla gruesa	Fino: ASTM C33	0.85 a
	Grueso: combinación de ASTM C330 y C33	1.00
Peso normal	Fino: ASTM C33	1
	Grueso: ASTM C33	

Fuente: American Concrete Institute. (2019) *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19.*

$\Psi_{ed,N}$ : factor de modificación por efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción:

$$\Psi_{ed,N} = 1.0 \text{ si } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef};$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \text{ si } c_{a,min} < 1.5h_{ef};$$

$\Psi_{c,N}$ : factor de modificación por fisuramiento del concreto, dado por:  $\Psi_{c,N} = 1.25$  para anclajes preinstalados,  $\Psi_{c,N} = 1.4$  para anclajes posinstalados, en el caso donde no haya fisuración del concreto para el nivel de cargas de servicio; y  $\Psi_{c,N} = 1.0$ , para anclajes preinstalados o posinstalados, donde haya fisuración del concreto para niveles de carga de servicio.

$\Psi_{cp,N}$ : factor de modificación para controlar el hendimiento, el cual deberá calcularse usando la distancia crítica  $c_{ac}$ , definida en la tabla XXIX.

$$\Psi_{cp,N} = 1.0 \text{ si } c_{a,min} \geq c_{ac} .$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \text{ si } c_{a,min} < c_{ac} .$$

Y en todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados,  $\Psi_{cp,N} = 1.0$ .

#### **4.2.1.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o posinstalado de expansión o con sobreperforación en su base**

La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o posinstalado de expansión o con sobreperforación en su base  $N_{pn}$ , no debe exceder:

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} * N_p \text{ (Ecuación 40)}$$

Donde:

$N_p$ : resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción de un perno, la cual se determina por medio de resultados de ensayos determinados por ACI 355.2, para anclajes de expansión post instalados. Y para anclajes preinstalados, la resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción se calcula con las ecuaciones 41 o 42, dependiendo si tiene una cabeza o un gancho respectivamente.

$$N_p = 8A_{brg}f'_c \text{ (Ecuación 41)}$$

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \text{ (Ecuación 42)}$$

$$\text{Donde: } 3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$$

$\Psi_{c,P}$ : factor de modificación por fisuramiento por extracción. En los casos en que el análisis indique fisuras al nivel de carga de servicio  $\Psi_{c,P} = 1$ . Y  $\Psi_{c,P} = 1.4$ , cuando el análisis indique que no hay fisuras al nivel de carga de servicio.

#### 4.2.1.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza

De acuerdo con el código de construcción para hormigón- ACI 318-19 (2019), para un anclaje individual con cabeza, con un embebido profundo cercano a un borde ( $h_{ef} > 2.5c_{a1}$ ), la resistencia nominal al desprendimiento lateral  $N_{sb}$ , no debe exceder:

$$N_{sb} = 160c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \text{ (Ecuación 43)}$$

Si  $c_{a2}$  para el anclaje con cabeza individual es menos que  $3c_{a1}$ , el valor de  $N_{sb}$  debe multiplicarse por el factor  $\frac{1+c_{a2}}{4c_{a1}}$  donde  $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$ .

Para un grupo de anclajes con cabeza, con embebido profundo localizados cerca de un borde ( $h_{ef} > 2.5c_{a1}$ ) y con un espaciamiento entre los anclajes menor que  $6c_{a1}$ , la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto  $N_{sbg}$ , no debe exceder:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \quad (\text{Ecuación 44})$$

Donde:

- $s$ : distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde
- $N_{sb}$ : viene de la ecuación 43, sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

#### 4.2.1.5 Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos.

La resistencia nominal en tracción por adherencia  $N_a$  de un anclaje individual o  $N_{ag}$  de un grupo de anclajes adheridos, no debe exceder:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} * \Psi_{ed,Na} * \Psi_{cp,Na} * N_{ba} \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} * \Psi_{ec,Na} * \Psi_{ed,Na} * \Psi_{cp,Na} * N_{ba} \quad (\text{Ecuación 46})$$

Donde:

$A_{Na}$ : es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual o de un grupo de anclajes, que debe aproximarse como un área compuesta de elementos rectos que se proyecta hacia afuera una distancia  $c_{Na}$ , medida desde el eje que pasa por el centro del anclaje adherido, o en el caso de un grupo de anclajes desde una línea que une los centros de una fila de anclajes

adyacentes.  $A_{Na}$  no debe exceder  $n * A_{Na0}$ , donde  $n$  es el número de anclajes adheridos en el grupo que resiste fuerzas de tracción.

$A_{Na0}$ : es el área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual, con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$ .

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$$

Donde:

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100}} \text{ (psi)}$$

$N_{ba}$ : la resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado, la cual no debe exceder de:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \text{ (Ecuación 47)}$$

Donde:

$\tau_{cr}$ : esfuerzo característico de adherencia, cuyo valor debe tomarse como el percentil 5 % de los resultados de ensayos realizados según ACI 355.4. O también puede tomarse el valor mínimo dado por la siguiente tabla, cuando se cumplan los siguientes cinco requisitos:

- Los anclajes cumplen los requisitos de ACI 355.4
- Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.
- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima de 2,500 psi.

- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos 21 días de edad.
- La temperatura del concreto en el momento de la instalación del anclaje es al menos 10 °C.

Tabla XXXVII. **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 °C	$\tau_{cr}$ (psi)	$\tau_{uncl}$ (psi)
Exterior	Seco a totalmente saturado	79	200	650
Interior	Seco	43	300	1000

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hormigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

Según el código de construcción para hormigón estructural- ACI 318-19 (2019), cuando el diseño del anclaje incluye cargas de tracción permanente, se debe multiplicar los valores de  $\tau_{cr}$  y  $\tau_{uncl}$  por 0.4.

Cuando el diseño del anclaje incluye fuerzas sísmicas para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D, E y F, según ASCE 7-16, se deberá multiplicar los valores de  $\tau_{cr}$  por 0.8 y los valores de  $\tau_{uncl}$  por 0.4.

$\Psi_{ec,Na}$ : el factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción, se calcula de la siguiente forma:

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1$$

$\Psi_{ed,Na}$ : el factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos individuales en tracción o grupos de anclajes adheridos en tracción, se calcula de la siguiente forma:

Si  $c_{a,min} \geq c_{Na}$ , entonces:  $\Psi_{ed,Na} = 1.0$

Si  $c_{a,min} < c_{Na}$ , entonces:  $\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$

$\Psi_{cp,Na}$ : el factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, se calcula de la siguiente forma:

Si  $c_{a,min} \geq c_{ac}$ , entonces:  $\Psi_{cp,Na} = 1.0$

Si  $c_{a,min} < c_{ac}$ , entonces:  $\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$

#### 4.2.2 Resistencia de diseño sísmico por corte

El diseño de los anclajes por fuerza cortante puede resumirse en la evaluación de los últimos tres tipos de falla presentados en la tabla XXX, los cuales son:

- Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante
- Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante
- Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

Cuando la componente de cortante de las fuerzas sísmicas al nivel de resistencia aplicada al anclaje, excede el 20 por ciento de la fuerza cortante mayorada total del anclaje, asociada con la misma combinación de carga, los anclajes y sus fijaciones deben diseñarse con una de las siguientes consideraciones:

- El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para la máxima fuerza cortante que pueda transmitirse al anclaje o grupo de anclajes, con base en que se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencias en el aditamento, ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones. Considerando la sobre resistencia del material y los efectos de endurecimiento por deformación en el aditamento.
- El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante que pueda ser transmitido a los anclajes por un aditamento que no fluya.
- El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan el caso de carga sísmica  $E$ , con este caso de carga incrementado por el factor de incremento de resistencia  $\Omega$ .

#### **4.2.2.1 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante**

La ACI 318-19 (2019), señala que “la resistencia nominal de un anclaje a cortante, cuando está controlada por el acero,  $V_{sa}$  “ (p.270), no debe exceder lo establecido en los siguientes tres puntos:

- Para pernos con cabeza preinstalados:

$$V_{sa} = A_{se,v} * f_{uta} \text{ (Ecuación 48)}$$

- Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho y para anclajes posinstalados, donde las camisas no se extiendan a través del plano de cortante:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} * f_{uta} \text{ (Ecuación 49)}$$

Donde:

- $A_{se,V}$ : es el área transversal efectiva de un anclaje individual a cortante, in<sup>2</sup>.
- $f_{uta}$ : no debe tomarse mayor que el menor entre  $1.9f_y$  y 125,000 psi.
- Para anclajes posinstalados donde las camisas se extiendan a través del plano de cortante,  $V_{sa}$  debe basarse en los resultados de los ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2

#### **4.2.2.2 Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante**

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante,  $V_{cb}$  en un anclaje individual o  $V_{cbg}$  de un grupo de anclajes no debe exceder:

- Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \text{ (Ecuación 50)}$$

- Para una fuerza cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \Psi_{ec,V} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \text{ (Ecuación 51)}$$

- Para una fuerza cortante paralela a un borde, se permite que  $V_{cb}$  o  $V_{cbg}$ , sea el doble del valor de la fuerza cortante, determinada por las

ecuaciones 50 o 51, respectivamente, suponiendo que la fuerza cortante actúa perpendicular al borde con  $\Psi_{ed,V} = 1.0$

- Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite al arrancamiento del concreto debe ser determinada para cada borde y usarse el menor valor.

Donde:

$A_{Vc}$ : área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de concreto en su borde, para un anclaje individual o para un grupo de anclajes.

$A_{Vco}$ : área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que  $1.5c_{a1}$  en dirección perpendicular a la fuerza cortante.  $A_{Vco} = 4.5 (c_{a1})^2$

$\Psi_{ec,V}$ : factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, debe calcularse como:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}\right)} \leq 1.0$$

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

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \text{ si } c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$$
$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \text{ si } c_{a2} < 1.5c_{a1}$$

$\Psi_{c,V}$ : factor de modificación por fisuramiento del concreto, debe determinarse por lo siguiente:

- Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que no hay fisuramiento debido a cargas de servicio,  $\Psi_{c,v} = 1.4$
- Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que sí hay fisuramiento debido a cargas de servicio, el valor de  $\Psi_{c,v}$  será el siguiente:

Tabla XXXVIII. **Factor de modificación por fisuramiento del concreto, cuando el análisis indique que sí hay fisuramiento debido a cargas de servicio**

Condición	$\Psi_{c,v}$
Para anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario, o con refuerzo de borde menor que una barra de diámetro No.4.	1
Para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro No.4 o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde.	1.2
Para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro No.4 o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 4 in.	1.4

Fuente: American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para hornigón estructural ACI 318-19 y comentarios ACI 318R-19*.

$\Psi_{h,v}$ : factor de modificación por espesor, cuando los anclajes están ubicados en un elemento de concreto, donde  $h_a < 1.5c_{a1}$ , entonces:

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$

$V_b$ : resistencia básica al arrancamiento del concreto por cortante para un solo anclaje. La cual debe ser el menor valor entre las ecuaciones 52 y 53:

$$V_b = \left( 7 * \frac{l_e^{0.2}}{d_a} * \sqrt{d_a} \right) * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * c_{a1}^{1.5} \quad (\text{Ecuación 52})$$

$$V_b = 9\lambda_a * \sqrt{f'_c} * c_{a1}^{1.5} \quad (\text{Ecuación 53})$$

Donde:

$l_e = h_{ef}$  para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección embebida, tal como anclajes con cabeza y anclajes posinstalados con una camisa tubular en toda la longitud de embebido.

$l_e = 2d_a$  para anclajes de expansión de torque controlado con una camisa distanciadora, separada de la camisa de expansión, y  $l_e \leq 8d_a$  en todos los casos.

#### 4.2.2.3 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

La resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por cortante, para un anclaje individual  $V_{cp}$  o para un grupo de anclajes  $V_{cpg}$ , no debe exceder:

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cp} \quad (\text{Ecuación 54})$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cpg} \quad (\text{Ecuación 55})$$

Donde:

- $N_{cp}$ : resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje, el cual debe tomarse como  $N_{cb}$  para anclajes preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base. Y debe tomarse como el menor entre  $N_a$  y  $N_{cb}$  para anclajes adheridos.
- $N_{cpg}$ : resistencia básica al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, el cual debe tomarse como  $N_{cbg}$  para anclajes preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base. Y debe tomarse como el menor entre  $N_{ag}$  y  $N_{cbg}$  para anclajes adheridos.
- $k_{cp}$ : coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje, el cual se calcula de la siguiente forma:

$$k_{cp} = 1.0 \text{ para } h_{ef} < 2.5 \text{ in}$$

$$k_{cp} = 2.0 \text{ para } h_{ef} \geq 2.5 \text{ in}$$

#### 4.2.2.4 Resistencia de diseño sísmico por la interacción entre tensión y corte

ACI 318-19 (2019), recomienda que cuando se encuentran presentes, “tanto una fuerza axial  $N_{ua}$  como una fuerza cortante  $V_{ua}$ , se deben considerar los efectos de interacción utilizando una expresión de interacción, que incluya un cálculo de la resistencia que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos representativos” (p.252)

Si  $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción:  $\phi N_n \geq N_{ua}$ .

Si  $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$  para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante:  $\phi N_n \geq N_{ua}$ .

Si  $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} > 0.2$  para la resistencia que gobierne en cortante y  $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} > 0.2$  para la resistencia que gobierne en tracción, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (\text{Ecuación 56})$$



## 5. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### 5.1. Estudio A: “Muros de mampostería tabiques o de fachada”

Para este tipo de componente no estructural, se utilizaron los siguientes parámetros de acuerdo con ASCE 7-16 y AGIES NSE 2-18:

- $a_p = 1$  (factor de amplificación del componente)
- $S_{CS} = 1.5$  (aceleración espectral de diseño para períodos cortos)
- $I_p = 1$  (factor de importancia para el componente)
- $R_p = 2.5$  (factor de modificación de respuesta del componente)
- $W_p = 1611.96 \text{ kg}$  (peso del componente no estructural)

El peso del componente se obtuvo asumiendo una altura de piso de 4 m, una longitud de diseño de 1 m, con una densidad del conjunto de block y refuerzo de  $2,121 \text{ kg/m}^3$ , y un espesor de 19 cm de pared.

- $F_{p-min} = 0.3 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 35)
- $F_{p-min} = 725.38 \text{ kg}$
- $F_{p-max} = 1.6 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 36)
- $F_{p-max} = 3,868.70 \text{ kg}$

### 5.1.1. Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural

En la tabla XXXIX, se presentan las fuerzas sísmicas que se obtuvieron para una longitud de 1 m de muro de mampostería, los valores de las demandas a cortante y a tracción mayoradas son los valores de la combinación de carga más crítica (se dividió en dos la fuerza cortante porque se considera que la mitad de esta fuerza es soportada por el anclaje inferior). Y los valores de las demandas de diseño, a cortante y a tracción, son los valores que tendrán que soportar cada anclaje superior si se separan a 0.80 m, como se plantea en esta evaluación. En las hojas de cálculo de los apéndices 1, 4 y 7 se encuentra el desarrollo completo de este análisis

Tabla XXXIX. **Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: muro de mampostería de 19 cm de ancho y 4 m de alto**

Relación de elevaciones		z/h=0	z/h=0.5	z/h=1
Fuerza sísmica horizontal	<b>F<sub>A1</sub> (kg)</b>	725.38	773.74	1160.61
Fuerza sísmica concurrente vertical	<b>F<sub>A1v</sub> (kg)</b>	483.59	483.59	483.59
Demanda a cortante mayorada	<b>V (kg)</b>	378.66	403.91	605.86
Demanda a tracción mayorada	<b>N (kg)</b>	483.59	483.59	483.59
Demanda a cortante de diseño	<b>V<sub>ua</sub>(kg)</b>	302.93	323.13	484.69
Demanda a tracción de diseño	<b>N<sub>ua</sub> (kg)</b>	386.87	386.87	386.87

Fuente: elaboración propia.

### 5.1.2. Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural

Se diseñó el reforzamiento para dos casos. En la tabla XL, se presentan los resultados de las resistencias del primer caso, donde el muro está anclado por la parte superior a una losa y no se consideran bordes cerca de los anclajes. En las hojas de cálculo de los apéndices 2, 5 y 8, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

En la tabla XLI, se presentan las resistencias del segundo caso, donde el muro está anclado por la parte superior a una viga y se considera que los anclajes están cerca de un borde. En las hojas de cálculo de los apéndices 3, 6 y 9 se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

Tabla XL. **Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de  $\varnothing 4/8$ " cada 80 cm del componente: muro de mampostería, de 19 cm de ancho y 4 m de alto caso 1: anclaje superior a una losa**

Relación de elevaciones	Resistencia de diseño, anclajes a una losa @0.80m					
	Tracción			Cortante		Interacción tracción + cortante
	Demanda de diseño	Resistencia del acero	Resistencia por adherencia	Demanda de diseño	Resistencia del acero	Relación demanda / capacidad

Continuación tabla XL

	$N_{ua}$ (kg)	$\phi N_{sa}$ (kg)	$N_{ua} / \phi N_{sa}$	$0.75 \phi N_a$ (kg)	$N_{ua} / 0.75 \phi N_a$	$V_{ua}$ (kg)	$\phi V_{sa}$ (kg)	$V_{ua} / \phi V_{sa}$	$N_{ua} / \phi N_n$	$V_{ua} / \phi V_n$	$N_{ua} / \phi N_n + V_{ua} / \phi V_n$
<b>1</b> <b>z/</b> <b>h</b> <b>=</b> <b>0</b>	386.	7,61	5.08	520.6	74.31	302.	3,95	7.6	74.3	7.6	81.96
	87	4.86	%		%	93	9.73	5%	1%	5%	%
<b>2</b> <b>z/</b> <b>h</b> <b>=</b> <b>0.</b> <b>5</b>	386.	7,61	5.08	520.6	74.31	323.	3,95	8.1	74.3	8.1	82.47
	87	4.86	%		%	13	9.73	6%	1%	6%	%
<b>3</b> <b>z/</b> <b>h</b> <b>=</b> <b>1</b>	386.	7,61	5.08%	520.6	74.31	484.	3,95	12.2	74.3	12.2	86.55
	87	4.86			%	69	9.73	4%	1%	4%	%

Fuente: elaboración propia

## 5.2. Estudio B: “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamiento ranurados”

En la tabla XLI se presenta un resumen de las resistencias de los anclajes adheridos de  $\varnothing 4/8$  cada 80 cm del componente: muro de mampostería, de 19 cm de ancho y 4 m de alto. Caso 2: anclaje superior a una viga.

Tabla XLI. **Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de  $\varnothing 4/8$  cada 80 cm del componente: muro de mampostería, de 19 cm de ancho y 4 m de alto. Caso 2: anclaje superior a una viga**

Relación de elevaciones		Resistencia de diseño, anclajes a una viga @0.80m										
		Tracción					Cortante			Interacción tracción + cortante		
		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Resistencia por adherencia		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Relación demanda / capacidad		
		$N_{ua}$ (kg)	$\phi N_{sa}$ (kg)	$N_{ua}$ / $\phi N_{sa}$	$0.75$ $\phi N_a$ (kg)	$N_{ua}$ / $0.7$ $5\phi N_a$	$V_{ua}$ (k g)	$\phi V_{sa}$ (kg)	$V_{ua}$ / $\phi V_{sa}$	$N_{ua}$ / $\phi N_n$	$V_{ua}$ / $\phi V_n$	$N_{ua}$ / $\phi N_n$ + $V_{ua}$ / $\phi V_n$
1	$z/h=0$	386 .87	7,614 .86	5.0 8%	461. 14	83.8 9%	302. 93	3,959 .73	7.65 %	83.8 9%	7.6 5%	91.5 4%
2	$z/h=0.5$	386 .87	7,614 .86	5.0 8%	461. 14	83.8 9%	323. 13	3,959 .73	8.16 %	83.8 9%	8.1 6%	92.0 5%
3	$z/h=1$	386 .87	7,614 .86	5.0 8%	461. 14	83.8 9%	484. 69	3,959 .73	12.2 4%	83.8 9%	12. 24 %	96.1 3%

Fuente: elaboración propia.

Para este tipo de componente no estructural, se utilizaron los siguientes parámetros de acuerdo con ASCE 7-16 y AGIES NSE 2-18:

- $\alpha_p = 2.5$  (factor de amplificación del componente)
- $S_{CS} = 1.5$  (aceleración espectral de diseño para períodos cortos)
- $I_p = 1.5$  (factor de importancia para el componente)
- $R_p = 6$  (factor de modificación de respuesta del componente)
- $W_p = 24.15 \text{ kg}$  (peso de 1 m de longitud de tubo ASTM A53 CED 40 de 4" de diámetro, considerando la situación cuando va llena de agua)
- $F_{p-min} = 0.3 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 35)
- $F_{p-min} = 16.30 \text{ kg}$
- $F_{p-max} = 1.6 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 36)
- $F_{p-max} = 86.95 \text{ kg}$

### 5.2.1. Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural

En este estudio se consideraron dos casos: en la tabla XLII, se presentan las demandas de diseño donde la tubería no se encuentra embreizada lateralmente y la fuerza lateral sísmica provoca un momento flector en el anclaje, debido a la separación entre el anclaje y el centro de masa de la tubería, ya que la tubería debe pasar debajo de las vigas de la edificación. Así mismo, se presenta en la tabla XLIII, que incluye los valores de las demandas de diseño que se obtuvieron. En el caso de la tubería, se encontró embreizada lateralmente.

Para ambos casos, los valores de las demandas a cortante y a tracción mayoradas son los valores de la combinación de carga más crítica. Y los valores de las demandas de diseño, a cortante y a tracción, son los valores que tendrá que soportar cada anclaje de varilla roscada de diámetro 4/8", separados a 2.00 m.

Tabla XLII. **Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: tubería de red contra incendios. Caso 1: no hay embreizamiento lateral**

Relación de elevaciones		z/h=0	z/h=0.5	z/h=1
Fuerza sísmica horizontal	<b>F<sub>B</sub> (kg)</b>	16.30	18.11	27.17
Fuerza sísmica concurrente vertical	<b>F<sub>Bv</sub> (kg)</b>	7.25	7.25	7.25
Demanda a cortante mayorada	<b>V (kg)</b>	17.02	18.91	28.37
Demanda a tracción mayorada	<b>N (kg)</b>	1063.21	1177.32	1747.86
Demanda a cortante de diseño	<b>V<sub>ua</sub>(kg)</b>	34.04	37.82	56.74
Demanda a tracción de diseño	<b>N<sub>ua</sub> (kg)</b>	2126.42	2354.64	3495.72

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. **Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: tubería de red contra incendios. Caso 2: Sí hay embreizamiento lateral**

Relación de elevaciones		z/h=0	z/h=0.5	z/h=1
Fuerza sísmica horizontal	<b>F<sub>B</sub> (kg)</b>	16.30	18.11	27.17
Fuerza sísmica concurrente vertical	<b>F<sub>Bv</sub> (kg)</b>	7.25	7.25	7.25
Demanda a cortante mayorada	<b>V (kg)</b>	0.00	0.00	0.00
Demanda a tracción mayorada	<b>N (kg)</b>	36.23	36.23	36.23
Demanda a cortante de diseño	<b>V<sub>ua</sub>(kg)</b>	0.00	0.00	0.00
Demanda a tracción de diseño	<b>N<sub>ua</sub> (kg)</b>	72.46	72.46	72.46

Fuente: elaboración propia.

En las hojas de cálculo de los apéndices 10, 13 y 16, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

### **5.2.2. Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural**

Para el diseño del reforzamiento de los anclajes de la tubería de red contra incendio, se consideró utilizar varillas roscadas AISI 1006, de diámetro 4/8" epoxicados 7 cm a una losa (no hay bordes cerca de los anclajes).

En la tabla XLIV, se encuentra el resumen de los resultados de las resistencias del primer caso, donde la tubería no está embreizada lateralmente. En las hojas de cálculo de los apéndices 11,14 y 17, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

En la tabla XLV, se presentan los resultados de las resistencias del segundo caso, donde sí se considera un embreizamiento lateral de la tubería. En las hojas de cálculo de los apéndices 12, 15 y 18, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

Tabla XLIV. **Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de Ø4/8” cada 2.00 m del componente: tubería de Ø4/8” de red contra incendios suspendida en una losa. Caso 1: sin embreizamiento lateral**

Relación de elevaciones		Resistencia de diseño, anclajes Ø4/8 a una losa @2.00m, sin embreizamiento lateral										
		Tracción					Cortante			Interacción tracción + cortante		
		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Resistencia por adherencia		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Relación demanda / capacidad		
			N <sub>ua</sub> (kg)	φN <sub>sa</sub> (kg)	N <sub>ua</sub> / φN <sub>sa</sub>	0.75 φN <sub>a</sub> (kg)		N <sub>ua</sub> / 0.75 φN <sub>a</sub>	V <sub>ua</sub> (kg)			
<b>1</b>	z/h= 0	2126 .42	3,045 .94	69.81 %	520.5 8	408.4 7%	34. 04	1,583 .89	2.15 %	408.4 7%	2.15 %	410.6 2%
<b>2</b>	z/h= 0.5	2354 .64	3,045 .94	77.30 %	520.5 8	452.3 1%	37. 82	1,583 .89	2.39 %	452.3 1%	2.39 %	454.7 0%
<b>3</b>	z/h= 1	3495 .72	3,045 .94	114.7 7%	520.5 8	671.5 0%	56. 74	1,583 .89	3.58 %	671.5 0%	3.58 %	675.0 9%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Resumen de resistencias de los anclajes adheridos de Ø4/8” cada 2.00m del componente: tubería de Ø4/8” de red contra incendios suspendida en una losa. Caso 2: Con embreizamiento lateral**

Relación de elevaciones		Resistencia de diseño, anclajes Ø3/8 a una losa @2.00m, con embreizamiento lateral							
		Tracción					Cortante		
		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Resistencia por adherencia		Demanda de diseño	Resistencia del acero	
		$N_{ua}$ (kg)	$\phi N_{sa}$ (kg)	$N_{ua} / \phi N_{sa}$	$0.75 \phi N_a$ (kg)	$N_{ua} / 0.75 \phi N_a$	$V_{ua}$ (kg)	$\phi V_{sa}$ (kg)	$V_{ua} / \phi V_{sa}$
1	z/h=0	72.46	3,045.94	2.38%	520.58	13.92%	0.00	1,583.89	0.00%
2	z/h=0.5	72.46	3,045.94	2.38%	520.58	13.92%	0.00	1,583.89	0.00%
3	z/h=1	72.46	3,045.94	2.38%	520.58	13.92%	0.00	1,583.89	0.00%

Fuente: elaboración propia.

### 5.3. Estudio C: “Unidad de aire acondicionado”

Para este tipo de componente no estructural, se utilizaron los siguientes parámetros de acuerdo con ASCE 7-16 y AGIES NSE 2-18:

- $a_p = 2.5$  (factor de amplificación del componente)
- $S_{CS} = 1.5$  (aceleración espectral de diseño para períodos cortos)
- $I_p = 1$  (factor de importancia para el componente)
- $R_p = 6$  (factor de modificación de respuesta del componente)
- $W_p = 27 \text{ kg}$  (peso del componente no estructural)

- $F_{p-min} = 0.3 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 35)
- $F_{p-min} = 12.15 \text{ kg}$
- $F_{p-max} = 1.6 S_{CS} I_p W_p$  (Ecuación 36)
- $F_{p-max} = 64.8 \text{ kg}$

### 5.3.1. Análisis de la demanda sísmica del componente no estructural

Se presentan en la tabla XLVI, los valores de las demandas a cortante y a tracción mayoradas, los cuales se obtuvieron de la combinación de carga más crítica. Así mismo, los valores de las demandas de diseño, a cortante y a tracción, que son los valores que tendrán que soportar cada uno de los 4 anclajes de varilla roscada de diámetro 3/8" que sostienen la unidad de aire acondicionado.

Tabla XLVI. Resumen de la demanda a cortante y tracción del componente: unidad de aire acondicionado

Relación de elevaciones		z/h=0	z/h=0.5	z/h=1
Fuerza sísmica horizontal	$F_C$ (kg)	12.15	13.50	20.25
Fuerza sísmica concurrente vertical	$F_{Cv}$ (kg)	8.10	8.10	8.10
Demanda a cortante mayorada	$V$ (kg)	12.15	13.50	20.25
Demanda a tracción mayorada	$N$ (kg)	40.50	40.50	40.50
Demanda a cortante de diseño	$V_{ua}$ (kg)	3.04	3.37	5.06
Demanda a tracción de diseño	$N_{ua}$ (kg)	10.12	10.12	10.12

Fuente: elaboración propia.

En las hojas de cálculo de los apéndices 19, 21 y 23, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

### **5.3.2. Diseño del reforzamiento de los anclajes del componente no estructural**

Para el diseño del reforzamiento de los anclajes de la unidad de aire acondicionado, se consideró utilizar 4 varillas roscadas, AISI 1006, de diámetro 3/8" epoxicados 7 cm a una losa (no hay bordes cerca de los anclajes), por lo que las demandas de diseño a cortante y tracción que recibe cada varilla es  $\frac{1}{4}$  de la demanda total mayorada que aparece en la tabla XLVI.

En la tabla XLVII, se encuentra el resumen de los resultados de las resistencias de cada anclaje. En las hojas de cálculo de los apéndices 20, 22 y 24, se encuentra el desarrollo completo de este análisis.

Tabla XLVII. **Resumen de resistencias de cada uno de los anclajes adheridos de  $\varnothing 3/8$ " del componente: unidad de aire acondicionado**

Relación de elevaciones		Resistencia de diseño, anclajes a una losa							
		Tracción					Cortante		
		Demanda de diseño	Resistencia del acero		Resistencia por adherencia		Demanda de diseño	Resistencia del acero	
		$N_{ua}$ (kg)	$\phi N_{sa}$ (kg)	$N_{ua} / \phi N_{sa}$	$0.75 \phi N_a$ (kg)	$N_{ua} / 0.75 \phi N_a$	$V_{ua}$ (kg)	$\phi V_{sa}$ (kg)	$V_{ua} / \phi V_{sa}$
<b>1</b>	<b>z/h=0</b>	10.12	1,713.34	<b>0.59%</b>	<b>390.44</b>	<b>2.59%</b>	<b>3.04</b>	890.94	<b>0.34%</b>
<b>2</b>	<b>z/h=0.5</b>	10.12	1,713.34	0.59%	390.44	2.59%	3.37	890.94	0.38%
<b>3</b>	<b>z/h=1</b>	10.12	1,713.34	0.59%	390.44	2.59%	5.06	890.94	0.57%

Fuente: elaboración propia.



## 6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 6.1. Estudio A: muros de mampostería tabiques o de fachada

En el estudio de los anclajes de un muro de mampostería de 19 cm de ancho y 4 m de alto, se hizo el análisis de dos situaciones que se presentan comúnmente en la práctica: (1) Cuando el anclaje superior remata a una losa; y (2) cuando el anclaje superior remata a una viga. En donde, en ambos casos, se utilizaron anclajes de las siguientes características:

- Acero A615 Grado 60,  $F_y=60,000$  psi
- Diámetro exterior del anclaje: 4/8"
- Profundidad embebida del anclaje: 7 cm
- Esfuerzo de adherencia en concreto fisurado:  $\tau_{cr}=545$  psi
- Esfuerzo de adherencia en concreto no fisurado:  $\tau_{unfr}=1286$  psi

#### 6.1.1. Caso 1: anclaje del muro de mampostería a una losa (no hay anclajes cerca de un borde)

Según la tabla XXXIX, la componente vertical de la demanda sísmica no se ve afectada con la ubicación del componente no estructural dentro de la edificación  $z/h$ . Por lo que, la relación entre la demanda sísmica y la capacidad a tracción de los anclajes no varían con respecto a la altura. Independientemente, si el anclaje estuviera cerca de un borde, tablas XL y XLI.

Por otro lado, el componente horizontal de la demanda sísmica sí aumenta con respecto al incremento de la altura del componente no estructural dentro de

la edificación  $z/h$ . Hubo un incremento de un 4.59 % en la exigencia de la resistencia del acero del anclaje en cortante, debido al cambio de la altura en la base y la altura en el punto más alto de la edificación, como se puede observar en las tablas XL y XLI.

La interacción entre tracción y cortante más crítica fue también en la altura del punto más alto de la edificación, donde se combinó una exigencia de 86.55 % de un 120 %, admisible para anclajes separados cada 80 cm.

#### **6.1.2. Caso 2: anclaje del muro de mampostería a una viga (hay anclajes cerca de un borde)**

En el caso donde el muro se encuentra anclado por la parte superior a una viga de concreto, los anclajes están próximos al borde, por lo que se consideró la ubicación del rostro del muro alineada al rostro de la viga, para fines prácticos, ya que se suele usar este detalle en arquitectura.

La interacción entre tracción y cortante más crítica fue también en la altura del punto más alto de la edificación, donde se combinó una exigencia de 96.13 % de un 120 % admisible para anclajes separados cada 80 cm.

#### **6.2. Estudio B: tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados**

En el estudio de los anclajes de una tubería de red contra incendios, se hizo el análisis de dos situaciones, con el objetivo de resaltar los efectos sísmicos que impactan en este componente no estructural: (1) no incluye embreizamiento lateral (2) Incluye embreizamiento lateral. En donde en ambos casos, se hicieron las siguientes consideraciones:

- Tubería ASTM A53 STD de diámetro 4”
- Diámetro exterior del anclaje: 4/8”
- Material del anclaje: varilla roscada SAE AISI 1006,  $F_y=24\text{ksi}$
- Profundidad embebida del anclaje: 7 cm
- Esfuerzo de adherencia en concreto fisurado:  $\tau_{cr}=545\text{ psi}$
- Esfuerzo de adherencia en concreto no fisurado:  $\tau_{uncr}=1286\text{ psi}$

### 6.2.1. Caso 1: la tubería no cuenta con embreizamiento lateral

La demanda sísmica en el caso donde no se considere un embreizamiento lateral de la tubería excede la capacidad de los anclajes, específicamente, en la resistencia por adherencia del anclaje. Es por esto por lo que se requieren estos apoyos laterales en las instalaciones. Según la tabla XLIV, la resistencia combinada de la interacción entre tracción y cortante se ve superada en cuatro veces, si el componente se encuentra en la base de la edificación y se ve superada hasta 6 veces, si este mismo componente estuviera ubicado en el punto más alto del edificio.

### 6.2.2. Caso 2: la tubería sí cuenta con embreizamiento lateral

En la tabla XLIII, se puede observar que, debido al embreizamiento lateral, no existe una demanda a cortante en el anclaje de la tubería, ya que esta ha sido absorbida por el embreizamiento. Por ello, solo se consideró el efecto de la fuerza sísmica vertical concurrente en el anclaje.

La demanda sísmica de los anclajes de la tubería no supera más del 14 % de la resistencia en tracción y no se considera, en este caso, que esté esforzado en cortante. En este estudio, no se tuvo que verificar la interacción de los efectos en tracción y cortante en los anclajes, debido a que  $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.20$  para

la resistencia que gobierna en cortante. Así como  $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.20$  para la resistencia que gobierna en tracción. Por lo que se permite utilizar la resistencia total en tracción y en cortante independientemente.

Se evidencia la necesidad de colocar arriostramientos laterales, para evitar que el movimiento de las tuberías no genere esfuerzos mayores a los que pueden soportar sus anclajes al concreto de los elementos principales de la edificación.

### **6.3. Estudio C: unidad de aire acondicionado”**

Se hicieron las siguientes consideraciones:

- Unidad para interiores Samsung Cassette 360, Split system
- Modelo: AC048KN4DCH/AA
- Diámetro exterior del anclaje: 3/8”
- Material del anclaje: varilla roscada SAE AISI 1006,  $F_y=24\text{ksi}$
- Profundidad embebida del anclaje: 7 cm
- Esfuerzo de adherencia en concreto fisurado:  $\tau_{cr}=545\text{ psi}$
- Esfuerzo de adherencia en concreto no fisurado:  $\tau_{uncr}=1286\text{ psi}$

Como puede observarse en la tabla XLVI, el componente vertical de la demanda sísmica no se ve afectada con la ubicación del componente no estructural dentro de la edificación  $z/h$ , ya que se mantiene con un valor de 8.1kg. La geometría de los cuatro soportes de la unidad de aire acondicionado hace que no se genere un momento flector ocasionado por la fuerza sísmica horizontal y la distancia, desde el anclaje hacia el centro de masa del equipo, por lo que la fuerza a tracción que debe soportar cada anclaje, únicamente es la

parte proporcional del peso del equipo y la parte proporcional de la fuerza sísmica vertical concurrente.

La fuerza cortante que debe soportar cada anclaje sí aumenta con respecto a la ubicación dentro del edificio  $z/h$ . Sin embargo, debido al bajo peso de este equipo (59 lb), la fuerza sísmica horizontal no afecta tanto el diseño de los anclajes de este componente, tal como ASCE 7-16 indica en los requisitos que debe cumplir un componente para ser analizado mediante esta metodología: *“El componente debe pesar al menos 20 libras, o 5 lb/ft en el caso de un sistema de distribución”* (ASCE/SEI , 2017, p.80 ).

Debido a los porcentajes bajos de la relación de demanda y capacidad de las resistencias a tracción y cortante de los anclajes de este componente (todos menores a 20 %), no fue necesario analizar la interacción entre tracción y cortante de los anclajes.



## CONCLUSIONES

1. Los datos obtenidos con los estudios “A, B y C” demuestran que la variación de la altura de la ubicación de los componentes no estructurales: “muro de mampostería”, “tubería de red contra incendios” y “unidad de aire acondicionado”, provocan un aumento en el nivel de exigencia del reforzamiento de sus soportes.
2. El diseño del reforzamiento de los anclajes de cualquier componente no estructural depende de la separación de anclajes, la profundidad efectiva, la distancias a bordes, la separación mínima entre anclajes, la resistencia a la adherencia (en caso de ser un anclaje adherido) o el tamaño de la cabeza (en caso de ser un anclaje de expansión), por lo que se buscó dejar la mayor cantidad de variables fijas para evaluar solamente los efectos de la variación de la altura de la ubicación del componente no estructural.
3. Se debe sustituir la variable “ $S_{DS}$ ” (según nomenclatura de ASCE 7-16), por la variable “ $S_{CS}$ ” (correspondiente a la aceleración espectral para períodos cortos), para poder utilizar los parámetros locales sísmicos de la norma guatemalteca AGIES NSE 2018.
4. El análisis del estudio “A” indica que es factible anclar (de la forma descrita en el apéndice 1) por la parte superior de un muro de mampostería, ya sea el anclaje a una losa o a una viga, desde la base del edificio hasta el último nivel de un edificio de marcos dúctiles de concreto reforzado de hasta 25 m de alto.

5. El análisis del estudio “B” indica que es factible anclar (de la forma descrita en los apéndices 10 al 18) una tubería de red contra incendios, siempre que haya un arriostramiento lateral, desde la base del edificio hasta el último nivel de un edificio de marcos dúctiles de concreto reforzado de hasta 25 m de alto.
  
6. El análisis del estudio “C” indica que es factible anclar (de la forma descrita en los apéndices 19 al 24) una unidad de aire acondicionado desde la base del edificio hasta el último nivel de un edificio de marcos dúctiles de concreto reforzado de hasta 25 m de alto.

## RECOMENDACIONES

1. Implementar en futuras investigaciones, los efectos de la interacción suelo – estructura para el análisis de la fuerza lateral equivalente que afecta a los componentes no estructurales.
2. Considerar los efectos del “análisis dinámico de la estructura principal”, para evaluar las demandas sísmicas de los “componentes no estructurales”.
3. Analizar otros casos de separaciones de anclajes para los estudios “A” y “B” realizados sobre muros de mampostería y tuberías de red contra incendio, para obtener valores más eficientes de diseño de: diámetro de varilla de anclaje y profundidad efectiva del anclaje para cada ubicación vertical del componente no estructural dentro de la edificación.



## REFERENCIAS

1. Acuerdo Número 05-2011- Normas de Reducción de Desastres número dos (NRD-2). Diario de Centroamerica. Guatemala. 27 de julio de 2011. Recuperado de [https://conred.gob.gt/normas/NRD2/Acuerdo\\_04-2011\\_NRD2.pdf](https://conred.gob.gt/normas/NRD2/Acuerdo_04-2011_NRD2.pdf)
2. American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318SUS-14) y comentario (ACI 318SUSR-14)*. Michigan: Autor.
3. American Concrete Institute (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)*. [Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19) y comentario (ACI 318R-19)]. Michigan: Autor.
4. Asociacion de Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sismica. (2010). *Notas aclaratorias para la aplicación de las normas*. Guatemala, Guatemala: AGIES. Recuperado de <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2019/02/agies-nse-10-notas-aclaratorias.pdf>
5. Asociacion de Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sismica. (2017). *Historia de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica*. Guatemala. Recuperado de <http://www.agies.org/wp-content/uploads/2018/03/Historia-de-AGIES-2017.pdf>

6. Asociacion de Guatemala de Ingeniería Estructural y Sismica. (2018). *NSE 3-18 Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala. Recuperado de <https://www.agies.org/bibliotecas/>
7. Asociacion de Guatemala de Ingeniería Estructural y Sismica. (2018). *NSE 3-18 Diseño estructural de edificaciones* (Edición Beta). Guatemala. Recupeado de <https://www.agies.org/bibliotecas/>
8. Asociacion de Guatemala de Ingeniería Estructural y Sismica. (2018). *NSE 6: Evaluación y rehabilitación de obras existentes*. Guatemala. Recuperado de . <https://www.agies.org/bibliotecas/>
9. Bozorgnia, Y., y Bertero, V. (2004). *Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based engineering*. [Ingeniería Sísmica: De Ingeniería sísmológica a Ingeniería basada por desempeño].New York, Estado Unidos Americanos: International Code Council CRC Press.
10. Burgos, M., y del Pozo, J. (2007). *Estudio de la metodología "diseño por capacidad" en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño*. (Tesis de maestria). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
11. Comartin, C., Niewiarowski, R., Freeman, S., y Turner, F. (Febrero, 2000). Seismic retrofit and evaluation of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 document. [Reacondicionamiento sísmico y evaluación de construcción de concreto: una descripción práctica del documento ATC 40] *Earthquake Spectra* 16(1), 241-

262. Recuperado de  
<https://journals.sagepub.com/doi/pdf/10.1193/1.1586093>

12. Dardón, J. (2004). *Reducción de vulnerabilidad en edificios de concreto . Guatemala*. (Tesis de maestría). Universidad del Valle de Guatemala, Guatemala.
13. Decreto 926. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10. Diario Oficial de Colombia. Bogotá. 19 de marzo de 2010.
14. Ding, D. A. (1990). Architecture, building contents, and building systems. .[Arquitectura, contenidos dentro de edificaciones y sistemas de construcción]. *Earthquake Spectra*, .6 (S1), .339-377.
15. Eligehausen, R., Cook, R., y Appl, J. (2006). Behavior and design of adhesive bonded anchors. .[Comportamiento y diseño de anclajes con aditivos] *ACI Structural Journal*, 103, (6), 822-831. Recuperado de <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/51685502>
16. European Committee for Standardization. (2004). *European Standard EN 1998-1*. Bruselas: Editorial: Autor. Recuperado de <https://www.phd.eng.br/wpcontent/uploads/2015/02/en.1998.1.2004.pdf>

17. Fardis, M. (2009). *New development in technology and standards for reinforced concrete in Europe and Japan*. Greece: Department of Civil Engineering, University of Patras, GR.
18. Freeman, J. (1932). *Earthquake damage and earthquake insurance*. [Daño sísmico y seguros contra terremotos]. New York, Estados Unidos de América: McGraw-Hill.
19. Geschwind, C. (1996). *Earthquakes and their interpretation: The campaign for seismic safety in California*. [Sismos y su interpretación: La campaña por la seguridad sísmica en California] (Tesis de doctorado). Universidad Johns Hopkins, Estados Unidos de América.
20. Goupil, J. (Julio,2013). ASCE 7 and the Standards Development Process. [ASCE 7 y el proceso de desarrollo de estándares] Structure magazine. Recuperado de <https://www.structuremag.org/?p=387>
21. Hernandez, R., y Fernández, C. B. (2006). Metodología de la investigación. México D.F, México: McGraw-Hill Interamericana.
22. Housner, G. (Julio,1984). Historical view of earthquake engineering. *8th World Conference on Earthquake Engineering*. [8a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica]. Conferencia llevada a cabo en San Francisco, Estados Unidos de América.
23. Ingham, J., Bull, D, y Twigden, K. ( Octubre, 2015). Remembering Professors Paulay, Park and Priestley. *Conferencia The New*

*Zealand Concrete Industry*. [La industria del concreto en Nueva Zelanda]. Conferencia llevada a cabo en Rotorua, Nueva Zelanda

24. International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*. California, Estados Unidos: ICBO. Recuperado de <http://docshare02.docshare.tips/files/21143/211437604.pdf>
25. Instituto Nacional de Normalización. (2017). Norma Chilena *NCh 3171. Diseño estructural y disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago de Chile, Chile: División de Normas del Instituto Nacional de Normalización.
26. Lew, H. (1971). *Engineering aspects of the 1971 San Fernando Earthquake Science Series 40*. [Aspectos ingenieriles del sismo de San Fernando de 1971]. Washington, Estados Unidos: Building Research División, National Bureau of Standards.
27. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2013). *NTM 001: Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales*. Santiago de Chile: Comité Técnico del Instituto de la Construcción.
28. Ministerio de Vivienda, C. y. (2016). *Reglamento nacional de edificaciones Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Autor.
29. Miranda, E. (Junio, 2012). Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra* 28, (1), 453-471.

30. Mondal, J. ( Diciembre, 2005). Design of non-structural elements for buildings: A review of codal provisions. *The indian concrete journal*, 79 (1), 22-28. Recuperado de <https://www.icjonline.com/archives/2019/12>
31. Montaña Peña, M. (2010). *Análisis "Push-over" de edificios con pórticos de acero en Bogotá*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
32. Nájera, H. R. (2009). *Análisis no lineal por secuencia de construcción*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.
33. National Institute of Standards and Technology . (2017). *Sesmic Analysis, Design, and Installation of Nonstructural Components and Systems- Background and Recommendations for Future Work*. . California: Applied Technology Council.
34. National Earthquake Hazards Reduction Program. (2000). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildigns and other structures*. Washington: Building Seismic Safety Council
35. Pacific Earthquake Engineering Research (15 de Marzo de 2016). *The Karl V. Steinbrugge Slide and Photograph Collection*. Berkeley California: National Information Service for Earthquake Engineering. Recuperado de NISEE/PEER/UCB National Information Service for Earthquake Engineering.
36. Northridge Earthquake Reconnaissance Team. (1995). *Northridge Earthquake Reconnaissance Report. Earthquake Spectra*.

37. Pacific Coast Building Officials. (1927). Uniform Building Code. *International Conference of Building Officials*. Conferencia llevado a cabo en Long Beach, California, Estados Unidos Americanos.
38. Park, R., y Paulay, T. (1975). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Christchurch, Nueva Zelanda: Universidad de Canterbury .
39. Reitherman, R. (2006). *Robert Park and Tom Paulay in Connections: The EERI Oral History Series. Earthquake Engineering*. California, Estados Unidos de America: The Earthquake Engineering Research Institute Publicacion.
40. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural . (2017). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto* . Ciudad de México: Autor
41. Steinbrugge, K. (1970). *Earthquake damage and structural performance* Estados Unidos de América: Prentice-Hall .
42. Stewart, J.P. (2003). Revisions to soil structure interaction procedures in NEHRP design provisions. *Earthquake Spectra*, 19 (4), 677-696. Recuperado de <https://journals.sagepub.com/toc/eqs/19/4>
43. Structural Engineering Institute. (2017). *ASCE/SEI STANDARD 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* . [Cargas Mínimas de Diseño y Criterios Asociados para Edificaciones y Otras Estructuras] Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers .

44. Structural Engineering Institute. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
45. Taly, N. (1988). The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987- performance of buildings at California State University, Los Angeles. *Earthquake Spectra* 4 (2), 277-317. Recuperado de <https://journals.sagepub.com/toc/eqs/4/2>
46. Valdez, J. (2003). *Análisis no lineal estático de edificios de concreto por medio del método de capacidad espectral* (Tesis de licenciatura) Universidad del Valle de Guatemala, Guatemala.
47. Yon, M. (2018). *Antecedentes de las normas de seguridad estructural en Guatemala. Seminario de lanzamiento Normas NSE 2018*. Guatemala, Guatemala: AGIES

## APÉNDICES

### Apéndice 1. Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones $\frac{z}{h} = 0$

Factor de amplificación del componente:
$a_p := 1$
Factor de importancia del componente:
$I_p := 1$
Factor de modificación de respuesta del componente:
$R_p := 2.5$
Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:
$I_o := 4.2$
Clase de sitio escogido para el diseño: $D$
Coefficiente de sitio:
$F_a := 1$
Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: $B$
Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: $\geq 10 \text{ km}$
Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración:
$N_a := 1$
Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:
$S_{cr} := 1.5g$
Aceleración espectral para períodos cortos:
$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$
$S_{cs} = 1.5$

## Continuación apéndice 1

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_1 := 0 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_1}{h} = 0$$

Altura del muro de mampostería:

$$h_{muro} := 4 \text{ m}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := 2121 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.19 \text{ m} \cdot h_{muro} = 1611.96 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{A1} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_1}{h}\right)$$

$$F_{A1} = 386.87 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 725.382 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 3868.704 \text{ kg}$$

Se utilizará el valor mínimo establecido

$$F_{A1} := F_{min} = 725.382 \text{ kg}$$

$$F_{A1} := \frac{F_{A1}}{2} = 362.691 \text{ kg} \quad (\text{Fuerza aplicada al anclaje superior})$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{A1v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 483.588 \text{ kg}$$

### Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := F_{A1v} = 483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A1}^2 + (0.3 \cdot F_{A1})^2} = 378.661 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := -F_{A1v} = -483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A1}^2 + (0.3 \cdot F_{A1})^2} = 378.661 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$ , en el caso donde esté anclado a una losa.**

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.	
$e'_N := 0$ in	(No es un grupo de anclajes)
Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:	
$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$	Se debe cumplir que $\Psi_{ecNa} \leq 1.0$
Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:	
$c_{amin} = 100$ in	$c_{Na} = 5.406$ in
Si $c_{amin} < c_{Na}$	$\Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$
Si $c_{amin} \geq c_{Na}$	$\Psi_{edNa} := 1$
$\Psi_{edNa} = 1$	
Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento	
$c_{amin} = 100$ in	$c_{ac} = 10.812$ in
Si $c_{amin} < c_{ac}$	$\Psi_{epNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$
Si $c_{amin} \geq c_{ac}$	$\Psi_{epNa} := 1$
Pero $\Psi_{epNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$	$\frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$
$\Psi_{epNa} = 1$	
Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia	
$\phi := 0.65$	(Tabla 31)
Factor de modificación para concreto de peso liviano	
$\lambda_a := 1$	(Tablas 35 y 36)

## Continuación apéndice 2

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 74.315\%$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 1m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1} = 483.59 \text{ kg} \quad N_{ua2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ lb}$$

$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 92.894\% \quad (\text{Por esta razón se separaron @0.80m})$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 0.6m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1.667} = 290.096 \text{ kg} \quad N_{ua2} = 639.552 \text{ lb}$$

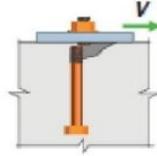
$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 55.725\%$$

Se comprueba que la resistencia a tracción es mayor a la demanda sísmica a partir de separaciones menores a @1.00m

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua}$$

## Continuación apéndice 2

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda sísmica a cortante en anclaje, con separación @0.80:**

$$V_{ua} := \frac{V}{1.25} = 302.928 \text{ kg} \qquad V_{ua} = 667.842 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \qquad \text{(Tabla 32)}$$

## Continuación apéndice 2

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 13430.309 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 3959.726 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 667.842 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 7.65\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 5.08\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 74.315\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0.077$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 81.965\%$$

Se corrobora que la interacción de fuerzas de tracción y corte sea menor que 120%

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente**  
**“Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones**

$\frac{z}{h} = 0$ , en el caso donde esté anclado a una viga.

**Caso 2: Conexión del muro a una viga de concreto**

**Demandas mayoradas para longitud de 1m.**

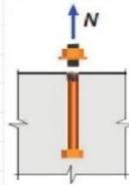
$$V := 378.66 \text{ kg}$$

$$N := 483.59 \text{ kg}$$

**Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @0.80:**

$$N_{ua} := \frac{N}{1.25} = 386.872 \text{ kg} \quad N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a := 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75$$

(Tabla 32)

### Continuación apéndice 3.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 22383.848 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 7614.857 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

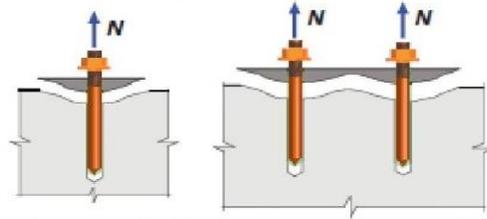
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 5.08\%$$

#### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

### Continuación apéndice 3.

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 5.406 \text{ in} \quad c_{Na} = 13.732 \text{ cm}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 9.5 \text{ cm} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una viga})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na}) \cdot (c_{Na} + c_{amin}) = 98.895 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

### Continuación apéndice 3.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$$

$$\Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}} = 0.908$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}} = 0.346$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} := 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 31})$$

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

### Continuación apéndice 3.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1807.355 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 461.139 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 83.895\%$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 1m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1} = 483.59 \text{ kg} \quad N_{ua2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ lb}$$

$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 104.869\% \quad (\text{Por esta razón se separaron @0.80m})$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 0.6m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1.667} = 290.096 \text{ kg} \quad N_{ua2} = 639.552 \text{ lb}$$

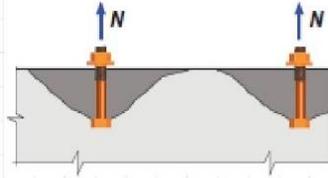
$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 62.909\%$$

Se comprueba que la resistencia a tracción es mayor a la demanda sísmica a partir de separaciones menores a @1.00m

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua}$$

Continuación apéndice 3.

c) Criterio:Falla del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @0.80:

$$V_{ua} := \frac{V}{1.25} = 302.928 \text{ kg} \quad V_{ua} = 667.842 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

### Continuación apéndice 3.

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 13430.309 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 3959.726 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 302.928 \text{ kg}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 7.65\%$$

#### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 5.08\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 83.895\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 7.65\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 91.545\%$$

Se corrobora que la interacción de fuerzas de tracción y corte sea menor que 120%

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$**

Factor de amplificación del componente:

$$a_p := 1$$

Factor de importancia del componente:

$$I_p := 1$$

Factor de modificación de respuesta del componente:

$$R_p := 2.5$$

Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:

$$I_o := 4.2$$

Clase de sitio escogido para el diseño: *D*

Coefficiente de sitio:

$$F_a := 1$$

Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: *B*

Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada:  $\geq 10 \text{ km}$

Factor  $N_a$  para períodos cortos de vibración:

$$N_a := 1$$

Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:

$$S_{cr} := 1.5g$$

Aceleración espectral para períodos cortos:

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$$

$$S_{cs} = 1.5$$

## Continuación apéndice 4.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_2 := 12.5 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_2}{h} = 0.5$$

Altura del muro de mampostería:

$$h_{muro} := 4 \text{ m}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := 2121 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.19 \text{ m} \cdot h_{muro} = 1611.96 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{A2} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_2}{h}\right)$$

$$F_{A2} = 773.741 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 725.382 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 3868.704 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los parámetros mínimo y máximo

$$F_{A2} = 773.741 \text{ kg}$$

$$F_{A2} := \frac{F_{A2}}{2} = 386.87 \text{ kg} \quad (\text{Fuerza aplicada al anclaje superior})$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{A2v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 483.588 \text{ kg}$$

### Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := F_{A2v} = 483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A2}^2 + (0.3 \cdot F_{A2})^2} = 403.905 \text{ kg}$$

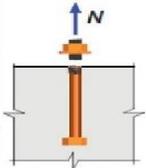
$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := -F_{A2v} = -483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A2}^2 + (0.3 \cdot F_{A2})^2} = 403.905 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 5. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$ , en el caso donde esté anclado a una losa.**

<b>Caso 1: Conexión del muro a una losa</b>
<b>Demandas mayoradas para longitud de 1m</b>
$V := 403.91 \text{ kg}$ <span style="margin-left: 150px;"><math>N := 483.59 \text{ kg}</math></span>
<b>Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @0.80:</b>
$N_{ua} := \frac{N}{1.25} = 386.872 \text{ kg}$ <span style="margin-left: 50px;"><math>N_{ua} = 852.907 \text{ lb}</math></span>
<b>a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción</b>

La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:
$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$
Diámetro exterior del anclaje
$d_a := 0.5 \text{ in}$
Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción
$A_{scN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$
Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje
$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$
Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje
$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$
Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero
$\phi := 0.75$ <span style="margin-left: 100px;">(Tabla 32)</span>

## Continuación apéndice 5.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 22383.848 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 7614.857 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

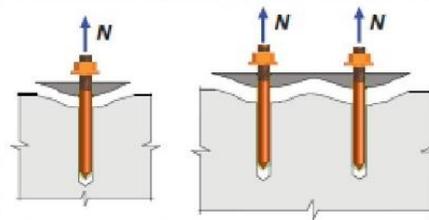
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 5.08\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

Continuación apéndice 5.

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in}$$

(Se está considerando que se está anclando a una losa)

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in}$$

(Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo)

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 5.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

Si  $c_{amin} < c_{Na}$   $\Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$

Si  $c_{amin} \geq c_{Na}$   $\Psi_{edNa} := 1$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

Si  $c_{amin} < c_{ac}$   $\Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$

Si  $c_{amin} \geq c_{ac}$   $\Psi_{cpNa} := 1$

Pero  $\Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$   $\frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

## Continuación apéndice 5

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 74.315\%$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 1m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1} = 483.59 \text{ kg} \quad N_{ua2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ lb}$$

$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 92.894\% \quad (\text{Por esta razón se separaron @0.80m})$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 0.6m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1.667} = 290.096 \text{ kg} \quad N_{ua2} = 639.552 \text{ lb}$$

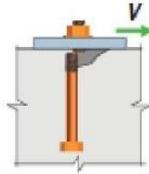
$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 55.725\%$$

Se comprueba que la resistencia a tracción es mayor a la demanda sísmica a partir de separaciones menores a @1.00m

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua}$$

## Continuación apéndice 5

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda sísmica a cortante en anclaje, con separación @0.80:**

$$V_{ua} := \frac{V}{1.25} = 323.128 \text{ kg} \quad V_{ua} = 712.375 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65$$

(Tabla 32)

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 13430.309 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 3959.726 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 712.375 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 8.16\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 5.08\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 74.315\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 8.16\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 82.476\%$$

Se corrobora que la interacción de fuerzas de tracción y corte sea menor que 120%

Fuente: elaboración propia.

**Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente  
“Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación  
de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$ , en el caso donde esté anclado a  
una viga.**

**Caso 2: Conexión del muro a una viga de concreto**

**Demandas mayoradas para longitud de 1m**

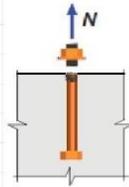
$$V := 403.91 \text{ kg}$$

$$N := 483.59 \text{ kg}$$

**Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @0.80:**

$$N_{ua} := \frac{N}{1.25} = 386.872 \text{ kg} \quad N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a := 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75$$

(Tabla 32)

## Continuación apéndice 6.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 22383.848 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 7614.857 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.907 \text{ lb}$$

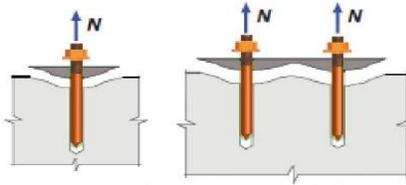
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 5.08\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 6.

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 5.406 \text{ in} \quad c_{Na} = 13.732 \text{ cm}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 9.5 \text{ cm} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una viga})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na}) \cdot (c_{Na} + c_{amin}) = 98.895 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

## Continuación apéndice 6.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}} = 0.908$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}} = 0.346$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} := 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 31})$$

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

## Continuación apéndice 6.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1807.355 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 461.139 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 386.872 \text{ kg}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 83.895\%$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 1m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1} = 483.59 \text{ kg} \quad N_{ua2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ lb}$$

$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 104.869\% \quad (\text{Por esta razón se separaron @0.80m})$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 0.6m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{N}{1.667} = 290.096 \text{ kg} \quad N_{ua2} = 639.552 \text{ lb}$$

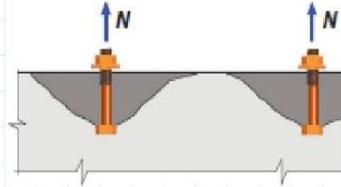
$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 62.909\%$$

Se comprueba que la resistencia a tracción es mayor a la demanda sísmica a partir de separaciones menores a @1.00m

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua}$$

Continuación apéndice 6.

**c) Criterio:Falla del acero del anclaje sometido a cortante**



**Demanda sísmica a cortante en anclaje, con separación @0.80:**

$$V_{ua} := \frac{V}{1.25} = 323.128 \text{ kg} \quad V_{ua} = 712.375 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 6.

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 13430.309 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 3959.726 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 712.375 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 8.16\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 5.08\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 83.895\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 8.16\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 92.055\%$$

Se corrobora que la interacción de fuerzas de tracción y corte sea menor que 120%

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 7 **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$**

Factor de amplificación del componente:

$$a_p := 1$$

Factor de importancia del componente:

$$I_p := 1$$

Factor de modificación de respuesta del componente:

$$R_p := 2.5$$

Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:

$$I_o := 4.2$$

Clase de sitio escogido para el diseño: *D*

Coefficiente de sitio:

$$F_a := 1$$

Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: *B*

Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada:  $\geq 10 \text{ km}$

Factor  $N_a$  para periodos cortos de vibración:

$$N_a := 1$$

Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:

$$S_{cr} := 1.5g$$

Aceleración espectral para periodos cortos:

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$$

$$S_{cs} = 1.5$$

## Continuación apéndice 7.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_3 := 25 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_3}{h} = 1$$

Altura del muro de mampostería:

$$h_{muro} := 4 \text{ m}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := 2121 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.19 \text{ m} \cdot h_{muro} = 1611.96 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{A3} := \frac{(0.4 \cdot \alpha_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_3}{h}\right)$$

$$F_{A3} = 1160.611 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 725.382 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 3868.704 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los parámetros mínimo y máximo

$$F_{A3} = 1160.611 \text{ kg}$$

$$F_{A3} := \frac{F_{A3}}{2} = 580.306 \text{ kg} \quad (\text{Fuerza aplicada al anclaje superior})$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{A3v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 483.588 \text{ kg}$$

### Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := F_{A3v} = 483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A3}^2 + (0.3 \cdot F_{A3})^2} = 605.86 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := -F_{A3v} = -483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A3}^2 + (0.3 \cdot F_{A3})^2} = 605.86 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 8 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$ , en el caso donde esté anclado a una losa.**

Factor de amplificación del componente:

$$a_p := 1$$

Factor de importancia del componente:

$$I_p := 1$$

Factor de modificación de respuesta del componente:

$$R_p := 2.5$$

Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:

$$I_o := 4.2$$

Clase de sitio escogido para el diseño:  $D$

Coefficiente de sitio:

$$F_a := 1$$

Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño:  $B$

Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada:  $\geq 10 \text{ km}$

Factor  $N_a$  para períodos cortos de vibración:

$$N_a := 1$$

Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:

$$S_{cr} := 1.5g$$

Aceleración espectral para períodos cortos:

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$$

$$S_{cs} = 1.5$$

## Continuación apéndice 8.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_3 := 25 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_3}{h} = 1$$

Altura del muro de mampostería:

$$h_{\text{muro}} := 4 \text{ m}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := 2121 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.19 \text{ m} \cdot h_{\text{muro}} = 1611.96 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{A3} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_3}{h}\right)$$

$$F_{A3} = 1160.611 \text{ kg}$$

$$F_{\text{min}} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 725.382 \text{ kg}$$

$$F_{\text{max}} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 3868.704 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los parámetros mínimo y máximo

$$F_{A3} = 1160.611 \text{ kg}$$

$$F_{A3} := \frac{F_{A3}}{2} = 580.306 \text{ kg} \quad (\text{Fuerza aplicada al anclaje superior})$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{A3v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 483.588 \text{ kg}$$

### Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N := 0 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := F_{A3v} = 483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A3}^2 + (0.3 \cdot F_{A3})^2} = 605.86 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N := -F_{A3v} = -483.588 \text{ kg}$$

$$V := \sqrt{F_{A3}^2 + (0.3 \cdot F_{A3})^2} = 605.86 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 9 Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente  
 “Muro de mampostería de fachada o tabique” para relación de elevaciones

$\frac{z}{h} = 1$ , en el caso donde esté anclado a una viga.

Componente no estructural: Muro de mampostería  
 Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 1$

Caso 2: Conexión del muro a una viga de concreto

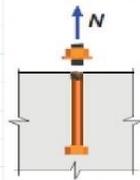
$$F_{A3} := 605.86 \text{ kg}$$

$$F_{A3v} := 483.58 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en anclaje, con separación @0.80:

$$N_{ua} := \frac{F_{A3v}}{1.25} = 386.864 \text{ kg} \quad N_{ua} = 852.889 \text{ lb}$$

a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a := 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75$$

(Tabla 32)

## Continuación apéndice 9

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 22383.848 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 7614.857 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 852.889 \text{ lb}$$

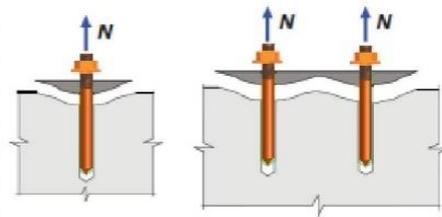
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 5.08\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 9

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 5.406 \text{ in} \quad c_{Na} = 13.732 \text{ cm}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 9.5 \text{ cm} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una viga})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na}) \cdot (c_{Na} + c_{amin}) = 98.895 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Continuación apéndice 9.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$$

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}} = 0.908$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 3.74 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}} = 0.346$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} := 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.75$$

(Tabla 31)

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1$$

(Tablas 35 y 36)

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

## Continuación apéndice 9.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1807.355 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 461.139 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 386.864 \text{ kg}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 83.893\%$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 1m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{F_{A3v}}{1} = 483.58 \text{ kg} \quad N_{ua2} = (1.066 \cdot 10^3) \text{ lb}$$

$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 104.866\% \quad (\text{Por esta razón se separaron @0.80m})$$

Si se colocan varillas #4 epoxiadas 7cm cada 0.6m, la demanda sísmica sería:

$$N_{ua2} := \frac{F_{A3v}}{1.667} = 290.09 \text{ kg} \quad N_{ua2} = 639.539 \text{ lb}$$

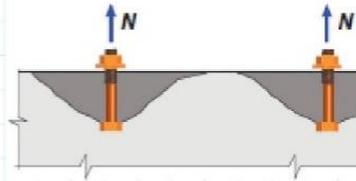
$$P := \frac{N_{ua2}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 62.907\%$$

Se comprueba que la resistencia a tracción es mayor a la demanda sísmica a partir de separaciones menores a @1.00m

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua}$$

Continuación apéndice 9.

**c) Criterio:Falla del acero del anclaje sometido a cortante**



**Demanda sísmica a cortante en anclaje, con separación @0.80:**

$$V_{ua} := \frac{F_{A3}}{1.25} = 484.688 \text{ kg} \quad V_{ua} = 1068.554 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 60000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 114000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 9.

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 13430.309 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 3959.726 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 1068.554 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 12.24\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 5.08\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 83.893\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 12.24\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 96.134\%$$

Se corrobora que la interacción de fuerzas de tracción y corte sea menor que 120%

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 10. **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$**

Factor de amplificación del componente:	
$a_p := 2.5$	
Factor de importancia del componente:	
$I_p := 1.5$	
Factor de modificación de respuesta del componente:	
$R_p := 6$	
Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:	
$I_o := 4.2$	
Clase de sitio escogido para el diseño: $D$	
Coefficiente de sitio:	
$F_a := 1$	
Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: $B$	
Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: $\geq 10 \text{ km}$	
Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración:	
$N_a := 1$	
Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:	
$S_{cr} := 1.5g$	
Aceleración espectral para períodos cortos:	
$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$	
$S_{cs} = 1.5$	

## Continuación apéndice 10.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_1 := 0 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_1}{h} = 0$$

Peso unitario del agua dentro de la tubería:

$$w_a := \pi \cdot \frac{(4 \text{ in})^2}{4} \cdot 997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 8.083 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso unitario de tubería de diámetro 4" ASTM A53 STD CED40

$$w_4 := 16.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := (w_4 + w_a) \cdot 1 \text{ m} = 24.153 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{B1} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_1}{h}\right)$$

$$F_{B1} = 9.057 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 16.303 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 86.951 \text{ kg}$$

Se utilizará el valor límite mínimo establecido

$$F_{B1} := F_{min} = 16.303 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{B1v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 7.246 \text{ kg}$$

Se considera que el centro de masa de la tubería está a 80cm del punto de anclaje, bajo la suposición que debe pasar bajo las vigas del edificio, por lo que se genera un esfuerzo de torque que se expresa de la siguiente forma:

$$dist := 0.8 \text{ m}$$

$$Momento := F_{B1} \cdot dist = 13.043 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

## Continuación apéndice 10.

Este momento se expresa como un par de fuerzas de tensión compresión alrededor del diámetro de la varilla roscada del anclaje:

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in} \qquad T := \frac{\text{Momento}}{d_a} = 1026.98 \text{ kg}$$

Esta fuerza se sumará en la componente de sismo vertical en el caso donde no exista embreizamiento lateral de la tubería

### Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:

**CR1:**  $1.4 M$   $N := 1.4 \cdot W_p = 33.814 \text{ kg}$

**CR2:**  $1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR3:**  $1.2 M + V + 1.6 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR4(a)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$

$N := 1.2 \cdot W_p + F_{B1v} + T = 1063.21 \text{ kg}$

(Tracción, sin embreizamiento lateral)

$V := \sqrt{F_{B1}^2 + (0.3 \cdot F_{B1})^2} = 17.021 \text{ kg}$

(Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR4(b)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$

$N := 1.2 \cdot W_p + F_{B1v} = 36.23 \text{ kg}$

(Tracción), con embreizamiento lateral

$V := 0 \text{ kg}$

(Cortante, con embreizamiento lateral)

**CR5(a)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$

$N := 0.9 \cdot W_p - F_{B1v} - T = -1012.49 \text{ kg}$

(Compresión, sin embreizamiento lateral)

$V := \sqrt{F_{B1}^2 + (0.3 \cdot F_{B1})^2} = 17.021 \text{ kg}$

(Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR5(b)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$

$N := 0.9 \cdot W_p - F_{B1v} = 14.49 \text{ kg}$

(Tracción, con embreizamiento lateral)

$V := 0 \text{ kg}$

(Cortante, con embreizamiento lateral)

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 11. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$ , en el caso donde no haya arriostamiento lateral.**

**Caso 1: Conexión de la tubería a una losa de concreto, sin embreizamiento lateral**

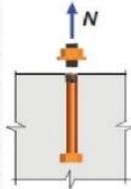
Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño

$$N := 1063.21 \text{ kg} \quad V := 17.02 \text{ kg}$$

Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:

$$N_{ua} := N \cdot 2 = 2126.42 \text{ kg}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 11.

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 2126.42 \text{ kg}$$

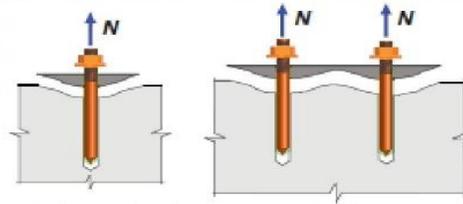
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 69.812\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 11.

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in}$$

(Se está considerando que se está anclando a una losa)

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in}$$

(Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo)

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 11.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 11.

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

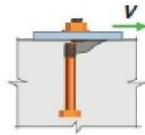
$$N_{ua} = 4687.954 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 408.469\%$$

(No se están considerando embrazamientos laterales a la tubería, como realmente se necesitan)

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 34.04 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 75.045 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 11.

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 75.045 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 2.149\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 69.812\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 408.469\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 2.149\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 410.619\%$$

La interacción de fuerzas de tracción y corte es mucho mayor que el 120% admisible.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 12. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente**  
**“Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por**  
**roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación**  
**de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$ , en el caso donde sí haya**  
**arriostramiento lateral.**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 0$

**Caso 2: Conexión de la tubería a una losa de concreto, con embreizamiento lateral**

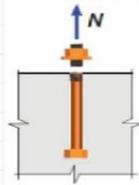
**Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño**

$$N := 36.23 \text{ kg} \quad V := 0 \text{ kg}$$

**Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:**

$$N_{ua} := N \cdot 2 = 72.46 \text{ kg}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{ula} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 12.

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 72.46 \text{ kg}$$

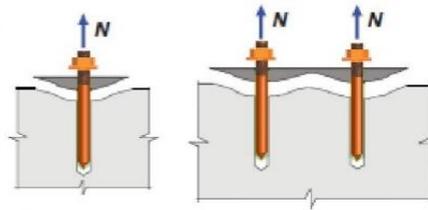
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 2.379\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Continuación apéndice 12.

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in}$$

(Se está considerando que se está anclando a una losa)

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de } 10.8 \text{ in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 12.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 12.

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

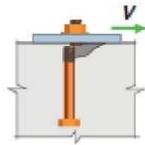
$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 13.919\%$$

(Si se están considerando embreizamientos laterales a la tubería)

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m**

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 0 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 0 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 12.

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 0 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 2.379\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 13.919\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 13. **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$**

Factor de amplificación del componente:	$n$
$a_p := 2.5$	
Factor de importancia del componente:	
$I_p := 1.5$	
Factor de modificación de respuesta del componente:	
$R_p := 6$	
Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:	
$I_o := 4.2$	
Clase de sitio escogido para el diseño: $D$	
Coefficiente de sitio:	
$F_a := 1$	
Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: $B$	
Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: $\geq 10 \text{ km}$	
Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración:	
$N_a := 1$	
Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:	
$S_{cr} := 1.5g$	
Aceleración espectral para períodos cortos:	
$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$	
$S_{cs} = 1.5$	

### Continuación apéndice 13.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_2 := 12.5 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_2}{h} = 0.5$$

Peso unitario del agua dentro de la tubería:

$$w_a := \pi \cdot \frac{(4 \text{ in})^2}{4} \cdot 997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 8.083 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso unitario de tubería de diámetro 4" ASTM A53 STD CED40

$$w_4 := 16.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := (w_4 + w_a) \cdot 1 \text{ m} = 24.153 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{B2} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_2}{h}\right)$$

$$F_{B2} = 18.115 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 16.303 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 86.951 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los límites establecidos:

$$F_{B2} = 18.115 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{B2v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 7.246 \text{ kg}$$

Se considera que el centro de masa de la tubería está a 80cm del punto de anclaje, bajo la suposición que debe pasar bajo las vigas del edificio, por lo que se genera un esfuerzo de torque que se expresa de la siguiente forma:

$$dist := 0.8 \text{ m} \quad \text{Momento} := F_{B2} \cdot dist = 14.492 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### Continuación apéndice 13.

Este momento se expresa como un par de fuerzas de tensión compresión alrededor del diámetro de la varilla roscada del anclaje:

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in} \qquad T := \frac{\text{Momento}}{d_a} = 1141.09 \text{ kg}$$

Esta fuerza se sumará en la componente de sismo vertical en el caso donde no exista embreizamiento lateral de la tubería

#### **Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:**

**CR1:**  $1.4 M$   $N := 1.4 \cdot W_p = 33.814 \text{ kg}$

**CR2:**  $1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR3:**  $1.2 M + V + 1.6 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR4(a)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, sin embreizamiento lateral)

$N := 1.2 \cdot W_p + F_{B2v} + T = 1177.32 \text{ kg}$

$V := \sqrt{F_{B2}^2 + (0.3 \cdot F_{B2})^2} = 18.91 \text{ kg}$  (Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR4(b)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, con embreizamiento lateral)

$N := 1.2 \cdot W_p + F_{B2v} = 36.23 \text{ kg}$

$V := 0 \text{ kg}$  (Cortante, con embreizamiento lateral)

**CR5(a)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$  (Compresión, sin embreizamiento lateral)

$N := 0.9 \cdot W_p - F_{B2v} - T = -1126.59 \text{ kg}$

$V := \sqrt{F_{B2}^2 + (0.3 \cdot F_{B2})^2} = 18.912 \text{ kg}$  (Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR5(b)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, con embreizamiento lateral)

$N := 0.9 \cdot W_p - F_{B2v} = 14.492 \text{ kg}$

$V := 0 \text{ kg}$  (Cortante, con embreizamiento lateral)

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 14. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$ , en el caso donde no haya arriostramiento lateral.**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 0.5$

**Caso 1: Conexión de la tubería a una losa de concreto, sin embreizamiento**

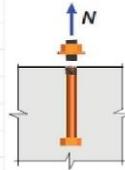
Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño

$$N := 1177.32 \text{ kg} \quad V := 18.91 \text{ kg}$$

Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:

$$N_{ua} := N \cdot 2 = (2.355 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 14.

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 5191.093 \text{ lb}$$

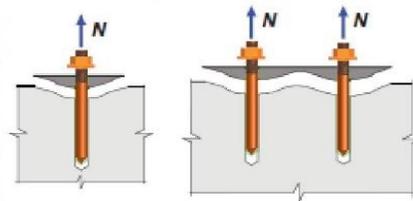
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 77.304\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 14.

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 14.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 14.

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

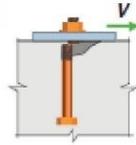
$$N_{ua} = 5191.093 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 452.309\%$$

(Sin considerar embreizamiento lateral, como realmente se necesita)

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 37.82 \text{ kg} \quad V_{ua} = 83.379 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 14.

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 83.379 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 2.388\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 77.304\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 452.309\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 2.388\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 454.697\%$$

La interacción de fuerzas de tracción y corte es mucho mayor que el 120% admisible.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 15. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$ , en el caso donde sí haya arriostramiento lateral.**

**Componente no estructural: Tubería de red contra incendios con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados**

**Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 0.5$**

**Caso 2: Conexión de la tubería a una losa de concreto, con embreizamiento lateral**

**Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño**

$$N := 36.23 \text{ kg}$$

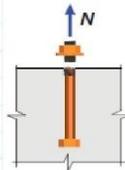
$$V := 0 \text{ kg}$$

**Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:**

$$N_{ua} := N \cdot 2 = 72.46 \text{ kg}$$

$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{scN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 15.

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

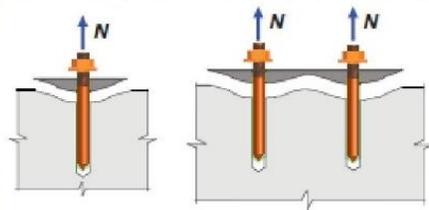
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 2.379\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 15.

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de } 10.8 \text{ in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 15.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_{Na} := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_{Na}}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 15.

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

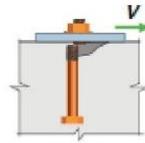
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 13.919\%$$

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 0 \text{ kg} \quad V_{ua} = 0 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 15.

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 0 \text{ lb} \quad (\text{Debido al embreizamiento})$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 2.379\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 13.919\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 16. **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$**

<p><b>Demanda sísmica en componente no estructural: "Tuberías de red contra incendios con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados" para relación de elevaciones <math>\frac{z}{h} = 1</math></b></p> <p>Factor de amplificación del componente:</p> $a_p := 2.5$ <p>Factor de importancia del componente:</p> $I_p := 1.5$ <p>Factor de modificación de respuesta del componente:</p> $R_p := 6$ <p>Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:</p> $I_o := 4.2$ <p>Clase de sitio escogido para el diseño: <math>D</math></p> <p>Coefficiente de sitio:</p> $F_a := 1$ <p>Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: <math>B</math></p> <p>Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: <math>\geq 10 \text{ km}</math></p> <p>Factor <math>N_a</math> para períodos cortos de vibración:</p> $N_a := 1$ <p>Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:</p> $S_{cr} := 1.5g$ <p>Aceleración espectral para períodos cortos:</p> $S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$ $S_{cs} = 1.5$
--

## Continuación apéndice 16.

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_3 := 25 \text{ m}$$

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del s

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_3}{h} = 1$$

Peso unitario del agua dentro de la tubería:

$$w_a := \pi \cdot \frac{(4 \text{ in})^2}{4} \cdot 997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 8.083 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso unitario de tubería de diámetro 4" ASTM A53 STD CED40

$$w_4 := 16.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad (w_4 + w_a) = 16.23 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Peso del componente no estructural (longitud de diseño de 1m):

$$W_p := (w_4 + w_a) \cdot 1 \text{ m} = 24.153 \text{ kg}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{B3} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_3}{h}\right)$$

$$F_{B3} = 27.172 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 16.303 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 86.951 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los límites establecidos:

$$F_{B3} = 27.172 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{B3v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 7.246 \text{ kg}$$

Se considera que el centro de masa de la tubería está a 80cm del punto de anclaje, bajo la suposición que debe pasar bajo las vigas del edificio, por lo que se genera un esfuerzo de torque que se expresa de la siguiente forma:

$$dist := 0.8 \text{ m}$$

$$Momento := F_{B3} \cdot dist = 21.738 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento se expresa como un par de fuerzas de tensión compresión alrededor del diámetro de la varilla roscada del anclaje:

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in} \qquad T := \frac{\text{Momento}}{d_a} = 1711.63 \text{ kg}$$

Esta fuerza se sumará en la componente de sismo vertical en el caso donde no exista embreizamiento lateral de la tubería

**Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:**

**CR1:**  $1.4 M$   $N := 1.4 \cdot W_p = 33.814 \text{ kg}$

**CR2:**  $1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR3:**  $1.2 M + V + 1.6 V_t$   $N := 1.2 \cdot W_p = 28.984 \text{ kg}$

**CR4(a)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, sin embreizamiento lateral)  
 $N := 1.2 \cdot W_p + F_{B3v} + T = 1747.86 \text{ kg}$   
 $V := \sqrt{F_{B3}^2 + (0.3 \cdot F_{B3})^2} = 28.369 \text{ kg}$  (Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR4(b)**  $1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, con embreizamiento lateral)  
 $N := 1.2 \cdot W_p + F_{B3v} = 36.23 \text{ kg}$   
 $V := 0 \text{ kg}$  (Cortante, con embreizamiento lateral)

**CR5(a)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$  (Compresión, sin embreizamiento lateral)  
 $N := 0.9 \cdot W_p - F_{B3v} - T = -1.697 \cdot 10^3 \text{ kg}$   
 $V := \sqrt{F_{B3}^2 + (0.3 \cdot F_{B3})^2} = 28.369 \text{ kg}$  (Cortante, sin embreizamiento lateral)

**CR5(b)**  $0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$  (Tracción, con embreizamiento lateral)  
 $N := 0.9 \cdot W_p - F_{B3v} = 14.492 \text{ kg}$   
 $V := 0 \text{ kg}$  (Cortante, con embreizamiento lateral)

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 17. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$ , en el caso donde no haya arriostamiento lateral.**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 1$

**Caso 1: Conexión de la tubería a una losa de concreto, sin embreizamiento lateral**

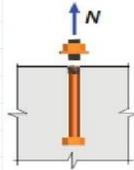
Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño

$$N := 1747.86 \text{ kg} \quad V := 28.37 \text{ kg}$$

Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:

$$N_{ua} := N \cdot 2 = 3495.72 \text{ kg} \quad N_{ua} = 7706.743 \text{ lb}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

Continuación apéndice 17.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{se} N \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 7706.743 \text{ lb}$$

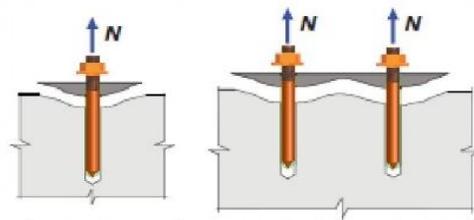
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 114.766\%$$

**b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción**



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 17.

Profundidad embebida efectiva del anclaje	
$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$	
Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:	
$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	(Tabla 37)
Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:	
$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	(Tabla 37)
Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:	
$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$	
Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:	
$c_{amin} := 100 \text{ in}$	(Se está considerando que se está anclando a una losa)
Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje	
$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in}$	(Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo)
Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:	
$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$	
Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que $c_{Na}$	
$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$	

Continuación apéndice 17.

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 17.

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

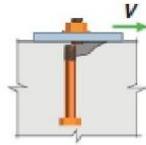
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 7706.743 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 671.502\%$$

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m**

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 56.74 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 125.09 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 17.

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 56.74 \text{ kg}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 3.582\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 114.766\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 671.502\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 3.582\%$$

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

$$P_{N2} + P_{V1} = 675.084\%$$

La interacción de fuerzas de tracción y corte es mucho mayor que el 120% admisible.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 18. **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Tuberías de red contra incendio con juntas hechas por roscado, unión o acoplamientos ranurados” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$ , en el caso donde sí haya arriostramiento lateral.**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 1$

**Caso 2: Conexión de la tubería a una losa de concreto, con embreizamiento lateral**

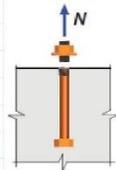
Demandas mayoradas en tubería para 1.00m de longitud de diseño

$$N := 36.23 \text{ kg} \quad V := 0 \text{ kg}$$

Demanda de diseño a tracción en anclaje, con separación @2.00m:

$$N_{ua} := N \cdot 2 = 72.46 \text{ kg} \quad N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{4}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 18

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 8953.539 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 3045.943 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 6715.154 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

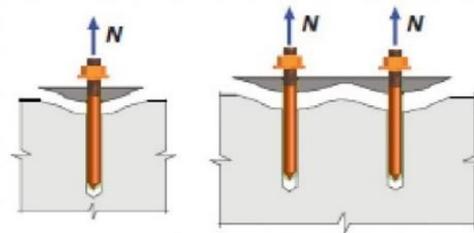
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 2.379\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

## Continuación apéndice 18

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}}} = 5.406 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 10.812 \text{ in} \quad (\text{Como los anclajes están separados más de 10.8in entre ellos, no se debe considerar el efecto de grupo})$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 116.909 \text{ in}^2$$

## Continuación apéndice 18

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1 \quad \text{Se debe cumplir que} \quad \Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 5.406 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 10.812 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

## Continuación apéndice 18

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 2354.231 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 520.582 \text{ kg}$$

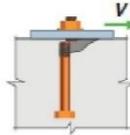
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 159.747 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 13.919\%$$

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje, con separación @2.00m

$$V_{ua} := V \cdot 2 = 0 \text{ kg} \quad V_{ua} = 0 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.5 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.196 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 5372.123 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 1583.89 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 3491.88 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 0 \text{ lb} \quad (\text{Debido al embreizamiento lateral})$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 2.379\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 13.919\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 19 **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$**

Factor de amplificación del componente:

$$a_p := 2.5$$

Factor de importancia del componente:

$$I_p := 1$$

Factor de modificación de respuesta del componente:

$$R_p := 6$$

Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:

$$I_o := 4.2$$

Clase de sitio escogido para el diseño: *D*

Coefficiente de sitio:

$$F_a := 1$$

Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: *B*

Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada:  $\geq 10 \text{ km}$

Factor  $N_a$  para períodos cortos de vibración:

$$N_a := 1$$

Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:

$$S_{cr} := 1.5g$$

Aceleración espectral para períodos cortos:

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$$
$$S_{cs} = 1.5$$

Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:

$$z_1 := 0 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 19

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del suelo:

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_1}{h} = 0$$

Peso del componente no estructural:

$$W_p := 27 \text{ kg} = 59.525 \text{ lb}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{C1} := \frac{(0.4 \cdot \alpha_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_1}{h}\right)$$

$$F_{C1} = 6.75 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 12.15 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 64.8 \text{ kg}$$

Se utilizará el valor límite mínimo establecido

$$F_{C1} := F_{min} = 12.15 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{C1v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 8.1 \text{ kg}$$

**Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:**

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N_1 := 1.4 \cdot W_p = 37.8 \text{ kg} \quad V_1 := F_{C1} = 12.15 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N_2 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_2 := F_{C1} = 12.15 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N_3 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_3 := F_{C1} = 12.15 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_4 := 1.2 \cdot W_p + F_{C1v} = 40.5 \text{ kg}$$

$$V_4 := F_{C1} = 12.15 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_5 := 0.9 \cdot W_p - F_{C1v} = 16.2 \text{ kg}$$

$$V_5 := F_{C1} = 12.15 \text{ kg}$$

La combinación crítica es la CR4, y las fuerzas de tracción y cortante que tendrá que resistir cada apoyo del equipo de aire acondicionado es la cuarta parte de estas fuerzas.

$$N_{ua} := \frac{N_4}{4} = 10.125 \text{ kg}$$

$$V_{ua} := \frac{V_4}{4} = 3.038 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

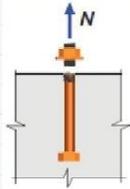
Apéndice 20 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0$**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 0$

Demanda de diseño a tracción en cada uno de los 4 anclajes del equipo:

$$N_{ua} := 10.12 \text{ kg}$$

a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 20.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{scN} \cdot f_{uta} = 5036.366 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 1713.343 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 3777.274 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 10.12 \text{ kg}$$

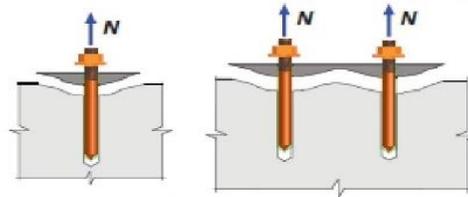
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 0.591\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 20.

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 4.055 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 8.109 \text{ in}$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

## Continuación apéndice 20.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$$

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 4.055 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 8.109 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 31})$$

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1 \quad (\text{Tablas 35 y 36})$$

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 1765.673 \text{ lb}$$

## Continuación apéndice 20.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1765.673 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 390.437 \text{ kg}$$

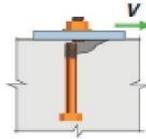
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 22.311 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 2.592\%$$

### c) Criterio: Falla del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda de diseño a cortante en anclaje**

$$V_{ua} := 3.04 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 6.702 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 20.

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{lb}{in^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 3021.819 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 890.938 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 1964.183 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 6.702 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0.341\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 0.591\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 2.592\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0.341\%$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 21 **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$**

Factor de amplificación del componente:
$a_p := 2.5$
Factor de importancia del componente:
$I_p := 1$
Factor de modificación de respuesta del componente:
$R_p := 6$
Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:
$I_o := 4.2$
Clase de sitio escogido para el diseño: $D$
Coefficiente de sitio:
$F_a := 1$
Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: $B$
Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: $\geq 10 \text{ km}$
Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración:
$N_a := 1$
Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:
$S_{cr} := 1.5g$
Aceleración espectral para períodos cortos:
$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$ $S_{cs} = 1.5$
Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:
$z_2 := 12.5 \text{ m}$

## Continuación apéndice 21.

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del su

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_2}{h} = 0.5$$

Peso del componente no estructural:

$$W_p := 27 \text{ kg} = 59.525 \text{ lb}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{C2} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_2}{h}\right)$$

$$F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 12.15 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 64.8 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los límites establecidos

$$F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{C2v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 8.1 \text{ kg}$$

**Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:**

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N_1 := 1.4 \cdot W_p = 37.8 \text{ kg} \quad V_1 := F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N_2 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_2 := F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N_3 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_3 := F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_4 := 1.2 \cdot W_p + F_{C2v} = 40.5 \text{ kg}$$

$$V_4 := F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_5 := 0.9 \cdot W_p - F_{C2v} = 16.2 \text{ kg}$$

$$V_5 := F_{C2} = 13.5 \text{ kg}$$

La combinación crítica es la CR4, y las fuerzas de tracción y cortante que tendrá que resistir cada apoyo del equipo de aire acondicionado es la cuarta parte de estas fuerzas.

$$N_{ua} := \frac{N_4}{4} = 10.125 \text{ kg}$$

$$V_{ua} := \frac{V_4}{4} = 3.375 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

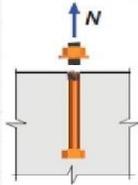
Apéndice 22 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 0.5$**

Relación de elevaciones:  $\frac{z}{h} = 0.5$

Demanda de diseño a tracción en cada uno de los 4 anclajes del equipo:

$$N_{ua} := 10.12 \text{ kg}$$

a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 22.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 5036.366 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 1713.343 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 3777.274 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 10.12 \text{ kg}$$

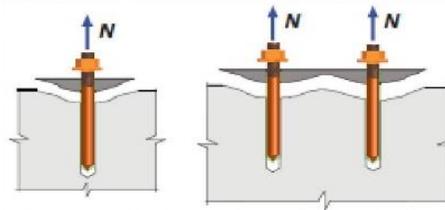
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 0.591\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 22.

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 4.055 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 8.109 \text{ in}$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

## Continuación apéndice 22.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$$

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 4.055 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 8.109 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65$$

(Tabla 31)

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1$$

(Tablas 35 y 36)

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 1765.673 \text{ lb}$$

## Continuación apéndice 22.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1765.673 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 390.437 \text{ kg}$$

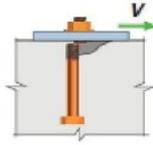
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 22.311 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 2.592\%$$

### c) Criterio: Fallo del acero del anclaje sometido a cortante



**Demanda de diseño a cortante en anclaje**

$$V_{ua} := 3.37 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 7.43 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 22.

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{lb}{in^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 3021.819 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 890.938 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 1964.183 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 7.43 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0.378\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 0.591\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 2.592\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0.378\%$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 23 **Hoja de cálculo para la demanda sísmica en componente no estructural “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$**

Factor de amplificación del componente:
$a_p := 2.5$
Factor de importancia del componente:
$I_p := 1$
Factor de modificación de respuesta del componente:
$R_p := 6$
Índice de sismicidad especificado para la ciudad de Guatemala:
$I_o := 4.2$
Clase de sitio escogido para el diseño: $D$
Coefficiente de sitio:
$F_a := 1$
Tipo de fuente sísmica considerada para el diseño: $B$
Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica considerada: $\geq 10 \text{ km}$
Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración:
$N_a := 1$
Ordenada espectral de período corto (0.2s) especificado para la ciudad de Guatemala:
$S_{cr} := 1.5g$
Aceleración espectral para períodos cortos:
$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a \cdot N_a$
$S_{cs} = 1.5$
Elevación del componente no estructural con respecto a la base del suelo:
$z_3 := 25 \text{ m}$

## Continuación apéndice 23.

Elevación promedio del techo de la estructura principal con respecto a la base del sue

$$h := 25 \text{ m}$$

Relación de elevaciones:

$$\frac{z_3}{h} = 1$$

Peso del componente no estructural:

$$W_p := 27 \text{ kg} = 59.525 \text{ lb}$$

Fuerza lateral aplicada al centro de masa del componente:

$$F_{C3} := \frac{(0.4 \cdot a_p \cdot S_{cs} \cdot W_p)}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \frac{z_3}{h}\right)$$

$$F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

$$F_{min} := 0.3 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 12.15 \text{ kg}$$

$$F_{max} := 1.6 \cdot S_{cs} \cdot I_p \cdot W_p = 64.8 \text{ kg}$$

El valor calculado está dentro de los límites establecidos

$$F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

Fuerza vertical sísmica concurrente:

$$F_{C3v} := 0.2 \cdot S_{cs} \cdot W_p = 8.1 \text{ kg}$$

**Demandas a tracción (N) y cortante (V) mayoradas:**

$$\text{CR1: } 1.4 M \quad N_1 := 1.4 \cdot W_p = 37.8 \text{ kg} \quad V_1 := F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

$$\text{CR2: } 1.2 M + 1.6 V + 0.5 V_t \quad N_2 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_2 := F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

$$\text{CR3: } 1.2 M + V + 1.6 V_t \quad N_3 := 1.2 \cdot W_p = 32.4 \text{ kg} \quad V_3 := F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

$$\text{CR4: } 1.2 M + V + S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_4 := 1.2 \cdot W_p + F_{C3v} = 40.5 \text{ kg}$$

$$V_4 := F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

$$\text{CR5: } 0.9 M - S_{vd} + -S_{hd}$$

$$N_5 := 0.9 \cdot W_p - F_{C3v} = 16.2 \text{ kg}$$

$$V_5 := F_{C3} = 20.25 \text{ kg}$$

La combinación crítica es la CR4, y las fuerzas de tracción y cortante que tendrá que resistir cada apoyo del equipo de aire acondicionado es la cuarta parte de estas fuerzas.

$$N_{ua} := \frac{N_4}{4} = 10.125 \text{ kg}$$

$$V_{ua} := \frac{V_4}{4} = 5.063 \text{ kg}$$

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 24 **Hoja de cálculo para el diseño del anclaje del componente “Unidad de aire acondicionado” para relación de elevaciones  $\frac{z}{h} = 1$**

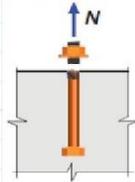
**Componente no estructural: Equipo de aire acondicionado**

**Relación de elevaciones:**  $\frac{z}{h} = 1$

**Demanda de diseño a tracción en cada uno de los 4 anclajes del equipo:**

$$N_{ua} := 10.12 \text{ kg}$$

**a) Criterio: Falla del acero del anclaje en tracción**



La resistencia de un anclaje en tensión debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje Acero SAE AISI 1006

$$d_a := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

$$A_{scN} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} := 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.75 \quad (\text{Tabla 32})$$

## Continuación apéndice 24.

Resistencia de diseño para anclajes en zona con moderada a alta sismicidad

$$N_{sa} := A_{seN} \cdot f_{uta} = 5036.366 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 1713.343 \text{ kg} \quad \phi \cdot N_{sa} = 3777.274 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 10.12 \text{ kg}$$

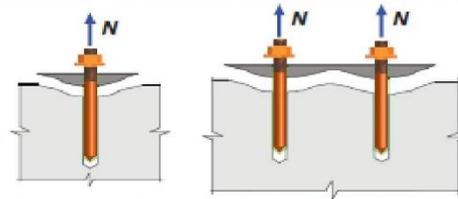
Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot N_{sa} > N_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N1} := \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_{sa}} = 0.591\%$$

### b) Criterio: Falla por adherencia del anclaje en tracción



La resistencia a la adherencia en tracción de un anclaje adherido debe ser mayor a la demanda sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a > N_{ua} \quad (\text{Tabla 34})$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Profundidad embebida efectiva del anclaje

$$h_{ef} := 2.75 \text{ in} = 0.07 \text{ m}$$

## Continuación apéndice 24.

Esfuerzo de adherencia característico en los anclajes adheridos con base en la presencia de fisuración en el concreto:

$$\tau_{cr} := 545 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado:

$$\tau_{uncr} := 1286 \frac{lb}{in^2} \quad (\text{Tabla 37})$$

Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$$c_{Na} := 10 \cdot d_a \cdot \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100 \frac{lb}{in^2}}} = 4.055 \text{ in}$$

Distancia mínima medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto:

$$c_{amin} := 100 \text{ in} \quad (\text{Se está considerando que se está anclando a una losa})$$

Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje

$$c_{ac} := 2 c_{Na} = 8.109 \text{ in}$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido:

$$A_{Na} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual con una distancia al borde igual o mayor que  $c_{Na}$

$$A_{Na0} := (2 c_{Na})^2 = 65.761 \text{ in}^2$$

Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción.

$$e'_N := 0 \text{ in} \quad (\text{No es un grupo de anclajes})$$

Continuación apéndice 24.

Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$$\Psi_{ecNa} := \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} = 1$$

Se debe cumplir que

$$\Psi_{ecNa} \leq 1.0$$

Factor de modificación para efectos de borde en anclajes adheridos:

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{Na} = 4.055 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{c_{Na}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{Na} \quad \Psi_{edNa} := 1$$

$$\Psi_{edNa} = 1$$

Factor de modificación para anclajes adheridos diseñados para concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento

$$c_{amin} = 100 \text{ in} \quad c_{ac} = 8.109 \text{ in}$$

$$\text{Si } c_{amin} < c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := \frac{c_{amin}}{c_{ac}}$$

$$\text{Si } c_{amin} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cpNa} := 1$$

$$\text{Pero } \Psi_{cpNa} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad \frac{c_{Na}}{c_{ac}} = 0.5$$

$$\Psi_{cpNa} = 1$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia a la adherencia

$$\phi := 0.65$$

(Tabla 31)

Factor de modificación para concreto de peso liviano

$$\lambda_a := 1$$

(Tablas 35 y 36)

Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado:

$$N_{ba} := \lambda_a \cdot \tau_{cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef} = 1765.673 \text{ lb}$$

## Continuación apéndice 24.

Resistencia nominal en tracción por adherencia de un anclaje individual:

$$N_a := \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \Psi_{edNa} \cdot \Psi_{cpNa} \cdot N_{ba} = 1765.673 \text{ lb}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en tracción, en zona sísmica:

$$0.75 \cdot \phi \cdot N_a = 390.437 \text{ kg}$$

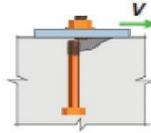
Demanda sísmica a tracción en el anclaje

$$N_{ua} = 22.311 \text{ lb}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{N2} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot N_a} = 2.592\%$$

### c) Criterio: Fallo del acero del anclaje sometido a cortante



Demanda de diseño a cortante en anclaje

$$V_{ua} := 5.06 \text{ kg}$$

$$V_{ua} = 11.155 \text{ lb}$$

La resistencia nominal de un anclaje en cortante  $V_{sa}$  no debe exceder:

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Diámetro exterior del anclaje

$$d_a = 0.375 \text{ in}$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje a cortante

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} (d_a)^2 = 0.11 \text{ in}^2$$

Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje

$$f_{ya} = 24000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

## Continuación apéndice 24.

Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje

$$f_{uta} := 1.9 f_{ya} = 45600 \frac{lb}{in^2}$$

Factor de reducción de resistencia para anclajes controlados por la resistencia de un elemento de acero

$$\phi := 0.65 \quad (\text{Tabla 32})$$

Resistencia de diseño a cortante para anclajes postinstalados:

$$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 3021.819 \text{ lb}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 890.938 \text{ kg} \quad \phi \cdot V_{sa} = 1964.183 \text{ lb}$$

Demanda sísmica a tensión en el anclaje

$$V_{ua} = 11.155 \text{ lb}$$

Se comprueba que la resistencia a tensión del acero es mayor a la demanda sísmica

$$\phi \cdot V_{sa} > V_{ua}$$

Relación Demanda / Capacidad:

$$P_{V1} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_{sa}} = 0.568\%$$

### Resumen:

a) Resistencia del acero en tracción:

$$P_{N1} = 0.591\%$$

b) Resistencia por adherencia en tracción:

$$P_{N2} = 2.592\%$$

c) Resistencia del acero en cortante:

$$P_{V1} = 0.568\%$$

Fuente: elaboración propia.