



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

**MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO
FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE
AL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR**

Fernando Romeo Espinoza Guerra

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, enero de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO
FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE
AL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

FERNANDO ROMEO ESPINOZA GUERRA
ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda
EXAMINADOR	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

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:

**MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO
FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE
AL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2013.


Fernando Romeo Espinoza Guerra

Guatemala, 06 de octubre de 2015

Ing. Ronald Estuardo Galindo
Coordinador Área de Estructuras
Facultad de Ingeniería
Universidad San Carlos de Guatemala

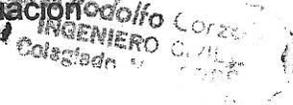
Ingeniero Galindo:

Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **METODO ANALITICO PARA LA DETERMINACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL METODO DE RAYLEIGH EN BASE AL CALCULO DE RIGIDEZ DEL METODO DEL WILBUR**, realizado por el estudiante universitario **Fernando Romeo Espinoza Guerra** con carne **2006-14985**, tema que fue aprobado en mayo de 2013.

Considero que el trabajo desarrollado satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Atentamente,


Ingeniero Mario Rodolfo Corzo Avila
Asesor de Trabajo de Graduación
Colegiado No. 2089





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
23 de octubre de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación METODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE AL CALCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Fernando Romeo Espinoza Guerra, con Carnet No. 2006-14985, quien contó con la asesoría del Ingeniero Mario Rodolfo Corzo Ávila.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA A TODOS

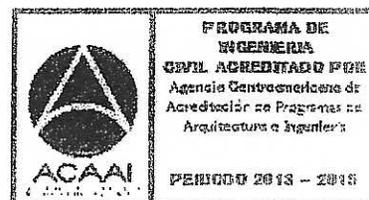

Ing. Ronald Estuardo Galindo-Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





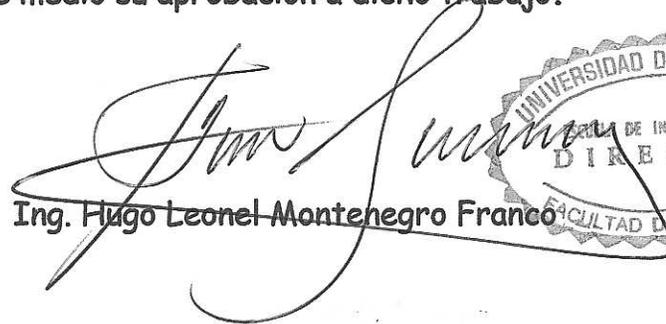
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Fernando Romeo Espinoza Guerra, titulado **MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE AL CALCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero 2016

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

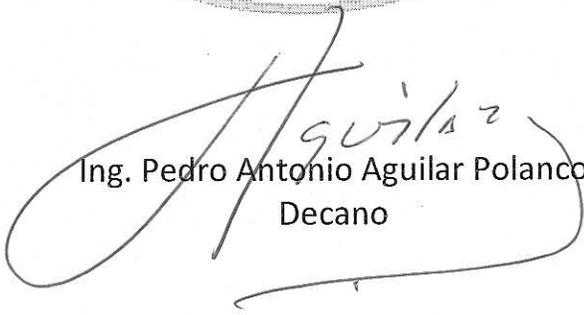




DTG. 028.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH EN BASE AL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DEL WILBUR**, presentado por el estudiante universitario: **Fernando Romeo Espinoza Guerra**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, enero de 2016

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

La vida

La incertidumbre que trae siempre renovó mi fe cada vez que su verdad revelaba quien soy yo.

Mis padres

Romeo Espinoza Navarro y Berta Luz Guerra de Espinoza. En su humildad me dieron el privilegio de una vida dichosa; dichosa su vida por ser capaces de dar tanto; este éxito es suyo más que mío.

Mis hermanas

Ana Lucía y Diana Gabriela Espinoza Guerra. Donde no veía siempre, abrieron mis ojos.

Mis amigos

Llegué a ser la persona y el profesional que soy, en parte a la visión y experiencias que compartieron conmigo.

Mis difuntos

Personas de mi familia y gente que conocí. La visión de mi vida siempre tendrá una parte para ellos.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por ser el espacio que dejó crecer profesionalmente, pero sobre todo como persona.

Facultad de Ingeniería

Por presentar en mi vida una mentalidad abierta a nuevas capacidades.

Mis amigos

Todos ustedes, incontables, aparecieron en mi camino dándome la tranquilidad y el carácter cuando me perdía en angustias. Jamás voy olvidar la dicha que me compartieron.

Ing. Mario Corzo

Por valorar mi capacidad en cualquier condición. Mi marcha tomó otra integridad al lado de sus virtudes.

Mi familia

Por todo el apoyo que le dieron a mis papás, y a mí, todos estos años de mi carrera.

La buena voluntad

Nunca estuve solo; la gente siempre me dejó ver su cariño y sus ganas de vivir más que cualquier otra cosa.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UNA ESTRUCTURA.....	1
1.1. Principios del diseño estructural	1
1.1.1. Rigidez.....	1
1.1.2. Ductilidad.....	2
1.2. Diseño por factores de carga y resistencia LRFD	3
1.3. Principios generales de diseño para el concreto armado	5
1.3.1. Materiales que componen el concreto armado	6
1.3.1.1. Concreto	6
1.3.1.1.1. Cemento.....	6
1.3.1.1.2. Agua.....	7
1.3.1.1.3. Arena.....	8
1.3.1.1.4. Grava.....	8
1.3.1.2. Acero de refuerzo para el concreto.....	8
1.3.2. Hipótesis de diseño para elementos en flexión de concreto armado.....	9
1.3.2.1. Primera hipótesis	9
1.3.2.2. Segunda hipótesis	10

	1.3.2.3.	Tercera hipótesis.....	10
	1.3.2.4.	Cuarta hipótesis	11
	1.3.2.5.	Quinta hipótesis.....	11
	1.3.2.6.	Sexta hipótesis	12
1.4.		Demandas estructurales para el diseño	13
	1.4.1.	Cargas de diseño	14
		1.4.1.1. Carga viva	14
		1.4.1.2. Carga muerta	16
		1.4.1.3. Cargas sísmicas.....	17
1.5.		Irregularidad en configuraciones estructurales.....	17
	1.5.1.	Irregularidad en planta	18
	1.5.2.	Irregularidad en elevación	19
2.		METODOLOGÍA DE ANÁLISIS CON BASE EN CONTROL DE LA RIGIDEZ	21
	2.1.	Cálculo de la rigidez de piso por el método de Wilbur	21
	2.2.	Análisis de la determinación del periodo de vibración fundamental del método de Rayleigh con base en el cálculo de rigidez del método de Wilbur	24
		2.2.1. Periodo de vibración fundamental del método de Rayleigh	25
		2.2.2. Vibración simple y su relación con el sismo de diseño de un edificio.....	30
		2.2.3. Evaluación de la relación entre la rigidez de piso y el periodo fundamental de vibración	32

3.	DESARROLLO DEL MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH CON BASE EN EL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR	35
3.1.	Definición del edificio para el análisis	35
3.2.	Definición de las secciones de los elementos estructurales	38
3.2.1.	Predimensionamiento de losas.....	38
3.2.2.	Predimensionamiento de vigas.....	39
3.2.3.	Predimensionamiento de columnas.....	40
3.3.	Criterios y determinación de cargas para el desarrollo del método de la carga sísmica estática equivalente	41
3.3.1.	Determinación de la carga muerta.....	41
3.3.2.	Determinación de la carga viva.....	43
3.3.3.	Determinación de las cargas sísmicas	43
3.4.	Calibración masa-rigidez manejando dimensionamiento por rigidez.....	46
3.4.1.	Análisis de primera calibración masa-rigidez manejando el dimensionamiento por rigidez	68
3.4.2.	Análisis de la calibración masa-rigidez llevando el manejo de dimensionamiento por rigidez descendente a un comportamiento efectivo	71
4.	EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMORESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EFICIENTES A MEJORADOS	81
	CONCLUSIONES	93
	RECOMENDACIONES	95
	BIBLIOGRAFÍA.....	97
	APÉNDICE.....	99

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	La ecuación básica del diseño LRFD es la siguiente:	4
2.	Hipótesis primera a la tercera, y representación de la distribución de deformaciones para los diversos tipos de fallas en flexión.....	11
3.	Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de una viga..	13
4.	Esquemas de las hipótesis para el método de Wilbur.....	22
5.	Equivalencia de un sistema de múltiples grados de libertad en función de una sola coordenada globalizada	25
6.	Idealización de una estructura como un voladizo vertical	26
7.	Distribución del edificio en planta.....	36
8.	Distribución del edificio en elevación.....	37
9.	Espectro de respuesta de diseño	45
10.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de aporte global de rigidez	53
11.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de corte basal calculado.	54
12.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de rigidez de piso calculado	55
13.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de derivas laterales del centro de masa de cada piso	56
14.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso.	57
15.	Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de aporte global de rigidez	64

16.	Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de corte basal calculado	64
17.	Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de rigidez de piso calculado.....	65
18.	Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de derivas laterales del centro de masa de cada piso	66
19.	Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso	67
20.	Comportamiento de rigidez de piso obtenido con el método empírico propuesto	77
21.	Comportamiento de derivas laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto.....	78
22.	Comportamiento de desplazamientos laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto	79
23.	Esquemas del chequeo general columna fuerte–viga débil, para el caso eficaz, obtenido del software de diseño ETABS V9.7.4	87
24.	Esquemas del chequeo general columna fuerte–viga débil, para el caso mejorado, obtenido del software de diseño ETABS V9.7.4.....	88
25.	Comportamiento de rigidez de piso obtenido con el método empírico propuesto	89
26.	Comportamiento de derivas laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto.....	90
27.	Comportamiento de desplazamientos laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto	91

TABLAS

I.	Algunas combinaciones y factores de carga para el diseño LRFD según el código ACI 318-08.....	5
----	---	---

II.	Cargas vivas de uso frecuente	14
III.	Características irregulares en planta.....	18
IV.	Características irregulares en elevación	20
V.	Sección de columnas por piso	40
VI.	Cargas muertas no estructurales	41
VII.	Sobrecargas.....	41
VIII.	Peso del nivel 12.....	42
IX.	Peso del nivel 2 al 11	42
X.	Peso del nivel 1	42
XI.	Carga viva por nivel.....	43
XII.	Casos de dimensionamiento por rigidez uniforme	47
XIII.	Casos de dimensionamiento por rigidez descendente	47
XIV.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso V_{min} versus CG	49
XV.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso V_{min} versus CG.....	50
XVI.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso V_G versus CG	50
XVII.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso V_G versus CG.....	51
XVIII.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso V_{min} versus CP	51
XIX.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso V_{min} versus CP	52
XX.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso V_G versus CP	52
XXI.	Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso V_G versus CP	53

XXII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada piso58

XXIII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada piso58

XXIV. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada dos pisos.....59

XXV. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada dos pisos59

XXVI. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada tres pisos.....60

XXVII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada tres pisos.....60

XXVIII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada cuatro pisos.....61

XXIX. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada cuatro pisos.....61

XXX. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada cinco pisos62

XXXI. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada cinco pisos62

XXXII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada seis pisos63

XXXIII.	Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada seis pisos.....	63
XXXIV.	Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento uniforme	69
XXXV.	Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento descendente.....	70
XXXVI.	Comparación de distribución de rigidez entre dimensionamientos por rigidez descendente considerando congruencia para el diseño estructural	70
XXXVII.	Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento efectivo.....	72
XXXVIII.	Casos de dimensionamiento por rigidez descendente: proporción de reducción para la metodología empírica propuesta.....	72
XXXIX.	Resultados para los casos de dimensionamiento por rigidez elegidos para la demostración de la metodología empírica propuesta	74
XL.	Secciones de iteración que convergieron en la relación de rigidez global que mantiene el criterio %Ktg-%Kcg cercano a 60 %.....	75
XLI.	Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas por convergencia a la relación de rigidez global calculada empíricamente	75
XLII.	Secciones para una rigidez global estimada como propuesta eficaz para el diseño sísmico.....	82
XLIII.	Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas como eficaces para el diseño sísmico	82
XLIV.	Resultados para los casos de dimensionamiento por rigidez elegidos para la propuesta de un caso mejorado de respuesta sísmica	83

XLV.	Secciones para una rigidez global estimada como propuesta mejorada en el diseño sísmico	83
XLVI.	Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas como mejoradas para el diseño sísmico.....	84
XLVII.	Periodos fundamentales de vibración calculados con el software de diseño ETABS v9.7.4.....	85

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s^2).
S_{cr}	Aceleración espectral a 0.2 segundos en basamento rocoso.
S_{cs}	Aceleración espectral a 0.2 segundos modificado al sitio de análisis.
S_{cd}	Aceleración espectral de diseño para períodos cortos.
S_{1d}	Aceleración espectral de diseño para períodos de 1 segundo.
S_{1r}	Aceleración espectral para 1 segundo en basamento rocoso.
S_{1s}	Aceleración espectral para 1 segundo modificado al sitio de análisis.
$S_a(T)$	Aceleración espectral para un período T.
h_n	Altura del entrepiso "n".
$\% K_{cgn}$	Aporte de rigidez de columnas por piso.
$\% K_{tgn}$	Aporte de rigidez de vigas por piso.
$\% K_{cg}$	Aporte global de rigidez por columnas.
$\% K_{tg}$	Aporte global de rigidez por vigas.
V_B	Corte basal de cadencia.
Δ_n	Deriva del centro de masa de entrepiso.
Δ_u	Deriva última máxima tolerable.

u_i	Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel "i" (pudiéndose calcular ignorando los efectos de giro de la planta).
% K_{cn}	Distribución de rigideces de columnas por piso.
% K_{tn}	Distribución de rigideces de vigas por piso.
Q_i	Efecto de las acciones calculadas momento, corte, cargas, bajo cargas de servicio "i".
K_d	Factor de calibración de aceleraciones dependiendo del período de retorno del sismo de diseño.
r_i	Factor de carga que depende del tipo y combinación de carga.
β	Factor de corrección de no linealidad.
N_a	Factor de modificación de cercanía a la falla para períodos cortos.
N_v	Factor de modificación de cercanía a la falla para períodos largos.
F_a	Factor de modificación de suelo para periodos cortos.
F_v	Factor de modificación de suelo para periodos largos.
φ	Factor de reducción de resistencia de los materiales de construcción; su valor es menor a 1.
Ω_r	Factor de sobre-resistencia.
R	Factor genérico de reducción de la respuesta sísmica.
K_T	Factor para cálculo de período aproximado.
β_1	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectángulo equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
V_n	Fuerza de corte de entrepiso.
p_i	Fuerza estática equivalente para el nivel "i".

I_0	Índice de sismicidad.
E	Módulo de elasticidad del elemento estructural.
NdP	Nivel de protección.
T_s	Período de transición que separa periodos cortos de los largos.
T_a	Periodo de vibración fundamental calculado por el método empírico.
T_F	Periodo fundamental de vibración calculado por el método de Rayleigh.
T_{F1}	Periodo fundamental de vibración del dimensionamiento por rigidez descendente a cada piso.
T_{F2}	Periodo fundamental de vibración del dimensionamiento por rigidez descendente a cada $n/2$ pisos.
T_{Fc}	Periodo fundamental de vibración requerido.
W_i	Peso sísmico efectivo del nivel “i”.
K_{gc}	Relación global de rigidez de calibración.
K_{g1}	Relación global de rigidez del dimensionamiento por rigidez descendente a cada piso, para $T_{F1} < T_F$.
K_{g2}	Relación global de rigidez del dimensionamiento por rigidez descendente a cada $n/2$ pisos, para $T_{F2} \leq T_F$.
K_g	Relación global de rigidez.
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto.
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
R_N	Resistencia nominal, siendo esta el esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.
K_{cn}	Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n.

K_{tn}	Rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n.
R_n	Rigidez del entrepiso en cuestión.
$K_{t,c}$	Rigidez longitudinal del elemento estructural.

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto.
Agies	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Amortiguamiento	Absorción de energía.
Axial	Posición paralela sobre un eje.
Clínker	Caliza cocida; principal componente del cemento Portland.
Deflexión	Deformación de un elemento estructural bajo la acción de la flexión.
Ductilidad	Capacidad de deformación que contiene un material.
Espectro	Valor de respuesta máxima que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.
Frecuencia	Cantidad de veces en que se repite una acción.
IBC	Código Internacional de la Edificación.

Inercia	Capacidad de un cuerpo de mantenerse en reposo.
Inflexión	Cambio de curvatura por redirección de momentos.
LRFD	Diseño por factores de carga y resistencia.
Masa	Cantidad de materia que posee un cuerpo.
Periodo	Espacio de tiempo en el que se genera una acción.
Resonancia	Movimiento periódico que produce la magnificación de un movimiento vibratorio.
Rigidez	Capacidad de resistencia a la deformación que contiene un material.
Sección	Lado que presenta la geometría de menor tamaño de un elemento estructural.
UBC	Código Uniforme de Edificación.
Vibración	Movimiento repetitivo retornando alrededor de una posición de equilibrio.

RESUMEN

El presente trabajo muestra un método de análisis, para el diseño sísmico o sismoresistente, en el cual se determina la importancia de los efectos de la rigidez de piso, en la respuesta sísmica de una estructura basada en marcos, por medio de un ajuste de la relación de secciones de vigas y columnas.

Se toma como base de estudio el comportamiento sísmico de un edificio de 12 pisos, haciendo una serie de cálculos iterativos a través de las formulaciones del método analítico para el cálculo del periodo fundamental de vibración del método de Rayleigh con base en método aproximado para el cálculo de la rigidez de piso de Wilbur.

Se logra determinar el efecto global, que se puede alcanzar en la respuesta sísmica del edificio, por medio del ajuste de rigideces en cada nivel de piso, considerando un valor de diferencia global contenida de rigideces de vigas respecto a las de las columnas.

De los resultados se define un método analítico, de carácter empírico, que permite aplicar un ajuste de rigideces globales contenidas en un edificio con características regulares, con estructura basada en marcos, con el fin de conseguir dimensiones de secciones de vigas y columnas que logren que una edificación de dichas características obtenga una respuesta sísmica conveniente.

OBJETIVOS

General

Demostrar que puede aplicarse un ajuste en las rigideces contenidas de vigas y columnas, respecto a las dimensiones de sus secciones, que logra definir anticipadamente una respuesta sísmica de diseño para estructuras basadas en marcos que poseen un buen grado de regularidad estructural.

Específicos

1. Entender, a través del análisis iterativo entre los cálculos obtenidos de rigidez de piso y periodo fundamental de vibración, los efectos de la cantidad y distribución de rigidez en el comportamiento sísmico de un edificio basado en marcos.
2. Determinar la manera de conseguir un parámetro de ajuste, de secciones de vigas y columnas, para el diseño sísmico de un edificio basado en marcos, con el que se logre desarrollar una metodología para predimensionamiento de vigas y columnas.
3. Desarrollar, de manera analítica, un caso de diseño que responde efectivamente a rigideces calculadas a través de la metodología de predimensionamiento propuesta.

INTRODUCCIÓN

Conforme a los efectos de servicio que se requieran establecer en un sistema estructural, respecto al desempeño mecánico de sus elementos estructurales, se define una metodología de análisis que proporcione, con mayor precisión, el comportamiento necesario del sistema.

La configuración estructural que se establece para una edificación reside de una serie de condiciones van, desde la zona planificada para la construcción hasta la utilidad final a la que esta sea destinada. Esto implica que se debe tomar en cuenta que existen variantes de configuraciones estructurales que resultan de las condiciones con las que se proyectó la edificación.

Para definir la respuesta sísmica que puede alcanzar un sistema estructural basado en marcos, la metodología de análisis a presentar contiene como base de estudio los aspectos mecánicos y estructurales que proporciona la propiedad de rigidez, como una de las variantes de configuración estructural que en el periodo fundamental de vibración de una estructura se presentan.

Entendiéndose que la capacidad de deformación que se obtiene en una estructura resulta de la ductilidad que esta proporcione, se presenta un caso de edificación de gran altura, la cual servirá como esquema de análisis en el que sus deformaciones ejemplifiquen con mayor necesidad esta propiedad. El enfoque del análisis a desarrollar presenta la evaluación de la conveniencia de respuesta sísmica, que para el caso se basará en una edificación de gran altura con estructura de marcos, en la que se genera la disipación de la energía recibida por un sismo en un rango menos crítico.

1. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UNA ESTRUCTURA

En este capítulo se presentan los principios generales para del análisis y diseño estructural, y los conocimientos básicos que respectan al concreto armado. Además se presentan los parámetros considerados para las posibles irregularidades en un sistema estructural.

1.1. Principios del diseño estructural

A continuación se explicarán los principios del diseño estructural.

1.1.1. Rigidez

La rigidez se entiende, para los objetos sólidos, como la capacidad que estos tienen para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos. Para su análisis se denomina como coeficiente de rigidez, a la razón entre una fuerza aplicada sobre el desplazamiento final obtenido.

Las estructuras deben soportar diferentes tipos de fuerzas que actúan sobre los elementos que la componen. Estas fuerzas pueden originarse principalmente debido a:

- El propio peso; ya que en principio toda estructura debe soportarse a sí misma.

- El peso, movimiento, o vibraciones de los elementos que componen el conjunto del sistema. Por ejemplo, el marco de una bicicleta debe contrarrestar la deformación causada cuando una persona suba a ella.
- Agentes externos al propio sistema. Por ejemplo, el tejado de una casa no debería venirse abajo cuando se acumule ceniza sobre él; o un puente no debe caerse por el efecto del viento, entre otros.

Normalmente cuando se construye una estructura se hace para que esta no se deforme cuando ya se encuentre bajo sus condiciones de servicio. Sin embargo, algunas estructuras se consideran bajo el esquema de deformación, integrando en el análisis la recuperación posterior a la deformación de la misma. Se dejará entredicho lo último, ya que el tema se centra en el concepto de rigidez.

De lo entendido se puede decir finalmente que una estructura que resiste las deformaciones que se estén induciendo tiene rigidez. Se marcan entonces, de manera general, como las causas de las deformaciones a: las fuerzas que actúan sobre los diferentes elementos de la estructura, denominadas cargas; y las fuerzas que generan estos elementos para no ser deformados por las cargas, denominadas esfuerzos.

1.1.2. Ductilidad

La ductilidad en las estructuras es esencial para el buen desempeño de estas durante un sismo, especialmente en estructuras basadas en marcos, ya que estas presentan un déficit de resistencia lateral debido a la manera en que se configura. El coeficiente sísmico de un edificio se define como la relación entre la fuerza lateral máxima que puede resistir dicho edificio y el peso total del mismo. Para lograr una mayor ductilidad en los elementos de concreto armado

se debe evitar que los elementos fallen por cortante; esto se logra aumentando el requerimiento de acero transversal. En la deformación del acero se absorbe la energía sísmica y aplaza el daño absoluto de la estructura.

El metal se dobla pero no se rompe, y así sigue resistiendo las sollicitaciones de trabajo impuestas, aunque con algo menos de efectividad. La ductilidad es la capacidad de un elemento cualquiera en sufrir deformaciones plásticas sin perder su resistencia.

En general, un edificio con gran resistencia es poco deformable y por otro lado, el desplazamiento que sufre un edificio de poca resistencia es alto. Por lo tanto, se integra mayor ductilidad a un edificio con poca resistencia, y se integra menor ductilidad a un edificio con mayor resistencia.

1.2. Diseño por factores de carga y resistencia LRFD

Por sus cifras en inglés (Load and Resistance Factor Design), el diseño por factores de carga y resistencia se basa en aumentar la magnitud de las demandas estructurales con factores que marcan una probabilidad de cambio de las mismas a través del tiempo, y la reducción de la probabilidad de que las capacidades de los materiales respondan a un cien por ciento a estas demandas a través del tiempo.

Esto se denota de la siguiente manera:

$$\sum r_i Q_i \leq \phi R_N$$

Donde:

- Q_i es el efecto de las acciones calculando (M, V, P, entre otros) bajo cargas de servicio "i", donde $i = D$ (carga muerta), L (carga viva), S (carga sismo), etc.
- r_i es el factor de carga que depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).
- R_N es la resistencia nominal, siendo esta el esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.
- ϕ es el factor de resistencia, cuyo valor es menor a 1; depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres de la resistencias de los materiales para los casos de utilidad estructural).

Figura 1. **La ecuación básica del diseño LRFD es la siguiente**

Efectos de las acciones (fuerza, esfuerzos, deformaciones, deflexiones, entre otros)	\leq	Resistencia a los efectos de las acciones (resistencia, rigidez, ductilidad)
--	--------	--

Fuente: elaboración propia.

Esto da como resultado a una serie de factores y combinaciones de demandas estructurales que se marcan como posibles escenarios en la utilidad de una estructura, y marca factores que tienen como fin determinar con la mayor certeza la respuesta real de los materiales en distintos casos de servicio.

Tabla I. **Algunas combinaciones y factores de carga para el diseño LRFD según el código ACI 318-08**

Factores y combinaciones de cargas	Factores de reducción de resistencia "φ"	
(C.9-1) $U=1,4D+1,7L$	Secciones controladas por:	
(C.9-2) $U=0,75(1,4D+1,7L)+(1,6W \text{ ó } 1,0E)$	Tensión	0,90
(C.9-3) $U=0,9D+(1,6W \text{ ó } 1,0E)$	Compresión (refuerzo en espiral)	0,75
(C.9-4) $U=1,4D+1,7L+1,7H$	Compresión (otros elementos reforzados)	0,70
(C.9-5) $U=0,75(1,4D+1,4T+1,7L)$	Cortante y torsión	0,85
(C.9-6) $U=1,4(D+T)$		

Fuente: elaboración propia.

1.3. Principios generales de diseño para el concreto armado

El concreto armado es un material que se compone de dos materiales: concreto hidráulico y acero, cuya funcionalidad consiste utilizar el aporte de las resistencias que corresponden a las características particulares de cada material, para aportarlos a los elementos de una estructura.

Según el código ACI 318-08, un concreto estructural armado o reforzado, es aquel que se compone con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado especificado en el capítulo 1 al 21 y en los apéndices A al C del mismo código.

Como dato general, un aproximado del peso específico para el concreto armado se estima en alrededor de $2\,400 \text{ kg/m}^3$, es decir, para un concreto de peso normal.

A continuación se presentan una descripción general para cada material con que se conforma el concreto armado, y además el aporte estructural que cada material integra al mismo.

1.3.1. Materiales que componen el concreto armado

A continuación se determinarán los materiales que componen el concreto armado.

1.3.1.1. Concreto

De la definición que integra el código ACI 318-08, el concreto es una mezcla de cemento Pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Su módulo de elasticidad, E_c , depende de la resistencia a la compresión que se pretende alcanzar en su diseño de mezcla. Para el sistema mks (esfuerzos en kgf/cm^2) el módulo de elasticidad puede calcularse como $15\,100\sqrt{f'_c}$.

1.3.1.1.1. Cemento

Se define como material cementante a aquel que cuenta con las propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados, conformando una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas.

Este se obtiene de la pulverización del clínker, el cual se produce por medio de la calcinación, hasta la fusión primitiva de materiales calcáreos y arcillosos.

En un concreto estructural se utilizan únicamente cementos hidráulicos. Estos logran su endurecimiento y fraguado, a través de un proceso químico llamado hidratación, por medio de la adición de agua.

1.3.1.1.2. Agua

Es la base fundamental para la elaboración de concreto; la cantidad y proporción en que se utiliza está relacionada con la resistencia, trabajabilidad y propiedades requeridas del concreto.

Para su utilización en el concreto estructural, esta debe encontrarse libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materiales orgánicos, en otras palabras debe considerarse como potable.

Para lograr una hidratación completa en el cemento, de una cantidad dada del mismo se requiere una cantidad de agua con peso de aproximadamente el 25 % del peso del cemento a utilizar, es decir, una relación agua-cemento de 0,25.

Sin embargo durante el proceso de hidratación debe haber una cantidad adicional de agua para proporcionarle movilidad al agua misma dentro de la pasta de cemento, de manera que esta pueda alcanzar las partículas de cemento y proporcione la trabajabilidad necesaria en la mezcla de concreto.

Para concretos normales la relación agua-cemento varía, generalmente en el intervalo de 0,40 a 0,60, aunque para los concretos de alta resistencia se han utilizado relaciones tan bajas como 0,25.

La cantidad de agua a integrar en una mezcla de concreto dependerá de la fluidez requerida (revenimiento) según el tipo de estructura, y cantidad que se requiera fabricar, además depende del tamaño máximo nominal del agregado grueso a utilizar.

1.3.1.1.3. Arena

Un agregado fino o arena es cualquier material que pasa el tamiz núm. 4. Las condiciones de una arena son buenas cuando está compuesta por partículas de diferentes tamaños, sean pequeñas o grandes.

La estimación de la cantidad de agregado grueso depende del módulo de finura que el agregado fino tenga, en relación del tamaño del agregado grueso que se utilizará.

1.3.1.1.4. Grava

Un agregado grueso o grava es un conjunto de rocas de tamaño comprendido entre 2 mm a 64 mm (el material que no pasa del tamiz núm. 4); aunque no existe homogeneidad de criterio para el límite superior de su tamaño, el tamaño máximo de agregado grueso para concreto reforzado está controlado por la facilidad con que este debe entrar en las formaletas y en los espacios entre barras de refuerzo.

El agregado grueso no debe ser mayor que un quinto de la dimensión más pequeña de las formaletas o un tercio del espesor de la losa, ni tres cuartos de la distancia mínima entre barras de refuerzo.

1.3.1.2. Acero de refuerzo para el concreto

La resistencia útil, tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, establecida como la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural, más cien veces su resistencia a la tensión.

El acero es relativamente más costoso que el concreto. Es por esto que resulta mucho más conveniente que los dos materiales se empleen combinados, utilizando el concreto para resistir los esfuerzos de compresión y el acero para los esfuerzos de tensión, de manera que por ejemplo en el caso de vigas de concreto reforzado, el concreto resiste los esfuerzos de compresión y el acero, en formas de barras de refuerzo longitudinal, se coloca cerca de la cara de tensión para resistir las fuerzas de tensión, y barras de acero adicionales resisten los esfuerzos de tensión inclinados causados por las fuerzas cortantes en las vigas.

1.3.2. Hipótesis de diseño para elementos en flexión de concreto armado

El normativo ACI 318-08, en la sección 10,2 establece que se deben satisfacer dos condiciones fundamentales en el cálculo de la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia: (1) el equilibrio estático y (2) la compatibilidad de las deformaciones.

Se debe lograr el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tensión que actúan en la sección transversal del elemento, para las condiciones de resistencia nominal. Además se debe cumplir la compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación unitaria del concreto y del acero de refuerzo, para condiciones de resistencia nominal, según las hipótesis de diseño que establece el código.

1.3.2.1. Primera hipótesis

Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta hipótesis ha sido revelada como cierta por medios experimentales, y es

fundamental para obtener los esfuerzos en el refuerzo, tanto a tensión como a compresión.

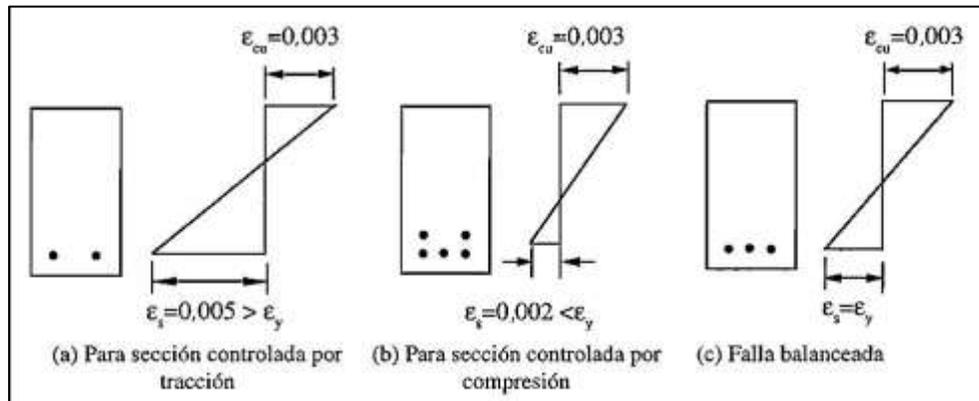
1.3.2.2. Segunda hipótesis

La deformación unitaria que el concreto alcanza cuando falla es de 0,003. Aunque experimentalmente, bajo condiciones especiales, el concreto ha obtenido deformaciones superiores a 0,008, un concreto de características normales esta deformación unitaria varía dentro de 0,003 a 0,004.

1.3.2.3. Tercera hipótesis

El acero, antes de alcanzar la fluencia, presenta un esfuerzo que es igual al producto entre su módulo de elasticidad y su deformación unitaria. Al sobrepasar la fluencia, los valores del esfuerzo ya no dependen de la deformación, y se toman como f_y . Los aumentos de la resistencia por endurecimiento obtenido a través de la deformación del acero son despreciables para fines prácticos de cálculo.

Figura 2. **Hipótesis primera a la tercera, y representación de la distribución de deformaciones para los diversos tipos de fallas en flexión**



Fuente: HARMSEN, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. p. 82.

1.3.2.4. Cuarta hipótesis

La resistencia a la tensión del concreto no es relevante. No se debe considerar para los cálculos de elementos de concreto armado sometidos a flexión, ni para elementos con carga axial.

1.3.2.5. Quinta hipótesis

La forma en que se distribuyen los esfuerzos de compresión, en una sección de concreto, se asume de manera que tenga coherencia con los resultados obtenidos en ensayos.

Puede suponerse una distribución rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir los resultados que se espera en

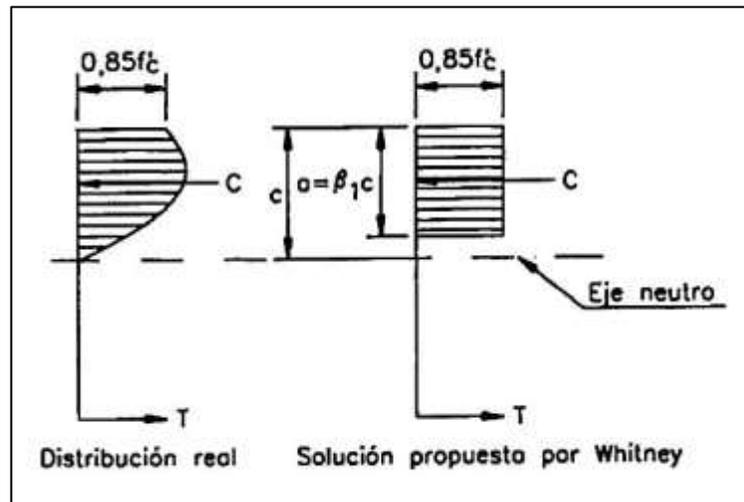
ensayos representativos. Esta hipótesis reconoce la naturaleza inelástica en el comportamiento del concreto.

1.3.2.6. Sexta hipótesis

De la quinta hipótesis se satisfacen sus requerimientos, por medio de una distribución rectangular (rectángulo equivalente de Whitney). Este rectángulo presenta para el esfuerzo de compresión una dimensión de $0,85f'c$; en la dimensión paralela a la compresión, se representa como una dimensión de $a=\beta_1*c$, siendo “c” la distancia del eje neutro a la fibra de deformación unitaria máxima a compresión.

El factor “ β_1 ” depende de la resistencia a compresión del concreto $f'c$, tomándose con un valor de 0,85 si la resistencia del concreto es menor que 280 kg/cm^2 , y para otros casos como una reducción de 0,05, en el valor de 0,85, por cada incremento de 70 kg/cm^2 en la resistencia del concreto. En ningún caso “ β_1 ” será menor que 0,65, esto por el hecho marcado en ensayos que demuestran que para concretos de alta resistencia una reducción excesiva de este factor conllevaría a un diseño poco conservador.

Figura 3. **Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de una viga**



Fuente: HARMSEN, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. p. 81.

1.4. Demandas estructurales para el diseño

Esencialmente el diseñador contempla demandas, habiéndose señalado: la utilidad (el tipo de carga según aspectos socioeconómicos, intereses particulares, entre otros); el tipo de la obra (según lo que marque la utilidad); la configuración estructural (características arquitectónicas); el sistema estructural (según las características anteriores y criterios que complementen la solución final al caso en estudio).

A partir de estas demandas se evalúan el tipo de materiales de construcción a utilizar y las características de la zona donde se proyecta la utilidad de la obra (tipo de suelo, zona sísmica, ente otros).

Al definir las demandas el diseñador clasifica estas en medidas o parámetros que se traducen en modelos analíticos con los que se implementa la solución que se proponga para establecer el diseño final de la obra. Por consiguiente, en esta sección se pretende establecer los parámetros generales para el análisis estructural sísmoresistente.

1.4.1. Cargas de diseño

A continuación se explica las cargas de diseño.

1.4.1.1. Carga viva

Es la producida por el uso y la ocupación que se designe a una estructura. Esta solo integra las cargas que se empleen en la estructura por el usuario final, no contiene cargas ambientales (sismos, viento, explosiones, entre otros). En la tabla II se indican los tipos de carga viva de uso frecuente establecidas en el AGIES NSE 2-10 para la República de Guatemala.

Tabla II. Cargas vivas de uso frecuente

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg/m ²)
Vivienda		
• Balcones	500	
• Habitaciones y pasillos	200	
• Escaleras	300	
Oficina		
• Pasillos y escaleras	300	
• Oficinas	250	800
• Áreas de cafetería	500	

Continuación de tabla II.

Hospitales		
• Pasillos	500	450
• Clínicas y encamamiento	250	
• Servicios médicos y laboratorio	350	800
• Farmacia	500	
• Escaleras	500	
• Cafetería y cocina	500	
Hoteles		
• Habitaciones	200	450
• Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
• Aulas	200	400
• Pasillos y escaleras	500	
• Salones de lectura de biblioteca	200	400
• Área de estanterías de biblioteca	700	800
Reunión		
• Escaleras privadas	300	Ver 3,3 (d)
• Escaleras públicas	500	d
• Balcones	500	
• Vestíbulos públicos	500	
• Plazas a nivel de calle	500	800
• Salones con asiento fijo	300	
• Salones sin asiento fijo	500	800
• Escenarios y circulaciones	500	
Garajes		
• Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver 3,3 (c)
• Garajes para vehículos de carga (2 000kg)	500	C
• Rampas de uso colectivo	750	C
• Corredores de circulación	500	C
• Servicio y reparación	500	C
Instalaciones deportivas públicas		
• Zonas de circulación	500	
• Zonas de asientos	400	
• Zonas sin asientos	800	
• Canchas deportivas	NOTA 4	
Almacenes		
• Minoristas	500	800
• Mayoristas	600	1 200
Bodegas		
• Cargas livianas	600	800
• Cargas pesadas	1 200	1 200
Fábricas		
• Industrias livianas	500	800
• Industrias pesadas	1 000	1 200

Continuación de tabla II.

Cubiertas pesadas (inciso 3,3 (f)) <ul style="list-style-type: none"> • Azoteas de concreto con acceso • Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas • Azoteas con inclinación mayor de 20° • Cubiertas usadas para jardín o para reuniones 	200 100 75 ^(b) 500	
Cubiertas livianas (inciso 3,3 (g)) <ul style="list-style-type: none"> • Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, entre otros (aplica a la estructura que soporta la cubierta final). 	50 ^(b)	

Fuente: AGIES NSE 2-10, *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. p. 25.

1.4.1.2. Carga muerta

Se determinan con base al peso propio de la estructura y de todo aquel elemento que aporte cargas relativamente permanentes a lo largo de la vida útil de una obra. En general, se integra a partir del tipo de materiales que se utilizarán para la construcción la obra. Según la Norma AGIES NSE 2-10, estas cargas pueden ser un porte de los siguientes tipos de materiales y accesorios:

- De los materiales propios de la construcción de determinada obra
- Pisos
- Tabiques y particiones
- Fachadas y cerramientos perimetrales
- Equipos fijos
- Equipos fijos pesados

De esta clasificación de cargas se puede denominar a un subgrupo de cargas como sobrecargas; esto con el fin de integrar este grupo de carga

muerta de manera no directa, es decir, fuera de los elementos estructurales que son los que marcan la mayor cantidad de carga para este caso.

1.4.1.3. Cargas sísmicas

Son aquellas que se derivan de aceleraciones que provocan los movimientos de las placas sobre la corteza terrestre. Estas aceleraciones varían de escala dependiendo la región (zona sísmica).

Se debe tomar en cuenta, que la región en la que Guatemala se encuentra pertenece a un alto índice de sismicidad, por lo que las demandas sísmicas siempre deben ser consideradas en el diseño estructural para el país.

Según la Norma NSE 3-10 de la Agies, el sistema de cargas del análisis de la carga estática equivalente proporciona un esquema de respaldo satisfactorio para la respuesta sísmica que una edificación pueda conseguir.

Todos los parámetros que se utilizan para la República de Guatemala para la determinación de las cargas sísmicas se encuentran señaladas en las Normas NSE 2-10 y 3-10 de la Agies.

1.5. Irregularidad en configuraciones estructurales

Un factor que implica un gran problema en el análisis estructural es la inconsistencia de la configuración estructural que una estructura pueda presentar en contra de su eficiencia, en el grado de una respuesta negativa ante las demandas estructurales que esta tenga para su condición de servicio en su vida útil, como por ejemplo, la concentración de esfuerzos en nudos.

Según la Norma NSE 3-10, que establece la Agies, los casos que se deben evaluar de irregularidad estructural, en planta y elevación para las distintas configuraciones estructurales que se puedan obtener, son los siguientes:

1.5.1. Irregularidad en planta

Se refiere a toda debilidad que una estructura pueda presentar, en su configuración horizontal, respecto a la inestabilidad y fragilidad con la que esta pueda responder frente a sus demandas estructurales.

Una estructura será irregular en planta cuando se presente al menos una de las características enumeradas en la tabla II, en cuyo caso deberán cumplir con las disposiciones especiales de la sección 1.8.3 de la Norma NSE 3-10 de la Agies.

Tabla III. Características irregulares en planta

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	Giro mayor de diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1,5 veces la deriva en el otro extremo.	D, E	1.8.3.4 ♦ 1.10.5
		C, D, E	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D, E	1.10.5
H1-B	Giro extremo del diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2,3 veces la deriva en el otro extremo.	E	1.8.3.1 ♦
		D	1.8.3.4 • 1.10.5
		C, D	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D	1.10.5
H2	Esquina entrante: al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25 % en la dirección de análisis.	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5

Continuación de la tabla III.

H3	Diafragma discontinuo: el diafragma tiene menos del 50 % del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia rigidez en más de 50 % de un piso al siguiente.	D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
H4	Desfase lateral: un muro o marco o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado.	D, E	1.8.3.4 ♦ 1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.3 Ωr
		B, C, D, E	1.10.5
H5	Sistema no-paralelo: cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura.	D, E	1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.6
		B, C, D, E	4.2.4
1) La tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez ♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado ● precaución especial para el NdP indicado Ωr irregularidad requiere aplicar Ωr para resolverla			

Fuente: AGIES NSE 3-10, *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. p. 35.

1.5.2. Irregularidad en elevación

De igual forma que con las irregularidades en planta, esta señala las debilidades que una estructura pueda presentar, pero en su configuración vertical, con relación a la respuesta que una estructura puede dar frente a sus demandas estructurales.

Según lo que señala la Norma NSE 3-10 de la Agies, una estructura es irregular en elevación si presenta cualquier caso que se señala en la tabla III, y de la misma manera si estas se presentan en la estructura, deberán cumplir con las disposiciones especiales de la sección 1.8.3 de la misma norma.

Tabla IV. **Características irregulares en elevación**

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de protección al que aplica	Sección de referencia
V1-A	Piso suave: rigidez lateral de un piso es menos que 70 % de la rigidez del piso de encima; o menos que 80 % de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – nota 1.	D, E	1.10.5
V1-B	Piso suave – caso extremo: rigidez lateral de un piso es menos que 60 % de la rigidez del piso de encima; o menos que 70 % de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – nota 1.	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V2	Masa irregular verticalmente: el peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cada piso adyacente.	D, E	1.10.3 1.10.5
V3	Geometría vertical escalonada: la dimensión horizontal de la mitad o más de los marcos se reduce en más de 75 %.	D, E	1.10.5
V4	Discontinuidad en plano vertical: uno de los sistemas sismoresistentes verticales sufre un desfase o reducción en capacidad o rigidez lateral.	B, C, D, E	1.8.3.3 Ωr
		D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
V5-A	Piso débil: la resistencia del piso es 80 % o menos que la resistencia del piso superior – nota 2.	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V5-B	Piso débil – caso extremo: la resistencia del piso es 65 % o menos que la resistencia del piso superior – nota 2.	D, E	1.8.3.1 ♦
		B, C	1.8.3.3 Ωr 1.10.5
<p>1) para verificar esta condición se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para este chequeo no importa valor absoluto de las derivas): la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas – (derivadas ver Sección 4.3).</p> <p>2) para verificar esta condición en forma preliminar rápida se puede sumar, en la dirección de interés, las secciones de todos los elementos capaces de recolectar carga lateral y comparar los totales en los pisos verificados; en caso necesario se podrá detallar más el chequeo tomando en cuenta los refuerzos de cortante.</p> <p>♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado ● precaución especial para el NdP indicado Ωr irregularidad requiere aplicar Ωr para resolverla</p>			

Fuente: AGIES NSE 3-10. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.* p. 65.

2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS CON BASE EN CONTROL DE LA RIGIDEZ

En este capítulo se señala la relación que hay entre la rigidez y el periodo de vibración fundamental de una estructura. Para el cálculo de la rigidez contenida en cada nivel de una edificación; esta metodología se basa en las hipótesis formuladas que el método de Wilbur proporciona.

Se establece entonces qué, la manera de variación de la rigidez en cada nivel de una edificación, basada en el sistema estructural de marcos, afecta a su periodo de vibración fundamental.

2.1. Cálculo de la rigidez de piso por el método de Wilbur

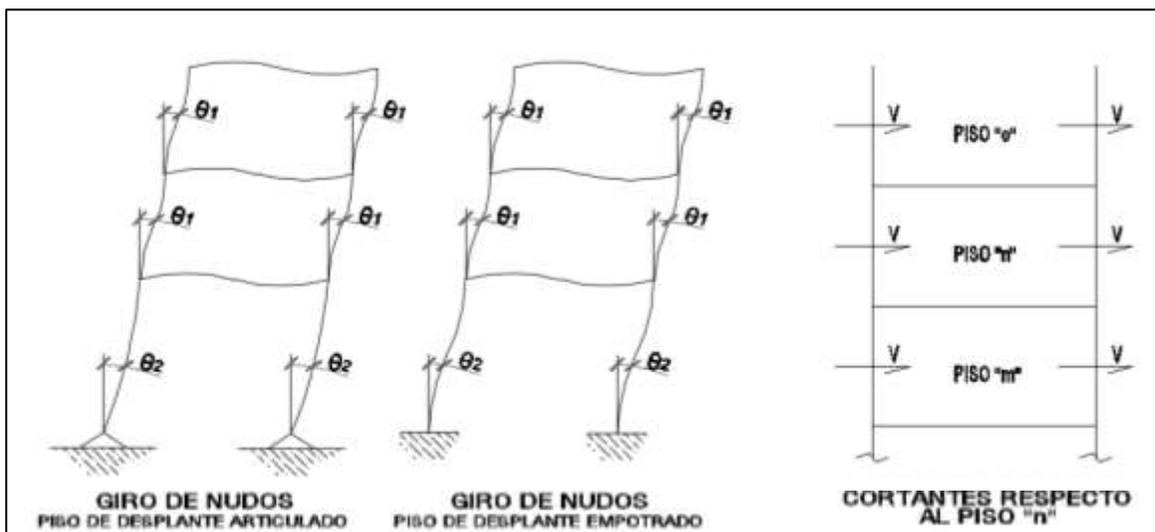
Se denomina rigidez de piso a la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco o muro en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. Esto lleva a que la rigidez no es un parámetro independiente del sistema de fuerzas laterales, por lo que se debe conocer este sistema.

Para una estructura basada en marcos, por el uso de un sistema de cargas que no corresponde estrictamente al definitivo de análisis, es decir, un sistema de cargas que se genera a partir de datos aproximados, se obtienen errores que no implica gran importancia, por lo que usualmente es aceptable utilizar hipótesis simplificadas para el cálculo del sistema de fuerzas.

Las fórmulas de Wilbur se usan para marcos regulares formados por elementos estructurales con inercia constante, en los que la deformación axial es despreciable y que se tienen columnas con puntos de inflexión. Las hipótesis del método son:

- Los giros en todos los nudos de un piso y de los dos pisos adyacentes son iguales, excepto en el piso de desplante, en donde puede suponerse empotrado o articulado según el caso.
- Las cortantes en los dos entrepisos adyacentes al de interés son iguales a la de este.

Figura 4. **Esquemas de las hipótesis para el método de Wilbur**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

De estas hipótesis surgieron las siguientes formulas según el caso:

- Para el primer entrepiso, suponiendo columnas empotradas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{48E}{D_1 h_1}; D_1 = \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{(h_1+h_2)}{\left(\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}\right)}$$

y suponiendo columnas articuladas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{24E}{D_1 h_1}; D_1 = \frac{h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{(2h_1+h_2)}{\sum K_{t1}}$$

- Para el segundo nivel, suponiendo columnas empotradas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48E}{D_2 h_2}; D_2 = \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{(h_1+h_2)}{\left(\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}\right)} + \frac{(h_2+h_3)}{(\sum K_{t2})}$$

y suponiendo columnas articuladas en la cimentación:

$$R_2 = \frac{48E}{D_2 h_2}; D_2 = \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{(2h_1+h_2)}{\sum K_{t1}} + \frac{(h_2+h_3)}{(\sum K_{t2})}$$

- Para entresijos intermedios:

$$R_n = \frac{48E}{D_n h_n}; D_n = \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{(h_m+h_n)}{\sum K_{tm}} + \frac{(h_n+h_o)}{(\sum K_{tn})}$$

Donde:

- E = módulo de elasticidad del elemento estructural.
- R_n = rigidez del entresijo en cuestión.
- K_{tn} = rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entresijo n.

- K_{cn} = rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n .
- m, n, o = índices que identifican tres pisos consecutivos de abajo hacia arriba.
- h_n = altura del entrepiso n .

Para el último nivel o piso se asume que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se aplica la fórmula de entrepiso intermedios con $2h_m$ sustituyendo h_m y haciendo $h_o=0$.

Teniendo el valor de la fuerza de corte " V_n " de cada piso, se calcula el desplazamiento de entrepiso " Δ_n " de la siguiente forma:

$$\Delta_n = \frac{V_n}{R_n}$$

El valor máximo del desplazamiento de entrepiso se conoce como deriva última máxima tolerable Δ_u , cuyo cálculo se puede encontrar en la sección 4.3.3 de la Norma NSE 3-10 que establece la Agies.

Cabe señalar, que para el caso en estudio, el sistema de cargas se determinará por el método de la carga sísmica estática equivalente. Se podemos encontrar los parámetros respectivos a este método en el capítulo 2 de la Norma NSE 3-10.

2.2. Análisis de la determinación del periodo de vibración fundamental del método de Rayleigh con base en el cálculo de rigidez del método de Wilbur

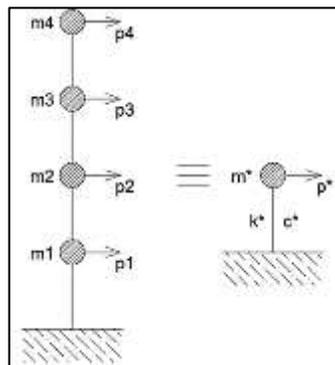
En este capítulo se define el análisis que determina la relación entre la rigidez por nivel, basado en un cálculo por las fórmulas de Wilbur, entendiendo

la base del modelo matemático de vibración simple que presenta el método de Rayleigh.

2.2.1. Periodo de vibración fundamental del método de Rayleigh

Este método permite realizar el cálculo de la frecuencia fundamental de un sistema de “n” grados de libertad con buena aproximación. Su desarrollo se basa en la ley de la conservación de la energía, permitiendo de esta manera analizar sistemas de múltiples grados de libertad como un sistema equivalente de un grado de libertad en función de una sola coordenada generalizada.

Figura 5. **Equivalencia de un sistema de múltiples grados de libertad en función de una sola coordenada globalizada**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

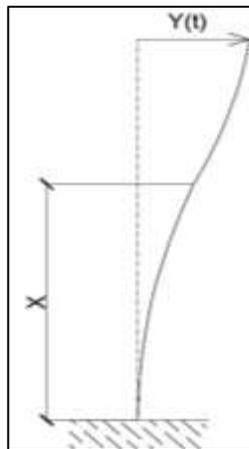
Muchas estructuras se pueden idealizar como un voladizo vertical. De esta manera se definen las funciones de desplazamiento con relación a coordenadas globalizadas. Esto se expresa de la siguiente forma:

$$u(x,t)=\varphi(x)Y(t)$$

Donde:

- $Y(t)$ es la coordenada generalizada dependiente del tiempo que corresponde al desplazamiento del extremo libre del voladizo.
- $\varphi(x)$ es la función de forma para cualquier punto x a lo largo del voladizo.

Figura 6. **Idealización de una estructura como un voladizo vertical**



Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Para los sistemas con múltiples grados de libertad, las fuerzas elásticas y amortiguadoras se expresan en función de desplazamientos relativos (1) y velocidades relativas (2):

$$(1) \Delta u(x,t) = \Delta \varphi(x) Y(t)$$

$$(2) \Delta \dot{u}(x,t) = \Delta \varphi(x) \dot{Y}(t)$$

Seguidamente las masas se concentran al nivel de los pisos y se consideran simplemente acopladas para formular la ecuación de movimiento en términos de una coordenada generalizada. Según el principio del trabajo virtual,

que consiste en que dado un desplazamiento virtual el trabajo de las fuerzas en equilibrio dinámico es igual a cero (ley de la conservación la energía), esto es:

$$f_i \delta u + f_d \delta \Delta u + f_s \delta \Delta u - p(t) \delta u = 0$$

Donde:

- f_i = fuerzas inerciales: $f_i = m\ddot{u} = m\phi\ddot{Y}$
- f_d = fuerzas de amortiguamiento: $f_d = c\dot{\Delta u} = c\Delta\phi\dot{Y}$
- f_s = fuerzas de elásticas: $f_s = k\Delta u = k\Delta\phi Y$

El desplazamiento virtual se puede expresar de la siguiente forma:

$$\delta \Delta u(x,t) = \Delta\phi(x) \delta Y(t)$$

Donde:

$$\Delta u(x,t) = \phi(x_i) Y(t) - \phi(x_j) Y(t) = \Delta\phi(x) Y(t)$$

Sustituyendo las ecuaciones de las fuerzas de inercia, amortiguamiento y elástica, obtenemos la ecuación de movimiento en términos de las coordenadas generalizadas:

$$m^* \ddot{Y} + c^* \dot{Y} + k^* Y = p^*(t)$$

Donde m^* , c^* , k^* y p^* son los parámetros generalizados (masa generalizada, amortiguamiento generalizado, rigidez generalizada y fuerza generalizada, respectivamente). Estos parámetros se definen de la siguiente manera:

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2$$

$$c^* = \sum c_i \Delta \varphi_i^2$$

$$k^* = \sum k_i \Delta \varphi_i^2$$

$$p^* = \sum k_i \varphi_i$$

Entonces, la fuerza generalizada se convierte en una función que depende del factor de participación de un terremoto “L”. Esto para una aceleración base dependiente del tiempo:

$$p^* = \ddot{g}L; L = \sum m_i \varphi_i$$

El amortiguamiento generalizado se puede expresar en términos del porcentaje de amortiguamiento crítico de la siguiente forma:

$$c^* = \sum c_i \Delta \varphi_i^2 = 2\lambda m^* \omega$$

Siendo “ ω ” la frecuencia circular del sistema generalizado, dado como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}}$$

El método de Rayleigh denota un sistema elástico sin amortiguamiento, con lo que la máxima energía potencial “ V_{\max} ”, y la máxima energía cinética “ T_{\max} ” en términos de las coordenadas generalizadas se calcula como:

$$V_{\max} = \frac{Y}{2} \sum p_i \varphi_i = \frac{p^* Y}{2}$$

$$T_{\max} = \frac{\omega^2 Y^2}{2} \sum m_i \varphi_i^2 = \frac{\omega^2 Y^2 m^*}{2}$$

Por el principio de conservación de la energía, V_{\max} , y T_{\max} deben ser iguales, e iguales a la energía total del sistema. El método de Rayleigh consiste en determinar la frecuencia natural del sistema por medio de la igualación de V_{\max} , y T_{\max} , resultando entonces que:

$$\omega = \sqrt{\frac{p^*}{m^*Y}}$$

Y recordando que el periodo se define como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*Y}{p^*}}$$

Al multiplicar y dividir por Y , y usando $u(x,t) = \varphi(x)Y(t)$, la ecuación se define como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i u_i^2}{g \sum p_i u_i}}$$

Según la Norma NSE 3-10 de la Agies, este es el método analítico para el cálculo del periodo fundamental, y define sus parámetros como sigue:

- W_i = peso sísmico efectivo del nivel "i".
- u_i = desplazamiento lateral del centro de masa del nivel "i" (pudiéndose calcular ignorando los efectos de giro de la planta).
- p_i = fuerza estática equivalente para el nivel "i".
- g = aceleración debida a la gravedad (9,81 m/s²).

El periodo de fundamental de vibración a utilizar para el método de la carga estática equivalente, según la sección 2.1.6 de la Norma NSE 3-10, debe ser:

$$T = T_F \leq 1,4 * T_a$$

Donde:

- T_F = periodo fundamental de vibración calculado por el método de Rayleigh.
- T_a = periodo de vibración fundamental calculado por el método empírico: $T_a = K_T h_n^x$, cuyos parámetros se encuentran señalados en la sección 2.1.4 (Agies NSE 3-10).

2.2.2. Vibración simple y su relación con el sismo de diseño de un edificio

El análisis para el cálculo del corte basal; este radica en que la masa de una estructura presenta un movimiento horizontal a causa del movimiento del terreno en un determinado sitio; en términos de un sistema estructural, esto quiere decir, que una fuerza de gran magnitud se traduce a un sistema de fuerzas que induce el desplazamiento de la estructura.

Para un sistema estructural análogo a uno en voladizo vertical, los desplazamientos se derivan de un tipo de movimiento conocido como movimiento vibratorio simple (un movimiento periódico que tiende a una misma posición de equilibrio); hay que recordar que esta idealización solo se integra para el análisis de carga estático equivalente.

Entendiéndose que se trata de un movimiento que es provocado por cierto sismo de determinada zona. Se le denomina de diseño, al sismo que induce las cargas más críticas, es decir, que provoca los desplazamientos menos recuperables (destructivos) para un sistema estructural.

La interpretación de este tipo de desplazamientos recurre al concepto conocido como resonancia; para el caso de edificios, consiste en aquel movimiento del terreno que se genera en determinada frecuencia (un periodo de oscilación, o bien vibración, determinado) que coincide en con el valor del periodo de vibración fundamental del edificio; el resultado es la amplificación periódica de los desplazamientos laterales de la estructura, lo que provoca el colapso de la misma.

El diseño sísmico, basado en el análisis de la carga estática equivalente, tiene como objetivo determinar el sistema de fuerzas que los elementos estructurales de una estructura deben contrarrestar mecánicamente, en un movimiento vibratorio simple amortiguado, es decir, integrar elementos estructurales con la capacidad de recuperar el equilibrio a través de fuerzas restauradoras, fuerzas proporcionales a las distancias de los puntos de equilibrio de las masas del sistema (fuerzas basadas en la rigidez); el comportamiento deseado es, además, no contar con la probabilidad de que la estructura entre en resonancia con el movimiento sísmico.

La metodología empírica para el cálculo del periodo fundamental de una estructura delimita el periodo fundamental de vibración a un valor que se estima es el más crítico para un sistema estructural determinado, acorde a su altura y tipos de material. Este periodo define la aceleración de respuesta espectral para el cálculo del corte basal.

El valor de “ T_F ” representa la respuesta, en vibración simple, de una estructura a la aceleración de respuesta espectral definida. Este periodo fundamental de vibración es el periodo al que las fuerzas restauradoras deben responder, y por lo tanto, es el parámetro de evaluación para rectificar la distribución de rigideces en los elementos estructurales del edificio analizado.

2.2.3. Evaluación de la relación entre la rigidez de piso y el periodo fundamental de vibración

De los parámetros, rigidez de piso y periodo fundamental de vibración, existe una relación directa entre estos y el peso propio de la estructura. De manera que, las inercias de los elementos estructurales, están directamente relacionadas con el corte basal; este es el punto de partida para determinar la forma de regular la cantidad de rigidez en cada piso conforme al periodo de vibración fundamental de una estructura basada en marcos.

En otras palabras, la rigidez de piso puede regular los desplazamientos laterales del centro de masa de cada nivel, y por lo tanto, la respuesta sísmica de una estructura.

Se pueden dar dos enfoques, respecto del valor del periodo fundamental de vibración, para estructuras basadas en marcos; puede darse los casos de estructuras de poca altura y gran altura, donde, debido a la interacción suelo-estructura, será conveniente un periodo de vibración corto en la respuesta sísmica de estructuras de poca altura, y uno largo en las de gran altura; esto es la respuesta de la estructura tratando de evitar el fenómeno de amplificación.

Tomando como base de estudio representativo, para conformar un análisis de sensibilidad rigidez-periodo, una estructura de gran altura. Para desarrollar la

metodología de análisis para la determinación del periodo fundamental de vibración del método de Rayleigh con base en el cálculo de rigidez del método de Wilbur, se hace una relación de “dimensionamiento por rigidez”, con el periodo de vibración fundamental a obtener.

Se analizarán los siguientes casos:

- Dimensionamiento por rigidez uniforme: regulando la rigidez de piso variando en un mismo tamaño las secciones de vigas y columnas para todos los pisos del edificio.
- Dimensionamiento por rigidez descendente: regulando la rigidez de piso con la reducción proporcional de las secciones de vigas y columnas conforme se sube de piso en el edificio.

Habiendo señalado estos criterios, el desempeño estructural de la rigidez que se obtenga del análisis del dimensionamiento por rigidez, se interpretará como efectivo cuando el periodo fundamental de vibración muestre un valor máximo de 1,4 veces el valor del periodo de vibración empírico que la Agies establece en su Norma NSE 3-10.

Determinando el primer análisis, se buscará que este caso de edificación de gran altura obtenga una regulación, o bien, calibración de rigideces por medio del cambio de dimensiones de sección viga-columna, que logre el desarrollo de un periodo fundamental de vibración mayor al que se establece como eficaz, llamando a este periodo “mejorado”.

Por último, mediante la ayuda del software de diseño estructural ETABS, se hará un chequeo a grandes rasgos para las secciones de vigas y columnas, de los casos de periodo fundamental de vibración efectivo y uno de mejor

comportamiento. Se discutirá cuál de los dos periodos obtiene un diseño más crítico ante los momentos calculados de la metodología de diseño LRFD que se evalúan con el software.

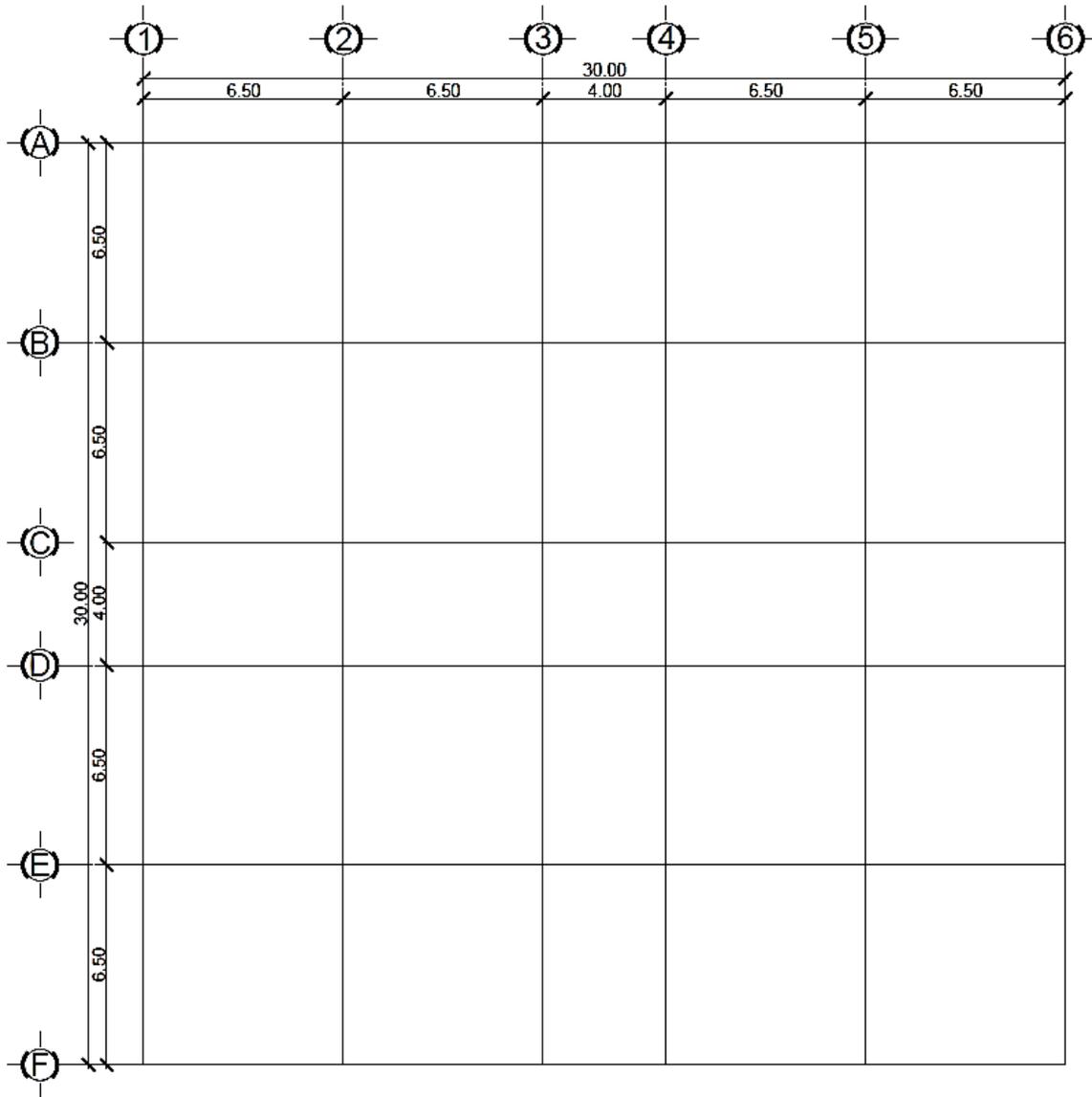
3. DESARROLLO DEL MÉTODO ANALÍTICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL MÉTODO DE RAYLEIGH CON BASE EN EL CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL MÉTODO DE WILBUR

En este capítulo se determinan los porcentajes de regulación de rigidez de piso, calculada por el método de Wilbur, a través de la comparación de la variación de las secciones de vigas y columnas en cada nivel con el periodo fundamental de vibración del método de Rayleigh.

3.1. Definición del edificio para el análisis

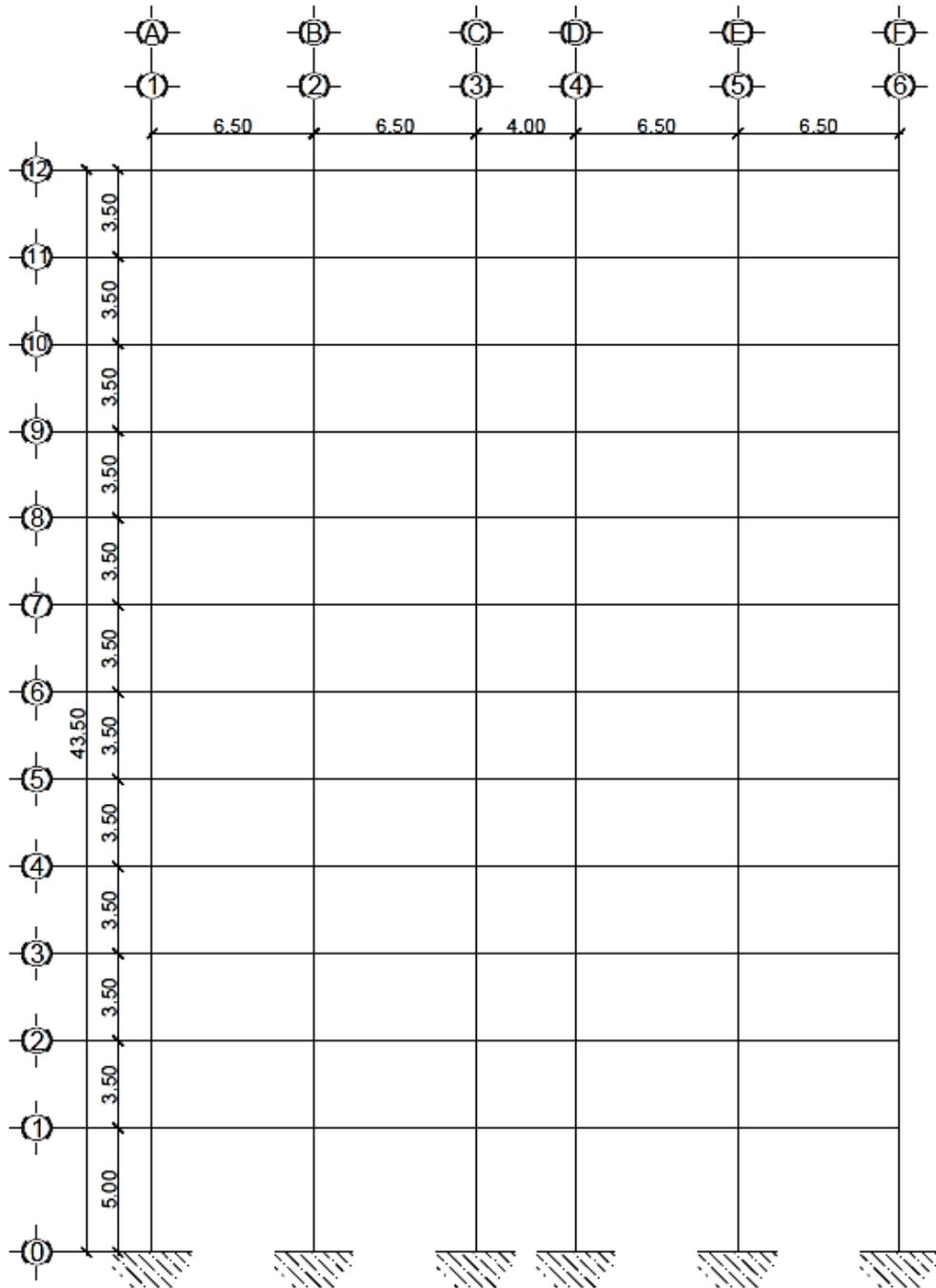
Con el fin de realizar un análisis práctico de cargas sísmicas se define un edificio con regularidad estructural y simetría, ya que permitirá hacerlo nada más en uno solo sentido representativo de los demás. Se presenta entonces un caso de edificio, de características regulares y de relativa gran altura con el fin de evaluar los patrones de rigidez de piso a través de la esbeltez del mismo.

Figura 7. Distribución del edificio en planta



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 8. Distribución del edificio en elevación



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.2. Definición de las secciones de los elementos estructurales

Aquí se definen las secciones iniciales de vigas y columnas para el análisis, además del peralte de losas. Se aclara que el cortante, que recibe la estructura en cada nivel, se considera que será transmitido por las rigideces de vigas y columnas, por lo que la rigidez de la losa no se establecerá como en el caso de un diafragma rígido.

Otros elementos que aporten peso al total de la estructura no se consideraran como dato relevante de rigidez para el análisis que se llevará a cabo.

3.2.1. Predimensionamiento de losas

Por la forma en que trabaja una losa, ya sea en uno o en dos sentidos, se puede identificar tres tipos a evaluar por las características de sus dimensiones de largo y ancho. Además, de estas longitudes se puede entender que resultan tres medidas de peralte que se pueden integrar al diseño.

Debido a la naturaleza del análisis a desarrollar se reducirá el predimensionamiento de losas al caso más crítico, dándose por entendido que efectivamente la relación $m=a/b$, donde “a” representa el lado corto de la losa y “b” el lado largo, cumple con que su valor es mayor a 0.5 para definir que las losas trabajan en dos sentidos. Se determina el peralte para las losas de la siguiente forma:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{2*(650,00 \text{ cm} + 650,00 \text{ cm})}{180} = 14,44 \text{ cm} \approx 15,00 \text{ cm}$$

La losa aporta carga a la estructura, esto implica que habrá un incremento del corte basal por el peso de las losas, sin embargo, la reducción del peralte de las losas se establece bajo un criterio de su capacidad a corte por peso propio y cargas tributadas. Esto lleva a dejar un peso definido de losa que no será un parámetro a variar para la regulación de los desplazamientos laterales de cada nivel.

3.2.2. Predimensionamiento de vigas

Según las consideraciones para estructuras sismoresistentes del capítulo 21 del ACI 318-08, en la sección 21.5.1.3 se establece que la dimensión menor de la sección de un elemento controlado por la flexión debe ser mayor que el valor más pequeño entre $0,3h$ y 25 cm. Se calcula el peralte de las vigas tomando el 8 % de la longitud de los vanos. Las vigas de borde e intermedias presentarán las mismas dimensiones para el análisis. Se tienen los peraltes de viga para los dos únicos casos:

$$h=8 \%*650 \text{ cm} = 52,00 \text{ cm}$$

$$h=8 \%*400 \text{ cm} = 32,00 \text{ cm}$$

Se establece el peralte para las vigas, en cada nivel, de 55,00 cm como mínimo, considerando el caso de luz más crítica como 6,50 m, y con la finalidad de dar una solución práctica al análisis a presentar ya que en un caso más extenso debe tomarse en cuenta la transmisión de cargas, por compensación de rigidez entre elementos, para el diseño estructural. Por lo tanto, la base mínima de las vigas es entonces $b=55,00 \text{ cm}/2=27,50 \text{ cm} \approx 30,00 \text{ cm}$. Para variar las rigideces de las vigas en cada nivel se debe entender que las secciones de las mismas dependerán del tamaño de las secciones de las columnas del nivel.

3.2.3. Predimensionamiento de columnas

Según el capítulo 21 del ACI 318-08, sección 21.6.1.2, la sección transversal mínima de una columna no debe ser menor que 30,00 cm, sin embargo, este parámetro será un mínimo en el caso de columnas con cargas axiales de poca magnitud. Además, en la sección 21.6.1.2 del mismo código, se establece que se debe cumplir que la relación entre la dimensión menor y la mayor de la sección de una columna no debe ser menor de 0,4.

Tomando en cuenta la magnitud de servicio de la edificación, y su cantidad de piso, la distribución, forma y tamaño de las secciones de las columnas para iniciar con el desarrollo del método de estudio serán las siguientes:

Tabla V. **Sección de columnas por piso**

Nivel	Sección de columna (cm)	
	Cuadradas (borde)	Circulares (internas)
12 (mínima)	a=75 x 75	Ø =75
al	Según proporción	
1 (máxima)	a=90 x 90	Ø =90

Fuente: elaboración propia.

La variación de la rigidez de las columnas tendrá una relación, respecto a las secciones de las vigas, en que las secciones de las columnas sean mayores que las de las vigas. Esto se idealizó tomando en cuenta que una columna estará soportando una gran carga axial de parte de la cantidad de vigas que se soporten en estas. No se considerarán casos sin sentido, es decir, ninguna columna tendrá una sección lejos de soportar la magnitud de carga que tendría según el piso en que se encuentre.

3.3. Criterios y determinación de cargas para el desarrollo del método de la carga sísmica estática equivalente

A continuación se determinarán los casos de cargas que se relacionan a las rigideces de vigas y columnas, y los demás casos que se integran para definir el sistema de cargas que se utilizará en el análisis sísmico.

3.3.1. Determinación de la carga muerta

Se separarán, en primer lugar, los casos que se definen como constantes en el análisis de la geometría de rigidez. Los datos para la distribución de estas cargas son los siguientes:

Tabla VI. Cargas muertas no estructurales

Elemento	Peso
Elevador	14 400,00 kg
Módulo de gradas	488,24 kg/m ²
Muros tabiques (externos)	100,00 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. Sobrecargas

Material	Espesor (cm)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
Piso de granito	2,00	2 200.00	44
Mezclón	3,00	1 600.00	48
Instalaciones	-	-	8
Sobrecarga total			100

Fuente: elaboración propia.

Teniendo estimada la división de las cargas de muros, módulo de gradas, elevadores y losas, correspondiente para cada nivel; la estimación de las cargas muertas no variables por nivel es la siguiente:

Tabla VIII. **Peso del nivel 12**

NIVEL 12		PESO (kg)
Elevadores		14 400,00
Muros	100 kg/m ² * 1,75 m * 120 m	21 000,00
Sobrecarga	100 kg/m ² * 900 m ²	166 500,00
Losa	0,15 m * 2 400 kg/m ³ * 900 m ²	324 000,00
Vigas		según el caso
Columnas		según el caso
TOTAL		según el caso

Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Peso del nivel 2 al 11**

NIVEL 2 al 11		PESO (kg)
Módulo de gradas	488,24 kg/m ² * 12,6 m ²	6 151,82
Muros	100 kg/m ² * 3,50 m * 120 m	42 000,00
Sobrecarga	100 kg/m ² * 900 m ²	166 500,00
Losa	0,15 m * 2 400 kg/m ³ * 900 m ²	324 000,00
Vigas		según el caso
Columnas		según el caso
TOTAL		según el caso

Fuente: elaboración propia.

Tabla X. **Peso del nivel 1**

NIVEL 1		PESO (kg)
Módulo de gradas	(488,24 kg/m ² * 17,1 m ²) / 2	4 174,45
Muros	100 kg/m ² * 3,50 m * 120 m	42 000,00
Sobrecarga	100 kg/m ² * 900 m ²	166 500,00
Losa	0,15 m * 2 400 kg/m ³ * 900 m ²	324 000,00
Vigas		según el caso
Columnas		según el caso
TOTAL		según el caso

Fuente: elaboración propia.

3.3.2. Determinación de la carga viva

Para este edificio se consideró un uso de apartamentos, oficinas y comercios. Se toma el criterio de incluir una carga de tabique de 15 psf, por el manejo de la distribución de esta carga para cualquier posible ubicación de los tabiques. La carga viva estimada para cada nivel es la siguiente:

Tabla XI. **Carga viva por nivel**

Nivel	Servicio	Carga (Kg/m ²)
3 al 12	Apartamentos	270
2	Oficinas	250
1	Comercios	250

Fuente: elaboración propia.

3.3.3. Determinación de las cargas sísmicas

Con el fin de evaluar el comportamiento sísmico del edificio a un caso crítico de sismo, se considera ubicar la edificación en la ciudad capital, con una fuente sísmica tipo A, y proximidades a la falla de su ubicación en la ciudad. Según la Norma NSE 2-10 que establece la Agies, el índice de sismicidad y sismos de diseño para la ciudad de Guatemala son: $I_0=4$, $S_{cr}=1,50$ y $S_{1r}=0,55$.

Según el índice de sismicidad " I_0 ", y como caso de clase de sitio que corresponde a la ciudad de Guatemala "D", los factores de ajuste por la clase de sitio son, para aceleraciones espectrales de periodo corto $F_a=1$, y de periodo de un segundo $F_v=1,5$.

Por el tipo de fuente sísmica y la proximidad a la falla (para aceleraciones espectrales de periodo corto $\geq 10\text{km}$, y de periodo de un segundo $\geq 15\text{km}$), los

factores de ajuste por intensidad sísmica especiales son, para periodos cortos $N_a=1$ y para periodos mayores a un segundo $N_v=1$.

Los valores de las aceleraciones espectrales para periodos cortos y de periodo de un segundo, con los factores de ajuste aplicados son los siguientes:

$$S_{cs}=1,50*1*1=1,5$$
$$S_{1s}=0,55*1,5*1=0,825$$

Para obtener el espectro de calibración al nivel de diseño requerido, se tomará un factor “ K_d ” para sismo severo con el 2 % de probabilidad de ser excedido en 50 años:

$$S_{cd}=K_d * S_{cs}=1*1,5=1,5$$
$$S_{1d}= K_d * S_{1s}=1*0,825=0,825$$

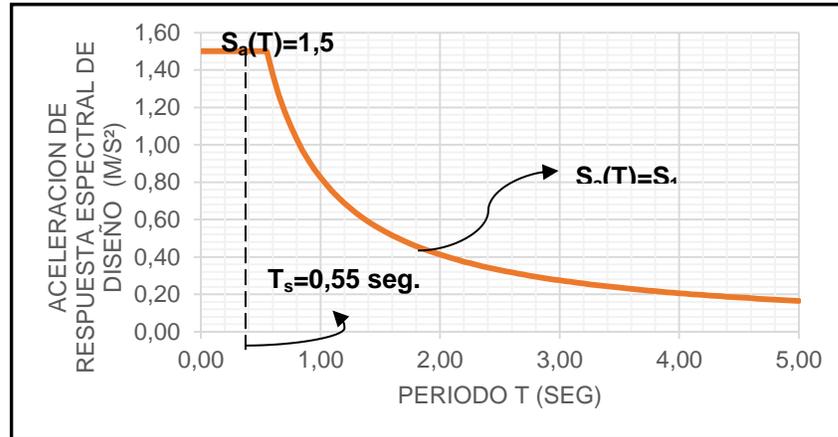
El periodo de transición que separa las aceleraciones de respuesta espectral de periodos cortos de los largos corresponde al siguiente valor calculado:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}} = \frac{0,825}{1,5} = 0,55 \text{ seg.}$$

De estos cálculos se puede definir el espectro de diseño, con lo que la ordenada espectral $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración “ T ” es la siguiente:

$$S_a(T)=S_{cd} \text{ para } T < T_s$$
$$S_a(T)=S_{1d}/T \text{ para } T > T_s$$

Figura 9. Espectro de respuesta de diseño



Fuente: elaboración propia.

Teniendo una altura total de 43,50 m, y de los parámetros que se consideran para un sistema estructural de marcos en concreto reforzado, el periodo fundamental de vibración del método empírico es:

$$T_a = K_T h_n^x = 0,049 * (43,50 \text{ m})^{0,75} = 0,83 \text{ seg.}$$

El periodo fundamental de vibración para el diseño basado en el método de la carga estática equivalente es el siguiente:

$$1,4 * T_a = 1,4 * 0,83 \text{ seg.} = 1,16 \text{ seg.}$$

Por lo tanto, del corte basal y las masas del sistema debe generarse un periodo fundamental de vibración máximo de 1,16 seg. El corte basal se define de los siguientes parámetros:

$$W_s = CM_{\text{total}}$$

$$S_a(T=1,16\text{seg.})=\frac{S_{1d}}{T}=\frac{0,825}{1,16}=0,71$$

R=8 (según la altura del edificio y su sistema estructural)

Entonces:

$$V_B=\frac{S_a(T)}{R}*W_s=\frac{0,71}{8}*CM_{\text{total}}$$

Simplificando:

$$V_B=0,089*CM_{\text{total}}$$

El sistema de cargas se generará de las CM_{total} (carga muerta total en toneladas) de cada caso de geometría de rigidez. Esto quiere decir, que la respuesta real de la estructura, a calcularse como el periodo fundamental de vibración del método de Rayleigh, dependerá de la carga muerta total obtenida de los dimensionamientos por rigidez.

3.4. Calibración masa-rigidez manejando dimensionamiento por rigidez

A continuación se generarán los dimensionamientos de rigidez según los criterios previamente establecidos. Se establecerán los casos que se consideraron de mayor relevancia para el análisis.

Tabla XII. **Casos de dimensionamiento por rigidez uniforme**

Combinación		Sección	
		Viga (cm)	Columna (cm)
Vigas de sección mínima <i>versus</i> Columnas de gran sección	Vmin. <i>versus</i> CG	30,00 x 55,00	90,00 x 90,00
Vigas de gran sección <i>versus</i> Columnas de gran sección	VG. <i>versus</i> CG	40,00 x 80,00	90,00 x 90,00
Vigas de sección mínima <i>versus</i> Columnas de sección pequeña	Vmin. <i>versus</i> CP	30,00 x 55,00	75,00 X 75,00
Vigas de gran sección <i>versus</i> columnas de sección pequeña	VG. <i>versus</i> CP	40,00 x 80,00	75,00 X 75,00
Estos casos de combinación pretenden indicarnos la proporción de rigidez viga-columna en la que la rigidez de piso del cálculo del método de Wilbur muestra mejor resultado de respuesta sísmica.			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Casos de dimensionamiento por rigidez descendente**

Reducción proporcional	Proporción	
	Viga (cm)	Columna (cm)
Cada piso	h=(80,00-55,00)/11=2,27 b=h/2	h=(90,00-75,00)/11=1,36 b=h/2
Cada dos pisos		
Cada tres pisos		
Cada cuatro pisos		
Cada cinco pisos		
Cada seis pisos		
Estos casos de combinación pretenden indicar el efecto que la distribución de rigidez obtiene en la respuesta sísmica, tomando en cuenta también los efectos de la magnitud de la masa.		
Estas proporciones se variarán según la comparación de los resultados entre los dos casos de dimensionamiento de rigidez para obtener el vínculo entre la distribución de rigidez y la magnitud de masa de vigas y columnas que resulte en un comportamiento sísmico aceptable.		

Fuente: elaboración propia.

Para interpretar los resultados que se presentarán a continuación, recordar los cálculos integrados en las metodologías de Wilbur y Rayleigh, e integrar los cálculos para el manejo de la información a analizar. Las formulaciones son las siguientes:

- Rigidez longitudinal del elemento estructural:

$$K_{t,c} = \frac{I_{t,c}}{L_{t,c}} = \frac{\text{inercia de (viga o columna)}}{\text{longitud de (viga o columna)}}$$

- Distribución de rigideces por piso:

$$\% K_{tn} = \frac{K_{tn}}{\sum K_{tn}} ; \% K_{cn} = \frac{K_{cn}}{\sum K_{ci}}$$

- Aporte de rigidez por piso:

$$\% K_{tgn} = \frac{K_{tn}}{\sum K_{tn} + \sum K_{cn}} ; \% K_{cgn} = \frac{K_{cn}}{\sum K_{tn} + \sum K_{cn}}$$

- Aporte global de rigidez por elemento estructural:

$$\% K_{tg} = \sum \% K_{tgn} ; \% K_{cg} = \sum \% K_{cgn}$$

- Relación global de rigidez:

$$K_g = \frac{\sum \% K_{tgn}}{\sum \% K_{cgn}}$$

- Rigidez de piso contenido:

$$\% \text{Wilbur } R_n = \frac{\text{Wilbur } R_n}{\sum \text{Wilbur } R_n}$$

- Fuerza estática equivalente del piso:

$$p_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) * V_B$$

- Fuerza de corte de cada piso:

$$V_n = V_i = p_i + \sum_{i+1}^{\text{último piso}} p_i$$

- Desplazamiento lateral del centro de masa de cada piso:

$$u_i = u_n = \Delta_n + \Delta_{n-1}$$

Tabla XIV. **Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso Vmin versus CG**

	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	663,87
11	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
10	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
9	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
8	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
7	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
6	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
5	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
4	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
3	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	510 058,97	7,53 %	787,41
2	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	8,55 %	0,54 %	7,99 %	652 037,82	9,63 %	787,41
1	55,00	30,00	90,00	90,00	8,33 %	5,98 %	0,54 %	5,59 %	1 019 379,99	15,05 %	991,19
							6,49 %	93,51 %	6 772 007,54		9 529,20

Vb 847,15 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso Vmin versus CG

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	28 878,38	108,84	108,84	0,21	7,00	0,12	9,99	13,35
40,00	31 496,54	118,70	227,54	0,45	7,00	0,12	11,44	14,31
36,50	28 740,59	108,32	335,86	0,66	7,00	0,12	10,60	12,57
33,00	25 984,64	97,93	433,79	0,85	7,00	0,11	9,44	10,72
29,50	23 228,70	87,54	521,33	1,02	7,00	0,10	8,03	8,84
26,00	20 472,75	77,16	598,49	1,17	7,00	0,09	6,48	7,00
22,50	17 716,80	66,77	665,26	1,30	7,00	0,08	4,91	5,28
19,00	14 960,85	56,38	721,64	1,41	7,00	0,07	3,43	3,72
15,50	12 204,91	46,00	767,64	1,51	7,00	0,05	2,11	2,38
12,00	9 448,96	35,61	803,25	1,57	7,00	0,04	1,06	1,31
8,50	6 693,01	25,22	828,48	1,27	7,00	0,02	0,35	0,53
5,00	4 955,95	18,68	847,15	0,83	10,00	0,01	0,07	0,16
	224 782,08						67,91	80,16

TF
1,8464 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVI. Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso VG versus CG

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	784,83
11	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
10	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
9	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
8	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
7	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
6	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
5	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
4	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
3	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 833 075,21	8,33 %	908,37
2	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	8,55 %	1,85 %	6,65 %	1 887 300,86	8,58 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	8,33%	5,98 %	1,85 %	4,66 %	1 780 089,56	8,09 %	1 112,15
							22,17 %	77,83 %	21 998 142,52		10 980,72

Vb
976,20 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso VG versus CG

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	34 140,14	128,19	128,19	0,07	7,00	0,04	1,47	5,54
40,00	36 334,94	136,43	264,62	0,14	7,00	0,04	1,64	5,80
36,50	33 155,63	124,49	389,12	0,21	7,00	0,04	1,53	5,11
33,00	29 976,32	112,56	501,68	0,27	7,00	0,04	1,38	4,38
29,50	26 797,02	100,62	602,30	0,33	7,00	0,04	1,19	3,64
26,00	23 617,71	88,68	690,98	0,38	7,00	0,03	0,98	2,92
22,50	20 438,40	76,74	767,72	0,42	7,00	0,03	0,77	2,24
19,00	17 259,09	64,81	832,53	0,45	7,00	0,02	0,57	1,62
15,50	14 079,79	52,87	885,39	0,48	7,00	0,02	0,38	1,08
12,00	10 900,48	40,93	926,32	0,51	7,00	0,02	0,22	0,64
8,50	7 721,17	28,99	955,32	0,51	7,00	0,01	0,10	0,31
5,00	5 560,75	20,88	976,20	0,55	10,00	0,01	0,03	0,11
	259 981,44						10,27	33,40

TF 1,1123 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso Vmin versus CP

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	630,02
11	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
10	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
9	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
8	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
7	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
6	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
5	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
4	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
3	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	486 185,31	8,03 %	719,71
2	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	1,05 %	7,47 %	545 813,01	9,02 %	719,71
1	55,00	30,00	75,00	75,00	8,33 %	5,98 %	1,05 %	5,23 %	645 387,00	10,66 %	860,62
							12,58 %	87,42 %	6053 053,06		8687,71

Vb 772,35 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso Vmin versus CP**

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	27 405,79	102,63	102,63	0,21	7,00	0,12	9,60	12,67
40,00	28 788,32	107,81	210,44	0,43	7,00	0,12	10,59	13,08
36,50	26 269,34	98,38	308,82	0,64	7,00	0,12	9,85	11,51
33,00	23 750,36	88,94	397,76	0,82	7,00	0,11	8,81	9,84
29,50	21 231,38	79,51	477,27	0,98	7,00	0,10	7,56	8,15
26,00	18 712,41	70,08	547,35	1,13	7,00	0,09	6,18	6,49
22,50	16 193,43	60,64	607,99	1,25	7,00	0,08	4,77	4,94
19,00	13 674,45	51,21	659,20	1,36	7,00	0,07	3,41	3,53
15,50	11 155,47	41,78	700,98	1,44	7,00	0,06	2,20	2,31
12,00	8 636,50	32,34	733,32	1,51	7,00	0,04	1,20	1,32
8,50	6 117,52	22,91	756,23	1,39	7,00	0,03	0,48	0,59
5,00	4 303,08	16,11	772,35	1,20	10,00	0,01	0,12	0,19
	206 238,03						64,78	74,62

TF
1,8691 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el corte basal caso VG versus CP**

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	B	a	Ø							
12	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	750,98
11	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
10	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
9	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
8	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
7	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
6	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
5	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
4	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
3	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 559 474,39	8,54 %	840,67
2	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	8,55 %	3,09 %	5,37 %	1 527 838,52	8,37 %	840,67
1	80,00	40,00	75,00	75,00	8,33 %	5,98 %	3,09 %	3,76 %	1 136 014,28	6,22 %	981,58
							37,13 %	62,87 %	18 258 596,69		10 139,23

Vb
901,39 Ton

Fuente: elaboración propia.

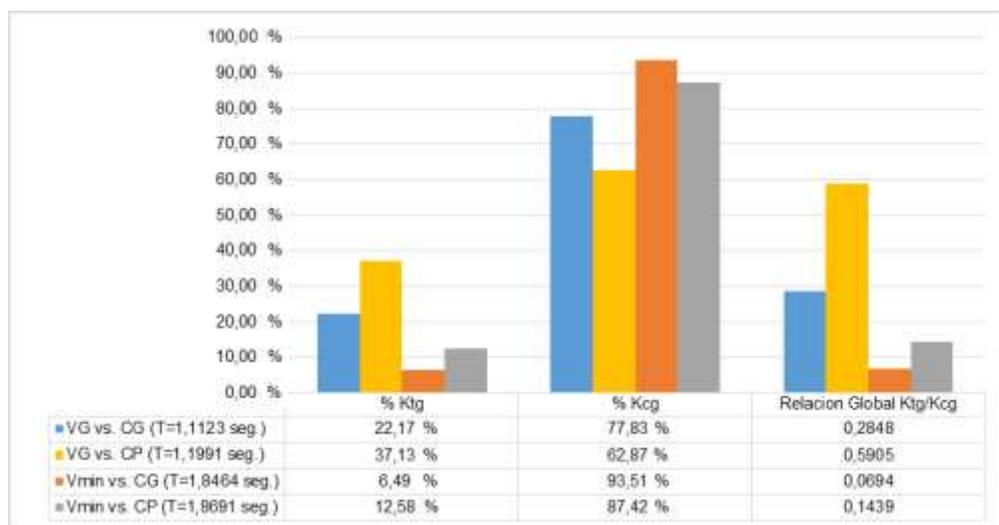
Tabla XXI. Dimensionamiento por rigidez uniforme: resultados para el periodo fundamental de vibración caso VG versus CP

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	32 667,55	121,96	121,96	0,08	7,00	0,05	1,83	6,01
40,00	33 626,72	125,54	247,50	0,16	7,00	0,05	1,98	6,09
36,50	30 684,38	114,56	362,06	0,23	7,00	0,05	1,85	5,38
33,00	27 742,04	103,57	465,63	0,30	7,00	0,04	1,67	4,62
29,50	24 799,70	92,59	558,22	0,36	7,00	0,04	1,46	3,85
26,00	21 857,37	81,60	639,82	0,41	7,00	0,04	1,22	3,11
22,50	18 915,03	70,62	710,44	0,46	7,00	0,03	0,97	2,40
19,00	15 972,69	59,63	770,08	0,49	7,00	0,03	0,73	1,75
15,50	13 030,35	48,65	818,72	0,52	7,00	0,02	0,50	1,19
12,00	10 088,02	37,66	856,39	0,55	7,00	0,02	0,31	0,72
8,50	7 145,68	26,68	883,06	0,58	7,00	0,01	0,16	0,37
5,00	4 907,88	18,32	901,39	0,79	10,00	0,01	0,06	0,15
	241 437,39						12,73	35,64

TF
1,1991 seg

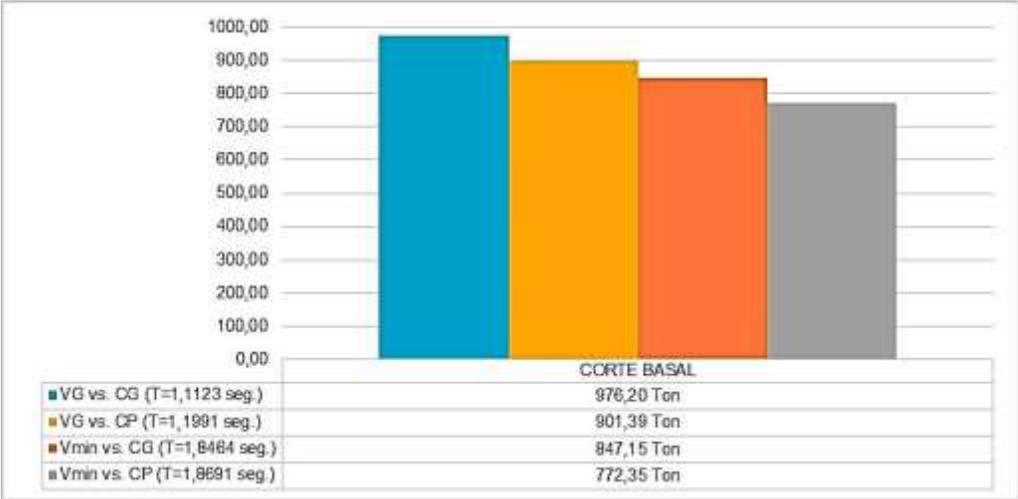
Fuente: elaboración propia.

Figura 10. Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de aporte global de rigidez



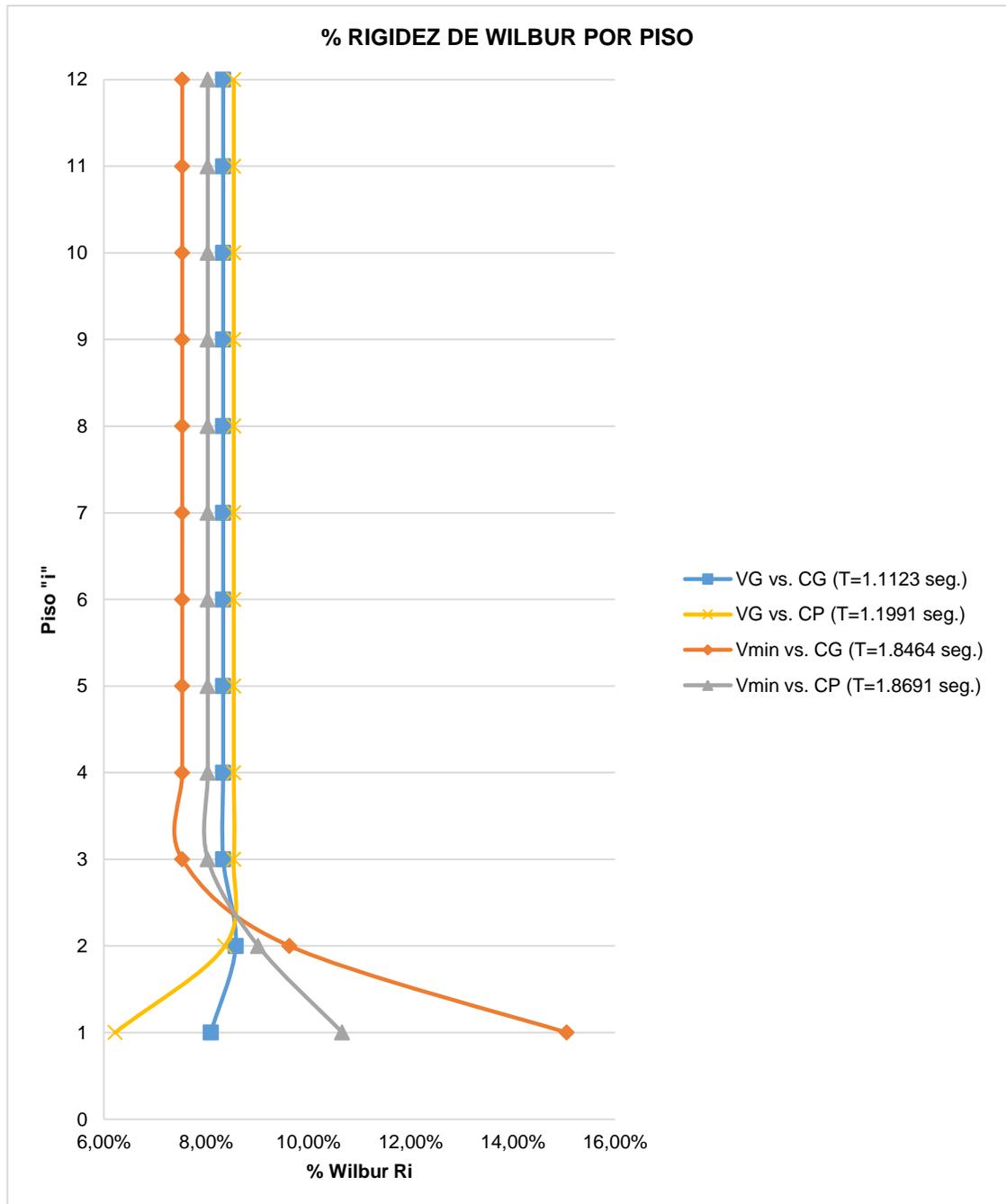
Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de corte basal calculado.



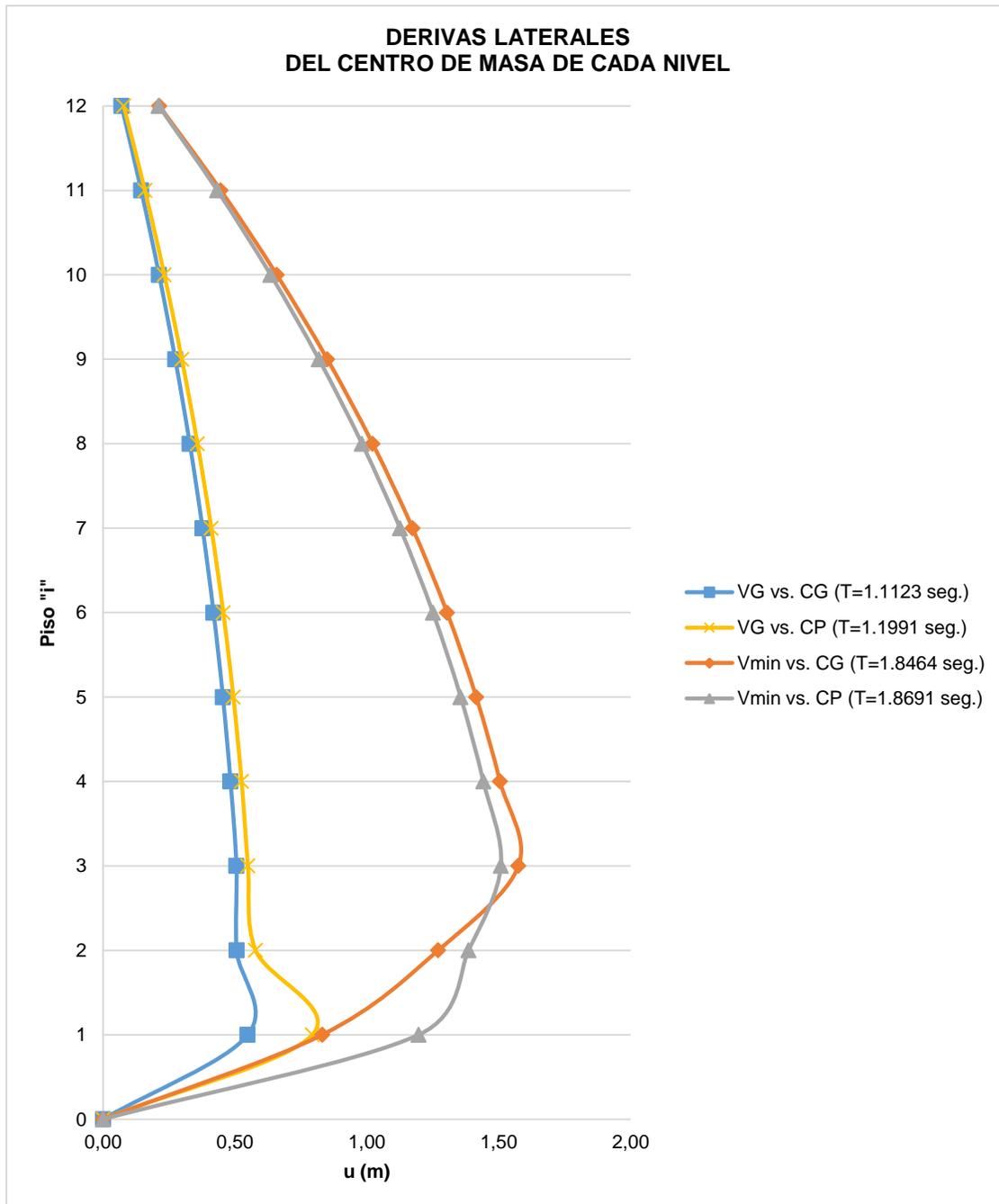
Fuente: elaboración propia.

Figura 12. Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de rigidez de piso calculado



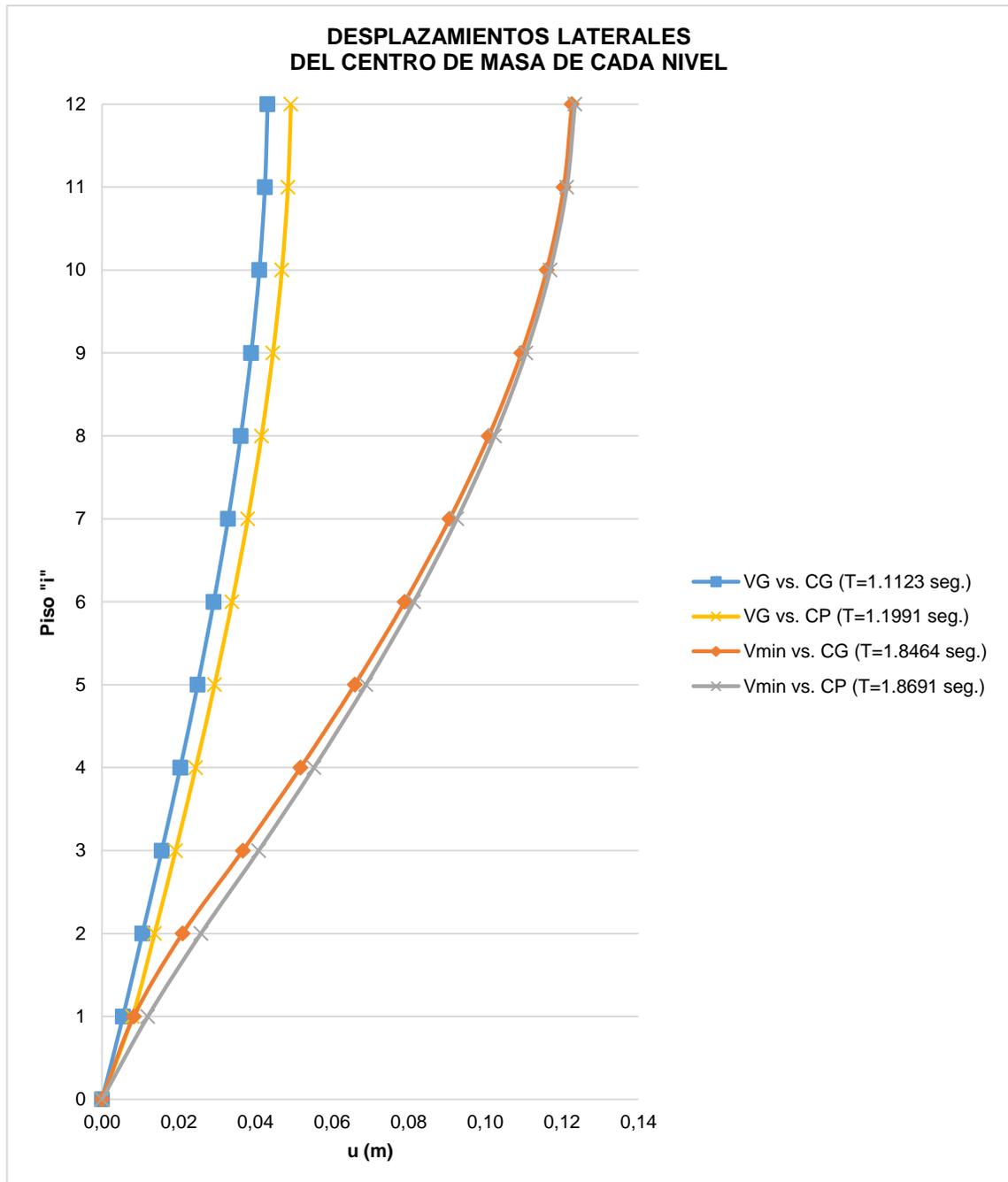
Fuente: elaboración propia.

Figura 13. Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de derivas laterales del centro de masa de cada piso



Fuente: elaboración propia.

Figura 14. Dimensionamiento por rigidez uniforme: comparación de desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada piso

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	A	Ø							
12	55,00	27,50	75,00	75,00	3,40 %	5,78 %	0,61 %	4,74 %	500 496,53	3,82 %	621,38
11	57,27	28,64	76,36	76,36	3,99 %	6,22 %	0,72 %	5,10 %	560 640,34	4,28 %	726,26
10	59,55	29,77	77,73	77,73	4,67 %	6,67 %	0,84 %	5,47 %	647 931,75	4,95 %	742,01
9	61,82	30,91	79,09	79,09	5,42 %	7,15 %	0,97 %	5,87 %	744 499,67	5,69 %	758,30
8	64,09	32,05	80,45	80,45	6,26 %	7,66 %	1,13 %	6,28 %	850 890,79	6,50 %	775,14
7	66,36	33,18	81,82	81,82	7,20 %	8,19 %	1,29 %	6,72 %	967 658,89	7,39 %	792,53
6	68,64	34,32	83,18	83,18	8,24 %	8,75 %	1,48 %	7,18 %	1 095 364,81	8,37 %	810,47
5	70,91	35,45	84,55	84,55	9,38 %	9,34 %	1,69 %	7,66 %	1 234 576,44	9,43 %	828,95
4	73,18	36,59	85,91	85,91	10,65 %	9,96 %	1,91 %	8,17 %	1 385 868,77	10,58 %	847,99
3	75,45	37,73	87,27	87,27	12,03 %	10,60 %	2,16 %	8,70 %	1 549 823,92	11,84 %	867,57
2	77,73	38,86	88,64	88,64	13,55 %	11,28 %	2,43 %	9,26 %	1 775 060,08	13,56 %	887,70
1	80,00	40,00	90,00	90,00	15,20 %	8,39 %	2,73 %	6,89 %	1 780 089,56	13,60 %	1108,82
							17,97 %	82,03 %	13 092 901,55		9767,12

Vb
868,31 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada piso

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui²	pi * ui
43,50	27 029,95	105,58	105,58	0,21	7,00	0,06	2,34	6,47
40,00	29 050,59	113,48	219,06	0,39	7,00	0,06	2,54	6,72
36,50	27 083,35	105,79	324,85	0,50	7,00	0,06	2,27	5,85
33,00	25 023,98	97,75	422,60	0,57	7,00	0,05	1,92	4,91
29,50	22 866,72	89,32	511,92	0,60	7,00	0,04	1,54	3,98
26,00	20 605,83	80,49	592,41	0,61	7,00	0,04	1,18	3,11
22,50	18 235,55	71,23	663,64	0,61	7,00	0,03	0,85	2,31
19,00	15 750,12	61,52	725,17	0,59	7,00	0,03	0,58	1,62
15,50	13 143,79	51,34	776,51	0,56	7,00	0,02	0,36	1,05
12,00	10 410,81	40,67	817,18	0,53	7,00	0,01	0,19	0,61
8,50	7 545,42	29,47	846,65	0,48	7,00	0,01	0,08	0,28
5,00	5 544,09	21,66	868,31	0,49	10,00	0,00	0,03	0,11
	222 290,19						13,88	37,03

TF
1,2280 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada dos pisos**

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	68,64	34,32	83,18	83,18	5,96 %	7,28 %	1,20 %	5,81 %	1 036 959,75	5,99 %	703,08
11	68,64	34,32	83,18	83,18	5,96 %	7,28 %	1,20 %	5,81 %	1 095 364,81	6,33 %	810,47
10	70,91	35,45	84,55	84,55	6,80 %	7,77 %	1,37 %	6,21 %	1 171 237,46	6,77 %	828,95
9	70,91	35,45	84,55	84,55	6,80 %	7,77 %	1,37 %	6,21 %	1 234 576,44	7,13 %	828,95
8	73,18	36,59	85,91	85,91	7,71 %	8,28 %	1,55 %	6,62 %	1 317 400,01	7,61 %	847,99
7	73,18	36,59	85,91	85,91	7,71 %	8,28 %	1,55 %	6,62 %	1 385 868,77	8,01 %	847,99
6	75,45	37,73	87,27	87,27	8,71 %	8,82 %	1,75 %	7,05 %	1 476 031,66	8,53 %	867,57
5	75,45	37,73	87,27	87,27	8,71 %	8,82 %	1,75 %	7,05 %	1 549 823,92	8,95 %	867,57
4	77,73	38,86	88,64	88,64	9,81 %	9,38 %	1,97 %	7,50 %	1 647 723,84	9,52 %	887,70
3	77,73	38,86	88,64	88,64	9,81 %	9,38 %	1,97 %	7,50 %	1 727 031,26	9,98 %	887,70
2	80,00	40,00	90,00	90,00	11,01 %	9,97 %	2,21 %	7,97 %	1 887 300,86	10,90 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	11,01 %	6,98 %	2,21 %	5,58 %	1 780 089,56	10,28 %	1 112,15
							20,10 %	79,90 %	17 309 408,33		10 398,48

Vb
924,43 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada dos pisos**

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui²	pi * ui
43,50	30 583,84	117,13	117,13	0,11	7,00	0,05	1,69	5,74
40,00	32 418,75	124,16	241,29	0,22	7,00	0,05	1,86	5,94
36,50	30 256,81	115,88	357,17	0,30	7,00	0,05	1,73	5,29
33,00	27 355,47	104,77	461,94	0,37	7,00	0,04	1,50	4,46
29,50	25 015,61	95,81	557,74	0,42	7,00	0,04	1,28	3,72
26,00	22 047,65	84,44	642,18	0,46	7,00	0,03	1,02	2,92
22,50	19 520,27	74,76	716,94	0,49	7,00	0,03	0,78	2,24
19,00	16 483,78	63,13	780,07	0,50	7,00	0,03	0,55	1,59
15,50	13 759,30	52,70	832,77	0,51	7,00	0,02	0,36	1,06
12,00	10 652,36	40,80	873,57	0,51	7,00	0,02	0,20	0,61
8,50	7 721,17	29,57	903,14	0,48	7,00	0,01	0,09	0,30
5,00	5 560,75	21,30	924,43	0,52	10,00	0,01	0,03	0,11
	241 375,77						11,07	33,98

TF
1,1453 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada tres pisos

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	73,18	36,59	85,91	85,91	6,90 %	7,78 %	1,44 %	6,16 %	1 317 400,01	6,92 %	734,29
11	73,18	36,59	85,91	85,91	6,90 %	7,78 %	1,44 %	6,16 %	1 317 400,01	6,92 %	847,99
10	73,18	36,59	85,91	85,91	6,90 %	7,78 %	1,44 %	6,16 %	1 385 868,77	7,28 %	847,99
9	75,45	37,73	87,27	87,27	7,80 %	8,29 %	1,63 %	6,56 %	1 476 031,66	7,75 %	867,57
8	75,45	37,73	87,27	87,27	7,80 %	8,29 %	1,63 %	6,56 %	1 476 031,66	7,75 %	867,57
7	75,45	37,73	87,27	87,27	7,80 %	8,29 %	1,63 %	6,56 %	1 549 823,92	8,14 %	867,57
6	77,73	38,86	88,64	88,64	8,78 %	8,82 %	1,84 %	6,98 %	1 647 723,84	8,65 %	887,70
5	77,73	38,86	88,64	88,64	8,78 %	8,82 %	1,84 %	6,98 %	1 647 723,84	8,65 %	887,70
4	77,73	38,86	88,64	88,64	8,78 %	8,82 %	1,84 %	6,98 %	1 727 031,26	9,07 %	887,70
3	80,00	40,00	90,00	90,00	9,85 %	9,38 %	2,06 %	7,42 %	1 833 075,21	9,62 %	908,37
2	80,00	40,00	90,00	90,00	9,85 %	9,38 %	2,06 %	7,42 %	1 887 300,86	9,91 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	9,85 %	6,56 %	2,06 %	5,19 %	1 780 089,56	9,35 %	1 112,15
							20,90 %	79,10 %	19 045 500,59		10 624,95

Vb
944,57 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada tres pisos

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	31 941,48	121,47	121,47	0,09	7,00	0,05	1,57	5,61
40,00	33 919,46	129,00	250,47	0,19	7,00	0,05	1,74	5,84
36,50	30 951,51	117,71	368,18	0,27	7,00	0,04	1,60	5,11
33,00	28 629,73	108,88	477,06	0,32	7,00	0,04	1,44	4,43
29,50	25 593,24	97,33	574,39	0,39	7,00	0,04	1,22	3,65
26,00	22 556,76	85,78	660,17	0,43	7,00	0,03	0,98	2,88
22,50	19 973,17	75,96	736,13	0,45	7,00	0,03	0,76	2,23
19,00	16 866,23	64,14	800,27	0,49	7,00	0,02	0,55	1,60
15,50	13 759,30	52,33	852,60	0,49	7,00	0,02	0,36	1,05
12,00	10 900,48	41,45	894,06	0,49	7,00	0,02	0,21	0,62
8,50	7 721,17	29,36	923,42	0,49	7,00	0,01	0,09	0,30
5,00	5 560,75	21,15	944,57	0,53	10,00	0,01	0,03	0,11
	248 373,29						10,54	33,43

TF
1,1264 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada cuatro pisos**

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	75,45	37,73	87,27	87,27	7,38 %	8,04 %	1,57 %	6,33 %	1 476 031,66	7,39 %	750,64
11	75,45	37,73	87,27	87,27	7,38 %	8,04 %	1,57 %	6,33 %	1 476 031,66	7,39 %	867,57
10	75,45	37,73	87,27	87,27	7,38 %	8,04 %	1,57 %	6,33 %	1 476 031,66	7,39 %	867,57
9	75,45	37,73	87,27	87,27	7,38 %	8,04 %	1,57 %	6,33 %	1549 823,92	7,76 %	867,57
8	77,73	38,86	88,64	88,64	8,30 %	8,55 %	1,77 %	6,73 %	1 647 723,84	8,25 %	887,70
7	77,73	38,86	88,64	88,64	8,30 %	8,55 %	1,77 %	6,73 %	1 647 723,84	8,25 %	887,70
6	77,73	38,86	88,64	88,64	8,30 %	8,55 %	1,77 %	6,73 %	1 647 723,84	8,25 %	887,70
5	77,73	38,86	88,64	88,64	8,30 %	8,55 %	1,77 %	6,73 %	1 727 031,26	8,64 %	887,70
4	80,00	40,00	90,00	90,00	9,32 %	9,09 %	1,99 %	7,15 %	1 833 075,21	9,17 %	908,37
3	80,00	40,00	90,00	90,00	9,32 %	9,09 %	1,99 %	7,15 %	1 833 075,21	9,17 %	908,37
2	80,00	40,00	90,00	90,00	9,32 %	9,09 %	1,99 %	7,15 %	1 887 300,86	9,45 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	9,32 %	6,36 %	1,99 %	5,01 %	1 780 089,56	8,91 %	1 112,15
							21,31 %	78,69 %	19 981 662,51		10 741,40

Vb
954,92 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada cuatro pisos**

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui²	pi * ui
43,50	32 652,74	123,72	123,72	0,08	7,00	0,05	1,52	5,57
40,00	34 702,70	131,49	255,21	0,17	7,00	0,04	1,69	5,81
36,50	31 666,21	119,99	375,20	0,25	7,00	0,04	1,56	5,09
33,00	28 629,73	108,48	483,68	0,31	7,00	0,04	1,38	4,33
29,50	26 187,05	99,22	582,90	0,35	7,00	0,04	1,20	3,65
26,00	23 080,11	87,45	670,35	0,41	7,00	0,03	0,98	2,91
22,50	19 973,17	75,68	746,03	0,45	7,00	0,03	0,76	2,21
19,00	16 866,23	63,91	809,94	0,47	7,00	0,02	0,54	1,58
15,50	14 079,79	53,35	863,29	0,47	7,00	0,02	0,36	1,06
12,00	10 900,48	41,30	904,59	0,49	7,00	0,02	0,21	0,63
8,50	7 721,17	29,26	933,85	0,49	7,00	0,01	0,10	0,30
5,00	5 560,75	21,07	954,92	0,54	10,00	0,01	0,03	0,11
	252 020,14						10,34	33,25

TF
1,1185 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada cinco pisos

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	75,45	37,73	87,27	87,27	7,17 %	7,91 %	1,54 %	6,21 %	1 476 031,66	7,20 %	750,7
11	75,45	37,73	87,27	87,27	7,17 %	7,91 %	1,54 %	6,21 %	1 549 823,92	7,56 %	867,57
10	77,73	38,86	88,64	88,64	8,07 %	8,42 %	1,74 %	6,61 %	1 647 723,84	8,03 %	887,70
9	77,73	38,86	88,64	88,64	8,07 %	8,42 %	1,74 %	6,61 %	1 647 723,84	8,03 %	887,70
8	77,73	38,86	88,64	88,64	8,07 %	8,42 %	1,74 %	6,61 %	1 647 723,84	8,03 %	887,70
7	77,73	38,86	88,64	88,64	8,07 %	8,42 %	1,74 %	6,61 %	1 647 723,84	8,03 %	887,70
6	77,73	38,86	88,64	88,64	8,07 %	8,42 %	1,74 %	6,61 %	1 727 031,26	8,42 %	887,70
5	80,00	40,00	90,00	90,00	9,06 %	8,95 %	1,95 %	7,02 %	1 833 075,21	8,94 %	908,37
4	80,00	40,00	90,00	90,00	9,06 %	8,95 %	1,95 %	7,02 %	1 833 075,21	8,94 %	908,37
3	80,00	40,00	90,00	90,00	9,06 %	8,95 %	1,95 %	7,02 %	1 833 075,21	8,94 %	908,37
2	80,00	40,00	90,00	90,00	9,06 %	8,95 %	1,95 %	7,02 %	1 887 300,86	9,20 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	9,06 %	6,27 %	1,95 %	4,92 %	1 780 089,56	8,68 %	1 112,15
							21,53 %	78,47 %	20 510 398,24		10 802,33

Vb
960,34 Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada cinco pisos

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui²	pi * ui	
4,50	32 652,74	123,55	123,55	0,08	7,00	0,04	1,47	5,47	
4,00	34 702,70	131,30	254,85	0,16	7,00	0,04	1,64	5,70	
3,50	32 400,92	122,59	377,44	0,23	7,00	0,04	1,55	5,12	
33,00	29 293,98	110,84	488,28	0,30	7,00	0,04	1,38	4,38	
29,50	26 187,05	99,08	587,36	0,36	7,00	0,04	1,18	3,62	
26,00	23 080,11	87,33	674,69	0,41	7,00	0,03	0,96	2,88	
22,50	19 973,17	75,57	750,26	0,43	7,00	0,03	0,74	2,18	
19,00	17 259,09	65,30	815,57	0,44	7,00	0,02	0,55	1,60	
15,50	14 079,79	53,27	868,84	0,47	7,00	0,02	0,37	1,07	
12,00	10 900,48	41,24	910,08	0,50	7,00	0,02	0,21	0,63	
8,50	77 21,17	29,21	939,30	0,50	7,00	0,01	0,10	0,30	
5,00	55 60,75	21,04	960,34	0,54	10,00	0,01	0,03	0,11	
							253 811,96	10,19	33,07

TF
1,1134 seg

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el corte basal caso reducción proporcional a cada seis pisos**

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez		Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas			
	h	b	a	Ø							
12	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 647 723,84	7,86 %	767,49
11	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 647 723,84	7,86 %	887,70
10	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 647 723,84	7,86 %	887,70
9	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 647 723,84	7,86 %	887,70
8	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 647 723,84	7,86 %	887,70
7	77,73	38,86	88,64	88,64	7,85 %	8,29 %	1,71%	6,49 %	1 727 031,26	8,24 %	887,70
6	80,00	40,00	90,00	90,00	8,81 %	8,81 %	1,92%	6,90 %	1 833 075,21	8,74 %	908,37
5	80,00	40,00	90,00	90,00	8,81 %	8,81 %	1,92%	6,90 %	1 833 075,21	8,74 %	908,37
4	80,00	40,00	90,00	90,00	8,81 %	8,81 %	1,92%	6,90 %	1 833 075,21	8,74 %	908,37
3	80,00	40,00	90,00	90,00	8,81 %	8,81 %	1,92%	6,90 %	1 833 075,21	8,74 %	908,37
2	80,00	40,00	90,00	90,00	8,81 %	8,81 %	1,92%	6,90 %	1 887 300,86	9,00 %	908,37
1	80,00	40,00	90,00	90,00	8,081 %	6,17 %	1,92%	4,83 %	1 780 089,56	8,49 %	1 112,15
							21,73%	78,27 %	20 965 341,70		10 859,99

Vb
965,46 Ton

Fuente: elaboración propia.

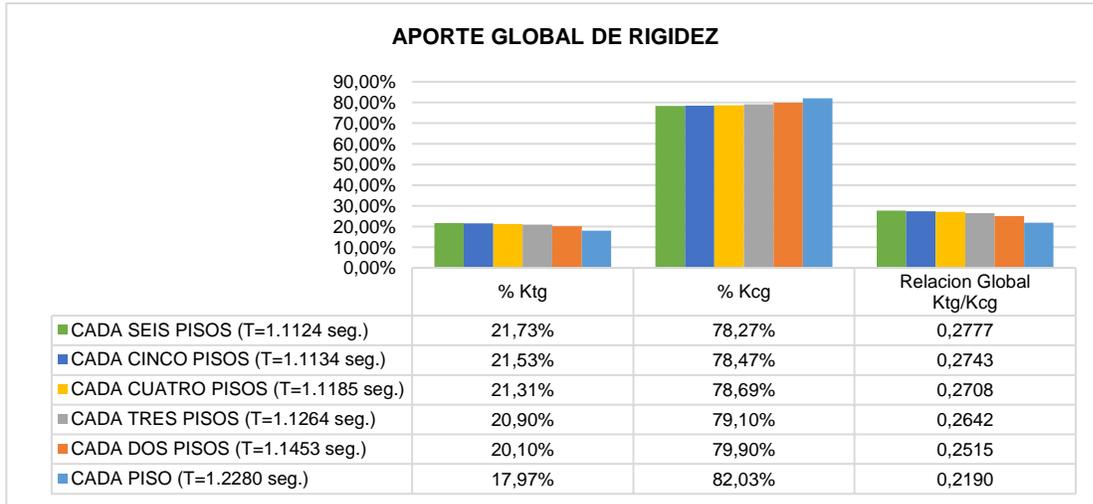
Tabla XXXIII. **Dimensionamiento por rigidez descendente: resultados para el periodo fundamental de vibración caso reducción proporcional a cada seis pisos**

ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
43,50	33 385,63	126,00	126,00	0,08	7,00	0,04	1,48	5,54
40,00	35 507,86	134,01	260,01	0,16	7,00	0,04	1,66	5,79
36,50	32 400,92	122,28	382,29	0,23	7,00	0,04	1,54	5,09
33,00	29 293,98	110,56	492,85	0,30	7,00	0,04	1,37	4,35
29,50	26 187,05	98,83	591,68	0,36	7,00	0,04	1,17	3,59
26,00	23 080,11	87,11	678,79	0,39	7,00	0,03	0,95	2,85
22,50	20 438,40	77,14	755,92	0,41	7,00	0,03	0,75	2,22
19,00	17 259,09	65,14	821,06	0,45	7,00	0,02	0,55	1,61
15,50	14 079,79	53,14	874,20	0,48	7,00	0,02	0,37	1,07
12,00	10 900,48	41,14	915,34	0,50	7,00	0,02	0,22	0,63
8,50	7 721,17	29,14	944,48	0,50	7,00	0,01	0,10	0,30
5,00	5 560,75	20,99	965,46	0,54	10,00	0,01	0,03	0,11
	255 815,24						10,20	33,16

TF
1,1124 seg

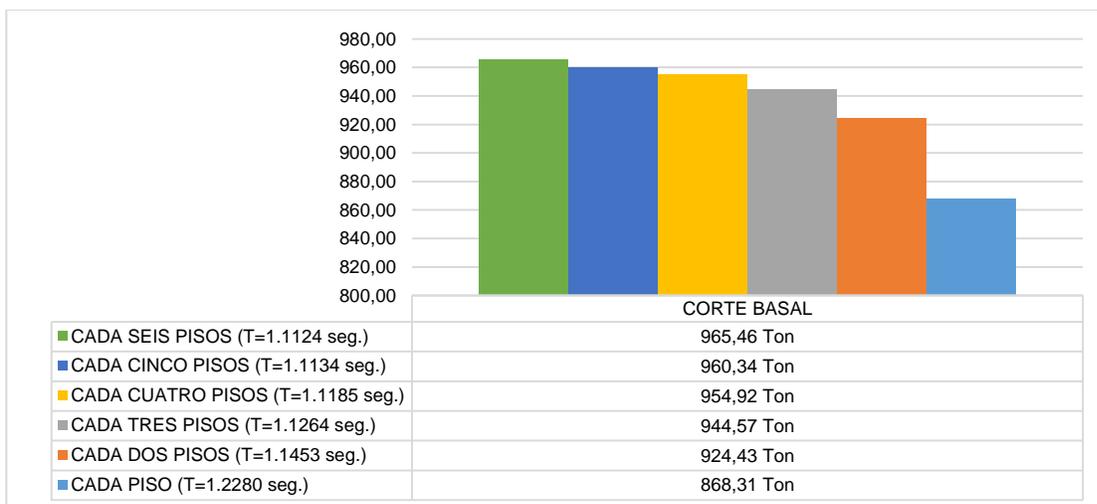
Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de aporte global de rigidez**



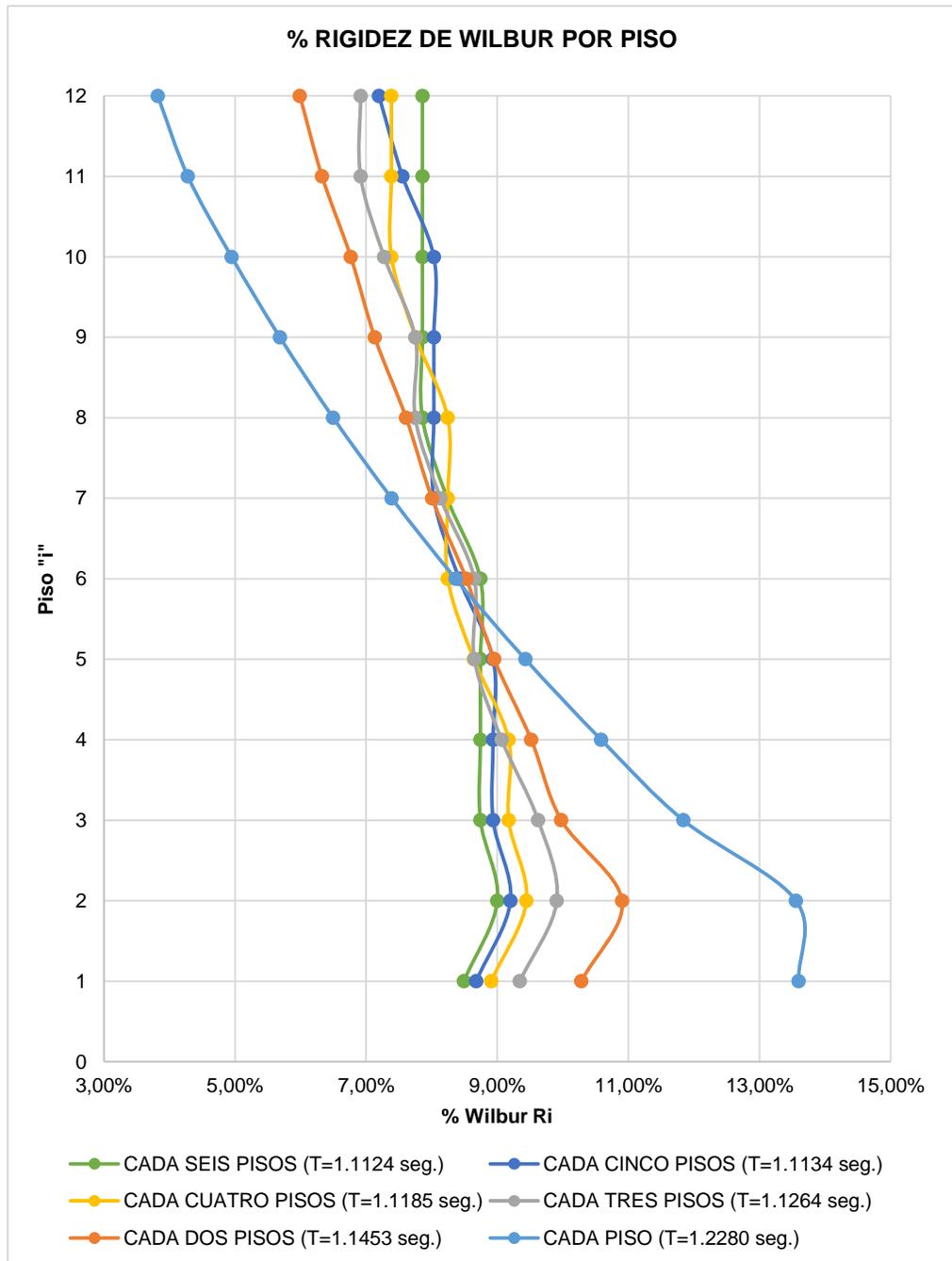
Fuente: elaboración propia.

Figura 16. **Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de corte basal calculado**



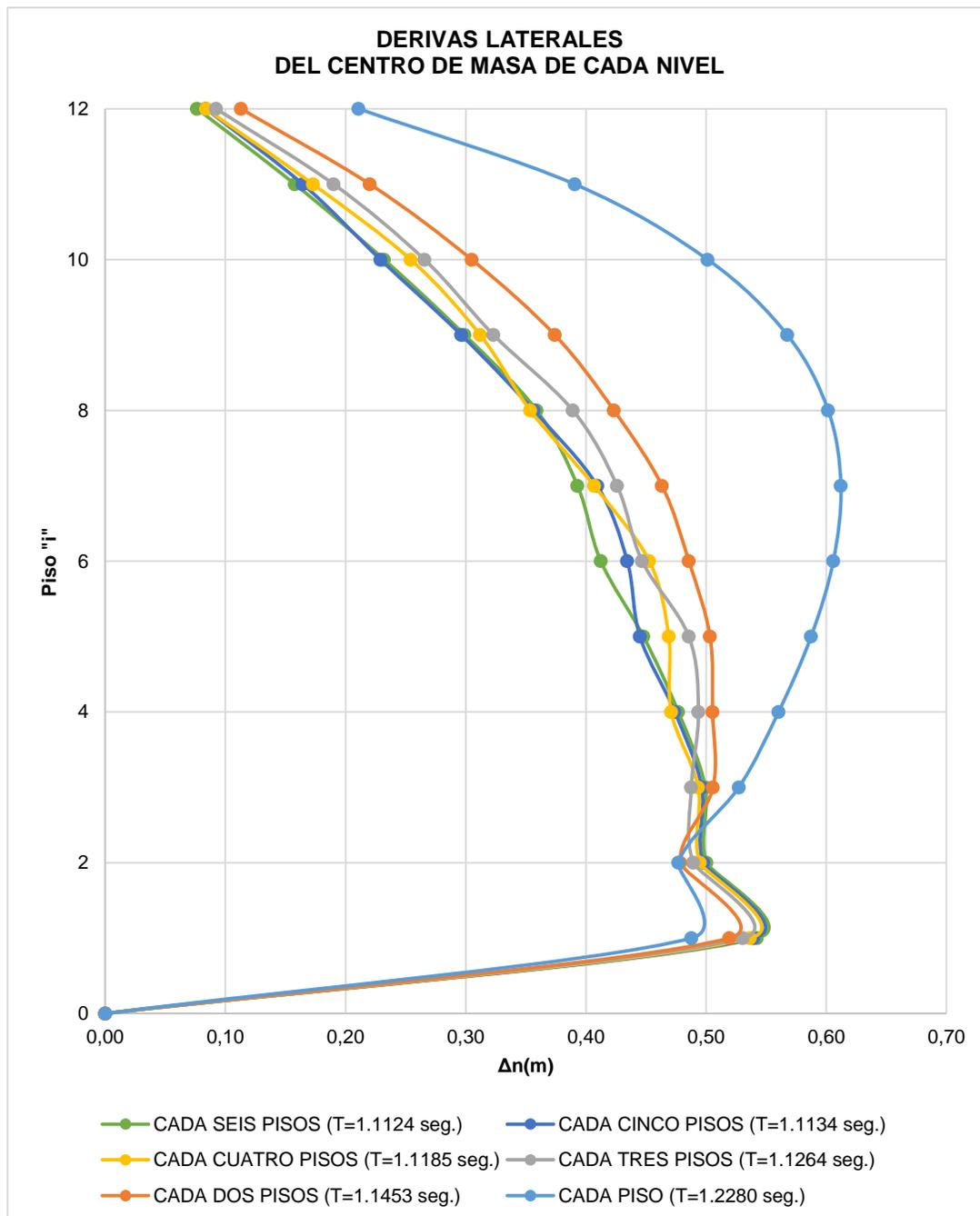
Fuente: elaboración propia.

Figura 17. Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de rigidez de piso calculado



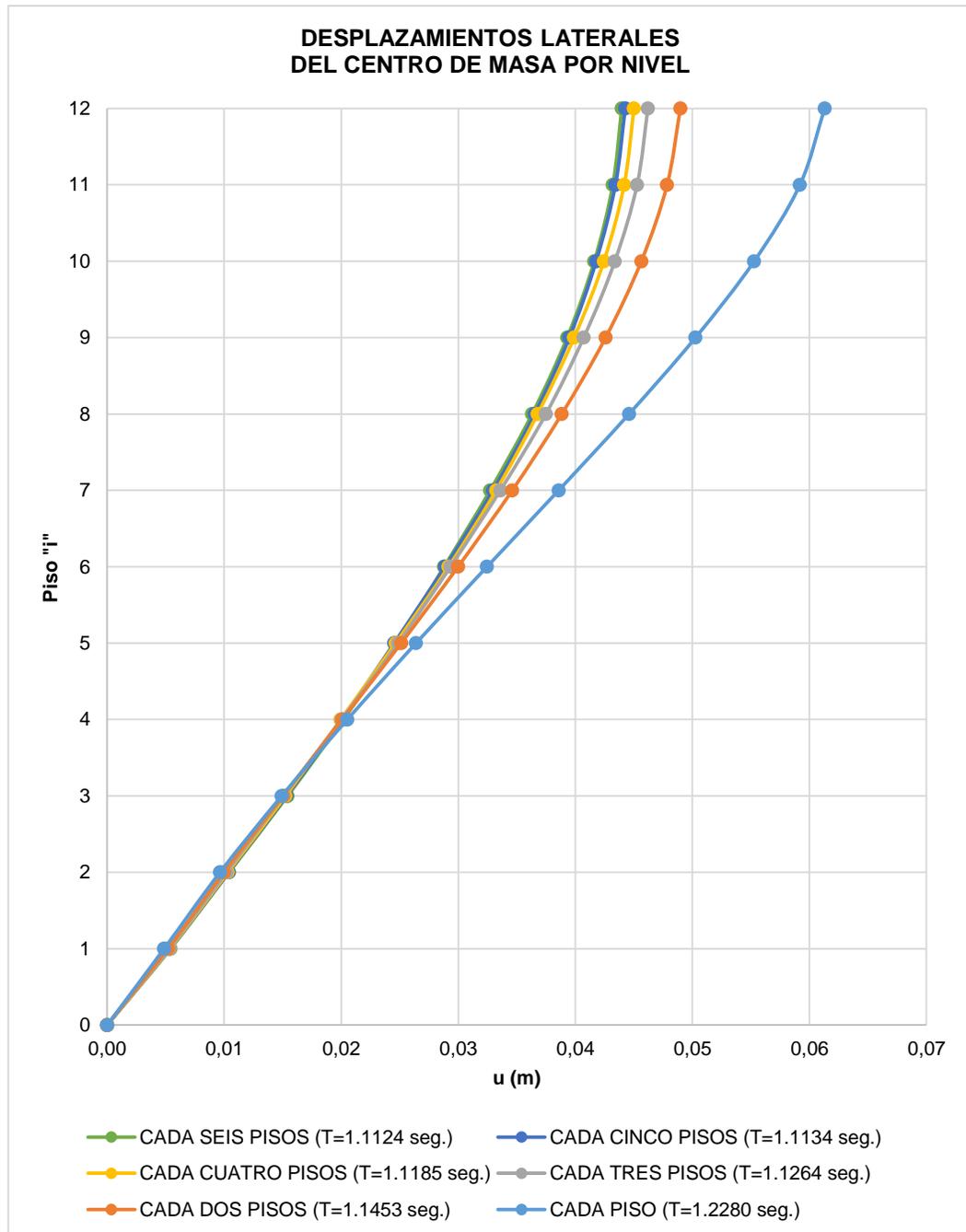
Fuente: elaboración propia.

Figura 18. **Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de derivas laterales del centro de masa de cada piso**



Fuente: elaboración propia.

Figura 19. Dimensionamiento por rigidez descendente: comparación de desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso



Fuente: elaboración propia.

3.4.1. Análisis de primera calibración masa-rigidez manejando el dimensionamiento por rigidez

Los resultados del dimensionamiento por rigidez uniforme dejan en evidencia el manejo de la relación entre las secciones de vigas respecto al de las columnas, que debe integrarse globalmente en la estructura.

Recordando que un edificio de poca altura, en comparación a uno de gran altura, conviene de un periodo de vibración corto como medio de respuesta de disipación de energía sísmica, el tamaño de las secciones de vigas respecto al de las columnas en toda la estructura presentaría un mejor comportamiento sísmico cuando su relación global de rigidez se aproxima a 0,2848 ($T=1,1123$ seg.). Sin embargo, este periodo de vibración corto se generó para este caso, de edificio de gran altura, lo cual no representa una modulación de vigas y columnas que satisfagan la disipación de energía sísmica de parte de esta edificación de gran altura.

Estos resultados indican que el tamaño de las vigas tiene un papel más relevante en la rigidez de piso, para el método de Wilbur, que el de las columnas; esto queda claro, ya que los resultados para estos casos de dimensionamiento por rigidez uniforme obtienen mayor variación, en el periodo fundamental de vibración, por el cambio de secciones de vigas que de columnas (compárese *VG versus CP* con *Vmin versus, CP versus, y VG versus CG* con *Vmin versus CG*).

Por lo tanto, se debe marcar como tendencia conveniente para este caso de edificación de gran altura, y bajo un caso real de secciones de vigas contra las de columnas, que la tendencia de una relación global de rigidez parte del

caso Vmin vs. CP (0,1439), donde el aporte global de rigidez de vigas y columnas tenga una diferencia de cercana al 75 %.

Tabla XXXIV. **Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento uniforme**

CASO	TF (seg.)	% Ktg	% Kcg	% Kcg -% Ktg	Ktg/Kcg
VG vs. CG	1,1123	22,17 %	77,83 %	55,67 %	0,2848
VG vs. CP	1,1991	37,13 %	62,87 %	25,75 %	0,5905
Vmin vs. CG	1,8464	6,49 %	93,51 %	87,02 %	0,0694
Vmin vs. CP	1,8691	12,58 %	87,42 %	74,84 %	0,1439

Fuente: elaboración propia.

Sin embargo, según los resultados del dimensionamiento por rigidez descendente, ya que existe una proporción de reducción de rigideces de vigas y columnas conforme se alcanza altura, se puede ajustar mejor a una tendencia de relación global entre 0,2515 a 0,2190, puesto que se busca que el valor del periodo fundamental de vibración oscile dentro de 1,16 seg. a uno relativamente mayor, con el fin de escapar del riesgo de la resonancia, y además contemplando que la reducción de rigidez no sea exageradamente alta como para eliminar las capacidades de funcionalidad mecánica de los elementos estructurales. Conforme a este segundo análisis, se restringirá la tendencia, de la diferencia entre los aportes de rigidez de vigas y columnas, aproximadamente dentro del 60 al 64 %.

Hay que considerar que, sin importar que haya reducciones de sección de vigas y columnas conforme se aumenta de altura en una edificación (ya que las cargas van reduciendo conforme se alcanza altura), la distribución de rigideces de vigas respecto a las de las columnas no deben mostrar gran diferencia entre sí para lograr un comportamiento sísmico cercano a lo conveniente, que sea de

carácter real, en otras palabras, secciones de vigas y columnas que tengan una diferencia congruente con los parámetros de diseño estructural.

Tabla XXXV. **Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento descendente**

CASO	TF (seg.)	% Ktg	% Kcg	% Kcg -% Ktg	Ktg/Kcg
CADA PISO	1,2280	17,97 %	82,03 %	64,07 %	0,2190
CADA DOS PISOS	1,1453	20,10 %	79,90 %	59,80 %	0,2515
CADA TRES PISOS	1,1264	20,90 %	79,10 %	58,20 %	0,2642
CADA CUATRO PISOS	1,1185	21,31 %	78,69 %	57,38 %	0,2708
CADA CINCO PISOS	1,1134	21,53 %	78,47 %	56,95 %	0,2743
CADA SEIS PISOS	1,1124	21,73 %	78,27 %	56,53 %	0,2777

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Comparación de distribución de rigidez entre dimensionamientos por rigidez descendente considerando congruencia para el diseño estructural**

Dimensionamiento por rigidez descendente cada dos pisos		Dimensionamiento por rigidez descendente cada tres pisos	
% de distribución de rigidez		% de distribución de rigidez	
Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
5,96 %	7,28 %	6,90 %	7,78 %
5,96 %	7,28 %	6,90 %	7,78 %
6,80 %	7,77 %	6,90 %	7,78 %
6,80 %	7,77 %	7,80 %	8,29 %
7,71 %	8,28 %	7,80 %	8,29 %
7,71 %	8,28 %	7,80 %	8,29 %
8,71 %	8,82 %	8,78 %	8,82 %
8,71 %	8,82 %	8,78 %	8,82 %
9,81 %	9,38 %	8,78 %	8,82 %
9,81 %	9,38 %	9,85 %	9,38 %
1,01 %	9,97 %	9,85 %	9,38 %
1,01 %	6,98 %	9,85 %	6,56 %

TF	TF
1,1453 seg	1,1264 seg

Fuente: elaboración propia.

Además de la condición considerada para la congruencia en el diseño estructural, para las demás condiciones reales para el dimensionamiento de secciones de vigas y columnas (económicas y constructivas), puede interpretarse que la manera de controlar el desempeño del comportamiento sísmico es: haciendo que dichas dimensiones disminuyan en forma descendente (en dimensiones reales para la construcción), conforme se gana altura; conservar el criterio de vigas, siendo de pequeña sección, que las columnas tiendan a presentar la misma modalidad (recordando que este caso de disminución de rigidez es conveniente para un periodo largo); y revelar los caso de relación global de rigidez que contengan el valor del periodo fundamental de vibración para este diseño sísmico (que permitan que se pueda variar a uno que reduzca el riesgo de presentar resonancia sísmica).

3.4.2. Análisis de la calibración masa-rigidez llevando el manejo de dimensionamiento por rigidez descendente a un comportamiento efectivo

Fundamentalmente, para el caso de la edificación de análisis que se ha presentado, se estimó que la relación global de rigidez entre vigas y columnas es efectiva, en una tendencia de manejo de secciones de vigas y columnas que mantiene $\%K_{tg}-\%K_{cg} < 64 \%$; se estima que la respuesta sísmica puede mejorar si la diferencia $\%K_{tg}-\%K_{cg}$ es más cercana a 60 %, y que puede lograrse una reducción de riesgo de resonancia, en la medida de parámetros reales, cuando dicha diferencia se acerca a 64 %. Este análisis señala la determinación de una propuesta de análisis que determina una predicción de periodo fundamental de vibración según la relación de global de rigidez efectiva para una edificación.

Tabla XXXVII. **Relaciones globales de rigidez viga-columna por dimensionamiento efectivo**

CASO	TF (seg.)	% Ktg	% Kcg	% Kcg -% Ktg	Ktg/Kcg
Vmin vs. CP	1,8691	12,58 %	87,42 %	74,84 %	0,1439
CADA PISO	1,2280	17,97 %	82,03 %	64,07 %	0,2190
CADA DOS PISOS	1,1453	20,10 %	79,90 %	59,80 %	0,2515
CADA TRES PISOS	1,1264	20,90 %	79,10 %	58,20 %	0,2642

Fuente: elaboración propia.

Se propone una metodología de carácter empírico para casos de edificaciones que muestren regularidad estructural, y que necesiten una estimación menos arbitraria para lograr un diseño estructural sismo resistente. Se indican entonces los siguientes parámetros para el método analítico:

- Considerar, del predimensionamiento, secciones de vigas y columnas acordes a las posibles cargas que una edificación alcance por su utilidad requerida y su tamaño.
- Desarrollar el caso de dimensionamiento por rigidez descendente, con las secciones que se consideren como límites mínimos y máximo, como se describe en la tabla XXXVIII.

Tabla XXXVIII. **Casos de dimensionamiento por rigidez descendente: proporción de reducción para la metodología empírica propuesta**

Reducción proporcional	Proporción	
	Viga (cm)	Columna (cm)
Cada piso	$h=(h_{max}-h_{min})/(n-1)^*$	$a=(a_{max}-a_{min})/(n-1)^*$
Cada n/2 pisos	$b=h/2$	$\emptyset=a$
Con el fin de lograr determinar la relación global de rigidez de mayor conveniencia según el tipo (menor o mayor altura) de edificación.		

Fuente: elaboración propia.

- Al determinar las relaciones globales de rigidez y los periodos fundamentales de vibración de estos dos casos, se propone hacer una relación lineal de la siguiente forma:

$$K_{gc} = \beta^* \left[\left(\frac{K_{g2} - K_{g1}}{TF_2 - TF_1} \right) (TF_c - TF_2) + K_{g2} \right]$$

Donde:

- K_{gc} = relación global de rigidez de calibración.
 - TF_c = periodo fundamental de vibración requerido.
 - K_{g1} = relación global de rigidez del dimensionamiento por rigidez descendente a cada piso, para $TF_1 < TF$.
 - K_{g2} = relación global de rigidez del dimensionamiento por rigidez descendente a cada $n/2$ pisos, para $TF_2 \leq TF$.
 - TF_1 = periodo fundamental de vibración del dimensionamiento por rigidez descendente a cada piso.
 - TF_2 = periodo fundamental de vibración del dimensionamiento por rigidez descendente a cada $n/2$ pisos.
 - β = factor de corrección de no linealidad, estimado empíricamente en base al cálculo sobre valores menores y mayores a 0,25 de relación global de rigidez (se toma como relación global de rigidez de referencia, el más próximo al valor de $1,4 T_a$; nuestro caso fue 1,453 seg.), y secciones de dimensión reales para la construcción. Este valor es de 1,0 % de aumento en K_{gc} ; disminuye 0,5 % a cada -0,06 seg. de TF_c , y aumenta 30 % a cada +0,04 seg. de TF_c .
- Elegir la forma de reducción de sección viga-columna más factible para las consideraciones de economía y métodos constructivos.

- Elegir secciones de vigas y columnas, con base en la reducción de sección viga-columna establecida, de dimensiones en múltiplos reales para la construcción.
- Por último, realizar iterativamente el ajuste del dimensionamiento de vigas y columnas hasta alcanzar la relación global de rigidez de calibración con base en el criterio de la diferencia %Ktg-%Kcg, que con nuestro caso resulta eficaz una diferencia cercana a 60 %, y mejor para una cercana a 64 %.

A continuación se presentarán los resultados del desarrollo de este método, en el que se determinará la utilidad de contar con un parámetro de rigidez relacionado al desempeño sismo resistente de una edificación con un sistema estructural basado en marcos.

Tabla XXXIX. **Resultados para los casos de dimensionamiento por rigidez elegidos para la demostración de la metodología empírica propuesta**

CASO	Tf	Ktg/Kcg	Tfc (seg.)	β	Kgc
Cada piso	1,2280	0,2190	1,16	1,01	0,2561
Cada 6 pisos	1,1124	0,2777			
Estos valores calculados fueron considerados eficientes en el método en el orden de los tres a cuatro decimales de aproximación.					

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. Secciones de iteración que convergieron en la relación de rigidez global que mantiene el criterio %Ktg-%Kcg cercano a 60 %

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez	
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
	h	b	a	Ø				
12	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
11	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
10	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
9	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
8	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
7	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
6	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
5	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
4	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
3	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	11,90 %	2,62 %	9,45 %
2	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	11,90 %	2,62 %	9,45 %
1	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	8,33 %	2,62 %	6,62 %
							20,55 %	79,45 %

Reducción de secciones constructivamente posibles

Kgc	Ktg-Kcg
0,2586	58,91 %

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas por convergencia a la relación de rigidez global calculada empíricamente

Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)	ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui²	pi * ui
614 648,53	4,11 %	642,98	43,50	27 969,55	109,39	109,39	0,18	7,00	0,05	1,92	5,97
614 648,53	4,11 %	732,67	40,00	29 306,72	114,62	224,00	0,36	7,00	0,05	2,04	6,05
718 329,63	4,80 %	732,67	36,50	26 742,38	104,59	328,59	0,46	7,00	0,05	1,77	5,14
896 800,58	5,99 %	788,43	33,00	26 018,14	101,75	430,34	0,48	7,00	0,04	1,57	4,54
896 800,58	5,99 %	788,43	29,50	23 258,64	90,96	521,31	0,58	7,00	0,04	1,25	3,62
1 103 837,40	7,37 %	788,43	26,00	20 499,14	80,17	601,48	0,54	7,00	0,03	0,91	2,72
1 501 642,85	10,03 %	867,16	22,50	19 511,04	76,31	677,78	0,45	7,00	0,03	0,71	2,18
1 501 642,85	10,03 %	867,16	19,00	16 475,99	64,44	742,22	0,49	7,00	0,02	0,50	1,55
1 620 203,19	10,82 %	867,16	15,50	13 440,94	52,57	794,79	0,49	7,00	0,02	0,32	1,00
1 833 075,21	12,25 %	908,37	12,00	10 900,48	42,63	837,42	0,46	7,00	0,01	0,18	0,60
1 887 300,86	12,61 %	908,37	8,50	7 721,17	30,20	867,61	0,46	7,00	0,01	0,08	0,29
1 780 089,56	11,89 %	1 112,15	5,00	5 560,75	21,75	889,36	0,50	10,00	0,00	0,03	0,11
14 969 019,78		10 003,97		227 404,94			0,00		0,00	11,27	33,77

Vb
889,36 Ton

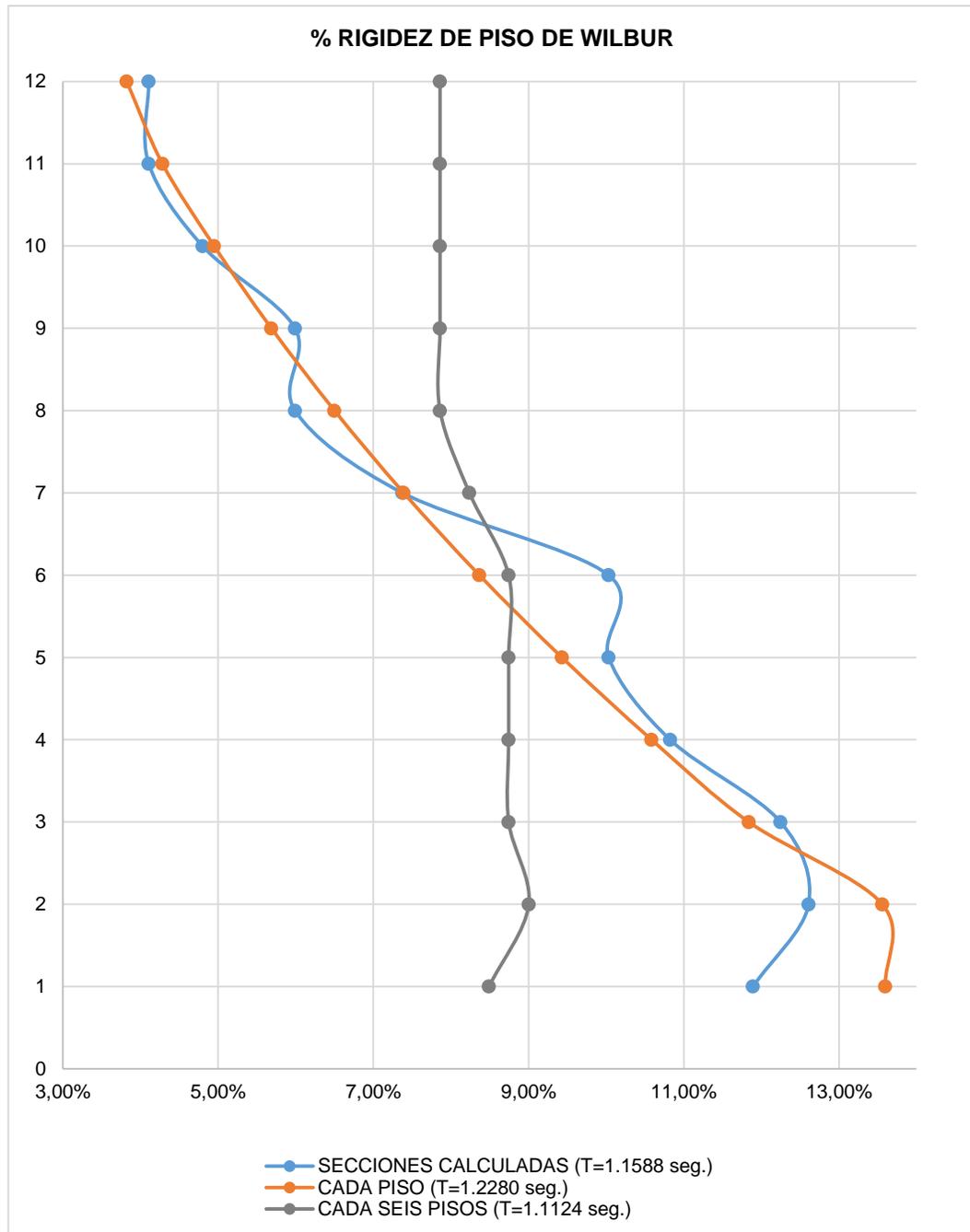
TF
1,1588 seg

Fuente: elaboración propia.

El cálculo de la relación global de rigidez, del método empírico propuesto, arroja un resultado de 0,2561. El ajuste iterativo, de la distribución y tamaño de secciones de vigas y columnas elegido, fue considerado como una buena aproximación, cuando la diferencia entre la relación global de rigidez del método empírico contra la calculado iterativamente (0,2586) fue relativamente bajo (0,0025 de diferencia entre los cálculos obtenidos).

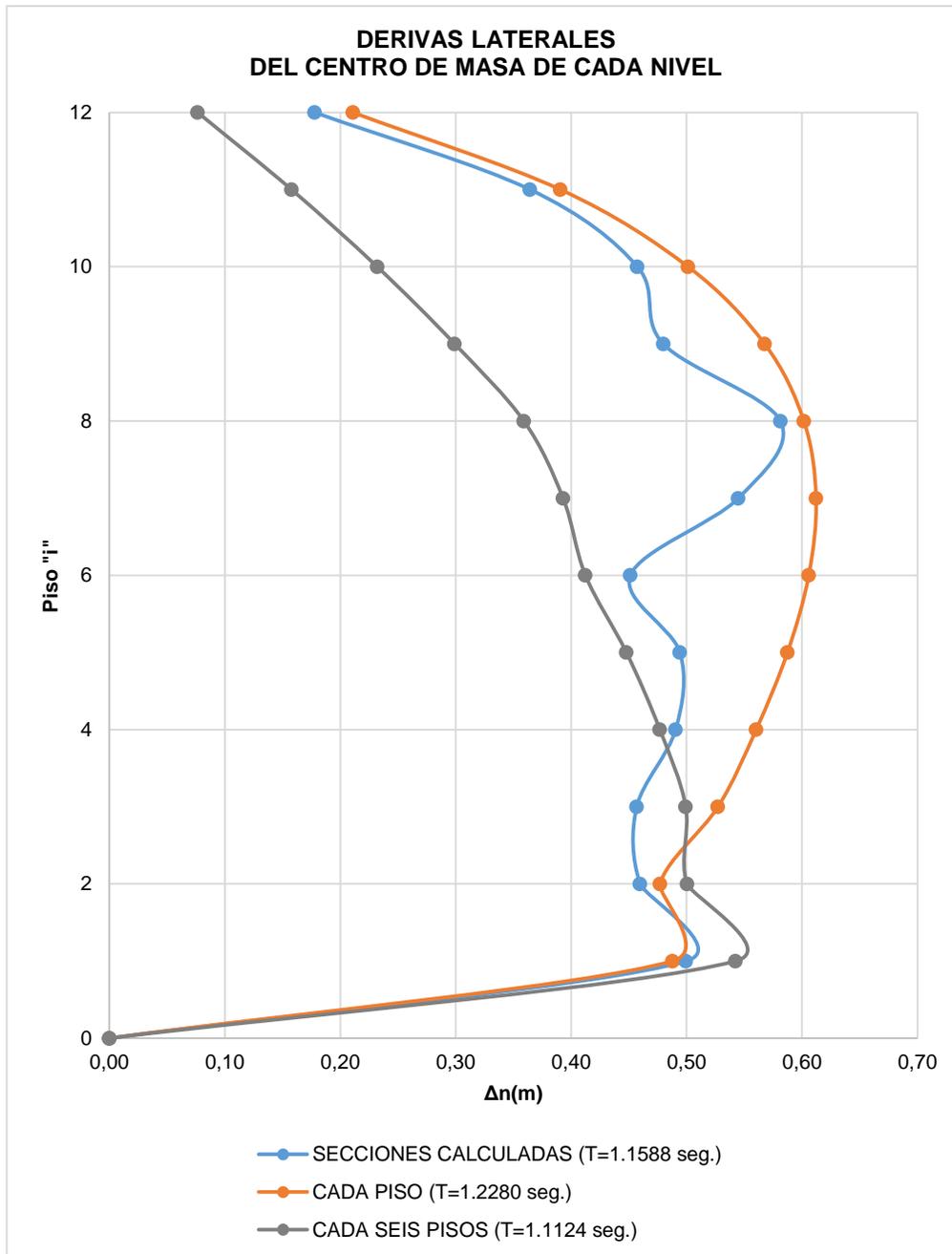
Los resultados para el cálculo del periodo fundamental de vibración muestran que efectivamente, bajo el punto de vista de haber integrado secciones de vigas y columnas constructivamente posibles, y manteniendo que la diferencia $\%K_{tg}-\%K_{cg}$ sea cercana a 60 %, la aproximación estimada de relación global de rigidez resulta en un periodo fundamental de vibración aceptable para el diseño estructural sismo resistente.

Figura 20. Comportamiento de rigidez de piso obtenido con el método empírico propuesto



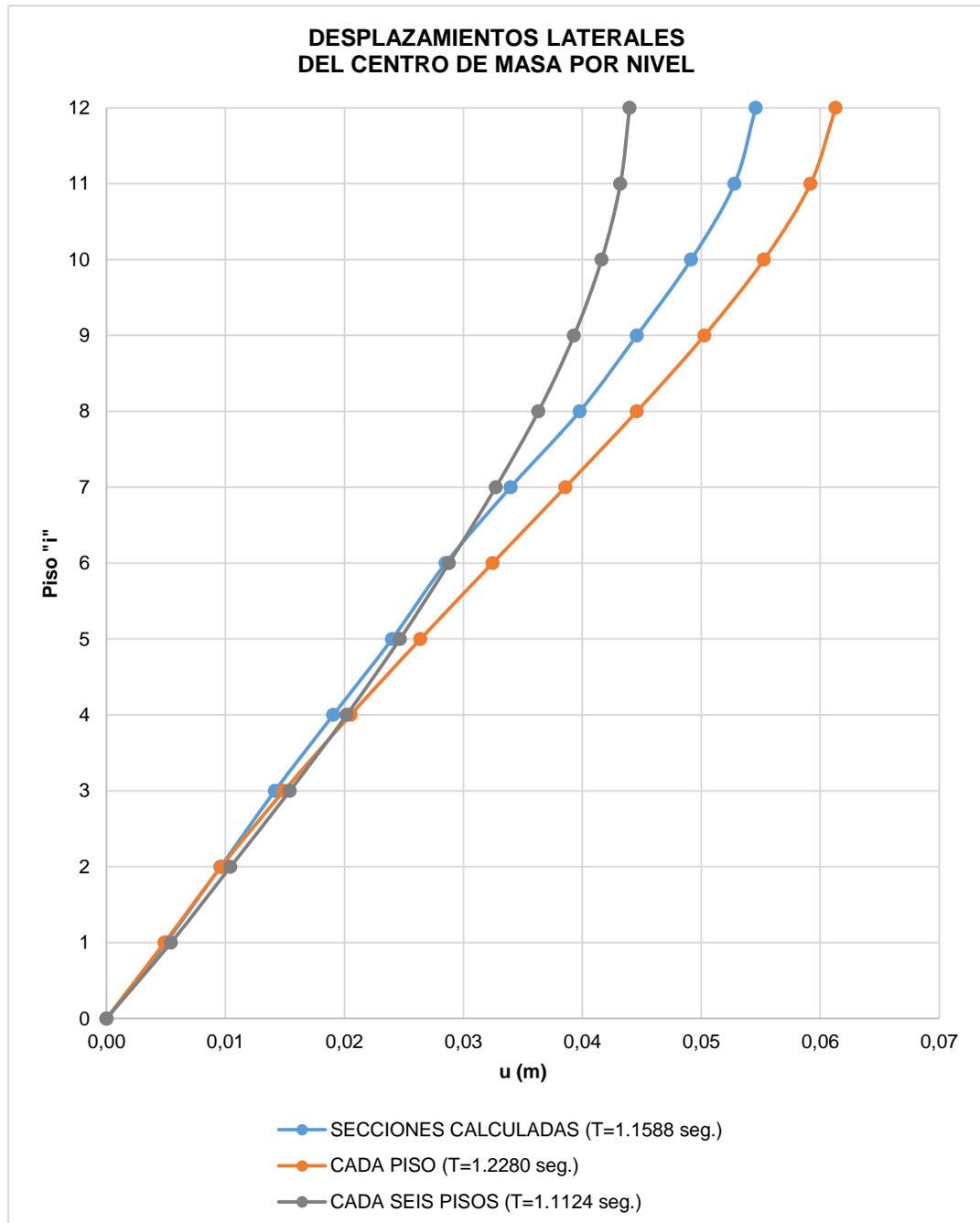
Fuente: elaboración propia.

Figura 21. **Comportamiento de derivas laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto**



Fuente: elaboración propia.

Figura 22. **Comportamiento de desplazamientos laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto**



Fuente: elaboración propia.

4. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMORESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EFICIENTES A MEJORADOS

Este análisis cuenta con la finalidad de usar la metodología desarrollada para facilitar este tipo de evaluaciones, ya que con un criterio más arbitrario la evaluación de integrar un diseño que reduce la probabilidad de riesgos puede ser limitada y difícil.

Es de recordar que se trata de la evaluación de una estructura definida con configuración estructural regular y de relativa gran altura, la misma utilizada en el desarrollo del capítulo anterior, que solo pretende demostrar que los principios del diseño estructural pueden ser contenidos en un enfoque menos arbitrario.

En este capítulo se discutirán, de manera general, por medio de la ayuda del software de diseño estructural ETABS v9.7.4, los resultados obtenidos en el diseño estructural de un dimensionamiento por rigidez eficaz contra uno mejorado. Se tomará el caso generado en el capítulo anterior, como el caso eficaz para el diseño estructural sismo resistente. Para el caso mejorado mostraremos un periodo fundamental de vibración mayor a 1,16 seg. (que fue el calculado como el de diseño para el caso de edificación presentado).

Se muestran entonces, los datos de estos dos casos para su evaluación comparativa de diseño sismoresistente del método de diseño LRFD que el software integra, para con el ACI 318-08:

Tabla XLII. Secciones para una rigidez global estimada como propuesta eficaz para el diseño sísmico

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez	
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
	h	b	a	Ø				
12	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
11	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
10	60,00	30,00	75,00	75,00	4,04 %	5,74 %	0,83 %	4,56 %
9	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
8	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
7	65,00	35,00	80,00	80,00	5,99 %	7,43 %	1,23 %	5,90 %
6	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
5	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
4	75,00	40,00	85,00	85,00	10,52 %	9,46 %	2,16 %	7,52 %
3	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	11,90 %	2,62 %	9,45 %
2	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	11,90 %	2,62 %	9,45 %
1	80,00	40,00	90,00	90,00	12,77 %	8,33 %	2,62 %	6,62 %
							20,55 %	79,45 %

Reducción de secciones constructivamente posibles

Kgc	Ktg-Kcg
0,2586	58,91%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas como eficaces para el diseño sísmico

Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)	ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
614 648,53	4,11 %	642,98	43,50	27 969,55	109,39	109,39	0,18	7,00	0,05	1,92	5,97
614 648,53	4,11 %	732,67	40,00	29 306,72	114,62	224,00	0,36	7,00	0,05	2,04	6,05
718 329,63	4,80 %	732,67	36,50	26 742,38	104,59	328,59	0,46	7,00	0,05	1,77	5,14
896 800,58	5,99 %	788,43	33,00	26 018,14	101,75	430,34	0,48	7,00	0,04	1,57	4,54
896 800,58	5,99 %	788,43	29,50	23 258,64	90,96	521,31	0,58	7,00	0,04	1,25	3,62
1 103 837,40	7,37 %	788,43	26,00	20 499,14	80,17	601,48	0,54	7,00	0,03	0,91	2,72
1 501 642,85	10,03 %	867,16	22,50	19 511,04	76,31	677,78	0,45	7,00	0,03	0,71	2,18
1 501 642,85	10,03 %	867,16	19,00	16 475,99	64,44	742,22	0,49	7,00	0,02	0,50	1,55
1 620 203,19	10,82 %	867,16	15,50	13 440,94	52,57	794,79	0,49	7,00	0,02	0,32	1,00
1 833 075,21	12,25 %	908,37	12,00	10 900,48	42,63	837,42	0,46	7,00	0,01	0,18	0,60
1 887 300,86	12,61 %	908,37	8,50	7 721,17	30,20	867,61	0,46	7,00	0,01	0,08	0,29
1 780 089,56	11,89 %	1 112,15	5,00	5 560,75	21,75	889,36	0,50	10,00	0,00	0,03	0,11
14 969 019,78		10 003,97		227 404,94			0,00		0,00	11,27	33,77

Vb
889,36 Ton

TF
1,1588 seg

Fuente: elaboración propia.

Utilizando el método empírico propuesto se desarrolla la siguiente estimación para encontrar un caso mejorado de secciones de vigas y columnas para el diseño sismo resistente:

Tabla XLIV. Resultados para los casos de dimensionamiento por rigidez elegidos para la propuesta de un caso mejorado de respuesta sísmica

CASO	Tf	Ktg/Kcg	Tfc (seg.)	β	Kgc
Cada piso	1,2280	0,2190	1,20	1,300	0,3032
Cada seis pisos	1,1124	0,2777			

Estos valores calculados fueron considerados eficientes en el método en el orden de los tres a cuatro decimales de aproximación.

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Secciones para una rigidez global estimada como propuesta mejorada en el diseño sísmico

Piso	Secciones				% de distribución de rigidez		% de aporte de rigidez	
	Vigas		Columnas		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
	h	b	a	\emptyset				
12	60,00	30,00	75,00	75,00	4,22 %	6,83 %	0,96 %	5,28 %
11	60,00	30,00	75,00	75,00	4,22 %	6,83 %	0,96 %	5,28 %
10	60,00	30,00	75,00	75,00	4,22 %	6,83 %	0,96 %	5,28 %
9	60,00	30,00	75,00	75,00	4,22 %	6,83 %	0,96 %	5,28 %
8	70,00	35,00	75,00	75,00	7,82 %	6,83 %	1,78 %	5,28 %
7	70,00	35,00	80,00	80,00	7,82 %	8,85 %	1,78 %	6,83 %
6	70,00	35,00	80,00	80,00	7,82 %	8,85 %	1,78 %	6,83 %
5	75,00	40,00	80,00	80,00	10,99 %	8,85 %	2,50 %	6,83 %
4	75,00	40,00	80,00	80,00	10,99 %	8,85 %	2,50 %	6,83 %
3	75,00	40,00	85,00	85,00	10,99 %	11,27 %	2,50 %	8,71 %
2	80,00	40,00	85,00	85,00	13,34 %	11,27 %	3,04 %	8,71 %
1	80,00	40,00	85,00	85,00	13,34 %	7,89 %	3,04 %	6,09 %
0							22,78 %	77,22 %

Reducción de secciones constructivamente posibles

Kgc	Ktg-Kcg
0,2949	54,45 %

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Resultados de respuesta sísmica de las secciones estimadas como mejoradas para el diseño sísmico**

Wilbur Rn (kg/cm)	% Wilbur Rn contenida	Peso sísmico efectivo "Wsi" (Ton)	ALTURA "hi" (m)	Wsi * hi	pi (Ton)	Vn (Ton)	Δn (cm)	Δu (cm) AGIES	ui (m)	Wi * ui ²	pi * ui
614 648,53	4,46 %	642,98	43,50	27 969,55	108,75	108,75	0,18	7,00	0,06	2,14	6,27
614 648,53	4,46 %	732,67	40,00	29 306,72	113,95	222,70	0,36	7,00	0,06	2,29	6,37
614 648,53	4,46 %	732,67	36,50	26 742,38	103,98	326,67	0,53	7,00	0,05	2,00	5,44
772 048,52	5,60 %	732,67	33,00	24 178,04	94,01	420,68	0,54	7,00	0,05	1,62	4,42
1 037 898,63	7,52 %	782,35	29,50	23079,26	89,73	510,41	0,49	7,00	0,04	1,35	3,73
1 085 369,67	7,87 %	803,55	26,00	20 892,26	81,23	591,64	0,55	7,00	0,04	1,08	2,97
1 236 019,21	8,96 %	803,55	22,50	18 079,84	70,30	661,94	0,54	7,00	0,03	0,78	2,19
1 435 273,48	10,40 %	844,59	19,00	16 047,18	62,39	724,33	0,50	7,00	0,03	0,56	1,61
1 435 273,48	10,40 %	844,59	15,50	13 091,12	50,90	775,23	0,54	7,00	0,02	0,36	1,06
1 620 203,19	11,74 %	867,16	12,00	10 405,89	40,46	815,69	0,50	7,00	0,02	0,20	0,62
1 775 149,58	12,87 %	884,44	8,50	7 517,72	29,23	844,92	0,48	7,00	0,01	0,09	0,30
1 554 577,43	11,27 %	1065,99	5,00	5 329,94	20,72	865,64	0,56	10,00	0,01	0,03	0,12
13 795 758,78		9737,19		222 639,90						12,52	35,10
		Vb 865,64 Ton									TF 1,1981 seg

Fuente: elaboración propia.

El software integra otra metodología para el cálculo de rigideces, generando una matriz de rigideces que toma en cuenta más parámetros que el método de Wilbur; y además integra un método matricial para el cálculo del periodo fundamental de vibración del edificio.

Considerando lo anterior, la evaluación del desempeño sismo resistente con el software implica que habrá una variación del periodo de vibración fundamental del edificio en comparación con las calculadas con el método de Rayleigh. A continuación se presentan los periodos fundamentales de vibración simple que el software determinó (modo de vibración 1 según el software), y el análisis de sistemas de cargas generado por dicho comportamiento:

Tabla XLVII. **Periodos fundamentales de vibración calculados con el software de diseño ETABS v9.7.4**

SECCIONES	MODO DE VIBRACIÓN	T (seg.)
Eficaces	1	1,2071
Mejoradas		1,2527
Recordar que el periodo fundamental de vibración para el diseño es como mínimo 1,16 seg. según lo calculado.		

Fuente: elaboración propia.

Puede verse que el periodo fundamental de vibración del caso mejorado muestra un valor mayor a 1,16 seg., esto indica que la metodología propuesta marca una aproximación a la manera en que se comporta una estructura basada en marcos. Respecto al caso considerado con secciones de vigas y columnas eficaces, por lo que el método de Wilbur y de Rayleigh, en comparación a un método matricial para determinar la rigidez de cada piso y el periodo fundamental de vibración, tiene cierta variación (1,2071 seg. > 1,1588 seg.).

Los parámetros de análisis de los métodos aproximados presentados, en comparación de métodos con mejor exactitud, difieren en un grado de incertidumbre de cálculo, sin embargo, muestran una aproximación aceptable del comportamiento que puede calcularse en vibración simple para un sistema estructural de marcos.

Respecto al diseño estructural que el software permite efectuar; tomando como parámetro la relación columna fuerte - viga débil (Display Desing Result / (6/5) Beam/Column Capacity Rations), se obtiene el chequeo por ductilidad de los elementos de los marcos en la estructura; secciones de menor tamaño requerirán mayor área de acero, pero siempre dentro de los límites máximos

que permitan disminuir la sección, dicho de otro modo, las secciones de vigas y columnas no pueden ser de tamaños que no soporten las cargas integradas en el edificio. Este caso chequea, con mayor capacidad, las secciones del caso eficaz, mientras que las del caso mejorado son relativamente menos resistentes.

Sin embargo, la capacidad de deformación que integran las secciones del caso mejorado es mayor, y por lo tanto, presentaría una propuesta de disipación de energía sísmica más capaz. Es aceptable su decremento de resistencia ante las cargas integradas, ya que sí entra en los límites permisibles; esto se puede corroborar de manera visual con el software, y con más detalle, revisando las relaciones de tolerancia del software, que para la mayoría de los casos debe ser menor que uno.

Debe tomarse en cuenta que pueden existir casos en los que no chequea el armado elegido para el diseño, por lo que se procede a hacer un cambio en el mismo para corroborar su desempeño con el software, sin afectar la rigidez integrada que se haya escogido por comportamiento sísmico.

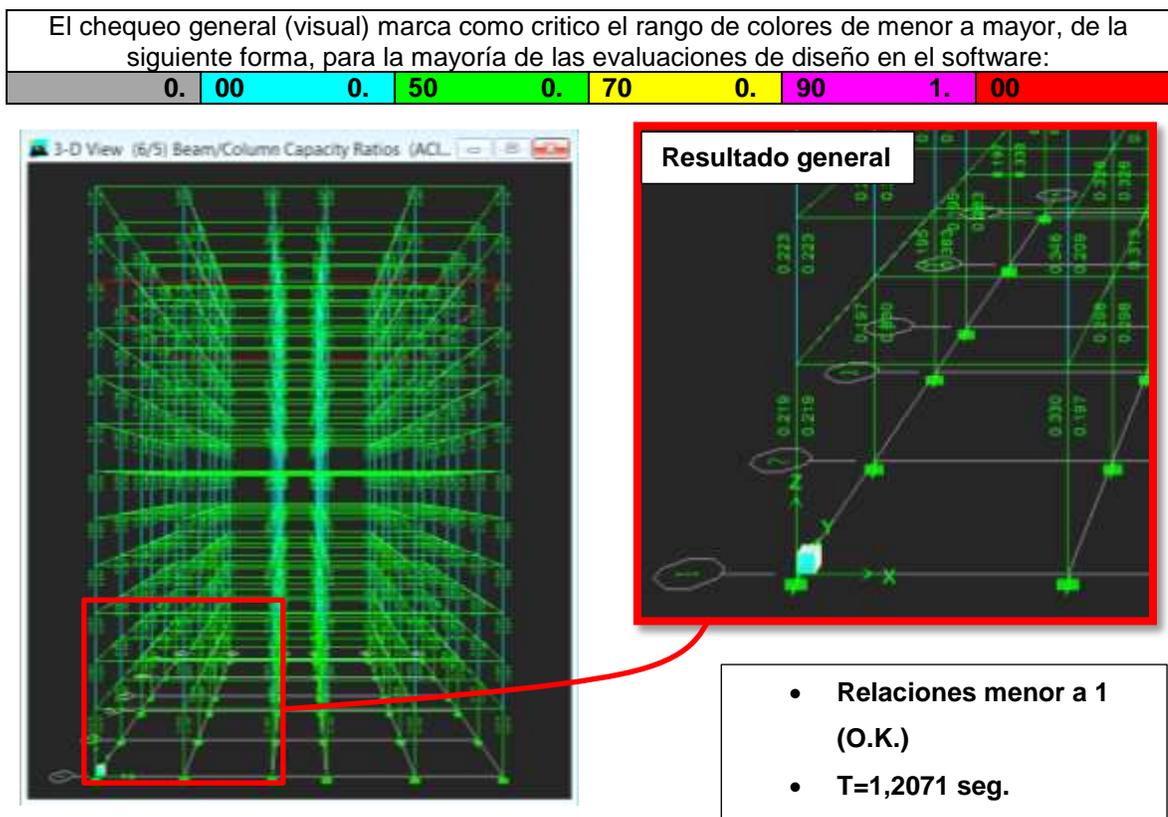
Por lo tanto, queda demostrado que puede reducirse el peso de la estructura de manera que permita un comportamiento de mayor conveniencia para el diseño sísmico, lo cual implica, además, que se alcanzaría una reducción de costos en la proyección de una construcción de un futuro edificio.

Los resultados del análisis del periodo fundamental de vibración mejorado y eficaz, ante las combinaciones de carga del método de diseño LRFD del ACI 318-08, presentan un esquema que cumple efectivamente con los requisitos de un diseño sismo resistente, al ser evaluado con el software, concluyendo

entonces, que el método propuesto de predimensionamiento cumple su utilidad esperada.

A continuación, en la figura 23 se presenta el esquema visual de columna fuerte-viga débil, que es el de mayor relevancia respecto al tema de la cantidad de energía que el sistema logra disipar, y sus respectivos periodos fundamentales de vibración calculados por el software.

Figura 23. **Esquemas del chequeo general columna fuerte–viga débil, para el caso eficaz, obtenido del software de diseño ETABS V9.7.4**

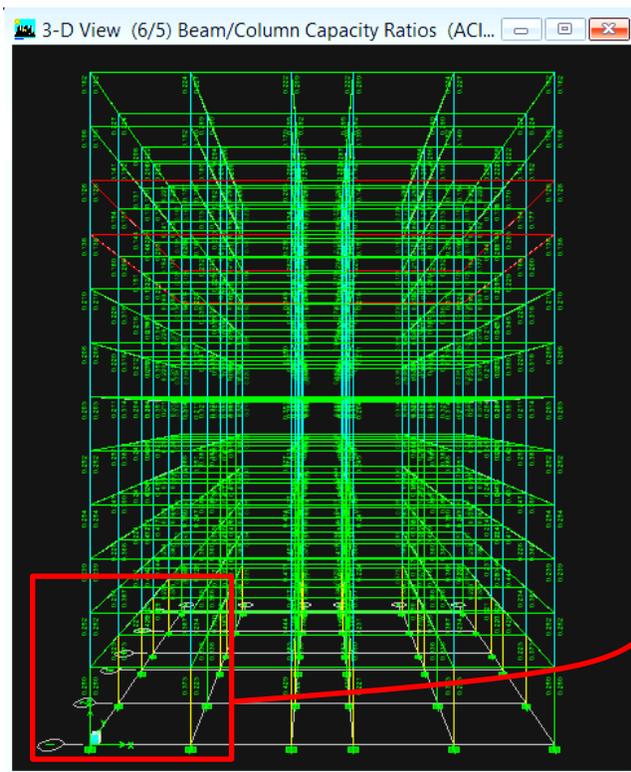


Fuente: elaboración propia, empleando ETABS.

Figura 24. **Esquemas del chequeo general columna fuerte–viga débil, para el caso mejorado, obtenido del software de diseño ETABS V9.7.4**

El chequeo general (visual) marca como crítico el rango de colores de menor a mayor, de la siguiente forma, para la mayoría de las evaluaciones de diseño en el software:

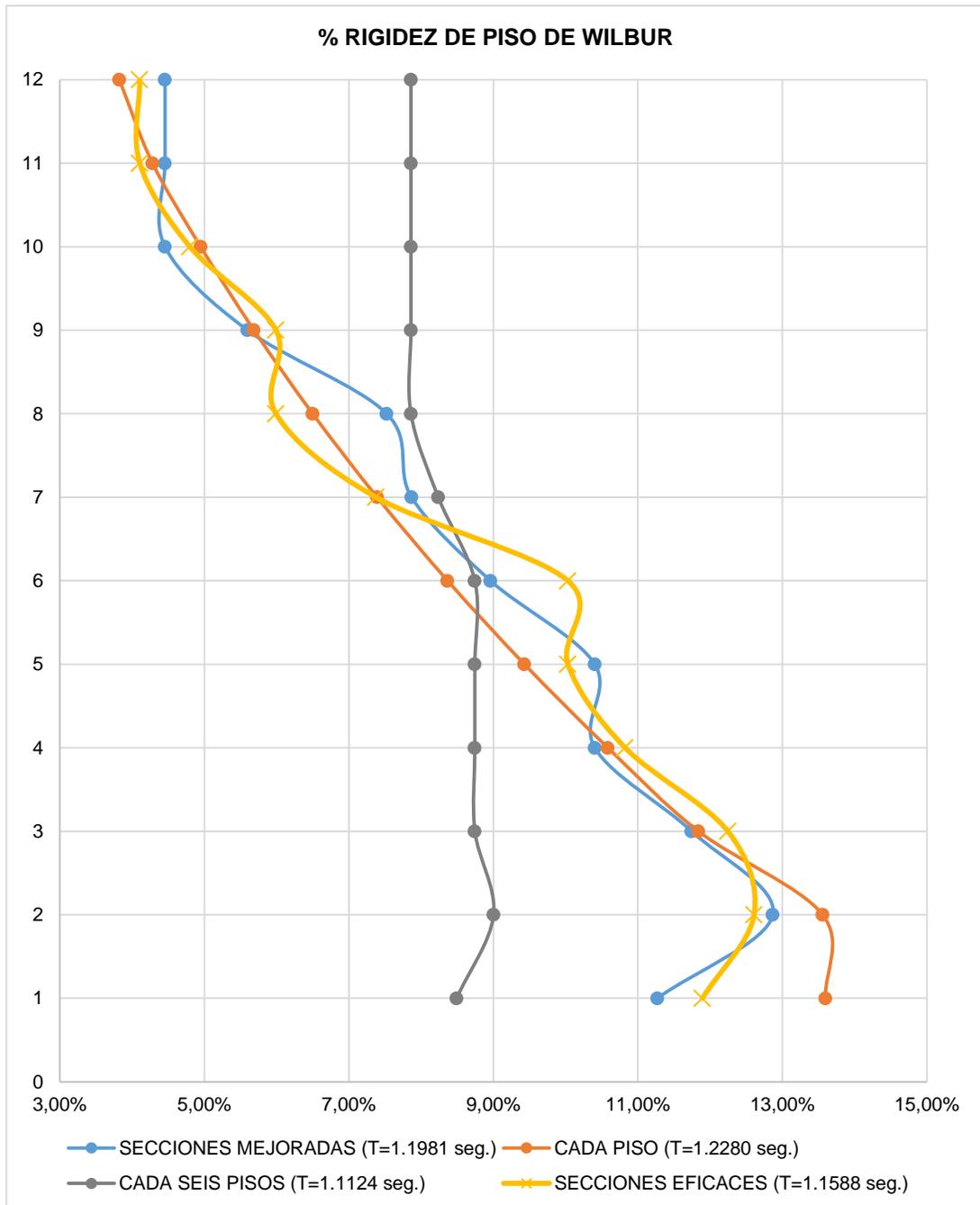
0.	00	0.	50	0.	70	0.	90	1.	00
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----



- Relaciones menor a 1 (O.K.)
- T=1,2527 seg.

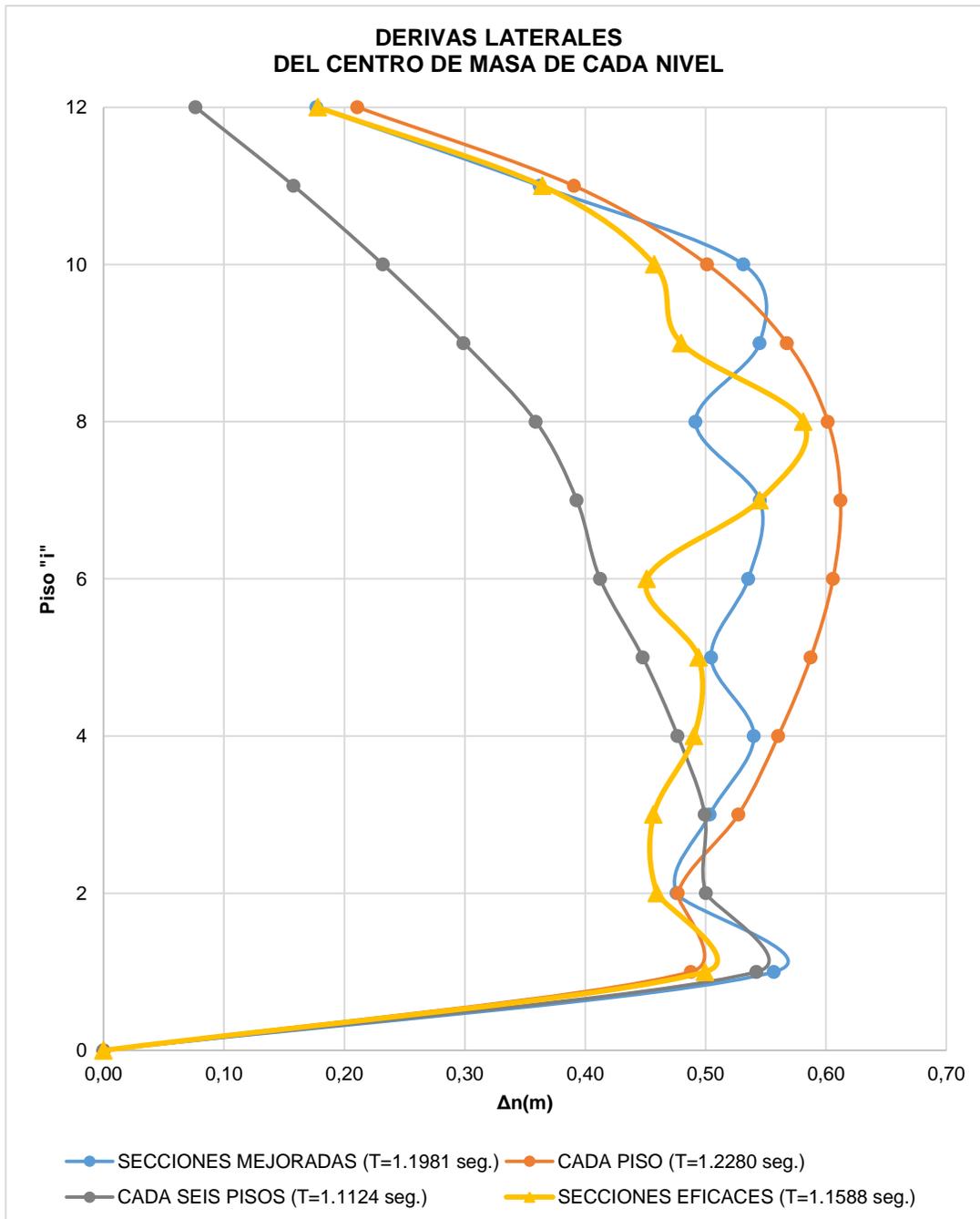
Fuente: elaboración propia, empenado ETABS.

Figura 25. Comportamiento de rigidez de piso obtenido con el método empírico propuesto



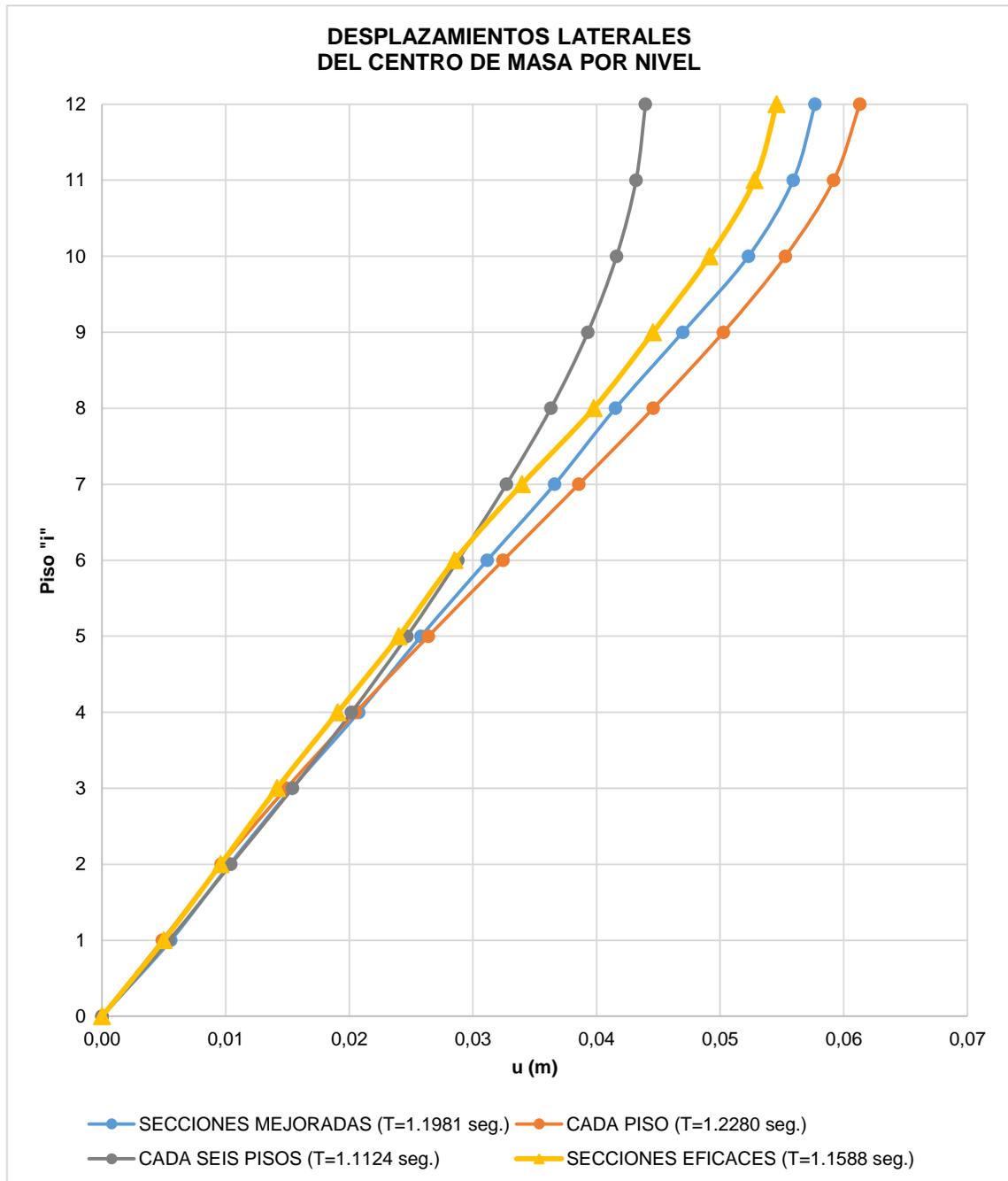
Fuente: elaboración propia.

Figura 26. Comportamiento de derivas laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto



Fuente: elaboración propia.

Figura 27. **Comportamiento de desplazamientos laterales del centro de masa obtenidos con el método empírico propuesto**



Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Para la metodología aproximada del cálculo de la rigidez de piso de Wilbur, existe mayor impacto en el periodo fundamental de vibración por el cambio de las dimensiones de secciones de vigas que en columnas.
2. Bajo el punto de vista de las rigideces que contienen las dimensiones de vigas y columnas, puede entenderse que la rigidez de piso afecta negativamente, a un edificio de marcos, cuando la diferencia entre dichas rigideces en cada piso es grande (es un marco con elementos flexibles).
3. El aporte global de rigidez por vigas respecto al de las columnas debe mantener una diferencia que contenga el valor del periodo más próximo de diseño, en el presente caso se dio dentro del 60 al 64 %, resultando en una relación de aporte global mayor a 0,25. De esta manera se lograrán estimar aproximaciones a un mejor comportamiento sísmico.
4. La tendencia a una distribución positiva de rigidez, para una respuesta sísmica en una edificación, es la disminución relativa de la misma conforme se gana medidas de altura de piso. La eficiencia de aporte global de rigidez se alcanza con cambios de rigidez más consecutivos, es decir, manejando una frecuencia de disminución de rigidez que permita una disminución de dimensiones de vigas y columnas más constante en cuanto las cargas tributarias lo permitan, y apegándose a lo constructivamente real.

5. Se puede alcanzar una mejora en la respuesta sísmica, integrando secciones que aporten menos peso propio a la estructura, en el caso de edificaciones de gran altura, y mayor peso propio en el caso contrario. Sin embargo, a pesar del cambio del peso propio, el diseño sismo resistente tiene una mejor respuesta si la distribución de ese mismo peso se conserva en el criterio de distribución positiva de rigidez que resulte en un comportamiento de vibración armónica simple amortiguada, o bien, de periodo fundamental de vibración que convenga en el diseño del caso estructural presentado (estructuras esbeltas o rígidas).

RECOMENDACIONES

1. Utilizar metodologías de cálculo aproximadas para iniciar un análisis sísmico de manera menos arbitraria, es decir, se debe llevar un sentido de hipótesis que acerque aún más a un resultado real.
2. El método para el cálculo de rigidez de piso de Wilbur es recomendable para aquellos casos de estructuras basadas en marcos, que no presenten irregularidades estructurales, ya que el mismo ignora algunos efectos adversos generados por irregularidades estructurales.
3. Aunque la metodología analítica para el cálculo del periodo fundamental de vibración de Rayleigh presente un cálculo más certero de la vibración armónica simple, las formas en que puede darse la vibración de una estructura pueden presentarse fuera de este tipo de movimiento, por lo que es de gran importancia realizar el análisis dinámico correspondiente para un diseño sismo resistente más completo y real.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute, Comité ACI 318. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentarios*. Estados Unidos: ACI, 2008. 518 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: Agies, 2010. 75 p.
3. BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto. *Diseño sísmico de edificios*. 3a ed. Colombia: Limusa, 2002. 317 p.
4. Computer and structures, *Analysis Reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, Berkeley*. California: Computer and structures, 2005, Vol. 1. 433 p.
5. HARMSEN, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. 3a ed. Pontificia Universidad Católica del Perú: Fondo Editorial, 2002. 683 p.
6. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. *Métodos para el análisis de estructuras sujetas a fuerzas sísmicas laterales*. Argentina: Publicación Técnica núm. 13, 1987. 43 p.
7. International Building Code, IBC-09. Estados Unidos: IBC, 2009. 676 p.

8. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2010. 80 p.
9. Uniform Building Code, UBC-97. *Structural engineering desing provisions*. Estados Unidos: UBC, 1997. 469 p. Vol. 2
10. VÁSQUEZ GUTIÉRREZ, Jéssica Zusely. *Comparación estructural de dos sistemas constructivos: sistema doble de acero estructural y marcos resistentes a momentos de concreto armado*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 272 p.

APÉNDICE

Apendice1. Categoría de diseño sísmico

Según la normativa UBC97, las estructuras se deben considerar bajo una categoría de diseño sísmico. La siguiente tabla presentan aceleraciones máxima de terreno que cuentan con una probabilidad de ser excedidas en alrededor de 50 años establecida por dicha normativa; esto es útil para llevar a cabo la evaluación de diseño sísmico con el software de diseño ETABS, el cual cuenta con la opción de norma para concreto reforzado ACI 318-08/IBC 2009.

Figura 1. Categoría de diseño sísmico (CDS)

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40
CDS	A, B Ordinarios	C Intermedios	C Intermedios	D, E, F Especiales	D, E, F Especiales
Requerimientos de diseño según ACI 318-08 capítulo 21					
Requisito de análisis y diseño	21.1.2	21.1.2	21.1.2	21.1.2 21.1.3	21.1.2 21.1.3
Materiales	N.A.	N.A.	N.A.	21.1.4 21.1.7	21.1.4 21.1.7
Elementos de pórticos	21.2	21.3	21.3	21.5, 21.6, 21.7, 21.8	21.5, 21.6, 21.7, 21.8
Muros estructurales y vigas de acople	N.A.	N.A.	N.A.	21.9	21.9
Muros estructurales prefabricados	N.A.	21.4	21.4	21.4 21.10	21.4 21.10
Diafragmas y cerchas estructurales	N.A.	N.A.	N.A.	21.11	21.11
Cimentaciones	N.A.	N.A.	N.A.	21.12	21.12
Elementos de pórtico no diseñados para fuerzas sísmicas	N.A.	N.A.	N.A.	21.13	21.13
Anclajes	N.A.	21.1.8	21.1.8	21.1.8	21.1.8
Edificios ubicados en categoría "A" no necesitan que se aplique el capítulo 21					

Fuente: elaboración propia.

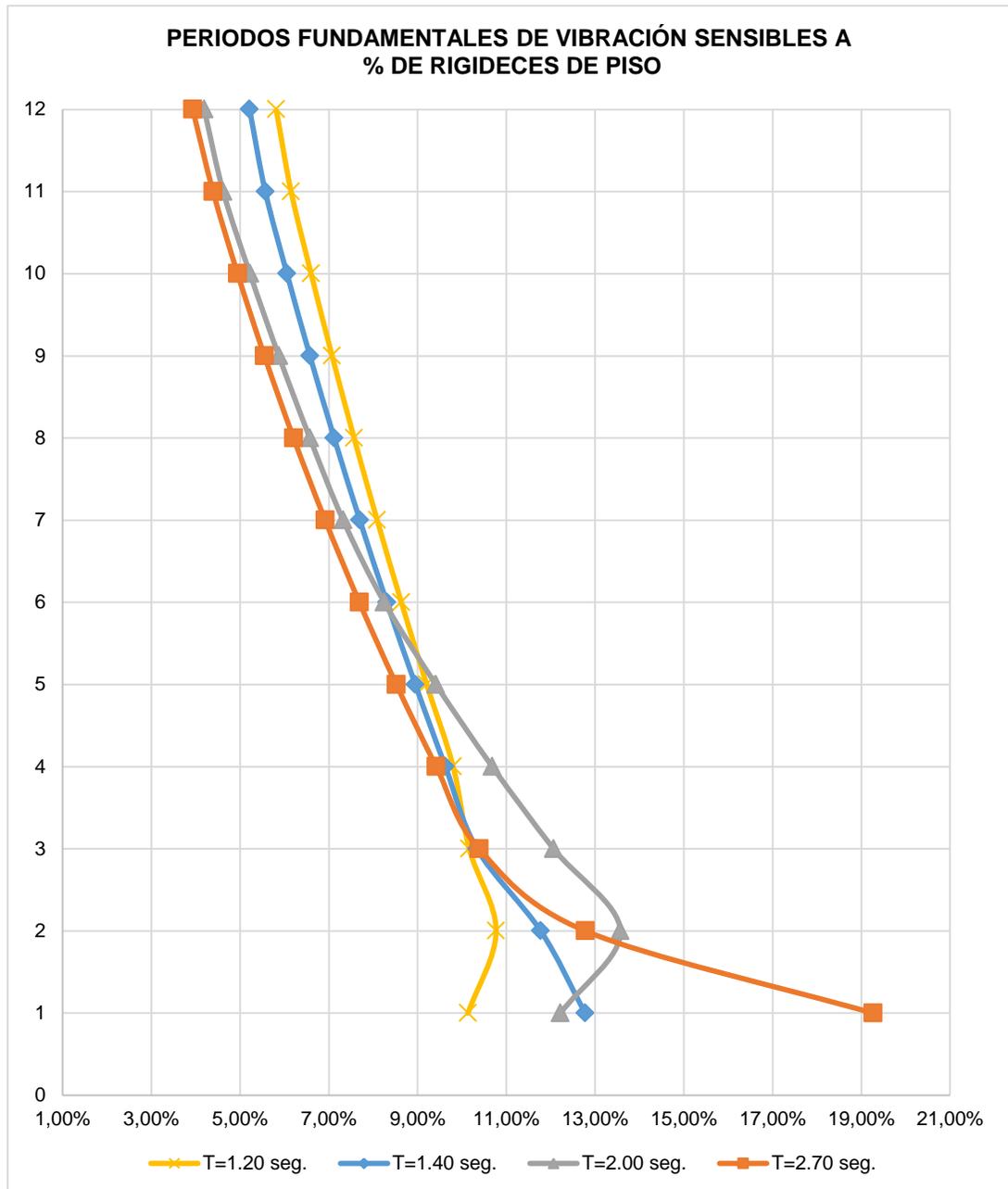
Figura 2. **Preferencias de diseño para estructuras de concreto del software de diseño estructural ETABS V 9.7.4**

Concrete Frame Design Preferences

Design Code	ACI 318-08/IBC 2009
Seismic Design Category	D
Number of Interaction Curves	24
Number of Interaction Points	11
Consider Minimum Eccentricity	Yes
Phi (Tension Controlled)	0.9
Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utilization Factor Limit	1.

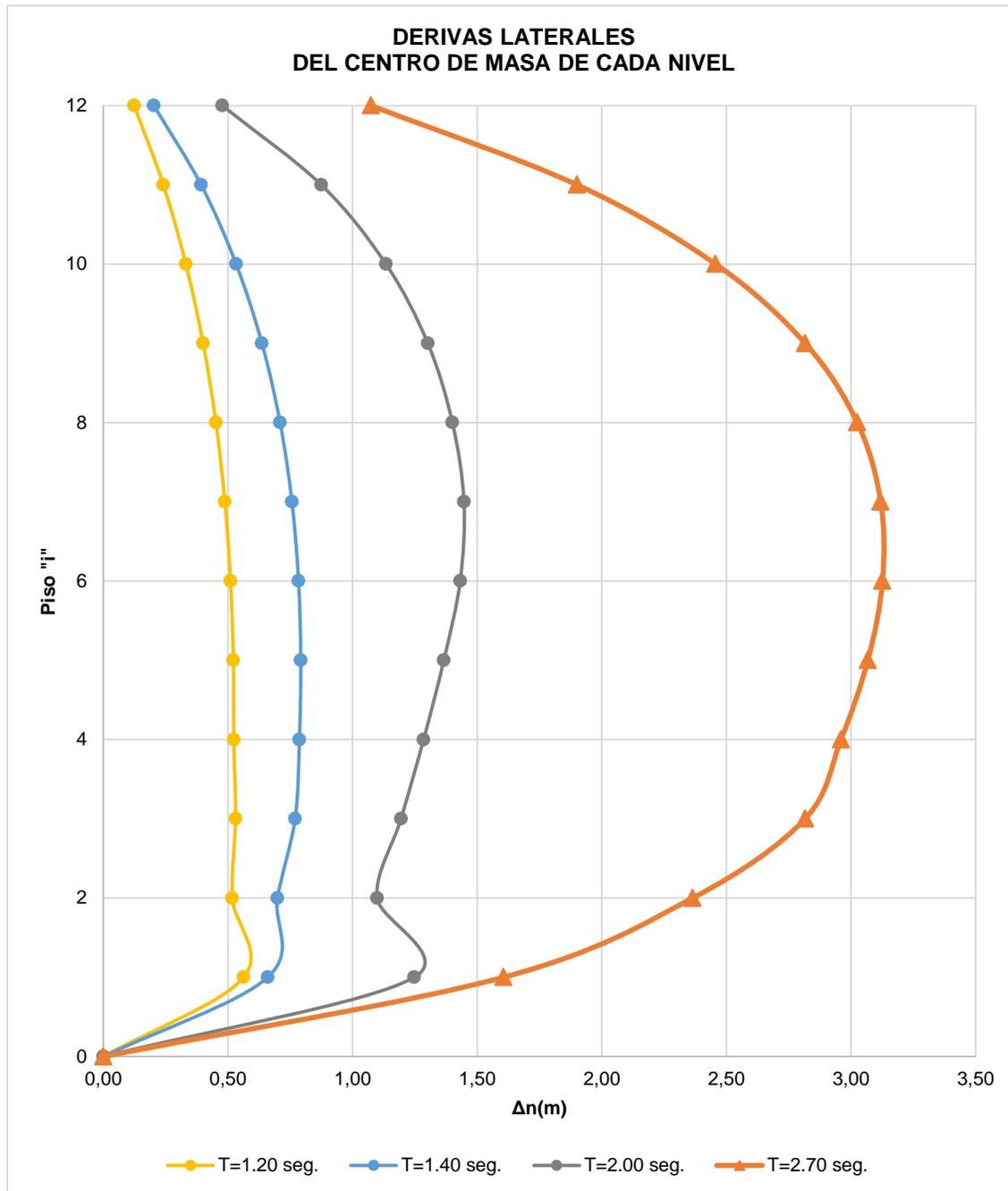
Fuente: elaboración propia.

Figura 3. **Sensibilidad del método de Wilbur sobre el método de Rayleigh: periodos fundamentales de vibración sensibles a porcentaje de rigidez de piso**



Fuente: elaboración propia.

Figura 4. **Sensibilidad del método de Wilbur sobre el método de Rayleigh: derivas laterales del centro de masa**



Fuente: elaboración propia.