



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURA



**EVALUACION DEL FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA EN
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE SECCIONES RECTANGULARES Y
LINEAS RESISTENTES CON 5 Y 6 GRADOS DE INCLINACIÓN NO
ORTOGONALES ENTRE SI.**

**(Trabajo Especial de Grado presentado como requisito para optar al título de
ingeniero civil)**

Tutor .

Pinto Jesús.

Autores.

José D. Sequera

Jose A. Vita

Bárbula, noviembre de 2016



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURA



**EVALUACION DEL FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA EN
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE SECCIONES RECTANGULARES Y
LINEAS RESISTENTES CON 5 Y 6 GRADOS DE INCLINACIÓN NO
ORTOGONALES ENTRE SI.**

Tutor .

Pinto Jesús.

Autores.

José D. Sequera

Jose A. Vita

Bárbula, noviembre de 2016



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURA



EVALUACION DEL FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE SECCIONES RECTANGULARES Y LINEAS RESISTENTES CON 5 Y 6 GRADOS DE INCLINACIÓN NO ORTOGONALES ENTRE SI.

Autores.

José D. Sequera P.
Jose A. Vita. A.

Tutor.

Jesús Pinto.
Año. 2016

Resumen

Actualmente en la industria de la ingeniería civil, las edificaciones son cada vez más irregulares ya sea por razones arquitectónicas o por la zona en la que se realizara la construcción. Este tipo de edificaciones generan mucha más incertidumbre a los proyectistas sobre los distintos comportamientos estructurales de las edificaciones, daños ocasionados y la eficiencia de las estructuras.

Para la presente investigación se tomaron en cuentas dos modelos estructurales en concreto reforzado de uso residencial en una zona del país con riesgo sísmico elevado (Carabobo), las cuales fueron puestas a prueba mediante un análisis estático lineal y posteriormente a un análisis estático no lineal (Pushover) con el fin de llevar el sistema estructural de cada modelo al máximo de su desempeño.

Se determinó el factor de reducción de respuestas (Factor R) para cada dirección de estudio y posteriormente se aplicó el método de iteración al factor R, con la premisa de obtener un resultado más refinado en el comportamiento estructural.

Palabras claves: *Factor de reducción, ductilidad de desempeño, irregularidad en planta, espectros de respuestas, amortiguamiento, ductilidad.*



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURA



EVALUACION DEL FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE SECCIONES RECTANGULARES Y LINEAS RESISTENTES CON 5 Y 6 GRADOS DE INCLINACIÓN NO ORTOGONALES ENTRE SI.

Autores.

José D. Sequera P.
Jose A. Vita. A.

Tutor.

Jesús Pinto.
Año. 2016

ABSTRACT

Currently at the civil engineering industry, buildings are increasingly becoming more irregular either by innovative architectural designs or the complications within the area where the construction will take place. These types of buildings tend to generate much more uncertainty in the designers on their different structural behaviors, caused structural damage and efficiency of the system.

For this investigation were taken into account two structural models of reinforced concrete, of residential use in an area of the country with high seismic risk (Carabobo), which were tested through a linear static analysis and nonlinear static analysis (Pushover), in order to bring the structural system of each model at peak performance.

The response reduction factor (R factor) for each direction of study was determined and then the iteration method was applied to the R factor, this with the premise of ensuring a more refined result in structural behavior.

Keywords: *reduction factor, ductility performance, irregular floor, response spectra, damping, ductility.*

DEDICATORIA

Todo lo bueno en mi vida, las metas y logros que he alcanzado hasta hoy, y seguiré alcanzando hasta el día de mi muerte, se lo debo primeramente a dios y segundo a mi mamá Élidea Páez. Por estas razones y acciones q han tenido conmigo, quiero dedicar cada gota de sudor, cada trasnocho en mi cuerpo y todo el tiempo invertido que me tomo realizar esta investigación. Sin ustedes que hoy son los pilares de mi vida, hoy no sería el hombre que soy y el futuro ingeniero en el que estoy a punto de convertirme.

José Daniel Sequera Páez

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a dios por haberme ayudado en los momentos donde yo mismo pensé q fracasaría a lo largo de esta investigación y de mi vida. A mis padres por haberme dado las palabras de aliento en aquellos momentos y el empuje para siempre mejorar como persona y como profesional.

Liis E. Perrote, mi amada “china”, has sido luz en los momentos amargos y me has dado tu apoyo incondicional con palabras y gestos que poco a poco han cautivado mi corazón. Sin tus palabras de aliento y mis ganas de verte, no habría terminado esta investigación en el tiempo que la hice.

Ing. Sergio Valle, querido amigo y futuro colega, te agradezco por los conocimientos, los consejos y la ayuda muy acertada que me diste para realizar esta investigación. A mi compañero de tesis Jose Augusto Vita por sus valiosos aportes en esta investigación.

Tutor Ing. Jesús Pinto, excelente profesional, futuro colega y un gran amigo, hoy te agradezco por las horas de consultas, no solo en esta investigación sino también a lo largo de mi carrera. Los conocimientos que me ofreciste lo hiciste sin tapujos ni restricciones.

Un agradecimiento especial para mis tíos Marilú Páez y Jairo Montoya por brindarme su ayuda su apoyo y abrirme las puertas en el campo laboral mientras cursaba mis estudios universitarios.

José Daniel Sequera Páez

DEDICATORIA

En primer lugar, A DIOS, por guiarme, protegerme, ayudarme y no abandonarme en cada momento difícil.

A mis padres, por enseñarme valores, por su dedicación, apoyo y sacrificio que fueron mi impulso para lograr el cumplimiento de esta etapa de mi vida. Siempre supieron que iba a lograr esta meta, gracias.

A mis hermanos y a mi prima, que colocaron su granito de arena para que se lograra este sueño.

A mis amigos y compañeros, quienes me brindaron todo su apoyo y en todo momento estuvieron dispuestos a atender todas mis inquietudes.

Jose Augusto Vita Arocha

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su apoyo incondicional, no dejarme desmayar y siempre seguir intentándolo. Los quiero mucho

A mi Familia, por estar pendiente apoyándome en las buenas y en las malas.

A mis amigos, todos aquellos que durante años han compartido conmigo momentos duros y agradables, gracias por ser parte de esto.

A todas esas personas que de una u otra forma han contribuido para el logro de este Trabajo de Grado, en especial a mi tutor Jesús Pinto y a mi compañero de tesis José Daniel.

Jose Augusto Vita Arocha

CONTENIDO GENERAL

INTRODUCCIÓN	16
NOTACIONES	18
CAPÍTULO I	23
Planteamiento del problema	23
Formulación del problema.	25
Objetivos de la investigación.....	26
Objetivo general.....	26
Objetivos específicos.....	26
Justificación	27
Alcances y Limitaciones	28
CAPÍTULO II	30
Antecedentes de la investigación.	30
Marco Normativo Legal.....	33
MARCO TEÓRICO	34
Irregularidades Estructurales.	34
Ductilidad:	39
Ductilidad de curvatura:.....	40
Factor de reducción de respuesta sísmica. (R).....	40
Factor de Modificación debido a la Ductilidad (R_{μ})	42
Factor de sobre-resistencia (R_{Ω})	45
Factor de redundancia (R_R):	46
Espectro de respuesta sísmica.	48
Tipos de espectros.....	52
Amortiguamiento.	54
Disipación de Energía y Ciclo Histerético.	55
Rotula plástica.	59
Tenacidad.	59
Rigidez	60
Periodo de vibración.	60
Torsión.....	60
Riesgo torsional.	61
Métodos de Análisis.	61

Análisis Estático:.....	62
Análisis Dinámico Plano:	62
Análisis Dinámico Espacial:.....	62
Análisis Dinámico Espacial Con Diafragma Flexible:	62
Otros Métodos de Análisis:	62
Análisis no lineal.....	63
Ecuaciones de Movimiento:	64
Análisis paso a paso:.....	65
Análisis Estático No-Lineal:.....	66
Capacidad	67
Demanda	68
Desempeño	68
Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura	68
Proceso para determinar la demanda sísmica	70
Diseño por Desempeño.....	80
Nivel de Desempeño:	81
Propuesta ATC-40:	84
Desempeño Esperado de la Edificación:	91
Relación Momento – Curvatura $M-\Phi$:	92
Definición de los principales puntos que componen el diagrama Momento – Curvatura $M-\Phi$	94
CAPITULO III	96
MARCO METODOLÓGICO.....	96
Tipo de Investigación.....	96
Diseño de la Investigación.....	96
Población	97
Muestra	97
Descripción de la investigación	98
Etapas 1. “Selección de los modelos a evaluar.”	98
Etapas 2. “Análisis y modelado estructural”	100
Etapas 3. “Análisis No Lineal”	109
Etapas 4. “Proceso de iteración”	119
CAPITULO IV.....	131

PRESENTACION Y ANALISIS DE RESULTADOS.....	131
Diseño estructural.....	131
Modos de vibracion según COVENIN 1756 (2001)	133
Fuerzas laterales y chequeo del corte basal.....	134
Chequeo de derivas según COVENIN 1756 (2001)	140
Curva de capacidad estructural.....	141
Cálculo de factores de reduccion de respuestas por metodo de iteracion.	144
Cálculo de iteraciones.	155
Cálculo del error generado (% E).....	156
CONCLUSIONES	159
RECOMENDACIONES	161
BIBLIOGRAFÍA	162

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de reducción de respuesta R COVENIN 1756-2001	41
Tabla 2. Tabla de Niveles de Desempeño, Propuesta Visión 2000, SEAOC 1995.....	84
Tabla 3. Tabla de Niveles de Desempeño, Propuesta ATC-40, 1996.	89
Tabla 4. Áreas y factores de escala para cada modelo	100
Tabla 5. Factores de minoración o reducción de resistencia para cada tipo de solicitación.	101
Tabla 6. Combinaciones de cargas	102
Tabla 7. Factores sísmicos para el diseño de los modelos segundo COVENIN 1756(2001).	106
Tabla 8. Resumen de parámetros que definen el perfil de suelo tipo S2.....	107
Tabla 9. Parámetros no lineales para la asignación de rótulas plásticas en vigas de concreto reforzadas. Nota. Fema 356 (2000)	115
Tabla 10. Parámetros no lineales para la asignación de rótulas plásticas en Columnas de concreto reforzadas. Nota. Fema 356 (2000)	115
Tabla 11. Valores de a, b, c, d encontrados por Aguiar y González (2006)	125
Tabla 12. Valores de Tg, a, b para estructuras de hormigón armado sin muros de corte.	127
Tabla 13. Resumen de cargas gravitacionales.	132
Tabla 14. Pesos sísmicos para ambos modelos.....	132
Tabla 15. Factores según lo establecido por COVENIN 1756 (2001), Cap.9.	132
Tabla 16. Factor Ad según lo establecido por COVENIN 1756 (2001), Cap.7.....	133
Tabla 17. Coeficiente sísmico según lo establecido en COVENIN 1756 (2001), en sus cap. 8&9.....	133
Tabla 18. Valores extraídos de ETAPS 2015, para determinar el nro. de modos de vibración.	134
Tabla 19. Cortantes por nivel según lo establecido en COVENIN.1756 (2001).....	135
Tabla 20. Factores de mayoracion para la actividad sísmica	135
Tabla 21. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=0	136
Tabla 22. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=1	136
Tabla 23. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=2	137
Tabla 24. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=3	137
Tabla 25. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=0	138
Tabla 26. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=1	138
Tabla 27. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=2	139
Tabla 28. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=3	139
Tabla 29. Verificación por nivel de las derivas para modelo 5°NL1D	140
Tabla 30. Curva de capacidad para modelo 5°NL1D, con R=6	143
Tabla 31. Ductilidades de desempeño y factores R_{μ} (Output) para Miranda y Bertero (1994). Nota Sequera J & Vita J. (2016)	144
Tabla 32 Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para Miranda (2000). Nota Sequera J & Vita J. (2016)	145
Tabla 33 Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para Aguiar y Gonzales (2006). Nota Sequera J & Vita J. (2016)	145

Tabla 347. Ductilidades de desempeño y factores "R _μ Output" para Lobo, Vielma y Rivero (2007). Nota Sequera J & Vita J. (2016).....	147
Tabla 35. Resumen de las distintas metodologías para determinar R _μ y metodología a utilizar en las iteraciones. Nota Sequera J & Vita J. (2016).....	147
Tabla 36. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =1	148
Tabla 37. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =2	149
Tabla 38. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =3	150
Tabla 39. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =0	152
Tabla 40. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =1	153
Tabla 41. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =2	154
Tabla 42. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =3	154
Tabla 43. Resumen del proceso iterativo del factor de reducción de respuesta modelo 5°NL1D.....	155
Tabla 44. Resumen del proceso iterativo del factor de reducción de respuesta modelo 6°NL1D.....	156
Tabla 45. Resumen de los errores obtenidos por cada iteración en dirección X.....	157
Tabla 46. Resumen de los errores obtenidos por cada iteración en dirección Y	158

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Desplazamientos de un elemento (vigas) con movimiento sísmico severo. Fuente Bazán y Meli.	40
Figura 2. Modificación de Respuesta debido a la Ductilidad	43
Figura 3. Variación del factor R_{μ} con la ductilidad y el Periodo.....	44
Figura 4. Valores de r_v en función de rotulas plásticas.....	48
Figura 5. Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta.....	51
Figura 6. Energía de deformación elástica.....	56
Figura 7. Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento	57
Figura 8. Vibración libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.....	57
Figura 9. Diagrama esfuerzo-deformación	58
Figura 10. Comportamiento histerético de un material estructural.....	58
Figura 11. Curva de capacidad degradada tipo “Dinte de Sierra”	70
Figura 12. Conversión del Espectro de Respuesta.....	75
Figura 14. Representación Bilineal.....	77
Figura 15. Lazo de histéresis.....	78
Figura 16. Diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado, y la representación de los puntos más notables.	92
Figura 17. Diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado, y la representación de los puntos más notables.	95
Figura 18. Representación bilineal del diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado.	95
Figura 19. Modelo con apertura de ángulo β entre sus ejes resistentes en una sola dirección.....	99
Figura 20. Espectro de respuesta.....	107
Figura 21. Representación esquemática de la aplicación de las fuerzas laterales. "LAT(x,y)"	110
Figura 22. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0, composición de la carga gravitacional no lineal “CargaGrav.Y”	111
Figura 23. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0, Parámetros utilizados en la aplicación de la carga gravitacional "CargaGrav.(x,y)"	112
Figura 24. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0. Composición del caso de carga "Push.Y".	112
Figura 25. Cuadro de dialogo SAP2000v14.2.0. Control para análisis estático no lineal Push.X & Push.Y	113
Figura 26. Cuadro de dialogo SAP2000v14.2.0. Parámetros no lineales para las cargas Push.(U,Y) consistentes con las CargasGrav.(X,Y).	114
Figura 27. Rotación plástica vs Momento (M_3).	116
Figura 28. Criterios de aceptación en vigas de concreto reforzados compatibles con Fema 356.	117
Figura 29. Criterios de aceptación en columnas de concreto reforzados compatibles con Fema 356.....	118
Figura 30. Cuadro de dialogo de SAP2000v14.2.0. Método de descarga de las rótulas.	119

Figura 31. Espectro de respuesta elástica Norte América.	120
Figura 32. Espectro de respuesta elástica en suelo venezolano.	121
Figura 33. Curva de capacidad debido a la carga estática no lineal Push.X.....	122
Figura 34. Rotulas plásticas en nivel de desempeño B según el Fema356.	123
Figura 35. Tablas de apoyo exportable a formatos Xls.....	124
Figura 36. Espectro de diseño, para la iteración 0 (R=6)	128
Figura 37. Espectro de diseño, para la iteración 1 (R=Iterado)	129
Figura 38. Esquema del proceso de iteración establecidos en los pasos 4, 5, 6 y 7.	130
Figura 39. Espectro de respuesta vs espectro de capacidad, punto de desempeño.....	142
Figura 40. Vista de planta y 3D del modelo 5°NL1D	142
Figura 41. Curva de capacidad estructural para Iteración = 0 (R = 6).....	144
Figura 42. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =1.....	148
Figura 43. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =2.....	149
Figura 44. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =3.....	150
Figura 45. Vista de planta y 3D del modelo 6°NL1D.	151
Figura 46. Curva de capacidad modelo 6°NL1D, Iteración =0.....	151
Figura 47. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =1.....	152
Figura 48. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =2.....	153
Figura 49. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =3.....	154
Figura 50. Resumen de iteraciones en modelo 5°NL1D.....	155
Figura 51. Resumen de iteraciones en modelo 6°NL1D.....	156
Figura 52. Porcentaje de error Modelo 5°NL1D	157
Figura 53. Porcentaje de error Modelo 6°NL1D	158

INTRODUCCIÓN

Esta propuesta de trabajo especial de grado viene a formar parte de la continuación de una línea de investigación ya establecida, sobre un método para estimar el factor de reducción de respuesta con base a la ductilidad de sistemas estructurales (Juan Carlos Vielma, Alex Barbat y Sergio Oller 2006).

El propósito de estudio de este trabajo es evaluar la estimación del factor de reducción de respuesta de manera iterativa para edificaciones con irregularidades geométricas en planta, evidenciando únicamente aquellas clasificadas como estructuras con irregularidad por la no ortogonalidad entre sus ejes resistentes, determinando la curva de capacidad de dos modelos propuestos para así calcular su ductilidad y aplicando una metodología iterativa para obtener el factor de reducción de respuesta recomendables para su diseño.

Los dos modelos estructurales, tendrán como característica fundamental la variación de apertura entre sus ejes resistentes en un solo sentido, respecto del eje Y, a través del parámetro β , que regula el paralelismo de los pórticos en análisis. Será no ortogonal; el primer modelo teniendo un ángulo β igual a cinco grados (5°) y el segundo modelo con un ángulo β igual a seis grados (6°).

El contenido del presente trabajo de grado está constituido por 4 capítulos fundamentales, conclusión de los mismos y recomendaciones finales, donde el primer capítulo justifica la investigación destacando el planteamiento del problema, definiendo los objetivos a seguir y las limitaciones del mismo.

El segundo capítulo hace referencia a los trabajos de investigaciones antecedentes a este, los cuales aportan la metodología aplicada e incluso es continuación de una de estas. También se hace referencia a las bases teóricas que sustentan esta investigación y definen algunos aspectos importantes sobre la metodología del análisis no lineal con empujes incrementales (pushover) y características fundamentales de está tales como los niveles de desempeño, capacidad estructural, demanda sísmica y evaluaciones de edificaciones sismo-resistentes.

En el tercer capítulo, se desarrolla el marco metodológico, donde se presenta el diseño de esta investigación y los procedimientos a seguir para la posterior evaluación de los sistemas estructurales mediante la aplicación de un análisis estático no lineal. Durante la descripción de la metodología se explicará detalladamente las variables, criterios y parámetros para el diseño y análisis estructural de los modelos propuesto, demostrando exhaustivamente el procedimiento realizado desde el momento que se propusieron los modelos hasta el análisis de cada uno de ellos.

El cuarto capítulo incorpora los resultados obtenidos mediante el análisis no lineal de los 2 modelos estructurales desde la obtención de la curva de capacidad de cada uno de estos hasta el cálculo de la ductilidad en 2 direcciones por medio del punto de desempeño obtenido del espectro de capacidad, para así determinar el factor de reducción de respuesta aplicando distintas teorías que definen a este para el tipo de irregularidad evidenciada.

Finalmente se ilustran las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo especial de grado.

NOTACIONES

$A(m) =$	Representa el origen en la curva de capacidad, procedimiento A para estimar puntos de desempeño según el ATC-40.
$A_0 =$	Coeficiente de aceleración horizontal expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.
$A_d =$	Ordenada del espectro de diseño expresado como fracción de la aceleración de la gravedad diseño.
$B(m) =$	Punto B que representa la cedencia en la curva de capacidad, procedimiento B para estimar puntos de desempeño según el ATC-40, coeficiente de amortiguamiento que depende de la razón de amortiguamiento equivalente para calcular el punto de desempeño.
$C(m) =$	Punto C en la curva de capacidad que representa la última capacidad del análisis de empuje secuencial, procedimiento C para estimar puntos de desempeño según el ATC-40.
$C_t =$	Parámetro para estimar el periodo fundamental igual a 0.07 para edificios de concreto armado o mixto de acero-concreto.
$CA =$	Coeficiente sísmico que representa la máxima aceleración efectiva del suelo.

CV =	Coeficiente sísmico que representa el 5% de amortiguamiento de respuesta en 1 seg.
CP (kgf/m ² ó kgf/m) =	Acciones permanentes, nivel de desempeño definido como prevención del colapso CP.
CV (kgf/m ² ó kgf/m) =	Acciones variables.
CVt (kgf/m ² ó kgf/m) =	Acciones variables en techos y cubiertas.
D =	Punto D de la curva de capacidad que representa la resistencia residual para el análisis de empuje secuencial.
dpi (m) =	Desplazamiento del punto de desempeño calculado o asumido.
d (cm) =	Distancia la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo traccionado, (altura efectiva), altura útil. También se define como altura del miembro menos el recubrimiento de diseño, ancho de la sección de una viga de concreto armado
E (kgf/cm ²) =	Módulo de Young o elasticidad del material, punto E en la curva de capacidad que representa el colapso total para el análisis de empuje secuencial.
f'c ó Rc (kgf/cm ²) =	Resistencia cilíndrica del concreto.
f _y =(kgf/cm ²)	Tensión cedente del refuerzo
F _i (tonf) =	Fuerza por sismo o fuerza lateral aplicada en el nivel i.
F _t (tonf) =	Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado.

$g \text{ (m/s}^2\text{)} =$	Aceleración de gravedad igual a 9.81
$h \text{ (m)} =$	Espesor total del miembro, altura de entrepiso.
$h_j \text{ (m)} =$	Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.
$H \text{ (m)} =$	Altura total de la edificación.
$IO =$	Nivel de desempeño definido como ocupación inmediata.
$k =$	Factor de reducción del amortiguamiento, factor que modifica la resistencia a la compresión en el modelo de concreto confinado de Kent y Park.
$L \text{ (m)} =$	Luz o distancia de separación entre columnas.
$LS =$	Nivel de desempeño definido como seguridad de vida.
$L^* =$	Masa participante.
$M =$	Factor de modificación de cortantes.
$M^* =$	Masa generalizada.
$N =$	Número de niveles de una edificación.
$ND =$	Nivel de diseño
$P\text{-}M2\text{-}M3 =$	Denota flexo compresión biaxial.
$P_i =$	Punto de desempeño

$R =$	Factor de reducción de respuesta.
$S \text{ (tonf)} =$	Acciones debido al sismo.
$S_a \text{ (m/s}^2\text{)} =$	pseudo-aceleración espectral.
$S_d \text{ (m)} =$	pseudo-desplazamiento espectral.
$SR_A =$	Factor de reducción de aceleración espectral.
$SR_V =$	Factor de reducción de velocidad espectral.
$SA_{elas} \text{ (m/s}^2\text{)} =$	Ordenadas de pseudo-aceleración del espectro elástico.
$T \text{ (seg)} =$	Periodo fundamental.
$T'_p \text{ (seg)} =$	Periodo del espectro de demanda inelástico.
$T_p \text{ (seg)} =$	Periodo del espectro de demanda elástico.
$T_a \text{ (seg)} =$	Período fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas.
$T_o \text{ (seg)} =$	Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante.
$T^* \text{ (seg)} =$	Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.
$T_+ \text{ (seg)} =$	Período característico de variación de respuesta dúctil.

V_o (tonf) =	Corte basal.
V_i (tonf) =	Corte en el nivel i.
W (tonf) =	Peso total de la edificación.
W_T (tonf/m) =	Distribución de carga triangular total en vigas.
W_j (tonf) =	Peso del nivel j de la edificación.
α =	Factor de importancia, factor de reducción de resistencia para el pre dimensionado de columnas.

CAPÍTULO I

Planteamiento del problema

Muchos eventos naturales de mediana y gran magnitud que se han presentado en diferentes lugares del planeta, han ocasionado daños en todo tipo edificaciones en las distintas poblaciones. En numerosas ocasiones estos daños han sido considerables y muchas veces, han causado el colapso total de las estructuras; agrietamientos, asentamientos, deformaciones, ruptura o caída de paredes, techos, vigas y columnas, destrucción de pisos enteros, interrupciones viales. Además del sin número de heridos y de personas afectadas psicológicamente.

El terremoto de Alaska el 28 de marzo de 1964 con una magnitud de 7.9 en la escala de Richter, causo el colapso del hospital “*Elmenford*” con fallas en la estructura a nivel global debido al sistema de fundación. Un significativo número de edificaciones educacionales fueron afectadas entre las que destacan “*Denali grade school*” en las que los servicios de agua, electricidad y gas fueron interrumpidos debido al mismo desplazamiento. (Hu liug, Dong 1966).

El terremoto de Perú el 31 de mayo de 1970 con una magnitud de 7.7 en la escala de Richter, en el hemisferio sur provoco el colapso de casi todos los edificios escolares de la población de Casma. Importantes daños en la mampostería y en las estructuras (EERI, 1970).

El 9 de febrero de 1975 en la ciudad de san francisco, un terremoto de 6.8 colapso una de las alas del “*Vetereans administration hospital*” provoco la muerte de 49 pacientes, exhibiendo en sus muros, un agrietamiento diagonal considerable (Rutenberg, Jenings y Housner, 1982).

Managua, Nicaragua, 23 de diciembre de 1972, el hospital general fue severamente dañado debido a un sismo de 6.5 grados, para posteriormente ser demolido. El evento devastó todas las columnas del primer piso de la institución. La caída del segundo piso de la institución de dos niveles del cuerpo de bomberos también sufrió daños considerables, el hecho atrapó las máquinas haciendo imposible la extinción de incendios que proliferaron debido al evento (OPS 1992).

El 18 de octubre de 1981 en Táchira Venezuela ocurrió un sismo de magnitud 5.4 en el cual se observaron agrietamiento en la mampostería del Centro Clínico (de reciente construcción) y del Hospital Central de San Cristóbal. También se observó este tipo de daños en el Hospital de San Antonio y en el Hospital del Instituto Colombiano del Seguro Social en Cúcuta. Daños considerables y caída de elementos ornamentales del Edificio de la Gobernación y de la Policía Técnica Judicial de San Cristóbal. Daños severos en juntas viga-columna y tabique-columna del Grupo Escolar Manuel Felipe Rugeles y daños estructurales en el Liceo Manuel Díaz Rodríguez, ambos en la ciudad de San Antonio del Táchira. También se produjeron daños importantes en la iglesia, la prefectura, la medicatura y el grupo escolar La Frontera de Ureña, en la frontera Colombo-venezolana (Malaver et al., 1982).

Caracas, Venezuela, 29 Julio 1967 magnitud 6.9. El colapso de varios edificios produce un importante nivel de daños estructurales y no estructurales, fundamentalmente en edificaciones residenciales y una característica concentración de daños en sectores como Los Palos Grande, Altamira, Caraballeda y San Bernardino. En San Bernardino y sus alrededores, se concentra la mayor parte de la infraestructura sanitaria de la ciudad capital, con algunos daños (FUNVISIS, 1978)

A pesar de los esfuerzos de los sismólogos, las comprensiones de estos fenómenos naturales generan mucha incertidumbre al momento de predecirlos, por esta razón la necesidad de generar una cantidad de normas, códigos y guías constructivas, que permitan a los sistemas estructurales disipar energía con la menor cantidad de daños posibles.

En vista de la cantidad de sismos ocurridos en el transcurso de la historia de la humanidad alrededor del mundo, y a los efectos devastadores que han ocasionado en las vidas de las personas y en la economía de las naciones, surge la necesidad de no solo comprender más estos fenómenos naturales, sino también de cómo podemos crear edificaciones que sean capaces de disipar las fuerzas generadas por los sismos de modo que no existan pérdidas de vidas y los costos de reparación estén dentro de un rango económico aceptable.

Ya que no se conocen con exactitud los esfuerzos a los que realmente estarán sometidas las estructuras, las normativas que se aplican para los cálculos son de carácter empírico. Actualmente se ha designado un factor en las normas venezolanas conocido como **“Factor de reducción de respuesta”**, o también llamado factor R. el cual tiene como finalidad dividir las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

En base a toda la información antes mencionada, surgen las necesidades de hacerse ciertas preguntas para el desarrollo y mejora de las actuales normas venezolanas con el fin de mantener previsiones pertinentes al momento de los movimientos telúricos.

Formulación del problema.

¿Cómo podría la estimación de un factor de reducción de respuesta determinado mediante un proceso de iteración, afectar la ductilidad del sistema estructural, si el mismo tiene secciones rectangulares y líneas resistentes con 5 y 6 grados de inclinación, y el tipo de análisis es no lineal?

¿Cuántas iteraciones serán necesarias, para obtener un factor de reducción de respuesta igual, tanto por obtención de la ductilidad sistema estructural como el utilizado para la realización del diseño?

¿Cuánto es lo mínimo que se puede reducir el porcentaje de error del Factor R de diseño y R de ductilidad?

¿En qué porcentaje los valores de factor R pueden diferir unos de otros para cada iteración y respecto a los normalizados en la COVENIN 1756-2001 si el método de análisis al que van a ser sometidos los modelos estructurales es el “Análisis estático No Lineal”?

Objetivos de la investigación

Objetivo general.

Evaluar el factor de reducción de respuesta en sistemas estructurales con secciones rectangulares y líneas resistentes con 5 y 6 grados de inclinación no ortogonales entre sí.

Objetivos específicos.

1.- Evaluar cómo afecta el factor de reducción de respuesta determinado por un análisis no lineal y aplicando metodología de iteración, a la ductilidad del sistema estructural.

2.- Determinar la ductilidad en cada modelo de estudio y en cada iteración que sea necesaria para concurrir en un mismo factor de reducción de respuesta.

3.- Determinar el porcentaje de variación en los resultados obtenidos del factor de reducción de respuesta mediante el análisis estático no lineal al cual serán sometidos los modelos estructurales en cada iteración.

4.- Obtener cuanto es lo mínimo que se puede reducir el porcentaje de error del R de diseño y R de ductilidad.

5.-Comparar los factores de reducción de respuesta de la norma venezolana COVENIN 1756-2001 con aquellos obtenidos a través del análisis estático no lineal.

Justificación

Tomando en cuenta que el factor de reducción de respuesta sísmica es una variable de vital importancia para el cálculo de edificaciones, se hace necesario el análisis exhaustivo del mismo, a fin de evitar los desastres producidos por el colapso en los sistemas estructurales.

En Venezuela y en muchas naciones del mundo, la densidad de personas que albergan edificaciones con las características descritas en esta investigación, exigen que el estudio, el análisis y la evaluación del factor R, no sea tomado a la ligera, pues ya se ha visto la cantidad de vidas que se pierden en el colapso de la mayoría de las edificaciones.

Hoy en día los proyectos de construcción nos muestran irregularidades verticales y en planta con más frecuencia, la no ortogonalidad entre líneas resistentes es una de estas irregularidades. El comportamiento de sistemas estructurales irregulares ante acciones sísmicas se torna diferente y más complicado de analizar que el de sistemas estructurales regulares. Al incrementar la no ortogonalidad entre líneas resistentes, el riesgo torsional crece, los periodos de vibración de la estructura cambian lo que puede inducir fallas en el sistema estructural de segundo orden.

El factor de reducción de respuesta sísmica permite al proyectista trabajar con secciones más pequeñas, lo que se traduce en una minoración de costos al momento de ejecutar la obra, es decir una precisión en el factor R en muchos casos puede disminuir el presupuesto tentativo para un determinado proyecto.

La ductilidad que pueda tener un sistema estructural está directamente ligada al factor R, por lo que una estimación de este factor no es suficiente, es necesario entonces evaluarlo y analizarlo para proporcionarle a la edificación un mejor comportamiento cuando ésta se vea afectada por un sismo.

Estudiar el sistema estructural mediante un “análisis estático no lineal” o cualquier otro método de análisis, puede generar variaciones en un método respecto a otro en el valor real del factor de reducción de respuesta.

Alcances y Limitaciones

El presente trabajo de investigación plantea la evaluación de dos (2) modelos estructurales que serán clasificados, de acuerdo con los parámetros establecidos en el código 1756-2001 como estructura tipo I, pertenecientes al grupo B2, sin excepción, estarán ubicados en una zona sísmica 5, de peligrosidad sísmica elevada y coeficiente de aceleración horizontal (A_0) igual a 0.3, en un suelo de forma espectral tipo S2, con un factor de corrección ϕ igual a 0.9, considerando una proporción de sobrecarga debido al uso (peso sísmico) correspondiente a un veinticinco por ciento (25%), bajo un nivel de diseño 3 (ND3).

Con el objeto de simplificar y delimitar el estudio a causa de su inherente complejidad, los modelos propuestos serán configurados de forma tal que presenten únicamente irregularidad en planta debido a la no-ortogonalidad de sus líneas resistentes, dejando así para posteriores estudios, las demás irregularidades estructurales especificadas en el código de diseño para edificaciones sismo resistentes 1756 del año 2001, dando así a entender que el estudio solo estará orientado para edificaciones ubicadas en Venezuela.

Otras especificaciones y características de los modelos estructurales a considerar para el análisis y aplicación de este estudio, serán las siguientes:

- Serán sistemas estructurales tipo I: conformados por pórticos planos de concreto armado.
- Se propondrán modelos estructurales de igual área, de 10 niveles, distintos entre sí, elegidos con la finalidad de evaluar la influencia de los pórticos no-ortogonales, en los resultados obtenidos por el método simplificado.
- Se variará la ortogonalidad de la estructura, respecto del eje Y, a través del parámetro β , que regula el paralelismo de los pórticos en análisis. Será no ortogonal; el primer modelo teniendo un ángulo β igual a cinco grados (5°) y el otro modelo con un ángulo β igual a seis grados (6°).
- Todos los modelos estructurales propuestos, serán contemplados como sistemas que empleen columnas rectangulares.

- El análisis sísmico será desarrollado considerando el Diseño Sísmico por Desempeño, para así obtener la curva de capacidad, y poder determinar la ductilidad de cada modelo estructural propuesto.
- En el diseño realizado con el software de cálculo en los valores de diseño no se tomará en cuenta la torsión adicional de la sección 9.6.2.2 de la COVENIN 1756-2001.
- El acero de refuerzo se considera conforme con aquel del diseño proporcionado por software de cálculo. No se propondrá el detallado del diseño del mismo.

CAPÍTULO II

Antecedentes de la investigación.

Según Valle P. Sergio D. (2015) “Análisis comparativo del factor de reducción de respuesta obtenido mediante la ductilidad global de edificaciones con ejes resistentes de secciones circulares no ortogonales entre sí”. Aquellas estructuras gobernadas por la no ortogonalidad de sus ejes resistentes presentan una gran problemática desde el punto de vista estructural, debido a fallas frágiles en los elementos. Para hallar un factor de reducción que se adecue al diseño de edificaciones con esta irregularidad, se propusieron 14 modelos estructurales simétricos en un solo eje que evidencian únicamente esta irregularidad, de los cuales una vez diseñados y cumpliendo con las normativas establecidas, por medio del análisis no lineal tipo Pushover y diversos criterios para el cálculo de dicho factor, se demostró que éste se encuentra por debajo de lo establecido de los valores recomendados por la norma.

Según Pinto G. Jesús G. (2014) “Estudio comparativo del factor de reducción de respuesta establecido en la norma COVENIN 1756:2001 para edificaciones con líneas resistentes no ortogonales”. Se realizó el análisis estructural de 7 modelos aporticados con un nivel de diseño 3 con columnas rectangulares partiendo de un modelo totalmente regular, luego variando sus ejes resistente cada 5° entre si hasta un Angulo de 15°, realizando el análisis estático no-lineal debido a las irregularidades en planta, determinando la ductilidad global de cada modelo

estructural y así conseguir el factor de reducción de respuesta asociado a cada uno, para luego ser comparado con la Norma COVENIN 1756:2001. Dichos análisis permitieron realizar comparaciones entre las ductilidades requeridas y las obtenidas a través de un análisis estático no lineal, o análisis Pushover; así mismo demostraron variaciones de los factores de modificación de respuesta (R), todo en función de la variación de la No ortogonalidad de los ejes resistentes de la estructura. Los resultados fueron entonces comparados con factores R deducidos por medio de una serie de teorías propuestas por anteriores investigadores y expertos del tema.

Según Fajardo G. César A. (2012) “Evaluó la estructura de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad.” Para este trabajo de investigación se centró en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural. El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, resulta muy flexible en la dirección de análisis “Y” llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería existente no sería competente para este propósito.

Según González Alves (2011). “Análisis dinámico de estructuras irregulares empleando el programa de cálculo estructural ETABS”. Se propone el análisis dinámico espacial, según el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, de acuerdo a lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001 relativa a edificaciones sismo resistentes, de una estructura de tipo regular denominada “MR”, a partir de la cual luego de determinadas modificaciones geométricas y funcionales de su configuración estructural inicial, se diseñaron dos

estructuras de tipo irregular, denominadas “MI1” y “MI2”, que posteriormente fueron analizadas del mismo modo. Dichos análisis, permitieron realizar la comparación entre variables, a través de gráficos demostrativos, para factores de corte basal, derivas y periodos de oscilación, entre el modelo regular y los modelos que presentaban irregularidades, a fin de dar respuestas a la problemática planteada, determinando el nivel de impacto que generan dichas irregularidades en la respuesta dinámica de las estructuras.

Según Dr. Ing. Falconí Roberto A. (2007), “Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de cortes” toma el factor de reducción de respuesta R , de las normativas sísmicas de diferentes países (Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú y Chile), presentando no solo el factor R sino también las combinaciones de cargas, que se estipulan en cada normativa, las derivas máximas permitidas de piso, así como la forma de obtención de la misma. Luego se compara el factor R de las cinco normativas, para ello en algunos casos se halla R asociados a espectros últimos. De igual manera se compara las derivas máximas de piso, obtenidas a partir de un análisis estático. Posteriormente, se presentan los resultados de distintas investigaciones a nivel mundial tendientes a cuantificar el factor R , el cual incluye, factor de resistencia por ductilidad, factor de sobre resistencia y factor de redundancia. Con el propósito de visualizar la forma de cómo se obtienen fuerzas sísmicas reducidas.

Según J. Vielma P. (2005) “Factor de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal” en este artículo se explica la influencia sobre el factor de reducción de respuesta obtenida por medio de la ductilidad global de la estructura por medio de la aplicación de modelos no lineales ajustados para el comportamiento de las estructuras usuales, tratando de aclarar la gran discrepancia que hay entre los valores de factor de reducción establecidos por las normas. El artículo usa metodologías de cálculo no lineal a partir de acelerogramas de entrada,

descripción del modelo histerético, característica de la degradación y el tipo de estructura, concluyendo de esta manera que el factor de respuesta de una estructura depende de múltiples factores resultando inconveniente su elección basado en la experiencia o estudios estadísticos, tal y como están basadas las normas, siendo esta explicación su aporte a esta investigación.

Marco Normativo Legal.

Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 de fecha marzo de 2001, vigente, denominada “Edificaciones Sismo resistentes”.

Norma Venezolana COVENIN MINDUR 2002-88 de fecha agosto de 1998, vigente, denominada “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 de fecha agosto de 2008, vigente, denominada “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

Norma Estadounidense FEMA 356, de fecha noviembre de 2000, vigente, denominada “Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings” (“Norma Experimental y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios”).

Norma Estadounidense ATC-40, de fecha noviembre de 1996, vigente, denominada “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (“Evaluación Sísmica y Reacondicionamiento de Edificios de Concreto”).

MARCO TEÓRICO

Irregularidades Estructurales.

Las irregularidades estructurales en planta y en altura son muchas veces la causa de patologías que producen daños graves. Estas inducen comportamientos dinámicos complicados, en los cuales la edificación genera fuerzas inerciales que pueden producir deformaciones excesivas difíciles de prever, que en algunas oportunidades no pasan a ser mayor cosa que daños en muros y fachadas, pero con efectos tan graves que en otros casos llegan a conducir al colapso de las edificaciones.

Las estructuras, son consideradas irregulares cuando presentan Irregularidad Vertical, conocida también como Irregularidad en Altura; o Irregularidad Horizontal o En Planta.

A. Irregularidades Verticales.

Los tipos de configuración considerados como Irregularidad Vertical, son aquellas en las que se ve afectada la respuesta sísmica de los entrepisos, generando fuerzas cuya distribución dista mucho de la supuesta en un análisis estático equivalente y deben ser tratadas utilizando métodos sofisticados de análisis dinámico. Entre las categorías que se pueden agrupar estas irregularidades se encuentran, la discontinuidad en ejes de columnas, irregularidad vertical de rigideces (piso blando o extremadamente blando), irregularidad vertical de resistencias (entrepiso débil), irregularidad en la distribución vertical de masas, irregularidades geométricas verticales, esbeltez excesiva, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, falta de conexión entre miembros verticales, efecto de columna corta.

A.1. Entrepiso Blando.

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

A.2. Entrepiso débil.

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

A.3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

A.4. Aumento de las masas con la elevación.

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

A.5. Variaciones en la geometría del sistema estructural.

La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

A.6. Esbeltez excesiva.

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

A.7. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.

De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $\frac{1}{3}$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del des

alineamiento.

A.8. Falta de conexión entre miembros verticales.

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

A.9. Efecto de columna corta.

Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

B. Irregularidades en Planta

Algunos aspectos de las estructuras que presentan Irregularidades en planta, propician una respuesta sísmica poco conveniente, como las vibraciones torsionales, provocadas principalmente por la asimetría. Las irregularidades en planta pueden clasificarse en irregularidades geométrica (entrantes y salientes), irregularidad en los diafragmas (oquedades) y la no-ortogonalidad de las líneas resistentes en la estructura.

B.1. Gran excentricidad.

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

B.2. Riesgo torsional elevado.

Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional (r_t) en alguna dirección.

B.3. Sistema no-ortogonal.

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismo resistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

B.4. Diafragma flexible.

- Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.
- Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismo resistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor

rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

Ductilidad:

Es la capacidad que tiene un sistema resistente a sismos, de incursionar en el rango inelástico bajo la acción de fuerzas sísmicas sin pérdida considerable de su capacidad resistente. También se puede definir a la ductilidad como la relación existente entre la fuerza lateral máxima alcanzada en sistema estructural, debido a consideraciones elásticas (F_e) y la fuerza lateral máxima del sistema estructural, debido a consideraciones inelásticas (F_i).

$$D = \frac{F_e}{F_i}$$

Esta propiedad estructural podemos clasificarlas en dos renglones.

1.- Ductilidad Global: Es la ductilidad asociada al sistema estructural completo de la edificación.

2.- Ductilidad Local: Es la ductilidad asociada a cada uno de los elementos por separados, que conforman la estructura de la edificación.

Si colocamos la ductilidad global en función de la ductilidad local, no es más que un promedio ponderado de las distintas ductilidades q tenga cada elemento respecto al total de elementos q conformen el sistema estructural. La ductilidad local tiene un rol fundamental en el desempeño del sistema resistente a sismos, ya que permite cuantificar el daño a cada elemento, el cual se ve reflejado en la formación de rotulas plásticas en los lugares previstos, de modo que no se afecte el sistema global de la estructura, es decir, la formación de rótulas plásticas debe garantizarse en los elementos a flexión de la estructura (vigas) para que la falla sea local en el

sistema resistente a sismos, y no una falla en elementos que soporten acciones laterales (Columnas, Muros) que puedan comprometer todo el sistema estructural.

Ductilidad de curvatura:

Es la relación de momento-curvatura que hay en un elemento ante la presencia de sismos o cargas (variables y/o permanentes), es entonces donde pueden generarse articulaciones plásticas en el elemento por las deformaciones debidas a la cedencia de un marco, ver figura 2. Nota. Pinto J. (2014).

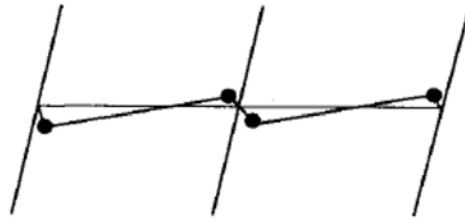


Figura 1. Desplazamientos de un elemento (vigas) con movimiento sísmico severo. Fuente Bazán y Meli.

Factor de reducción de respuesta sísmica. (R).

La importancia que representa el análisis sísmico para el análisis estructural, se puede decir que es sustancial. Los datos que se tienen registrados de las magnitudes sísmicas reflejan diferentes resultados en los espectros de respuestas de los sistemas estructurales, a estos se les considera como espectros elásticos. Para el diseño estructural se utiliza como insumo un espectro inelástico, esto debido a que los espectros elásticos generan dimensiones de vigas, columnas y sistemas resistentes a sismos de mayores dimensiones, a pesar de que estas estructuras serían muy estables y de altas resistencias ante las fuerzas sísmicas tendrían altos costos constructivos. Por tal motivo se introduce en el cálculo de estructuras un factor de reducción de respuesta sísmica con el fin de reducir la intensidad que presenta el espectro elástico para lograr un espectro inelástico, como consecuencia

de esta reducción las secciones en los elementos disminuye mitigando los costos constructivos a un punto intermedio en el que no se sobreestimen las dimensiones de los elementos ni se sobredimensionen.

El factor de reducción depende directamente de otros factores como la ductilidad, el factor de sobre-resistencia y el factor de redundancia. Un sistema estructural tendrá un factor R más alto, cuando la ductilidad global del sistema estructural sea mayor, es decir son directamente proporcionales. El factor de redundancia también afecta el incremento del factor R, cuando en este se tenga un aumento. De igual manera un crecimiento en el factor de sobre-resistencia incremental el valor del factor R.

Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño. (1756-1:2001, 2001).

Tabla 1 Factores de reducción de respuesta R COVENIN 1756-2001

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I(1)	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0(2)	5.0	4.0	6.0(3)	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

Continuación tabla 1.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0(1)	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

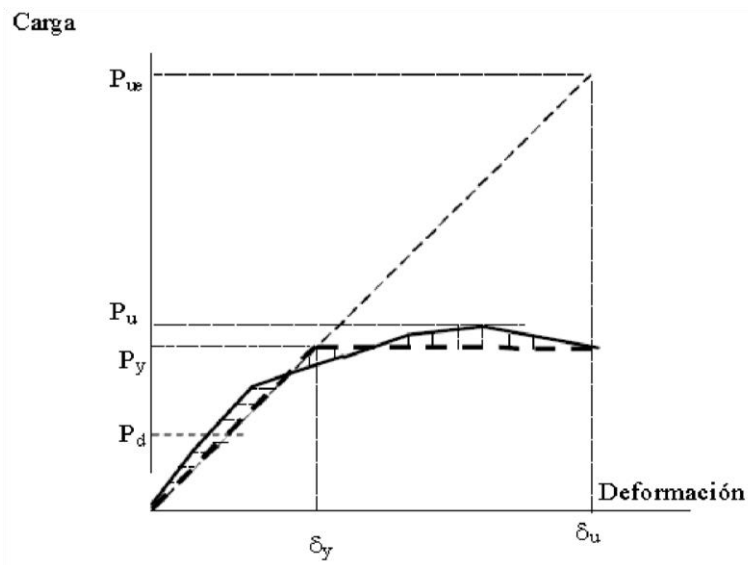
Nota: Datos tomados de la norma COVENIN 1756-2001

Factor de Modificación debido a la Ductilidad (R_μ)

El factor de modificación debido a la ductilidad traslacional (R_μ) del edificio se define como la relación entre la carga máxima elástica (P_{ue}) que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica (P_u) que puede resistir esa misma estructura si tuviese comportamiento inelástico. Debido a que tradicionalmente se ha representado dicho comportamiento como una curva de comportamiento bilineal suele decirse que $P_u = P_y$. En la figura 2 se ilustra dicho concepto.

$$R_\mu = \frac{P_{ue}}{P_y} \quad (2.1.1)$$

Figura 2. Modificación de Respuesta debido a la Ductilidad



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Una de las investigaciones de mayor trascendencia en torno al componente de ductilidad (R_μ) provienen de Newmark & Hall (1982) en el cual se establece que este parámetro, según calculado para respuesta a aceleraciones de suelo medidas en terremotos es sensitivo al periodo natural de la estructura:

Para estructuras con periodos 0.03 segundos:

$$R_\mu = 1,0 \quad (2.1.2)$$

Para estructuras con periodos entre 0.12 hasta 0.5 segundos:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.1.3)$$

Para estructuras con periodos mayores de 1.0 segundos:

$$R_\mu = \mu \quad (2.1.4)$$

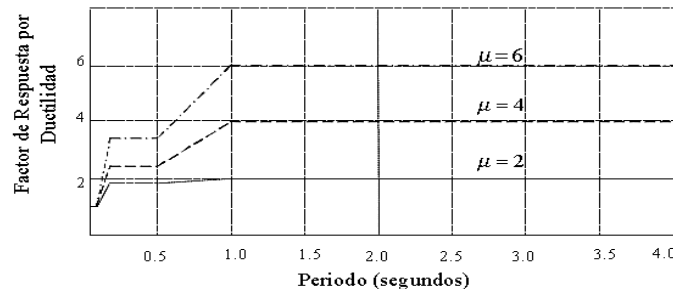
Se entiende por ductilidad de desplazamientos ($\mu = \delta_u/\delta_y$) la razón entre el desplazamiento último y el correspondiente al estado de cadencia. Por su parte los

valores del factor $R\mu$ para valores de periodos entre los rangos antes mencionados se pueden calcular mediante interpolación lineal. Lo dicho anteriormente se puede visualizar en la Figura 2.

Entre otros estudios se pueden mencionar los ejecutados por Krawinkler y Nassar (1992) los cuales se basaron en el análisis estadístico de 15 movimientos sísmicos con magnitudes entre 5.7 hasta 7.7 actuando en sistemas de un grado de libertad (SDOF). Las curvas de variación $R\mu - \mu - T$ son muy similares a las de Newmark & Hall. Pero lo más importante del estudio fue la correlación existente entre sistemas de un grado de libertad (SDOF) y sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF).

Miranda y Bertero (1994) obtuvieron curvas $R\mu - \mu - T$ para diferentes condiciones de suelo: roca, suelo aluvial y suelos suaves (Ver Figura 3). Los resultados obtenidos son consistentes con los obtenidos por Krawinkler & Nassar, y en todas las curvas las relaciones obtenidas tienen una particularidad: que el valor máximo para $R\mu$ ocurren para un periodo cercano a $T = 1$ segundo.

Figura 3. Variación del factor $R\mu$ con la ductilidad y el Periodo



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Factor de sobre-resistencia ($R \Omega$)

Se define al factor de sobre-resistencia como la relación entre la capacidad máxima al cortante basal que tiene una estructura V_u , con respecto al cortante basal de diseño V_d , esto cuando se habla a nivel de estructura.

$$R\Omega = \frac{V_u}{V_d} \quad (2.2.1)$$

A nivel de elementos en pórticos sin muros de corte se define la sobre resistencia local $R\Omega_L$, como la relación entre el momento nominal M_N con respecto al momento de diseño M_D

$$R\Omega_L = \frac{M_n}{M_D} = \phi \frac{M_u}{M_D} \quad (2.2.2)$$

Donde M_u es la capacidad máxima de una sección a flexión, también conocido como momento último, ϕ es el factor de minoración de esfuerzos. Para vigas ϕ es igual a 0.90 y para columnas varia de 0.70 a 0.90 en función de la carga axial.

Además de la reducción debida a comportamiento inelástico, los reglamentos consideran otras reducciones para tomar en cuenta que la resistencia lateral real de las estructuras es mayor a la resistencia lateral de diseño. El considerar en forma explícita esta sobre-resistencia en los diseño, permite tener una mayor certidumbre del nivel de fuerzas laterales que puede actuar sobre las estructuras (Miranda 1994).

La tendencia actual para considerar el efecto de sobre-resistencia es reducir

la carga de diseño por un factor de sobre-resistencia Ω , en lugar de incrementar la resistencia factorizada (Tena-Colunga et al. 2009).

Las estructuras ven afectada su sobre-resistencia por varias fuentes: elección de las secciones estructurales que deben sujetarse a las existencias comerciales, tipificación de secciones un cierto número de pisos por razones constructivas, relación entre la resistencia nominal y factorizada, esfuerzo de fluencia real, endurecimiento por deformación y formación del mecanismo de colapso (Mitchell et al. 2003).

Factor de redundancia (R_R):

El factor de redundancia (R_R), mide la capacidad de una estructura de incursionar en el rango no lineal. La capacidad de una estructura de redistribuir las cargas de los elementos con mayor solicitación, a los elementos con menores solicitaciones. Se evalúa como la relación entre el cortante basal último (V_u) y el cortante basal cuando se forma la primera rotula plástica (V_1)

$$RR = \frac{V_u}{V_1} \quad (2.3.1)$$

Con esta definición el factor de redundancia será siempre mayor que la unidad, ya que una estructura que no tenga redundancia y en la cual se forme la primera rótula plástica, y colapse se tendrá que $V_u = V_1$.

Tsopelas y Husain (2004), proponen el cálculo del factor de redundancia en base a dos índices, uno de naturaleza determinística r_s conocido como índice de resistencia y el otro de carácter probabilístico r_v que es el índice de variación

de redundancia.

$$r_s = \frac{V_u}{V_y} \quad (2.3.2)$$

Para el cálculo del índice de variación de redundancia R_v , en dos dimensiones Husain y Tsopelas (2004) deducen la siguiente ecuación.

$$r_v = \sqrt{\frac{1+(n-a)p}{n}} \quad (2.3.3)$$

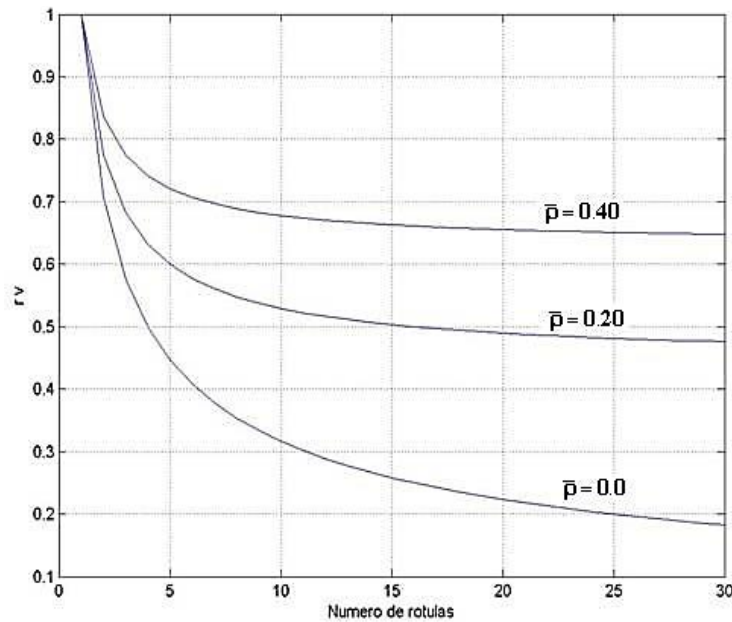
Donde n , es el número de rótulas plásticas para el mecanismo de colapso considerado; p es el coeficiente de correlación promedio de las deformaciones.

$$\bar{p} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i,j=1}^n p_{ij} \quad (2.3.3.1)$$

Donde p_{ij} es el coeficiente de correlación entre los momentos M_i , M_j . Siendo M_i el momento de fluencia del elemento estructural donde se formó la rótula i .

En la figura 4 se indican valores de r_v para valores del coeficiente de correlación promedio de 0; 0.20; 0.40 se aprecia que la medida que $\bar{p}$ aumenta el valor de r_v aumenta, es decir el sistema es menos redundante. Valores altos de $\bar{p}$ implican que hay una gran correlación entre los momentos M_i , M_j y valores bajos de $\bar{p}$ que significan que hay poca correlación entre los momentos y se incrementa su redundancia debido a su efecto probabilístico.

Figura 4. Valores de r_v en función de rotulas plásticas



Nota Sequera J. & Vita J, (2016)

En base a estos índices, Husain y Tsopelas encuentran un factor de redundancia (R_R) con la siguiente ecuación.

$$R_R = r_s \times \left(\frac{1 - K \cdot V_e \cdot r_v}{1 - K \cdot V_e} \right) \quad (2.3.4)$$

Donde K es un factor de forma de la resistencia que varía entre 1.5 y 2.5 y V_e es el coeficiente de variación de las formas y está acotado entre 0.08 y 0.14. De tal manera que $(K) \times (V_e)$, varía entre 0,12 y 0,35. Husain y Tsopelas (2004).

Espectro de respuesta sísmica.

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de

deformación... El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

Se denomina de respuesta ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior.

Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes.

El espectro elástico de respuesta muestra la aceleración máxima absoluta de la vibración de la estructura. Tiene, por lo tanto, unidades de aceleración. Estudios experimentales han demostrado que el espectro depende fundamentalmente de dos factores:

- La aceleración de la vibración a la que se somete la base. Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro elástico de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.
- El periodo de oscilación de la estructura. Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro elástico de respuesta es muy parecido a la vibración de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo, por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido. Los mayores

valores de espectro elástico se dan para periodos de oscilación intermedios, en torno a 0,3-0,6 segundos.

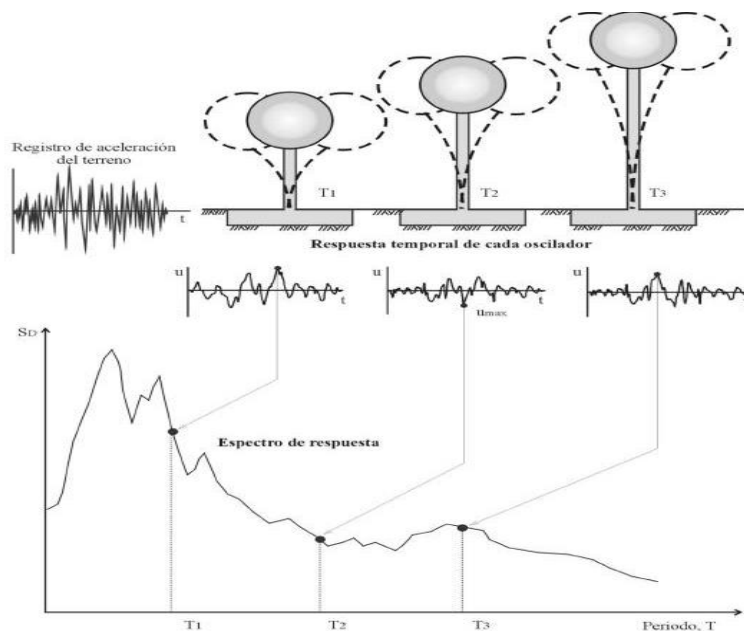
Existen otros valores que también afectan en menor grado, como puede ser el tipo de suelo sobre el que está vibrando la estructura o su índice de amortiguamiento.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, (ver Figura 4). Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructura. Sin embargo, los espectros de respuesta omiten información importante dado que el efecto del terremoto sobre la Ingeniería Sismo resistente depende no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

La realización de un espectro de respuesta requiere de la ejecución de numerosos cálculos, dado que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia (variación en el tiempo) de desplazamientos, velocidad y aceleraciones para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración, T , y factores de amortiguamiento. En la actualidad, esto no representa un problema de importancia por la gran capacidad de cálculo de las computadoras modernas, las cuales pueden realizar un espectro de respuesta elástica en décimas de segundo. Sin embargo, cuando estos tipos de gráficos se desarrollaron en su etapa inicial, hace varias décadas, la situación era muy diferente. Como anécdota, es interesante mencionar que Housner calculaba los espectros mediante un procedimiento gráfico que requería aproximadamente de un día de trabajo para calcular un punto del espectro. Posteriormente, se desarrolló un método más rápido usando un péndulo de torsión (“computadora analógica”) que permitía determinar los espectros mediante una analogía matemática entre los dos fenómenos. En este caso, el tiempo requerido para calcular un punto del espectro se redujo a unos 15 minutos.

Figura 5. Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta



Nota Francisco Crisafulli (2002)

Tipos de espectros

Como mencionamos anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. En particular analizaremos tres de los espectros más comunes:

Espectros de respuesta elástica:

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Espectros de respuesta inelástica:

Son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sísmo resistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo elástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen

espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético¹ de la estructura.

La medida individual más importante de la respuesta sísmica de edificios es el desplazamiento máximo, ya que se relaciona con la amplitud de las vibraciones, con daños en elementos estructurales y no estructurales, con posibles impactos a edificios vecinos, y con las fuerzas y momentos máximos de diseño. En el caso de estructuras no- lineales sujetas a eventos sísmicos severos, se esperan incursiones significativas más allá del límite elástico y que el desplazamiento máximo exceda al de fluencia u_y . Cuando se trata de sistemas elastoplásticos de un grado de libertad, para medir el grado de incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, se usa el factor de ductilidad o simplemente ductilidad μ , definido como el cociente entre el desplazamiento y el de fluencia. Esto es:

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (2.4)$$

En forma más general, para edificios de varios pisos, la ductilidad se toma como el desplazamiento máximo global entre el correspondiente al límite elástico. Aunque el límite aludido es difícil de definir, el concepto de ductilidad se emplea en los marcos normativos relativos a la ingeniería de proyecto y de construcción, para modificar los espectros elásticos tomando en cuenta la capacidad que poseen las estructuras de disipar energía mediante deformaciones inelásticas (Fuente: Bazán y Meli, 2002).

Espectros de diseño:

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descriptos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismo resistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismo resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

Es muy importante que distingamos entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar.

Amortiguamiento.

La amortiguación o amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía.

El amortiguamiento es un parámetro fundamental en el campo de las vibraciones, también en el desarrollo de modelos matemáticos que permiten el estudio y análisis de sistemas vibratorios. Esto va encaminado a la teoría de que todo sistema vibratorio tiene la capacidad de disipar energía.

También, amortiguación es la disipación de energía en un sistema estructural y su conversión en calor. Hay varios mecanismos de amortiguación, los más importantes son la amortiguación Coulomb y la amortiguación viscosa.

Existen diferentes mecanismos o tipos de amortiguamiento, según sea su naturaleza:

- Amortiguamiento fluido. Se produce por la resistencia de un fluido al movimiento de un sólido, siendo este viscoso o turbulento.
- Amortiguamiento por histéresis. Se ocasiona por la fricción interna molecular o histéresis, cuando se deforma un cuerpo sólido.
- Amortiguamiento por fricción seca. Es causado por la fricción cinética entre superficies deslizantes secas.

Disipación de Energía y Ciclo Histerético.

Un movimiento sísmico introduce energía a una estructura. Esta energía de entrada estructural la divide en diferentes formas de energía. Los dos principales tipos de energía son:

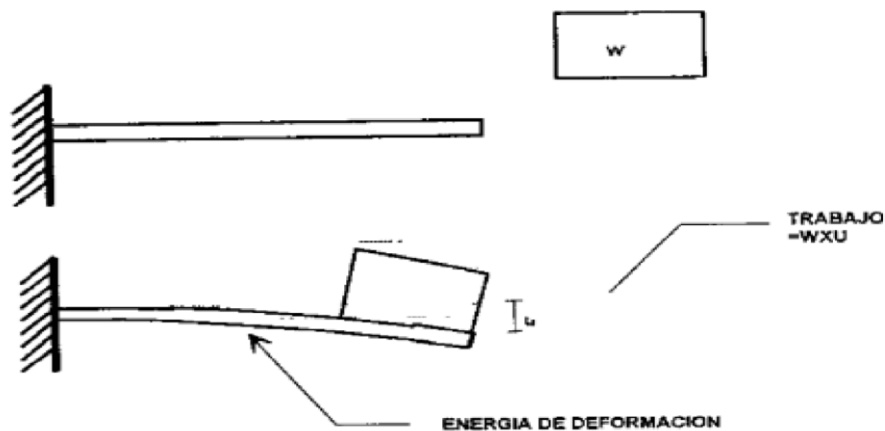
1. Energía Absoluta
2. Energía Disipada

La energía absoluta a su vez está formada por energía cinética la cual se traduce en movimiento de masa de la estructura, y energía de deformación elástica que corresponde a la deformación temporal de los elementos en el edificio. Un ejemplo de energía cinética es la energía que posee la canica en movimiento. Un ejemplo de energía de deformación es la deformación elástica de una resortera,

entre mayor es la deformación de la resortera (mayor la fuerza en la liga) mayor es la energía que se acumula en la resortera. Cuando se suelta la resortera esa energía de deformación elástica pasa al objeto lanzado en forma de energía cinética (masa en movimiento)

En el caso de la figura 6 puede verse una estructura muy sencilla (viga en volado o cantiliver) a la cual se le coloca un bloque de peso W . el peso causa una cierta deformación elástica. La energía que absorbe la estructura en este caso recibe el nombre de energía de deformación clásica.

Figura 6. Energía de deformación elástica



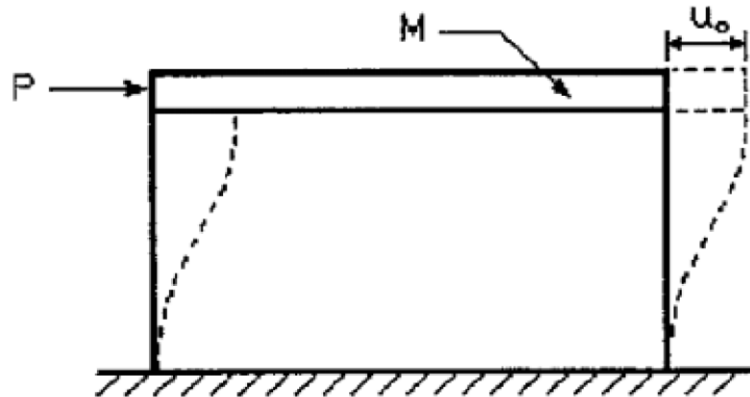
Nota. (Miranda E. 1995)

La estructura disipa energía básicamente por dos medios, por medio de amortiguamiento propio de la estructura y a través del comportamiento no lineal en los elementos estructurales. La energía disipada por medio de amortiguamiento estructural recibe el nombre de energía de amortiguamiento y la energía disipada por medio de comportamiento no lineal recibe el nombre de energía histerética.

Si a una estructura se le aplicara una fuerza lateral P que produjera en el techo un desplazamiento lateral μ_0 tal como se muestra en la figura 6 y luego se le

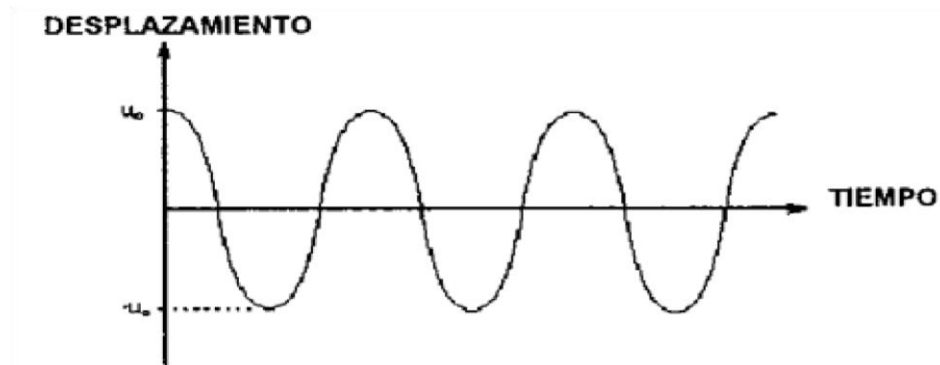
quitara en forma repentina, esta oscilaría de un lado a otro de su posición de equilibrio en un movimiento que se le conoce como vibración libre. Esta oscilación continuaría siempre con una amplitud igual a u_0 como se muestra en la figura 7.

Figura 7. Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento



Nota. Miranda E. (1995)

Figura 8. Vibración libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

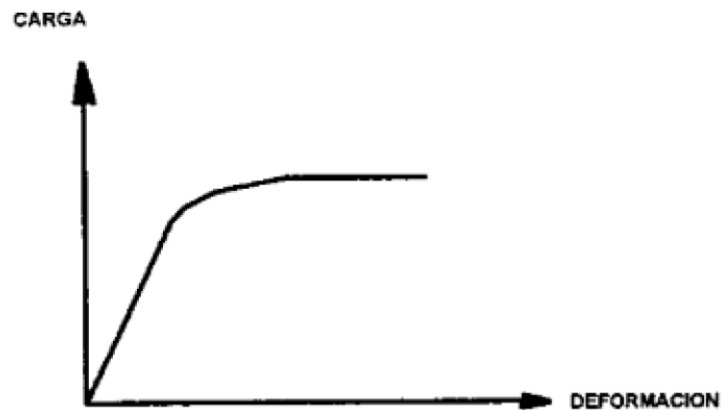


Nota. Miranda E. (1995)

Este tipo de respuesta, desde luego no es realista, ya que intuitivamente uno espera que la amplitud de las oscilaciones disminuya poco a poco hasta detenerse por completo. El amortiguamiento es la propiedad estructural que permite que la amplitud del movimiento en vibración libre disminuya con el tiempo.

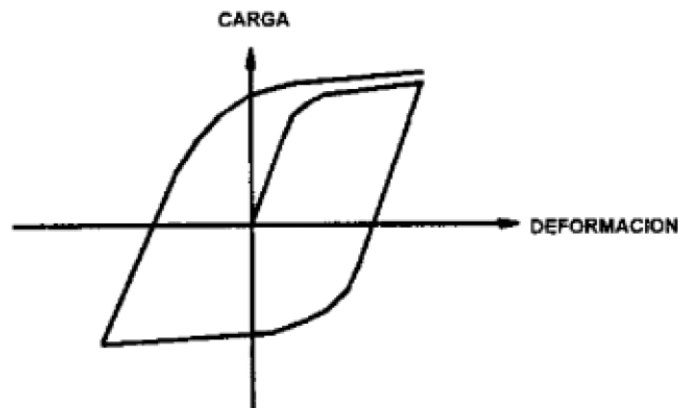
Las propiedades de los materiales estructurales son tales que solo se comportan elásticos hasta una cierta carga. Si se excede esa carga, el material sigue deformándose con incrementos de cargas menores o nulos como se pudiera apreciar en el diagrama esfuerzo-deformación de la figura 9. Si ahora el material estructural se le somete a cargas cíclicas (repetitivas) y reversibles (que cambian de dirección) el comportamiento sería como el indicado en la figura 10.

Figura 9. Diagrama esfuerzo-deformación



Nota. Miranda E. (1995)

Figura 10. Comportamiento histerético de un material estructural



Nota. Miranda E. (1995)

Un ciclo completo en el que se carga el material en una dirección, se le descarga, se le carga en la dirección opuesta y se le descarga nuevamente se le

conoce como un ciclo de histéresis. En cada ciclo, el material disipa energía histerética, la cual es proporcional al área dentro de la curva, así pues se disipa mayor cantidad de energía entre mayor es el área dentro de la curva, es decir, el elemento posee gran ductilidad.

Rotula plástica.

Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando el acero alcanza el esfuerzo cedente, siendo este el esfuerzo máximo para el cual ocurren grandes deformaciones sin aumento apreciable en el nivel de esfuerzos. En el estado, la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento cedente (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Tenacidad.

Es una propiedad mecánica del material que ver con su deformabilidad. Mide la capacidad del mismo para resistir cargas dinámicas sin llegar a romperse ni a deformarse.

La tenacidad corresponde al área bajo la curva de un ensayo de tracción (ensayo realizado a baja velocidad de deformación) entre la deformación nula y la deformación correspondiente al límite de rotura (resistencia última a la tracción), y se define como la energía total que absorbe un material antes de alcanzar la rotura en condiciones de impacto, por acumulación de dislocaciones. Se debe principalmente al grado de cohesión entre moléculas, y es mayor cuando se alcanza un compromiso entre una resistencia y ductilidad óptimas. Un material puede ser dúctil sin ser tenaz, o puede ser resistente sin ser tenaz (Fuente: Franklin E. Fisher, 2006).

Rigidez

Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos. Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente las rigideces se calculan como la relación entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza. (Landa J., 2011).

$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i} \quad (2.5)$$

Periodo de vibración.

Para un cuerpo sujeto a una vibración, tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando; una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y con un período de vibración corto, mientras que una flexible tiende a oscilar más lentamente y su período es más largo. El período de mayor duración, se le denomina PERIODO FUNDAMENTAL.

Torsión.

Los movimientos sísmicos generan grandes fuerzas laterales en los edificios. Como reacción a ese esfuerzo, la estructura portante del edificio se mueve, transmitiendo verticalmente ese desplazamiento. Debido a que este movimiento se transmite por la zona más rígida del edificio (centro de rigidez), mientras que cada planta se va a mover en torno a su centro de masa, cuando el centro de masa y el

centro de rigidez no coinciden, las plantas tenderán a girar, produciendo un efecto de torsión en los elementos estructurales que conectan cada planta.

Debido a este efecto, la estructura puede sufrir múltiples daños, tanto estructurales (fisuras, alabeos) como no estructurales (grietas en tabiquería, rotura de ventanas), pudiendo llegar al colapso completo del edificio. Por este motivo los diseños de edificios sismo resistentes deben ser sensiblemente simétricos y regulares, ya que la asimetría en la distribución y dirección de los soportes estructurales tenderá a aumentar este efecto de torsión.

Riesgo torsional.

La norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756-1-2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES recomienda que cuando existan posibilidades de riesgo torsional elevado en planta, la mejor forma de evitar dicho riesgo es cambiando la configuración, ya que la torsión puede producir esfuerzos muy importantes. Cuando no sea posible evitar el riesgo torsional elevado la norma establece en primer lugar, que en toda estructura irregular se aplique el nivel de diseño 3 (ND3), además si la estructura presenta este tipo de irregularidad el factor de reducción de respuesta R debe ser multiplicado por 0.75, sin que este sea menor a 1, dado que no se espera que la ductilidad y la sobre-resistencia aporten lo mismo en estos casos.

Métodos de Análisis.

Clasificación De Los Métodos De Análisis: Cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, por uno de los métodos descritos a continuación, los cuales han sido organizados por orden creciente de precisión.

Análisis Estático:

Los efectos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente (Artículo 9.3). Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente (Artículo 9.5, COVENIN–MINDUR 1756-1-2001).

Análisis Dinámico Plano:

Los efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel (Artículo 9.4). Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente (Artículo 9.5, COVENIN–MINDUR 1756-1-2001).

Análisis Dinámico Espacial:

Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel (Artículo 9.6, COVENIN–MINDUR 1756-1-2001).

Análisis Dinámico Espacial Con Diafragma Flexible:

Los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según lo indicado en el Artículo 9.7 (Norma COVENIN–MINDUR 1756-1-2001) en el cual se incluye la flexibilidad del diagrama.

Otros Métodos de Análisis:

En el Artículo 9.8 (Norma COVENIN–MINDUR 1756-1- 2001) se presenta un método alternativo a los métodos anteriormente descritos, recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en esta Norma.

En el Artículo 9.9 (COVENIN–MINDUR 1756-1-2001) se presenta un procedimiento de análisis estático inelástico que puede ser utilizado opcionalmente en conjunto con los métodos de análisis descritos previamente.

Análisis no lineal.

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. En las estructuras de concreto, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras, su interacción y su proceso constructivo.

Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo completo de la estructura, por lo que se suele utilizar para efectuar comprobaciones posteriores al dimensionamiento. Actualmente existen varias propuestas para el proyecto de estructuras de concreto en este régimen, algunas la podemos encontrar en normativas internacionales como es el caso del método elástico con redistribución limitada. Recientemente se ha desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, un método directo de diseño no lineal el cual permite diseñar la estructura para tener un comportamiento no lineal determinado.

Debido a la invalidez del principio de superposición, los formatos de seguridad aplicados en los análisis lineales, no pueden ser aplicados de forma directa en los no lineales. Esto ha incentivado el desarrollo de formatos de seguridad para ser aplicados tanto en el análisis, como en el diseño no lineal, promoviendo

también el estudio de los parámetros que más afectan la respuesta última real de la estructura.

El ATC 40, en su capítulo 8, sección 8.2 presenta una metodología detallada para llevar a cabo un análisis no lineal de manera simplificada. Dos elementos clave de una actuación basada en procedimiento de diseño son la demanda y la capacidad. La demanda es una representación del terremoto el movimiento del suelo. La capacidad es una representación de la capacidad de la estructura para resistir las solicitaciones sísmicas.

El rendimiento depende de la manera en que la capacidad es capaz de manejar la demanda. En otras palabras, la estructura ha de tener la capacidad de resistir las demandas del terremoto de tal manera que el rendimiento de la estructura es compatible con el objetivo del diseño.

Ecuaciones de Movimiento:

Cuando se consideran efectos no-lineales, las ecuaciones de equilibrio dinámico adquieren la forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + [\mathbf{F}(\mathbf{u}) - \mathbf{K}_g\mathbf{u}] = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{s}(t) \quad (2.6)$$

Expresión equivalente a la que se empleara en un análisis dinámico tridimensional, salvo que el término $\mathbf{K}\mathbf{u}$, que representa las fuerzas restituitivas, ha sido reemplazado por la expresión $[\mathbf{F}(\mathbf{u}) - \mathbf{K}_g\mathbf{u}]$, donde $\mathbf{K}_g$ es la matriz de rigideces geométrica que toma en cuenta los efectos de esbeltez, y $\mathbf{F}(\mathbf{u})$ es un vector de fuerzas que es función no lineal del vector de los desplazamientos

u. El efecto inmediato de la ausencia de linealidad es que este sistema no puede resolverse mediante análisis modal (Fuente: Bazán y Meli, 2002).

Análisis paso a paso:

Teóricamente, pueden emplearse métodos analíticos de solución para analizar estructuras no-lineales de varios grados de libertad sometidas a acelerogramas reales, pero la impracticabilidad de tal tarea es evidente porque demandaría un número excesivo de cambios en las ecuaciones de movimiento, con diferentes soluciones, y requiriendo el cálculo de nuevas condiciones iniciales en cada intervalo de comportamiento. Por tales motivos, el análisis de estructuras no-lineales, aun las más sencillas, se lleva a cabo con métodos numéricos similares a los descritos para estructuras elásticas (método β de Newmark), aunque con el requisito adicional de conocer de antemano las curvas de carga-deformación de los elementos resistentes, y la necesidad de constatar que las fuerzas en dichos elementos se apeguen a la curva que les corresponde.

Una manera sencilla de incorporar la no-linealidad en los métodos paso a paso consiste en usar una formulación para sistemas lineales considerando para cada paso de integración la rigidez tangente k_t , definida como el cociente entre los incrementos de fuerzas en el resorte y de desplazamientos en dicho intervalo. De esta manera, la ecuación (2.7.1) será de la siguiente manera:

$$m\Delta a + c\Delta v + k_t\Delta u = -m(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) \quad (2.7.1)$$

Inicialmente, habría que proceder de forma iterativa puesto que k_t depende del desplazamiento al final del paso, que a su vez se calcula resolviendo una ecuación diferencial en la que uno de los coeficientes es precisamente k_t . Como aproximación, en cada paso se puede usar la rigidez tangente del paso previo, que

llamaremos k_p ; es decir, k_p es el valor de k_t en el instante t y se emplea para calcular la respuesta en $t + \Delta t$. Así, se estaría resolviendo la siguiente ecuación:

$$m\Delta a + c\Delta v + k_p\Delta u = -m(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) \quad (2.7.2)$$

Comparando las dos últimas ecuaciones, se infiere que el error es

$\Delta \dagger = - (k_t - k_p) \Delta u$, que puede interpretarse como una fuerza desbalanceada en el lapso $t + \Delta t$. Para lograr mejor precisión, evitando iteraciones, se incluye dicha fuerza en el segundo término de la ecuación en el paso siguiente, resolviéndose:

$$m\Delta a + c\Delta v + k_p\Delta u = -m(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) - (k'_t - k'_p)\Delta u' \quad (2.7.3)$$

donde las primas denotan valores correspondientes al paso previo.

Si se emplea el método β de Newmark, los pasos de la solución numérica siguen la misma secuencia que para sistemas elásticos, con las salvedades que k^* debe recalcularse cada vez que cambie la rigidez tangente k_t , y que debe añadirse la fuerza desbalanceada en Δs^* (Fuente: Bazán y Meli, 2002).

Análisis Estático No-Lineal:

El método estático no lineal o método de análisis de empujes incrementales (Método Pushover), consiste en construir la curva de capacidad de la estructura usando la técnica del método del empujón. Esta se calcula aplicando patrones predeterminados de cargas laterales a la estructura. Estas cargas laterales se aplican en forma estática y van incrementándose paso a paso hasta que se alcanza

el desplazamiento de comportamiento en el tope del edificio (δ_t), demandado por el sismo ó hasta que la estructura presente un mecanismo de falla.

En este método los desplazamientos y las fuerzas internas en los elementos estructurales se determinan mediante un análisis de la estructura sujeta a la acción de cargas estáticas aplicadas en los centros de masa de cada piso. La magnitud y sentido de estas cargas se obtienen de la aplicación de fórmulas sencillas que incorporan de manera simplificada algunas propiedades dinámicas de la estructura. Debido a esa simplificación, el método estático está limitado a estructuras que satisfagan ciertas condiciones de regularidad.

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de capacidad-espectro, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera

que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido.

Demanda

A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales como una condición de diseño, ya que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una sollicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

Desempeño

Una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La comprobación del desempeño, verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura

La capacidad se representa por medio de una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto es generalmente válido para edificios con periodos menores a 1s, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos.

1. Crear un modelo matemático de la estructura.
2. Clasificar cada elemento del modelo como primario o secundario (9)
3. Aplicar fuerzas laterales a la estructura.
 - a. (forma básica) Aplicar fuerzas laterales obtenidas del código sísmico empleadas para el análisis estático, sin considerar la fuerza concentrada en el techo ($T > 0.7s$).

$$F_i = \left[\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right] V$$

- b. (Edificios con irregularidad vertical) Aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura.

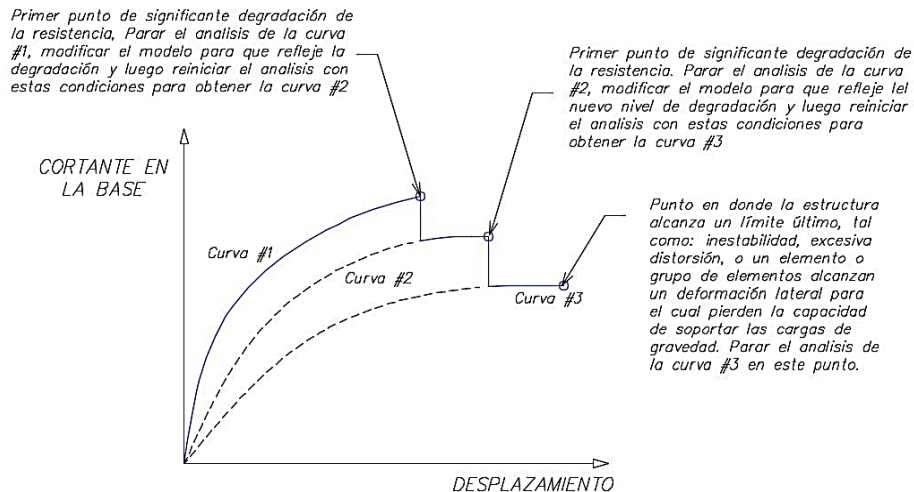
$$F_i = \left[\frac{M_i \phi_i}{\sum M_i \phi_i} \right] V$$

- c. (Edificios flexibles) Se aplican fuerzas laterales igual que en (b) hasta la primera fluencia, después se ajustan las fuerzas para que sean consistentes con el cambio de la forma deflexión.
4. Calcular las fuerzas internas en los miembros debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.
5. Recopilar los cortantes en la base y los desplazamientos del techo, también podría ser útil recopilar las fuerzas y rotaciones de los miembros para revisar el desempeño local.
6. Revisar el modelo empleando una rigidez muy pequeña o nula para los elementos que han cedido. Luego aplicar un nuevo incremento de carga para que otros elementos también cedan.

Las fuerzas y rotaciones para los elementos al inicio de un incremento de la carga lateral es un análisis separado, el cual comienza de la condición inicial (Sin cargas). Por lo tanto, para determinar si un elemento cede, es necesario añadir las fuerzas del análisis actual con las fuerzas del paso previo. De manera similar con las rotaciones.

7. Sumar los incrementos de carga lateral y sus correspondientes desplazamientos de techo para obtener los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento de techo.
8. Repetir los pasos 6 y 7 hasta que la estructura sea inestable o las distorsiones sobrepasan considerablemente el nivel de desempeño deseado o cuando algún elemento pierde la capacidad de soportar las cargas de gravedad.
9. Si el incremento de cargase detiene, debido a que un número de elementos a alcanzado una degradación en su resistencia, sin embargo, se conoce que hay otros elementos que podrían seguir asumiendo carga lateral y aún no ha ocurrido la inestabilidad o no se han excedido los límites de la respuesta global. En ese caso se recomienda realizar nuevas curvas, considerando que la rigidez de dichos elementos se reduce.

Figura 11. Curva de capacidad degradada tipo “Dinte de Sierra”



Nota Purca Bach (2015)

Proceso para determinar la demanda sísmica

El desarrollo de la curva de capacidad, es útil porque permite conocer las características del desempeño de una edificación. Sin embargo, para determinar

si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una solicitud sísmica.

Es necesario indicar que el método de espectro de capacidad, cuando se combina con los espectros de demanda reducidos, basados en estimaciones del amortiguamiento histerético, producen desplazamientos generalmente dentro del 10% del promedio máximo obtenido de varios análisis tiempo historia.

Con el fin de poder cumplir con un nivel de desempeño fijado, se debe determinar el desplazamiento máximo probable para que sea consistente con la demanda sísmica. Para esto se tienen 2 metodologías:

- Método del espectro de capacidad (Punto de desempeño)
- Método de los coeficientes (Desplazamiento objetivo)
-

Método de espectro capacidad

Para emplear el método de espectro capacidad se requiere convertir la curva de capacidad (V-d), a una curva llamada espectro de capacidad (SaSd).

Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad

Partiremos por la ecuación planteada para realizar un análisis por superposición modal debido a un movimiento en la base.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g$$

Sea la solución la siguiente combinación lineal de vectores:

$$\{u\} = \sum_i a_{i(t)} \{\phi_i\}$$

$a_{i(t)}$: Coeficientes que dependen del tiempo

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\sum_i^n [M]\{\phi_i\}\ddot{a}_{i(t)} + \sum_i^n [M]\{\phi_i\}\dot{a}_{i(t)} + \sum_i^n [M]\{\phi_i\}a_{i(t)} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g$$

Pre multiplicando por $\{\phi_j\}^T$, y modificando los términos de cada expresión

$$\sum_i^n \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\}\ddot{a}_{i(t)} + \sum_i^n \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\}\dot{a}_{i(t)} + \sum_i^n \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\}a_{i(t)} = -\{\phi_j\}^T [M]\{1\}\ddot{u}_g$$

$$j = 1, 2, \dots, n$$

Aplicando las condiciones de ortogonalidad y asumiendo un amortiguamiento clásico se tiene:

$$\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}\ddot{a}_{i(t)} + \{\phi_i\}^T [C]\{\phi_i\}\dot{a}_{i(t)} + \{\phi_i\}^T [K]\{\phi_i\}a_{i(t)} = -\{\phi_i\}^T [M]\{1\}\ddot{u}_g$$

Dividiendo entre $\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}$

$$\ddot{a}_{i(t)} + \frac{\{\phi_i\}^T [C]\{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} \dot{a}_{i(t)} + \frac{\{\phi_i\}^T [K]\{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} a_{i(t)} = -\frac{\{\phi_i\}^T [M]\{1\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} \ddot{u}_g$$

Luego se definen:

$$\frac{\{\phi_i\}^T [C]\{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} = 2\beta_i \omega_i \quad \frac{\{\phi_i\}^T [K]\{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} = \omega_i^2 \quad \frac{\{\phi_i\}^T [M]\{1\}}{\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}} = \Gamma_i$$

Luego se ha desacoplado un sistema de VGDL en varios sistemas de 1GDL, según el nivel de pisos de la estructura.

$$\ddot{a}_{i(t)} + 2\beta_i \omega_i \dot{a}_{i(t)} + \omega_i^2 a_{i(t)} = -\Gamma_i \ddot{u}_g$$

Γ_i : Coeficiente de participación estática del modo i

Luego el factor de participación estática para el modo i=1, es:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T [M]\{1\}}{\{\phi_1\}^T [M]\{\phi_1\}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \right]$$

a) Contribución modal a la fuerza sísmica del modo 1

$$\{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 [M] \{\phi_1\}$$

$\{F_1\}$: Es el vector de fuerzas modales obtenidas para el modo 1

S_{a1} : Es la aceleración espectral correspondiente al periodo del modo 1

Luego el cortante basal debido a estas fuerzas es:

$$V_1 = \{1\}^T \{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 \{1\}^T [M] \{\phi_1\}$$

Reemplazando Γ_1

$$V_1 = \{1\}^T \{F_1\} = S_{a1} \left(\frac{\{\phi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \right) \{1\}^T [M] \{\phi_1\} = S_{a1} \left(\frac{\{\phi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \right) \{\phi_1\}^T [M] \{1\}$$
$$V_1 = S_{a1} \left(\frac{(\{\phi_1\}^T [M] \{1\})^2}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \right)$$

$\{1\}$: Es un vector de unos

El término que multiplica a S_{a1} se denomina masa efectiva, que es la masa involucrada en la vibración del modo 1

$$M_{efectiva_1} = \left(\frac{(\{\phi_1\}^T [M] \{1\})^2}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \right) = \left[\frac{(\sum_{i=1}^N m_i \phi_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \right]$$

Si tuviéramos un sistema de 1GDL y una fuerza externa actuando sobre él, se produciría un cortante en la base de igual magnitud, por tanto para construir un sistema equivalente de 1GDL, se adoptará el cortante basal de la estructura completa, como el cortante basal en el sistema equivalente.

$$V_1 = S_{a1} M_{efectiva_1}$$

Y como se quiere obtener un formato Sa-Sd, definiremos la pseudo aceleración que experimentaría el sistema de 1GDL equivalente de la estructura como:

$$S_{a1} = \frac{V_1}{M_{efectiva_1}}$$

b) Contribución modal al desplazamiento del modo 1

$$\{d_1\} = S_{d1}\Gamma_1\{\phi_1\}$$

$\{d_1\}$: Es el vector de desplazamientos modales obtenidos para el modo 1

S_{d1} : Es el desplazamiento espectral correspondiente al periodo del modo 1

Debido a que $\{d_1\}$ es un vector con la contribución modal para el desplazamiento del modo 1, solo nos interesará el desplazamiento del último nivel, de manera que se pueda definir un sistema de 1GDL de libertad equivalente. Debe observarse que para realizar esto, se está asumiendo que solo el modo 1 es el único que contribuye y que representa a la respuesta de toda la estructura.

Por tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$d_{techo_1} = S_{d1}\Gamma_1\phi_{techo_1}$$

$$S_{d1} = \frac{d_{techo_1}}{\Gamma_1\phi_{techo_1}}$$

Por último para desarrollar el espectro de capacidad es necesaria una conversión punto por punto a sus coordenadas espectrales de su primer modo. Es decir, todos los puntos de la curva de capacidad deben ser convertidos a coordenadas de espectro de capacidad, a través de las siguientes ecuaciones:

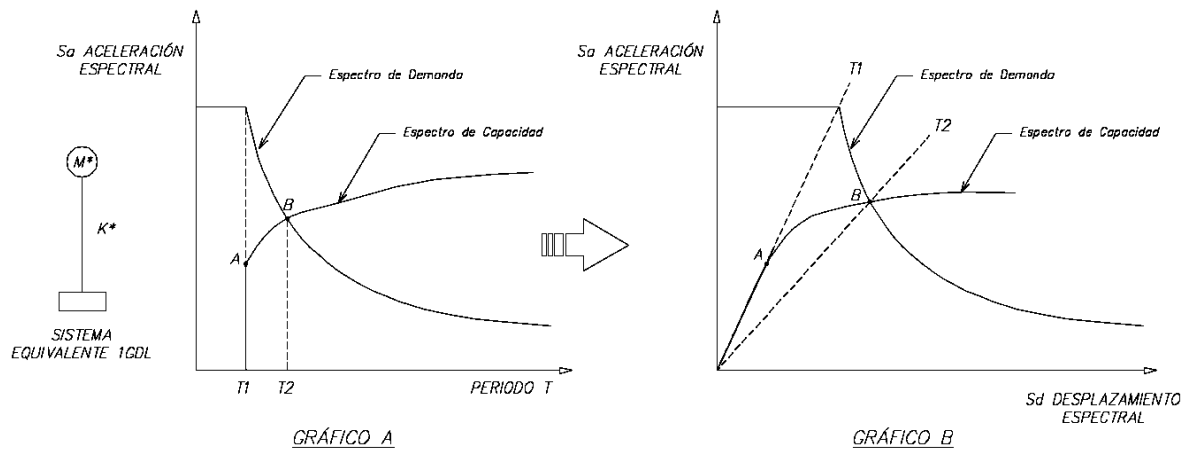
$$S_{d1} = \frac{d_{techo_1}}{\Gamma_1\phi_{techo_1}} \quad S_{a1} = \frac{V_1}{M_{efectiva_1}}$$

Conversión del Espectro de Respuesta

Para emplear el método de espectro capacidad también se requiere convertir la curva de espectro de aceleraciones (Sa-T), a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (Sa-Sd).

La mayoría de Ingenieros, está familiarizado con la representación S_a - T del espectro de respuesta. Sin embargo, si solo se transformará la curva de capacidad al mismo formato del espectro de aceleraciones, se tendría una representación parecida a la gráfica A de la Figura 12.

Figura 12. Conversión del Espectro de Respuesta



Nota Purca Bach (2015)

Ahora si cambiamos el eje de las abscisas (periodo) por Seudo desplazamiento se tendría una representación como la del gráfico B de la Figura 12. En el cual se puede apreciar mejor la ubicación del punto de desempeño.

En este formato “Espectro de Respuesta Aceleración- desplazamiento”, se visualiza el periodo a través de líneas rectas que pasan por el origen de coordenadas.

Debido a que se está trabajando con un sistema de 1GDL, La transformación del espectro de aceleraciones (S_a - T), al formato mencionado se puede realizar mediante la ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$

Construcción de la representación Bilineal del Espectro de Capacidad.

Para poder estimar el amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda, se requiere una representación bilineal de la curva de espectro capacidad.

Para construir la representación bilineal se definen el punto (d_{pi}, a_{pi}) , el cual es un punto inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda, luego si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en este punto, este será el punto de desempeño

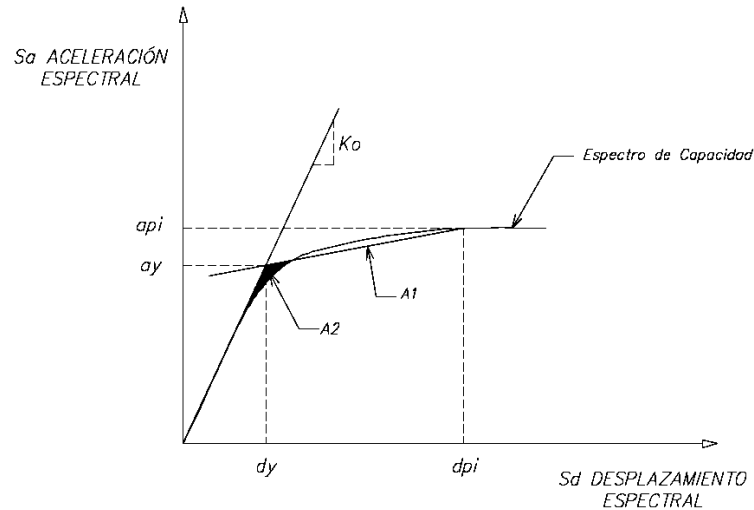
Por lo tanto, la ubicación del punto de desempeño debe satisfacer lo siguiente:

- El punto debe descansar en la curva de espectro capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
- El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, ya que este, representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento. Para este método, la reducción del espectro se efectúa a través del empleo de factores que están en función al amortiguamiento efectivo.

Para un caso general, la determinación del punto de desempeño requiere un proceso de iteración de modo que se satisfagan los 2 criterios mencionados

Para poder construir la representación bilineal se traza una recta a partir del origen con una pendiente similar a la rigidez inicial d la estructura, luego se dibuja una segunda línea a partir del punto (d_{pi}, a_{pi}) hasta que cruce la primera línea, de manera que el área A_1 , sea igual al área A_2 , el punto de intersección de ambas rectas definirá el punto (d_y, a_y) (Figura 14).

Figura 13. Representación Bilineal



Nota Purca Bach (2015).

En caso de tratarse de un espectro de capacidad tipo sierra, la representación bilineal deberá basarse en la curva que describe el comportamiento en el desplazamiento d_{pi} .

Estimación del Amortiguamiento Efectivo y Reducción del Espectro de Demanda ($\beta = 5\%$)

El amortiguamiento ocurre cuando el sismo hace incursionar a la estructura en su intervalo inelástico, este amortiguamiento puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso, que es inherente de la estructura, y amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento histeretico se puede ser representado por un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento (β_{eq}) asociado al desplazamiento d_{pi} puede ser estimado de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05$$

El término β_o , es el amortiguamiento histeretico representado como amortiguamiento viscoso y puede ser calculado como:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_o}}$$

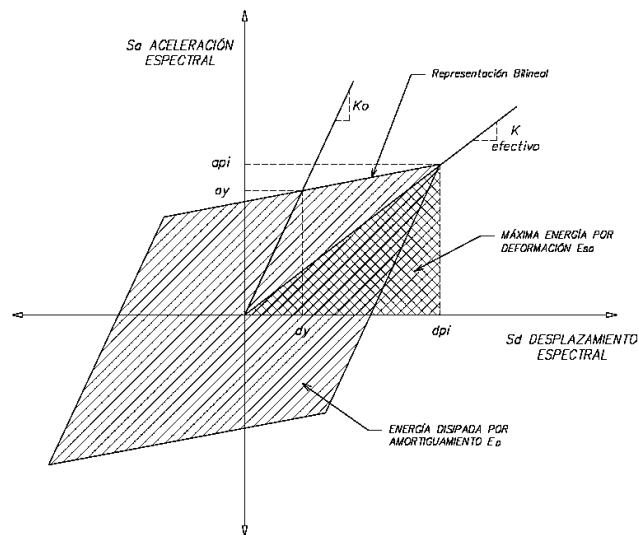
Dónde:

E_D : Es la energía disipada por amortiguamiento

E_{S_o} : Es la máxima energía por deformación

E_{S_o}

Figura 14. Lazo de histéresis



Nota Purca Bach (2015).

E_D , se puede determinar calculando el área encerrada por el lazo histeretico, o como se muestra en la figura, como el área del paralelogramo. Este lazo histeretico idealizado es una aproximación para un edificio detallado dúctilmente y sujeto a una corta duración sísmica o sujeto suficientes ciclos que no produzcan degradación significativa en sus elementos

1.- Determinación del Punto de Desempeño

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5% del dpi a cada lado.

Para simplificar el procedimiento de encontrar este punto de intersección ATC-40 propone 3 procedimientos simplificados, de los cuales solo se describirá el primero.

1.1.1. Procedimiento A

Se emplea este procedimiento analítico porque permite aplicar el concepto del método de espectro capacidad, por su sencillez y posibilidad para ser programado. Los pasos para el procedimiento son:

1. Desarrollar el espectro de demanda elástico ($\beta=5\%$) apropiado.
2. Transformar la curva de capacidad en una curva de espectro capacidad.
3. Graficar ambas curvas en el formato ERAD y seleccionar un punto de prueba (d_{pi}, a_{pi}) (se podría emplear el criterio de áreas iguales para el último punto (coherente con el comportamiento de la estructura) de la curva de capacidad).
4. Desarrollar la representación bilineal y encontrar (d_y, a_y). En caso de tener una curva del tipo “diente de sierra” se debe emplear la curva correspondiente al desplazamiento elegido.
5. Calcular los factores de reducción del espectro, y luego graficar el espectro reducido.
6. Determinar si la intersección del espectro reducido con el espectro de capacidad es cercano al punto (d_{pi}, a_{pi}), inicialmente supuesto, y si tal diferencia es tolerable, este punto es el punto de desempeño.
7. De no cumplirse el paso 6, se debe volver al punto 4 con un nuevo (d_{pi+1}, a_{pi+1}), que podría ser el último punto de intersección.

1.2. Procedimiento B

En forma resumida los pasos son los siguientes:

1. Se calcula el espectro de respuesta (demanda) con 5 % de amortiguamiento
2. Se dibuja el espectro de respuesta y una familia de espectros reducidos sobre el mismo gráfico, para valores crecientes del amortiguamiento efectivo.
3. La curva de capacidad se transforma a un espectro de capacidad y se dibuja en el mismo gráfico.
4. Se desarrolla una representación bilineal del espectro de capacidad y se determina el punto (a^*, d^*) sobre ella, bajo la hipótesis de que d^* es el desplazamiento del sistema elástico con el mismo período del sistema inelástico.
5. Se calcula el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para diversos desplazamientos (d_{pi}) cerca del punto (a^*, d^*) .
6. Para cada valor de d_{pi} se obtiene a_{pi} y se grafican los puntos (d_{pi}, a_{pi}) sobre el mismo gráfico donde se encuentran los espectros de demanda y el espectro de capacidad.
7. Se genera una línea conectando los puntos creados y la intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño y el desplazamiento buscado.

Diseño por Desempeño.

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico, o Diseño por Desempeño, consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la

estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Fuente: Bertero, en SEAOC, 1995). Tiene por objeto, el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico, y el impacto que tienen esos daños en las actividades posteriores al evento sísmico.

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la fase numérica, orientadas al diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de implementación, donde la calidad del diseño debe ser garantizado un control de calidad adecuado durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Fuente: Teran, 1997). Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de la estructura se establece basándose en tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, nivel de amenaza, y el desempeño esperado de la estructura.

Nivel de Desempeño:

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (Fuente: ATC-40, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en

términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (Fuente: SEAOC, 1995).

Propuesta VISION 2000:

La propuesta del Comité VISION 2000, de la Sociedad de Ingeniería Estructural de California (Fuente: SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

Totalmente Operacional:

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Operacional:

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad:

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación.

Existe una degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos, y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

Pre-Colapso:

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura, aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible, técnica y económicamente.

De la misma forma, la propuesta VISION 2000 incluye una amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño, asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). Estos estados de daño, algunas de las principales características asociadas a estos estados, y su relación con los niveles de desempeño, se encuentran sintetizados en la siguiente tabla.

Tabla 2. Tabla de Niveles de Desempeño, Propuesta Visión 2000, SEAOC 1995.

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio, y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Propuesta ATC-40:

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

Nivel de desempeño para la estructura.

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad, y estabilidad estructural. De la misma forma, definen dos rangos intermedios: daño controlado, y seguridad limitada. A estos rangos se les designa la nomenclatura **SP-n**, ("Structural

Performance”, siglas en inglés, y dónde **n** es un número).

SP-1. Inmediata ocupación:

El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado:

Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad:

Pueden haber ocurrido daños significativos en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores, e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada:

Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural:

Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para los ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado:

No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

A.1 Nivel de desempeño para los componentes no estructurales.

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad, y amenaza. A estos rangos se les designa con la nomenclatura **NP-n**, (“Nonstructural Performance”, siglas en inglés, y dónde **n**

designa una letra).

NP-A. Operacional:

Después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales, permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos, no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación:

Los sistemas, componentes y elementos no estructurales, permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad:

Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza:

Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado:

No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

Nivel de desempeño de la edificación.

Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y los componentes no estructurales. La siguiente tabla muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados: operacional (**1-A**), inmediata ocupación (**1-B**), seguridad (**3-C**), y estabilidad estructural (**5-E**), así como otros niveles de desempeño posibles (**2-A**, **2-B**, etc). La designación **NR** corresponde a niveles de desempeño No Recomendables, en este sentido, dichos niveles de desempeño deben ser considerados en la evaluación, debido a que las combinaciones entre niveles de desempeño para la estructura y los componentes no estructurales son apropiadas.

Tabla 3. Tabla de Niveles de Desempeño, Propuesta ATC-40, 1996.

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

1-A. Operacional:

Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Inmediata ocupación:

Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad de Vida:

Corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligrosos y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural:

Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del

sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

Desempeño Esperado de la Edificación:

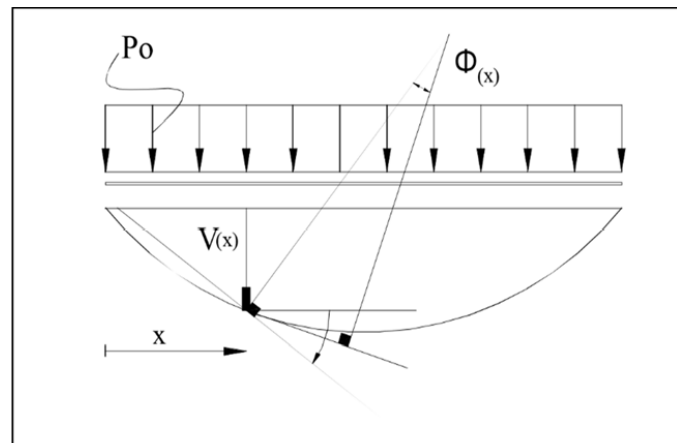
El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40, 1996). Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macro sísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, entre otros, relacionados con el

período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAO, 1995).

Relación Momento – Curvatura $M-\Phi$:

Figura 15. Diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado, y la representación de los puntos más notables.



El comportamiento de las secciones de concreto armado sometidos a acciones de diseño puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de gráficas que relacionen el momento flector resistente en una sección con la curvatura, correspondiente. La curvatura es el ángulo que forman con la vertical, la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias en la sección. El diagrama momento curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de postfluencia corresponde a la

energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo, (Fuente: Hernández, 2009).

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última Φ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño. Por lo que una de las principales aplicaciones de conocer estos valores es calcular la ductilidad de curvatura $\mu\Phi$ de la sección del elemento estructural a diseñar, ya que como se verá en el capítulo cuatro, la ductilidad de curvatura permite conocer si el comportamiento de la sección es dúctil o no. Por ejemplo, si un elemento tiene poca capacidad de ductilidad de curvatura la estructura presentará una falla frágil cuando ingrese al intervalo no lineal, lo cual no es deseable. Se requiere que la sección tenga un valor alto de $\mu\Phi$ con el fin de que disipe la mayor cantidad de energía y se distribuyan mejor los momentos, (Fuente: Hernández, 2009).

La relación momento-curvatura de una sección de concreto armado se obtiene a partir de las curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero, dicha relación depende de la geometría, del refuerzo longitudinal y transversal de la sección, (Fuente: Aguiar, 2002).

Una consideración de suma importancia para calcular el diagrama momento-curvatura de una sección de concreto armado, es que se deben usar relaciones esfuerzo-deformación representativas de las condiciones de los materiales. Por ejemplo, si el concreto del núcleo se puede considerar como confinado, usar una relación para éste y otra para el concreto del recubrimiento. Si no se puede considerar como confinado, bastará con usar una relación esfuerzo-deformación para todo el concreto de la sección.

También es aconsejable utilizar un modelo esfuerzo-deformación para el acero en el cual se incluya la rama de endurecimiento por deformación, con la

finalidad de obtener resultados más cercanos a los reales.

La deformación del concreto, varía desde cero hasta la deformación máxima útil, para cada una de estas deformaciones se obtiene un punto del diagrama $M-\Phi$ en forma iterativa, imponiéndose una profundidad del eje neutro c , de tal manera que el eje neutro final debe satisfacer dos condiciones:

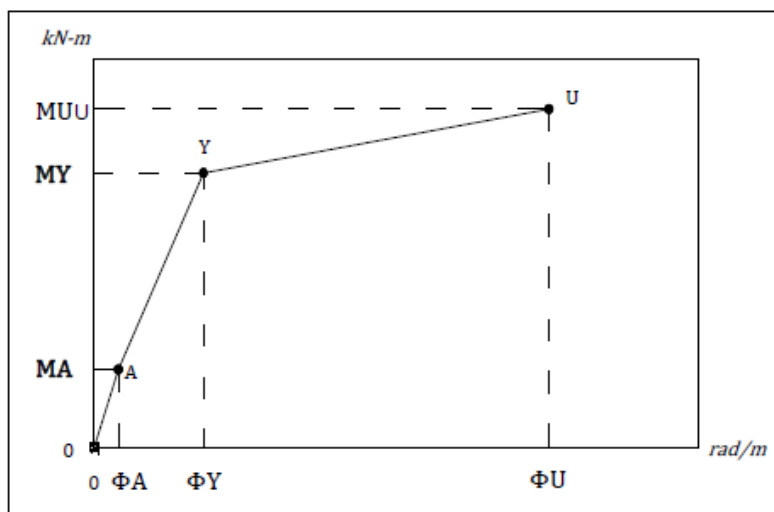
- Equilibrio de fuerzas
- Equilibrio de momentos en la sección analizada

Definición de los principales puntos que componen el diagrama Momento – Curvatura $M-\Phi$.

En el diagrama momento-curvatura $M-\Phi$ de una sección de concreto armado existen tres puntos notables **A, Y, U**, (Fig. 16):

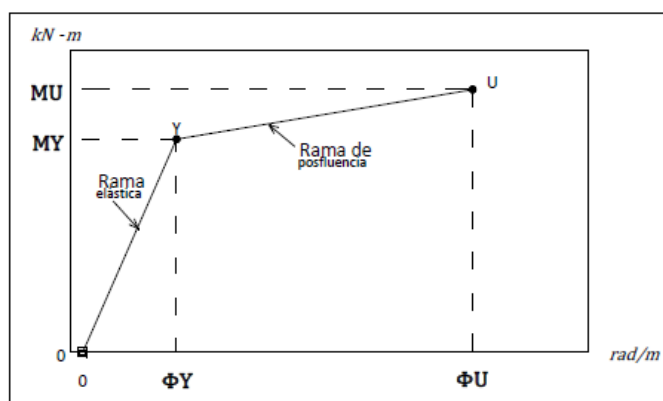
- **A** (primer agrietamiento) se presenta cuando en la fibra extrema a tensión, el concreto alcanza su resistencia a la tensión, comienzan a parecer las primeras grietas, por falla local. En la fig. 16 puede verse que la capacidad a flexión correspondiente al punto A es de magnitud pequeña, por este motivo muchas veces desprecia, e incluso en varios estudios se considera este punto como el inicio del rango elástico.
- **Y** (punto de fluencia del acero a tensión) este punto define el final del comportamiento elástico de la sección. En varios estudios se considera la rama elástica a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y. Este punto se determina cuando se alcanza la fluencia del acero.
- **U**, este punto se establece comúnmente cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión o cuando el acero llega a la rotura, el que se alcance primero, (Fuente: Aguiar, 2002).

Figura 16. Diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado, y la representación de los puntos más notables.



Para mayor facilidad y por cuestiones prácticas la relación momento-curvatura, se idealiza mediante una aproximación bilineal. Por lo que el diagrama $M-\Phi$ se construye a partir de dos puntos “Y” y “U”, (Fig. 17):

Figura 17. Representación bilineal del diagrama $M-\Phi$ de una sección de concreto armado.



CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tipo de Investigación

El nivel de conocimiento que pretende alcanzar el presente trabajo de investigación es del tipo exploratorio, busca profundizar en las teorías y formulaciones de las referencias utilizadas en este trabajo de grado, para la estimación del factor de reducción de respuesta para edificaciones con líneas resistentes no ortogonales.

De acuerdo con el autor (Fidias G. Arias (2012)), define: La investigación exploratoria es aquella que se efectúa sobre un tema u objeto desconocido o poco estudiado, por lo que sus resultados constituyen una visión aproximada de dicho objeto, es decir, un nivel superficial de conocimientos. (pag.23).

Diseño de la Investigación

La Universidad Pedagógica Experimental Libertador (Fuente: UPEL, 2003) en el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales propone como definición de investigación documental al “estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el

conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos”.

Teniendo en cuenta que la estrategia que se adopta en la investigación intenta estudiar a un nivel más profundo e incluso detallado, la naturaleza y el porqué de la elección de algunos valores determinados para el factor de modificación o reducción de respuesta para edificaciones aporticadas no-ortogonales, y considerando también que el desarrollo de esta misma estrategia, se llevará a cabo por medio de la recopilación de antecedentes compuestos por textos, normativas y publicaciones previas, por lo que ésta será catalogada como tipo Documental.

Población

“La población o universo se refiere al conjunto para el cual serán válidas las conclusiones que se obtengan: a los elementos o unidades (personas, instituciones o cosas) involucradas en la investigación. (Morales, 1994, p.17).” (Arias, 1999, P.22)

De acuerdo a lo expuesto, la población a trabajar se refiere al universo de edificaciones de concreto armado.

Muestra

“la muestra es un subconjunto representativo de un universo o población. (Morales, 1994, p.54).” (Arias, 1999, P.22).

En esta investigación la muestra a analizar es no probabilística e intencional, ya que, se seleccionó la muestra que cumpliera determinadas características, dicho muestreo consta, de una edificación de concreto armado, con diez pisos, cada piso de tres metros de altura, la edificación

estará estructurada por 4 líneas resistentes en cada sentido.

Descripción de la investigación

La descripción de la metodología “es el cómo se van a lograr los objetivos de la investigación, explicado en forma sistemática y secuencial” (Aular M., 2010).

En el orden de cumplir con los objetivos de esta investigación y mantener a su vez un orden a lo largo de su realización, se propuso a través de los antecedentes de investigaciones pasadas relacionadas a la misma, un procedimiento el cual se rige básicamente por la metodología de análisis y cálculos a seguir para cada modelo estructural el cual consta esencialmente de 4 etapas:

Etapas 1. “Selección de los modelos a evaluar.”

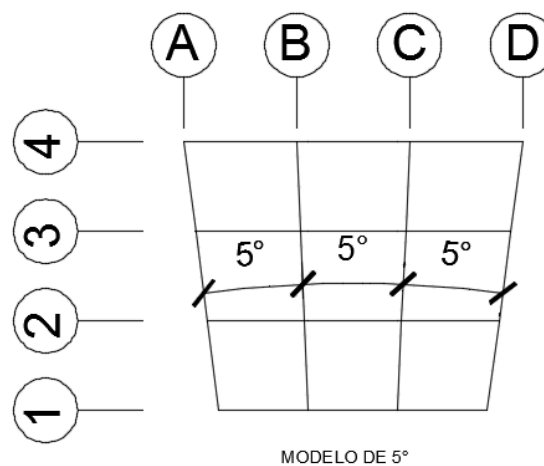
Esta etapa de la investigación se centra en la selección de modelos estructurales en los cuales se puedan evidenciar la irregularidad horizontal o de planta debido a la no ortogonalidad de los ejes resistentes.

La selección de estos modelos se tomaran como base los del trabajo de investigación “Estudio comparativo del factor de reducción de respuesta establecido en la norma COVENIN 1756:2001 para edificaciones con líneas resistentes no ortogonales” realizado por J. G. Pinto en el 2014, utilizando un caso de estudio adicional variando el ángulo β en 6° entre los ejes resistentes, basándonos en el mismo principio de equivolúmetria, de manera que el área de planta sean idénticas a la del modelo base y mantener un mismo cortante basal estático para cada uno de los modelos, además para lograr preservar las mismas dimensiones de diseño del modelo base siempre y cuando cumplan de acuerdo con lo establecido en la norma COVENIN 1753:2006 Y COVENIN

1756:2001 para una mejor convergencia de los resultados.

Los modelos se determinaron realizando una abertura simple y constante entre sus ejes resistentes de ángulo β a partir del modelo base, partiendo como eje pivote eje 4 del modelo base para la rotación de los ejes A, B, C y D, asegurando simetría en un sentido tal como se puede apreciar en la figura 18

Figura 18. Modelo con apertura de ángulo β entre sus ejes resistentes en una sola dirección.



Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Aplicando dicha apertura β para obtener cualquiera de los modelos a analizar, el área de cada uno de ellos aumentará con respecto a la del modelo base, por lo que se debe ajustar el área mediante un factor de escala de la siguiente manera:

F_{esc} = Factor de escala

A_n = Área necesaria

A_m = Área medida en planta

$$F_{esc} = \sqrt{\frac{A_n}{A_m}}$$

De esta manera el área de cualquiera de los modelos mantendrá la misma área del modelo base de manera sencilla utilizando programas de dibujo sencillos tales como AutoCAD, obteniendo así las áreas y factores escalas que se

muestran en la tabla 4 para cada uno de los modelos.

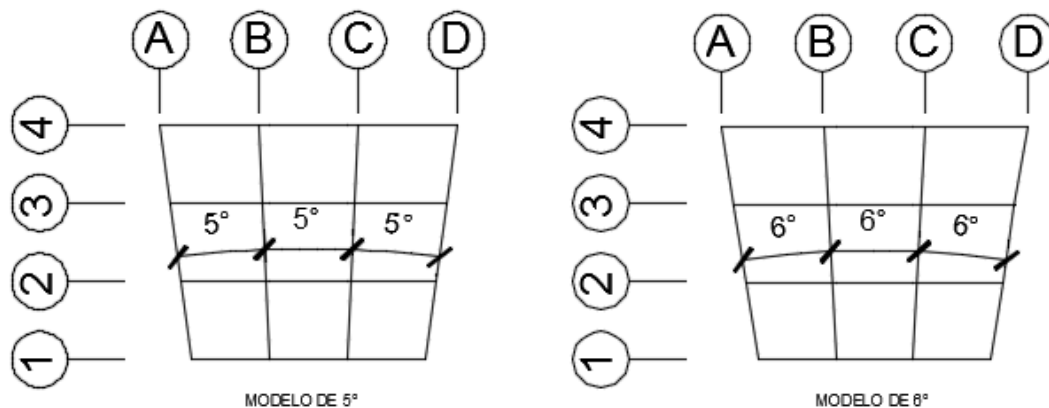
Tabla 4. Áreas y factores de escala para cada modelo

Modelo	Área medida (m²)	Área necesaria (m²)	Factor de escala
5 grados	162,958	144	0,940033656
6 grados	166,8074	144	0,929123810

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

A partir de aquí se obtuvieron los modelos de 5° y 6° como se muestra en la figura 19.

Figura 19. Modelos 5° y 6°



Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Etapla 2. “Análisis y modelado estructural”

Para los modelos se usaran sistemas de pórticos en ambas direcciones con columnas rectangulares y los entrepisos formados por losas nervadas en 2 direcciones las cuales se comportaran como diafragmas rígidos, cuya única función será la distribución de cargas a las vigas. El análisis se realizó mediante el software ETABS 2015 (V15.2.0) donde se consideraron tanto las cargas

verticales (gravitacionales) como las cargas laterales (sísmicas) para realizar el diseño estructural conforme la norma COVENIN 1753:2006 Y COVENIN 1756:2001.

Propiedades de los materiales.

Los materiales utilizados para el análisis estructural son: Acero con tensión cedente $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$. La resistencia cilíndrica del concreto utilizada para la verificación a los 28 días, es de 250 kgf/cm^2 , una relación de Poisson de 0.20 (concreto), Poisson de 0.30 (refuerzo), el módulo de Young igual a $15100\sqrt{f'_c} = 238752 \text{ kgf/cm}^2$ y un peso específico de 2500 kgf/m^3 .

Tabla 5. Propiedades de los materiales concreto y acero.

F'_c	250 Kgf/cm^2
F_y	4200 Kgf/cm^2
U_{Concrete}	0.2
U_{Rebar}	0.3
E_{Concrete}	$238751.96 \text{ Kgf/cm}^2$
E_{Rebar}	2100000 Kgf/cm^2

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

La resistencia de diseño de los elementos estructurales se conseguirá como la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción ΦF los cuales se pueden apreciar en la tabla 6.

Tabla 6. Factores de minoración o reducción de resistencia para cada tipo de solicitación.

Tipo de Solicitación	ΦF
Flexión sin carga axial	0.9
Tracción axial y flexo-tracción	0.9
Compresión axial y flexo-compresión	0.75
Elementos zunchados y otros	0.7
Corte	0.75

Nota. COVENIN 1753:2006

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de los elementos que componen la estructura, son indicadas a continuación:

Tabla 5. Combinaciones de cargas

Tipo de carga	Combinación
Estática	1.4 CP
Estática	1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVT
Estática	1.2 CP + 1.6 CVT + 0.5 CV
Sísmica	1.2 CP + 0.5 CV + S
Sísmica	0.9 CP + S

Nota. COVENIN 1753:2006

Hipótesis de cálculo establecidas por la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006-R. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

Donde:

CP: Carga Permanente CV: Carga Variable

CVT: Carga Variable de Techo

S: Acción sísmica o carga por sismo

Análisis de cargas

El análisis de las cargas gravitacionales, se plantea en base al uso para el cual está destinado la edificación, en este caso residencial, en primer lugar se establece el diseño de los elementos que componen el sistema estructural, del cual depende la estabilidad de la edificación (vigas y columnas), las cargas a estimar serán las del peso propio de dichos elementos y la de las cargas gravitacionales transmitida por la losa de entrepiso, esta última será diseñada como un diafragma

rígido con la finalidad de que se transmita las cargas de cada entrepiso a las vigas y columnas.

Carga de entrepiso

Las cargas gravitacionales en cada losa de entrepiso, se plantean para cada uno de los elementos que componen el sistema estructural, en este caso, las cargas que proporcionan las vigas, columnas y diafragma.

Carga Permanente

Estas cargas son consideradas permanentes, dado a que se estima que no variaran a lo largo de la vida útil de la edificación.

Para el cálculo de las cargas que estarán actuando en el entrepiso, es necesario definir el tipo de losa a utilizar y la dirección de armado, la losa será de tipo nervada, armada en una dirección, con un espesor de 30 cm, y con un peso de 360 kgf/m².

De esta manera, se define para la losa de entrepiso el recubrimiento inferior y superior.

Recubrimiento Superior: Estará constituido de granito artificial con un espesor total de 5 cm con un peso de 100 kgf/m².

Recubrimiento Inferior: Definido por un frisado de mortero y cal con un espesor de 1,5 cm con un peso de 28,5 kgf/m² ó 30 kgf/m²

Además, se plantea la carga de los tabiques, la cual se estimará de 150 kgf/m², dado a que la posición de los mismos no está definida. De esta manera, la carga permanente total del entrepiso será la siguiente:

Carga Permanente de Entrepiso = $360+100+30+150=640 \text{ kgf/m}^2$

Carga Variable

La carga variable de una edificación, depende directamente del uso a la cual será destinada la estructural, para un uso de tipo residencial la carga variables estipulada es de 300 kgf/m^2 .

Dentro de este marco, la carga variable total a la cual estará sometido el sistema de entrepiso será la sumatoria de las cargas antes expuesta.

Carga Total de Entrepiso = $640+300=940 \text{ kgf/m}^2$

Carga Variable de Techo

La carga variable de techo para una edificación dependerá de la cantidad de carga permanente que este soportara, en este caso trata de una carga de 640 kgf/m^2 y la geometría del techo no se describe, por motivos prácticos se usara una carga de 100 kgf/m^2 especificado en la Norma COVENIN 2002:88 para techos con más de 50 kgf/m^2 de carga permanente y con pendientes menores de 15%.

Aspectos Sísmicos

La estructura del edificio posee un sistema resistente a cargas verticales y horizontales de tipo aporticada, colocándola en la categoría de Estructura Sismorresistente.

Se determinaron los parámetros a utilizarse en el Análisis Sísmico conforme a lo establecido a la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1756-2001 para Edificaciones Sismorresistentes, estos parámetros son:

Coefficiente de Aceleración Horizontal A_0

La estructura se encuentra ubicada en la Ciudad de Valencia, Carabobo, definiéndose el área como Zona 5 conforme al Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela, por lo cual según la tabla 4.1 de la norma COVENIN 1756-2001 el coeficiente de aceleración horizontal obtiene un valor de $A_0 = 0.30$ clasificado como de riesgo sísmico elevado.

Determinación de la forma espectral

En base a la norma COVENIN 1756-2001 se utilizó un valor del coeficiente de corrección del factor A_0 igual a 0.70 con una forma espectral S2 para el Terreno de Fundación que sirve de apoyo a la estructura. Conforme a Estudio Geotécnico.

Clasificación según el uso

En base al punto 6.1.1 de la norma COVENIN 1756-2001 el edificio es clasificable como B2 de acuerdo al uso del mismo, de la tabla 6.1 se obtiene un factor de importancia igual a 1.00.

Nivel de Diseño requerido

De la tabla 6.2 de la norma COVENIN 1756-2001 será necesario un nivel de diseño ND3.

Tipo de sistema estructural resistente al sismo

En base al punto 6.3.1 de la norma COVENIN 1756-2001, la estructura es clasificable como TIPO I ya que se tiene un sistema de pórticos a momento.

Factor de reducción de la respuesta R

En base a la tabla 6.4 se considera un coeficiente $R = 6$ para la estructura de concreto.

Forma Espectral del Suelo

Para uniformizar criterios se utilizará un perfil de suelo promedio tipo S2, los parámetros que definen este tipo de perfil de suelo se presentan a continuación.

Tabla 6. Factores sísmicos para el diseño de los modelos segundo COVENIN 1756(2001).

A_0	0.3
A_{0y}	0.21
Form Espec.	S2
φ	0.9
Grupo	B2
α	1
N.D	3
Tipo estruc.	1

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Espectro de diseño

Las ordenadas A del espectro de diseño en función del período T y en acuerdo con el punto 7.2 de la norma COVENIN es indicado en el siguiente gráfico.

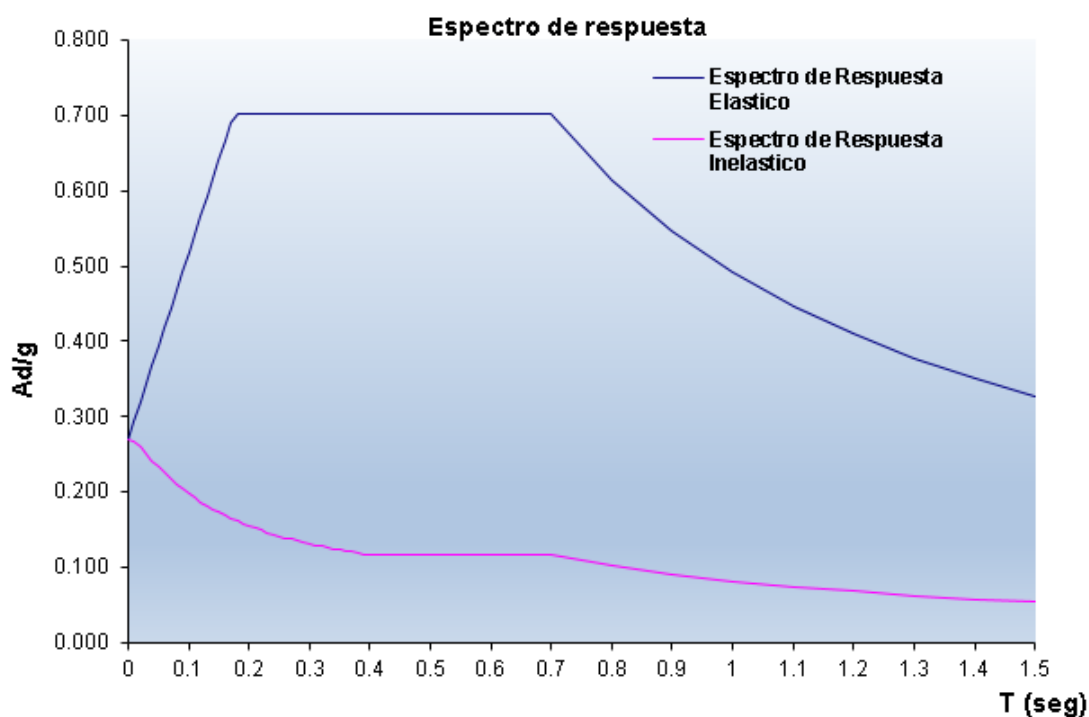
Tabla 7. Resumen de parámetros que definen el perfil de suelo tipo S2.

Ubicación:	CARABOBO	Zona:	5	$A_0 =$	0.30 g
Clasificación según su uso:		Grupo:	B2	$\alpha =$	1.00
Tipo Estructural:		Tipo:	I	ND	3
Tipo de Suelo:		Suelo:	S2	R=	6.00
Factor de Corrección:		$\varphi =$	0.9		
Tipo de Construcción:		Estructura de	Concreto Armado		
Regularidad de la Estructura:		Estructura	Irregular		

β	T_0	T^+	T^*	p
2.60	0.18	0.40	0.70	1.00

Nota. Sanchez A.

Figura 19. Espectro de respuesta



Nota. Sanchez A.

Diseño Estructural

Para ambos los modelos estructurales solo se incluyen las losas o diafragmas, únicamente con la finalidad de distribuir las cargas hacia las vigas, asumiendo que

estas se comportan como una losa nervada armada en dos direcciones. Posteriormente se evalúa la geometría de cada modelo y se realiza un análisis estructural mediante el Software ETABS 2015 (V15.2.0), a través del cual, se logró modelar cada estructura con las cargas verticales actuantes, así como los efectos traslacionales y rotacionales obtenidos en el análisis sísmico.

El modelo estructural se realizó de acuerdo a lo establecido en el código COVENIN 1756:2001 y de conformidad al código COVENIN 1753:2006, mediante a un análisis estructural utilizando el método dinámico espacial con 3 grados de libertad por nivel cumpliendo básicamente con los siguientes requisitos:

- El cortante basal dinámico (V_d) en cualquiera de las 2 direcciones de la edificación no será menor que el cortante basal estático (V_o) determinado por medio del método estático equivalente. De ser así la COVENIN 1756:2001 se deberá multiplicar los valores de diseño por la relación V_o/V_d y realizar el análisis nuevamente de manera iterativa, hasta que el cortante dinámico sea mayor que cortante estático.
- El porcentaje de cuantía de las columnas no deberán exceder el 6% según lo establecido en la COVENIN 1753:2006, sin embargo debido a la alta cantidad de acero que representar el 6% de cuantía para las columnas y proteger la integridad de los nodos a los que estas concurren, el porcentaje de cuantía no excederá en ningún caso 3%, de lo contrario se deberá que aumentar secciones para disminuir el mismo.
- El porcentaje de cuantía en las vigas no excederán el 2.5%, cualquier sección de viga deberá ser aumentada en caso de exceder dicho porcentaje.
- Las derivas en cada uno de los niveles para cada modelo no superara el valor de 0.018, de ser así se deberá rigidizar la estructura aumentando (siempre de manera óptima) las dimensiones de las columnas.
- La sumatoria de momentos resistentes nominales a flexión de las columnas que llegan a mismo nodo, será 1.2 mayor que la sumatoria de momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que concurren al mismo (6/5 viga-columna), de

lo contrario se deberá aumentar secciones de las columnas de manera lógica y optimizando el diseño, tomando en cuenta que este criterio no se evaluará en el último nivel de las edificaciones debido a la carencia de columnas sobre este nivel (techo).

Etapas 3. “Análisis No Lineal”

El análisis No-Lineal tipo de empujes laterales (Pushover), será aplicado una vez terminado el diseño estructural de los modelos matemáticos realizados en ETAPS v15.2. dicho análisis será realizado con la herramienta SAP2000v14.2.0, en donde la modelación de las vigas y columnas se hizo con elementos de tipo “FRAME”, mientras que las losas se modelaron con elementos de tipo “SHEL”, con descargas de solicitaciones de manera tributaria “MEMBRANE” a los elementos vigas.

La masa tomada en cuenta para el análisis es la establecida en la norma COVENIN 1756:2001 cap. 7.1 “coeficiente sísmico para edificaciones” en donde el peso propio de la edificación es tomado en su totalidad, mientras que, para la carga variable, solo se tomara el 25% (incluyendo el nivel nro. 10).

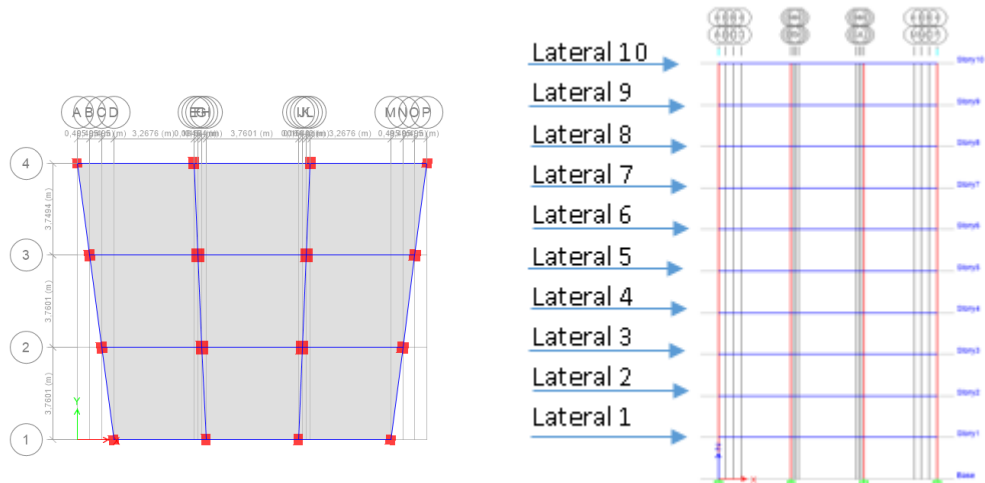
Los nodos son definidos como diafragmas rígidos “Join constrain” de modo que pueda simularse una loseta de concreto en los elementos tipo membrana “losas”.

Definición de los estados de cargas No-Lineales.

Para realizar el análisis Pushover, la herramienta SAP2000v14.2.0 permite mediante su interfaz de patrones de cargas “Loads Patters” generar lo que serían las fuerzas laterales de empujes (F_i), las cargas gravitacionales participativas en el proceso no lineal y el desplazamiento esperado en el tope de la edificación se definen como “CargaGrav.X” y “PushX” para estudiar en dirección de X, “CargaGrav.Y” y “PushY” para estudiar en dirección de Y, respectivamente.

Las cargas laterales son los insumos principales para la realización del análisis tipo pushover, estas resultan de desglosar las fuerzas cortantes por nivel, en la figura 20. se muestra una representación de las fuerzas laterales aplicadas para el análisis.

Figura 20. Representación esquemática de la aplicación de las fuerzas laterales. "LAT(x,y)".



Nota. SAP2000v14.2.4, Sequera J. & Vita J. (2016)

Las cargas laterales son aplicadas directamente a los centros de masas de cada planta, con una excentricidad de cero para no generar efectos de torsión en estática. Para cada dirección de análisis se aplicarán las fuerzas puntuales laterales. Las cargas laterales son de tipo estáticas, actuarán de manera lineal y son aplicadas con la condición inicial de rigideces igual a cero.

Las cargas gravitacionales deben ser consideradas en la aplicación de esta metodología para obtener resultados lo más semejantes a la realidad, es decir obtener una mayor precisión en el análisis. Definiremos las cargas gravitacionales como la sumatoria algebraica de las cargas por peso propio aumentadas un 20% junto con un 50% de las cargas variables obteniéndose la siguiente ecuación.

$$\text{CargaGrav.}(X,Y) = 1.20CP + 0.50CV + 0.50CVt$$

El efecto gravitacional es de tipo estático no lineal, sin tomar en cuenta los efectos P-Delta, además parte de la condición inicial de rigideces igual a cero de la misma manera que las cargas laterales. Ver figura21.

Figura 21. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0, composición de la carga gravitacional no lineal “CargaGrav.Y”

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CargaGrav.Y [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CP	1.2
Load Pattern	CV	0.5
Load Pattern	CVI	0.5

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000 v14.2.4

Los parámetros no lineales juegan un rol fundamental en el análisis no lineal debido a que nos muestra con más precisión, detalles y resolución los resultados de cada análisis, para cada desplazamiento esperado en el tope. Estos son aplicados son los que se muestran en la figura 22.

Los casos de cargas “Loads cases” de tipo empuje lateral (Pushover) están compuestos para cada dirección de estudio como se muestra en la figura 23, toman el 100% de los empujes laterales estáticos lineales aplicados en los centros de masas descritos anteriormente. Son de tipo no lineal, sin incluir los efectos P-Delta. Su aplicación en el estudio inicia al terminar de ejecutarse el estudio por cargas gravitacionales (CargaGrav.X , CargaGrav.Y) para cada dirección de estudio.

Figura 22. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0, Parámetros utilizados en la aplicación de la carga gravitacional "CargaGrav.(x,y)"

Material Nonlinearity Parameters

- ☒ Frame Element Tension/Compression Only
- ☒ Frame Element Hinge
- ☒ Cable Element Tension Only
- ☒ Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- ☒ Link Other Nonlinear Properties
- ☐ Time Dependent Material Properties

Solution Control

- Maximum Total Steps per Stage: 5000
- Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 5000
- Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 100
- Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 400
- Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04
- Use Event-to-event Stepping: Yes
- Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01
- Max Line Searches per Iteration: 40
- Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1
- Line-search Step Factor: 1.618

Hinge Unloading Method

- ☒ Unload Entire Structure
- ☐ Apply Local Redistribution
- ☐ Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration

- Maximum Iterations per Stage: 100
- Convergence Tolerance (Relative): 0.01
- Acceleration Factor: 1.
- Continue Analysis If No Convergence: No

Reset To Defaults

OK Cancel

Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000 v14.2.4

Figura 23. Cuadro de dialogo de SAP2000 v14.2.0. Composición del caso de carga "Push.Y".

Load Case Name: Push.Y **Set Def Name** **Notes**: Modify/Show...

Load Case Type: Static **Design...**

Initial Conditions

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CargaLat.Y	1.

Add Modify Delete

Analysis Type

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters

Load Application: Displ Control **Modify/Show...**

Results Saved: Multiple States **Modify/Show...**

Nonlinear Parameters: User Defined **Modify/Show...**

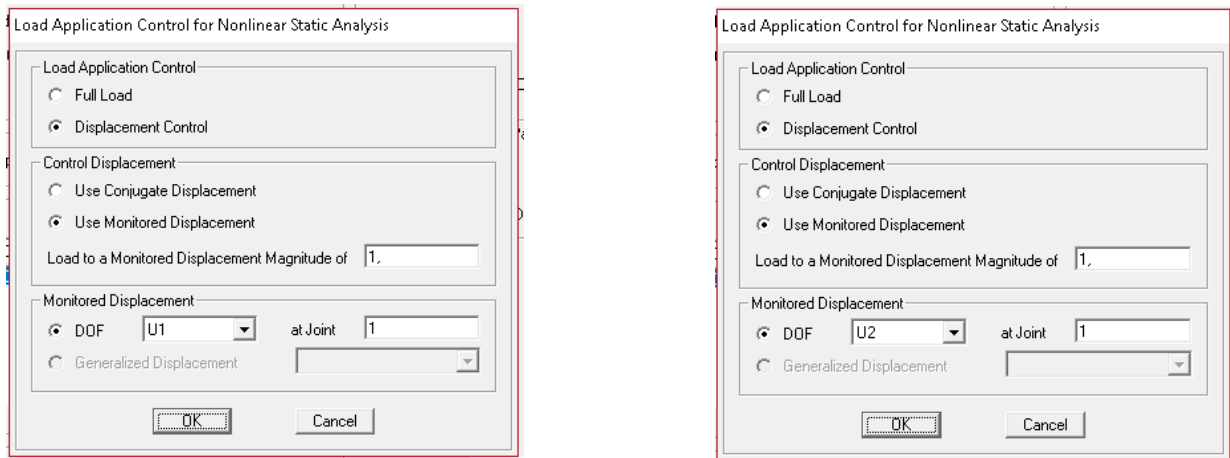
OK Cancel

Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Para esta investigación el resto de los parámetros “Other parameters” son los siguientes

- El desplazamiento esperado en el tope es de 1m para la dirección X como para la dirección Y (control de desplazamiento monitoreado). Ver figura 25.
- Los resultados del análisis son salvados en múltiples pasos con un mínimo de 10 y un máximo de 100.
- El estudio se realiza a una junta (join) perteneciente al tope. Ver figura 25.

Figura 24. Cuadro de dialogo SAP2000v14.2.0. Control para análisis estático no lineal Push.X & Push.Y



Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Asignación de Rotulas plásticas

La herramienta SAP2000 vs14.2.0. permite en sus funciones la generación y asignación de rótulas plásticas por la cual la edificación disipara energía en función al desplazamiento esperado en el tope. Nos presentan rótulas para vigas y rótulas para columnas, discretizadas de esa manera ya que la creación de cada una depende las solicitaciones a la cual esté sometido el elemento tipo “frame”. Para el caso de vigas, las rotulas serán cargadas con momentos flexionantes (M3) mientras que para las columnas el efecto sonde flexo compresión biaxial (P-M2-M3). Para ellos utiliza los criterios, estados límites y niveles de desempeños del fema 356.

Figura 25. Cuadro de dialogo SAP2000v14.2.0. Parámetros no lineales para las cargas Push.(U,Y) consistentes con las CargasGrav.(X,Y).

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters

- ☒ Frame Element Tension/Compression Only
- ☒ Frame Element Hinge
- ☒ Cable Element Tension Only
- ☒ Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- ☒ Link Other Nonlinear Properties
- ☐ Time Dependent Material Properties

Solution Control

- Maximum Total Steps per Stage: 5000
- Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 5000
- Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 100
- Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 400
- Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04
- Use Event-to-event Stepping: Yes
- Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01
- Max Line Searches per Iteration: 40
- Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1
- Line-search Step Factor: 1.618

Hinge Unloading Method

- ☒ Unload Entire Structure
- ☐ Apply Local Redistribution
- ☐ Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration

- Maximum Iterations per Stage: 100
- Convergence Tolerance (Relative): 0.01
- Acceleration Factor: 1.
- Continue Analysis If No Convergence: No

Reset To Defaults

OK Cancel

Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Criterios para la asignación de rótulas plásticas.

El fema 356 presenta en sus tablas 6-7 los parámetros de modelado y criterios de aceptación para los procedimientos numéricos no lineales, en vigas de concreto reforzados, mientras que en la tabla 6-8 los parámetros de modelado y criterios de aceptación para los procedimientos numéricos no lineales, en columnas de concreto reforzados. Ver tabla 09 y tabla 10.

Tabla 8. Parámetros no lineales para la asignación de rótulas plásticas en vigas de concreto reforzadas

Chapter 6: Concrete

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
	a	b	c			LS	CP	LS	CP	
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01

Nota. Fema 356 (2000)

Tabla 9. Parámetros no lineales para la asignación de rótulas plásticas en Columnas de concreto reforzadas

Chapter 6: Concrete

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns										
Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
	a	b	c			LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040	

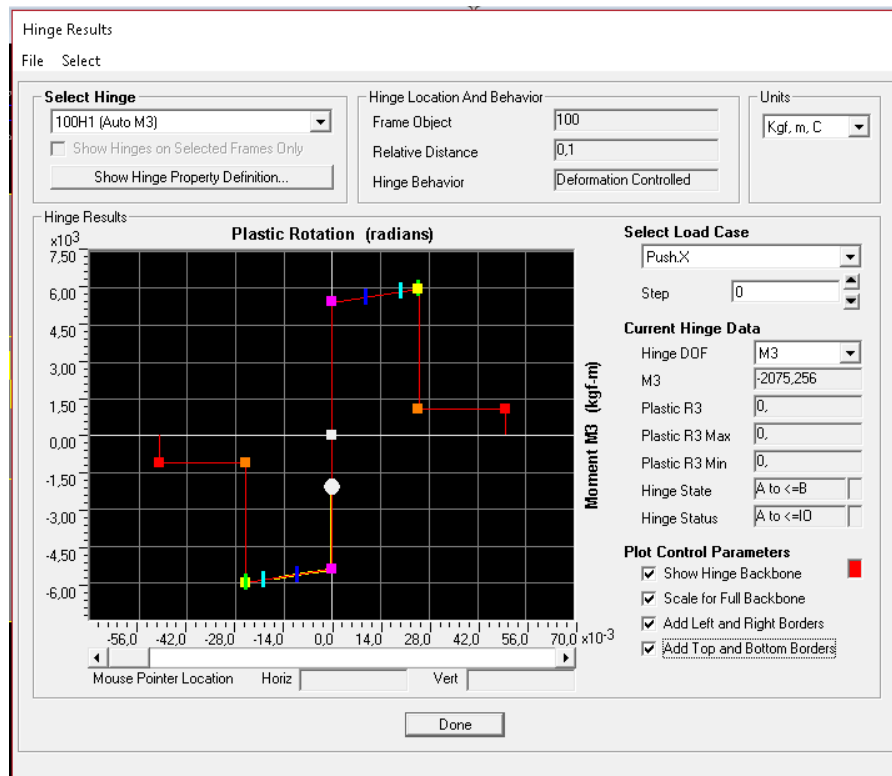
Nota. Fema 356 (2000)

Criterios y características para la generación de rotulas plásticas en vigas

Antes de realizar el análisis estático no lineal, se deben asignar las rótulas plásticas. Estas se encuentran ubicada dentro de la zona de confinamiento. Para ambos modelos las rotulas fueron asignadas a un 10% de la longitud de cada elemento para la posición inicial y a un 90% de la longitud de cada elemento para la posición final.

Los criterios de ductilidad para las vigas son los establecidos en la tabla 6-7 del Fema 356. Ver figura 26, figura 27.

Figura 26. Rotación plástica vs Momento (M3).



Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Figura 27. Criterios de aceptación en vigas de concreto reforzados compatibles con Fema 356.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Criterios y características para la generación de rotulas plásticas en Columnas.

Antes de realizar el análisis estático no lineal, se deben asignar las rótulas plásticas. Estas se encuentran ubicada dentro de la zona de confinamiento. Para ambos modelos las rotulas fueron asignadas a un 10% de la longitud de cada elemento para la posición inicial y a un 90% de la longitud de cada elemento para la posición final.

Los criterios de ductilidad para las vigas son los establecidos en la tabla 6-8 del Fema 356. Ver figura 28.

Figura 28. Criterios de aceptación en columnas de concreto reforzados compatibles con Fema 356.

Moment Rotation Data for 105H1 - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -180000, Angle: 0, Curve #1: [Navigation Buttons]
 Units: Kgf, m, C

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,015
D	0,2	0,015
E	0,2	0,025

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

☒ Immediate Occupancy 3,000E-03
☒ Life Safety 0,012
☒ Collapse Prevention 0,015
☐ Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Current Curve - Curve #1
 Force #1; Angle #1
 3-D Surface
 Axial Force = -180000,
 Plan: 315, Elevation: 35, Aperture: 0
☐ Hide Backbone Lines
☐ Show Acceptance Criteria
☐ Show Thickened Lines
☒ Highlight Current Curve

Moment Rotation Information
 Symmetry Condition: None
 Number of Axial Force Values: 2
 Number of Angles: 16
 Total Number of Curves: 32

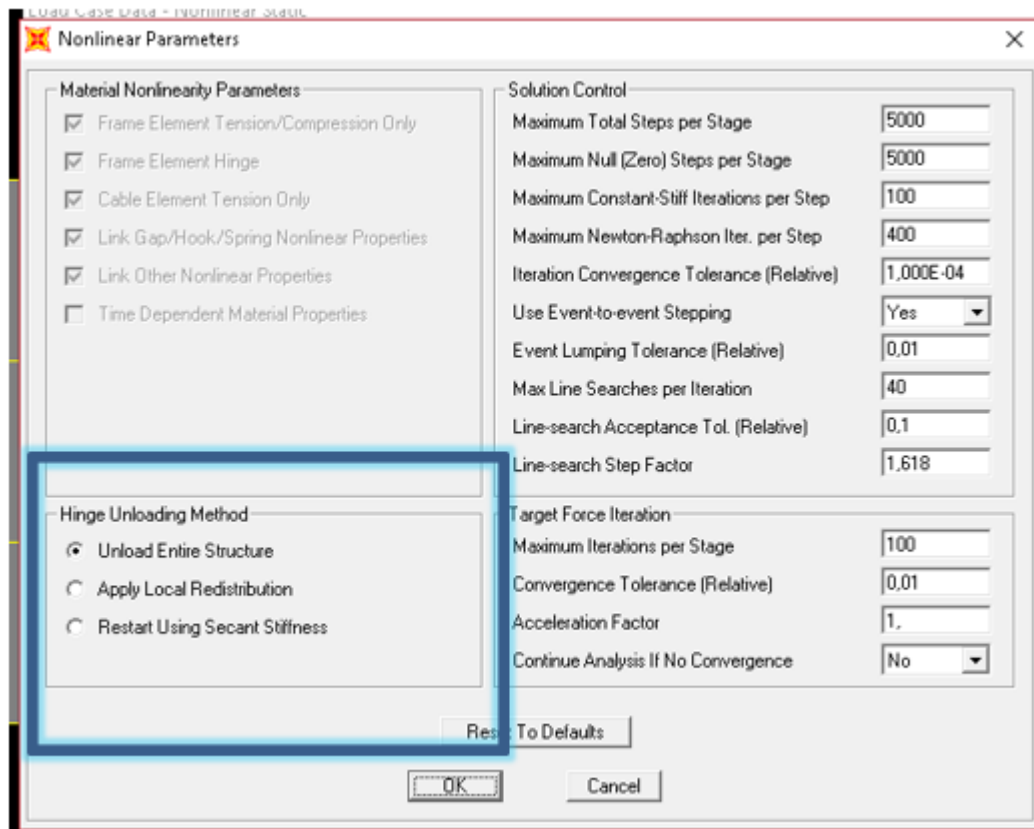
Angle Is Moment About
 0 degrees = About Positive M2 Axis
 90 degrees = About Positive M3 Axis
 180 degrees = About Negative M2 Axis
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Nota Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Para ambos modelos, el método de descarga de las rotulas que aplicaremos en esta investigación será “Método de descarga completa” (unload entire structure). Esta metodología es la que conseguimos en SAP2000v14.2.0 por defecto. Ver figura 29. Esta metodología permite determinar el punto de desempeño de una edificación al intersectar el espectro de capacidad, los espectros reducidos de respuestas sísmicas con espectro de amortiguamiento variable. Mediante la descarga completa de la estructura.

Figura 29. Cuadro de dialogo de SAP2000v14.2.0. Método de descarga de las rótulas.



Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Etapas 4. “Proceso de iteración”

La cuarta y última etapa se clasifica a su vez en 5 procedimientos a seguir para llevar a cabo y con éxito la iteración del factor de reducción de respuesta.

Tipificación o ajuste del espectro de respuesta elástica.

Cálculo de la ductilidad de desempeño de la edificación.

Cálculo del factor de respuesta sísmica debido a la ductilidad.

Comparación entre factores de entrada y factores de salida.

Recalculo y aplicación del nuevo espectro de respuesta.

recalculo y aplicación de las nuevas fuerzas laterales por nivel.

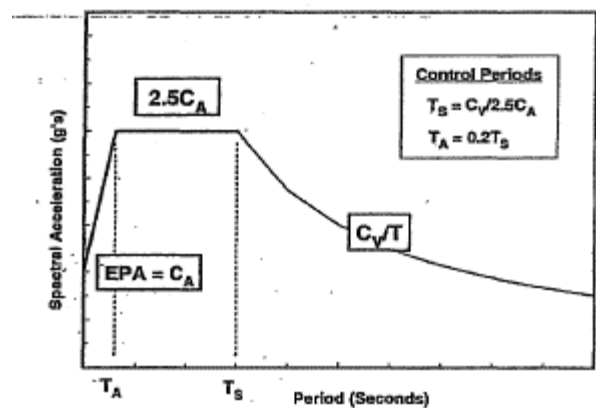
Análisis y registro de nuevos datos.

Cabe destacar que el punto clave de esta última etapa es el procedimiento número 4. Ya que es el punto en donde determinaremos si se necesita una nueva iteración o no.

Tipificación o ajuste del espectro de respuesta elástica.

Una vez que la etapa nro. 03 Concluya, (se asignen todas las rótulas plásticas, se definan todas las cargas estáticas lineales y no lineales que intervienen en el proceso y se coloca en marcha el análisis estático no lineal, inicia el primer procedimiento para realizar la iteración, que consta en ajustar los espectros de respuestas. SAP2000v14.2.0. dentro de su sistema operativo tiene por defecto las características del espectro de respuesta de Norte América, los mismos están establecidos en el ATC-40, el ajuste se debe realizar ya que la edificación está en Carabobo Venezuela ver figura 30.

Figura 30. Espectro de respuesta elástica Norte América.



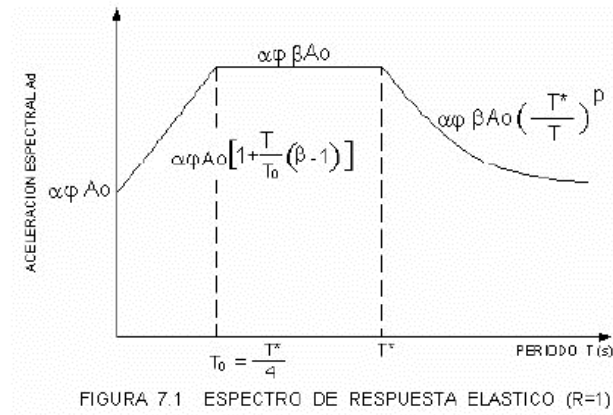
Nota. ATC-40 (1996)

El espectro muestra en la meseta que va desde T_A a T_S , (aceleración espectral constante), una manera de determinar de $2.5C_A$ y para la rama descendente C_v/t . Estos coeficientes varían en función la ubicación donde se funde la edificación.

C_A = Máxima aceleración efectiva del suelo.

C_v = 5% de amortiguamiento de respuesta para 1 segundo.

Figura 31. Espectro de respuesta elástica en suelo venezolano.



Nota COVENIN 1756 (2001)

Tabla 12. Ajuste del factor CA

Espectro de respuesta elástico		Espectro de respuesta elástico
2.5 Ca	=	α, ϕ, β, A_0
2.5 Ca	=	$1 \times 0.9 \times 2.6 \times 0.3$

$$C_A = 0.2808$$

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Tabla 13 Ajuste del factor Cv.

Espectro de respuesta elástico	Espectro de respuesta elástico Venezolano
$\frac{C_v}{T}$	$= \alpha, \phi, \beta, A_0 \left(\frac{T^*}{T} \right)^P$
$\frac{C_v}{0.897}$	$= 1 \times 0.9 \times 2.6 \times 0.3 \left(\frac{0.7}{0.897} \right)^1$

$$C_v = 0.4914$$

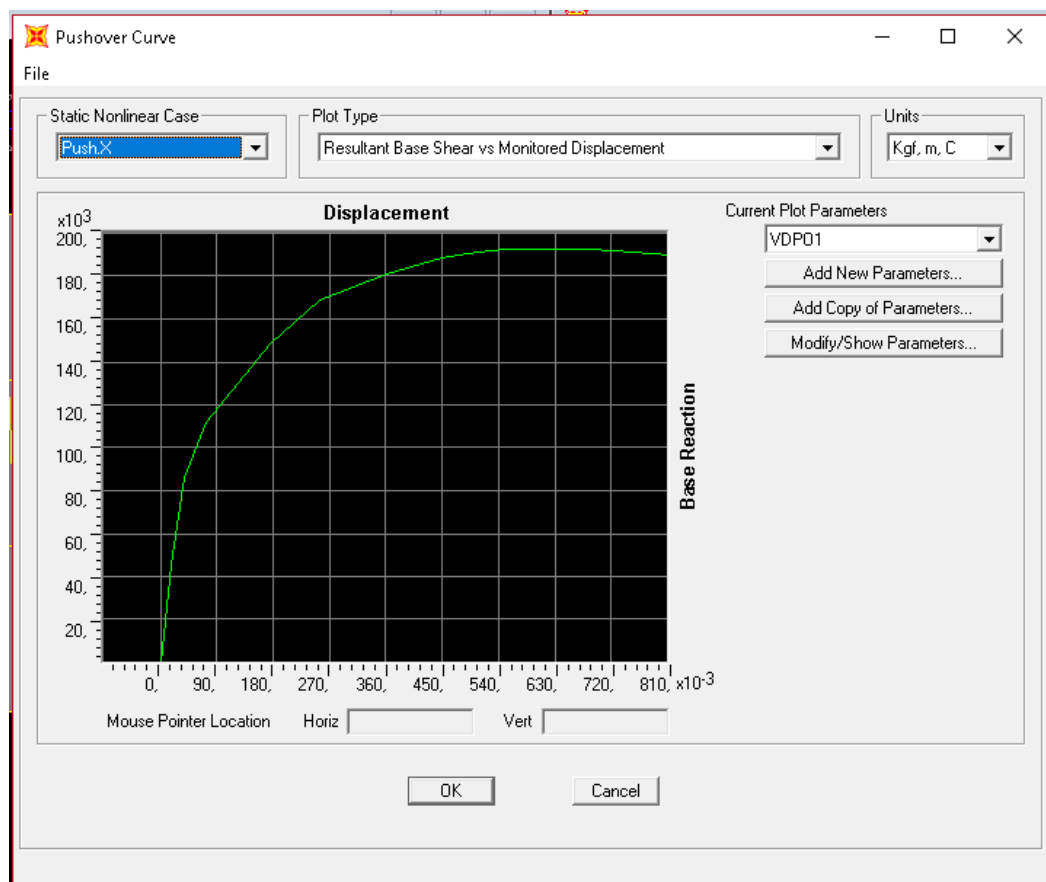
Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Cálculo de la ductilidad de desempeño de la edificación (μ).

Para determinar la ductilidad de desempeño (entiéndase por ductilidad de desempeño como la relación entre la distancia a la cual se consigue el punto de desempeño y la distancia en la que la estructura sale del rango inelástico y los elementos estructurales comienzan a entrar en cedencia dentro de la curva de capacidad de la estructura), es necesario determinar la curva de capacidad de la edificación y determinar el punto de desempeño. Ver figura 32

$$\mu = \frac{\text{Desplaz. } P \text{ desempeño}}{\text{Desplaz. } P \text{ cedencia}}$$

Figura 32. Curva de capacidad debido a la carga estática no lineal Push.X.

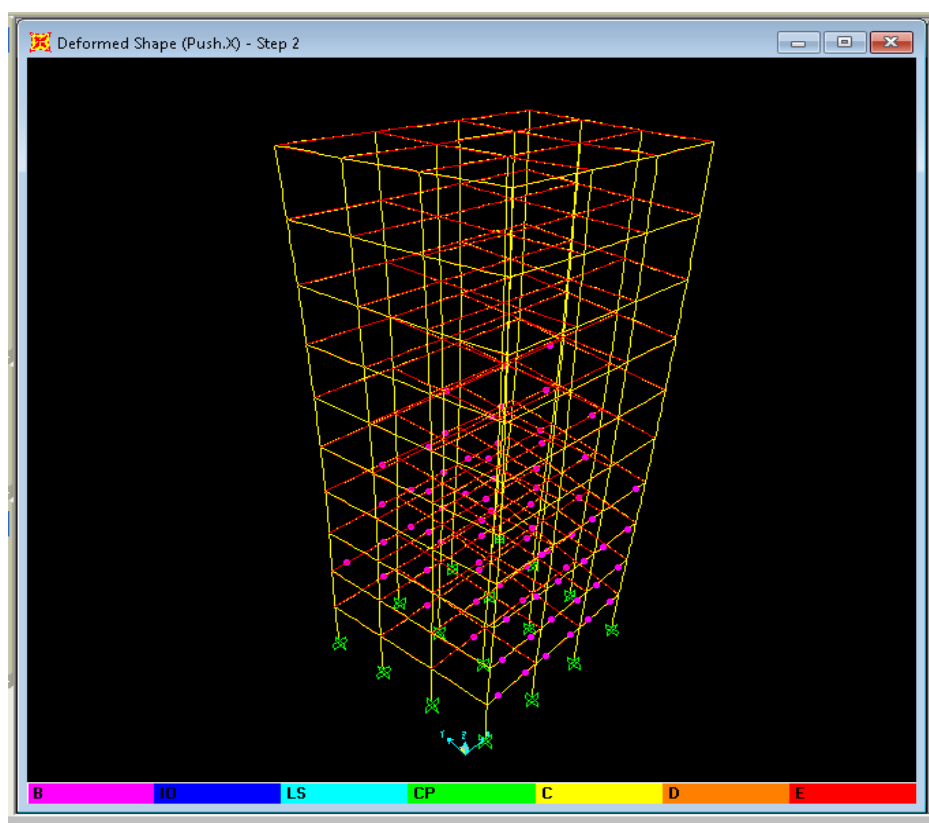


Nota SAP2000v14.2.0

El desplazamiento en el punto de cedencia lo ubicamos en tablas extraídas de SAP2000v14.2.0. para curvas de capacidad. Este punto es visible en la interfaz cuando se generan rotulas en nivel de desempeño B (rótulas moradas). Ver figura 33.

De manera analítica SAP2000v14.2.0 permite la extracción de tablas de resultados en formatos de Excel, en donde se ven reflejada las cantidades de rótulas abiertas en cada uno de los pasos de estudio, facilitando la detección exacta del punto de cedencia de la edificación. Ver figura 34.

Figura 33. Rotulas plásticas en nivel de desempeño B según el Fema356.



Nota. Interfaz de SAP2000v14.2.0, vista 3D

Figura 34. Tablas de apoyo exportable a formatos Xls.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0.00	800	0	0	0	0	0	0	0	800
1	0.016650	45553.15	799	1	0	0	0	0	0	0	800
2	0.037898	86384.39	728	72	0	0	0	0	0	0	800
3	0.073660	111805.73	668	132	0	0	0	0	0	0	800
4	0.173961	148665.22	628	135	37	0	0	0	0	0	800
5	0.253771	168727.15	601	97	102	0	0	0	0	0	800
6	0.361235	181129.95	584	71	100	45	0	0	0	0	800
7	0.448943	188540.27	578	54	75	49	0	44	0	0	800
8	0.492399	190495.06	567	57	61	41	0	74	0	0	800
9	0.529036	191778.86	562	54	58	38	0	88	0	0	800
10	0.550271	192274.35	559	57	53	38	0	93	0	0	800
11	0.568672	192514.11	558	58	50	33	0	101	0	0	800
12	0.578189	192563.03	557	59	49	30	0	105	0	0	800
13	0.585127	192680.74	557	59	49	28	0	107	0	0	800
14	0.594063	192771.32	557	59	48	27	0	109	0	0	800
15	0.601571	192817.57	557	59	45	25	0	114	0	0	800
16	0.617183	192751.54	557	56	43	24	0	120	0	0	800
17	0.622459	192800.22	555	58	42	22	0	123	0	0	800
18	0.626761	192797.62	554	58	42	22	0	124	0	0	800
19	0.634449	192774.18	554	57	42	22	0	125	0	0	800
20	0.648245	192794.08	553	55	42	22	0	128	0	0	800
21	0.652016	192791.40	551	57	41	22	0	129	0	0	800
22	0.658022	192773.21	550	58	41	22	0	129	0	0	800
23	0.661862	192773.88	548	60	40	23	0	129	0	0	800
24	0.663861	192768.12	546	61	41	23	0	129	0	0	800
25	0.688514	192400.41	538	65	42	24	0	131	0	0	800
26	0.690267	192362.01	537	66	41	23	0	133	0	0	800

Nota. SAP2000 v14.2.0

1. Cálculo del factor de respuesta sísmica debido a la ductilidad.

Debido a la cantidad de teorías e hipótesis para el cálculo del factor de reducción de respuesta, para esta investigación tomaremos en cuenta las hipótesis provenientes de las investigaciones que anteceden a esta investigación.

3.1.- Según miranda y Bertero (1994).

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1.0$$

Donde ϕ es un factor que depende del periodo y del tipo de suelo.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln T - 0.6)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-1.5(\ln T - 0.2)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2\right]$$

3.2.- Según Miranda (2000).

En base a los resultados obtenidos en sistemas de un grado de libertad, con comportamiento elástico perfectamente plástico, con 264 acelerogramas registrados en Estados Unidos de Norte América, sobre suelo firme. Miranda (2000) obtiene la siguiente ecuación

$$C_{\mu} = \left[1 + \left[-1 + \frac{1}{\mu} \right] \exp(-12T\mu - 0.8) \right]^{-1}$$

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}}$$

3.3.- Según Aguiar y Gonzales (2006)

La ecuación a la que se llegó con Aguiar y González (2006) se indica en la ecuación (2.30) y en la tabla 2.8 se indican las variables a, b, c, d y T* encontradas en el estudio para los cuatro perfiles de suelo del CEC-2000.

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}}$$

Tabla 10. Valores de a, b, c, d encontrados por Aguiar y González (2006)

Perfil de Suelo	a	b	c	d	T*
S1	30.00	1.34	-1.49	0.60	0.50
S2	71.80	2.00	-1.50	0.50	0.52
S3	81.04	2.00	-2.55	0.50	0.82
S4	86.00	2.10	-2.60	0.48	2.00

3.4.- Según Aguiar, Romero y Aragón. (2007)

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \quad (2.32)$$

Los valores de a para los cuatro tipos de suelo, se indican en la tabla 2.10. Nótese que del ajuste de los datos solo se tiene una variable, que es la a .

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

3.5.- Según Lobo, Vielma y Rivero (2004).

Los factores de R_{μ} propuestos por Lobo et al (2004) fueron obtenidos a partir de espectros promedios, para cuatro tipologías estructurales, a saber: estructuras de hormigón armado sin muros de corte; estructuras de hormigón armado sin muros de corte y con mampostería; estructuras de acero y estructuras de hormigón armado con muros de corte.

Por otra parte, consideran tres casos de ubicación de las estructuras con respecto a las fallas geológicas que son: cercanas, intermedias y lejos de la falla. En todo esto consideraron comportamiento no lineal del suelo y de la estructura. Las ecuaciones propuestas, son:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu T}{a T_g} \quad T < T_g$$

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu}{a} + b(T - T_g) \quad T \geq T_g$$

Donde T_g es el periodo característico del suelo; a , b son parámetros obtenidos en el estudio. Tanto T_g como a, b dependen de la tipología estructural, de la ductilidad y del tipo de suelo. En la tabla 11 se presentan

estos valores para estructuras de hormigón armado sin muros de corte. Vielma et al (2006).

Tabla 11. Valores de T_g , a , b para estructuras de hormigón armado sin muros de corte.

Suelo	μ	Cerca de la falla			Intermedio a la falla			Lejos a la falla		
		T_g	a	b	T_g	a	b	T_g	a	b
S1	2	0.11	2.703	0.030	0.19	2.469	0.002	0.19	2.469	0.002
	4	0.15	1.778	-0.011	0.24	1.650	-0.013	0.24	1.650	-0.013
	6	0.23	1.644	-0.128	0.28	1.618	-0.063	0.28	1.618	-0.063
S2	2	0.20	3.792	0.061	0.23	3.230	0.032	0.23	3.230	0.032
	4	0.25	1.963	0.012	0.27	1.866	0.007	0.27	1.866	0.007
	6	0.33	1.894	-0.026	0.37	1.769	-0.025	0.37	1.769	-0.025
S3	2	0.24	3.355	0.061	0.28	2.697	0.027	0.28	2.697	0.027
	4	0.28	1.768	0.002	0.32	1.719	0.010	0.32	1.719	0.010
	6	0.34	1.763	-0.024	0.43	1.650	0.019	0.43	1.650	0.019
S4	2	0.32	3.908	0.097	0.34	2.698	0.040	0.34	2.698	0.040
	4	0.46	1.784	0.028	0.44	1.747	0.043	0.44	1.747	0.043
	6	0.54	1.881	0.001	0.64	1.662	0.126	0.64	1.662	0.126

3.6.- Según COVENIN 1756 (2001).

Existen dos caminos para hallar el factor de reducción R_μ , el uno a partir de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico Δ_{INE} con respecto al desplazamiento máximo elástico S_d , en este caso se obtiene C_μ y luego se halla R_μ , con las siguientes ecuaciones:

$$R_\mu = \frac{\mu}{C_\mu} \quad C_\mu = \frac{\Delta_{INE}}{S_d}$$

La segunda forma de calcular R_μ es mediante un análisis lineal elástico de las estructuras o en sistemas de un grado de libertad, en el que se determina el cortante V_e y encontrando la curva de capacidad sísmica de la estructura aplicando la técnica del pushover. En esta curva de capacidad se halla el cortante V_u .

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u}$$

El cálculo del factor de reducción de respuesta por ductilidad se estudiará en base a 5 trabajos de investigación escogidos de entre 14 presentados en el II Congreso de Ciencia y Tecnología por el Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconi.

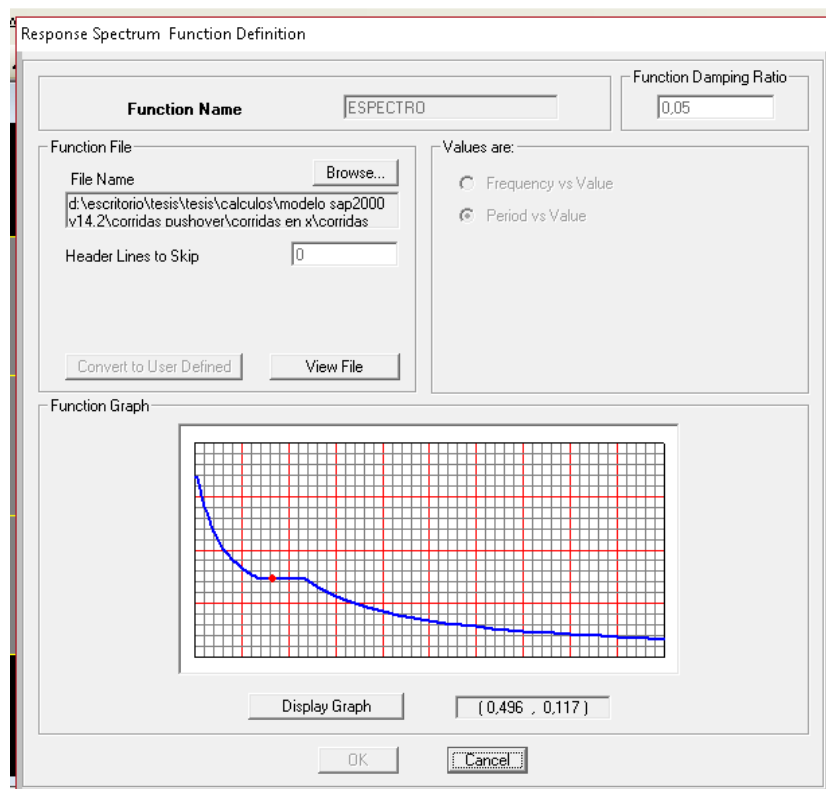
2. Comparación entre factores de entrada y factores de salida.

La comparación de valores del factor de reducción de entrada " R_{μ} (Input)", deben coincidir perfectamente con el valor de salida " R_{μ} (Output)"

3. Recalculo y aplicación del nuevo espectro de respuesta.

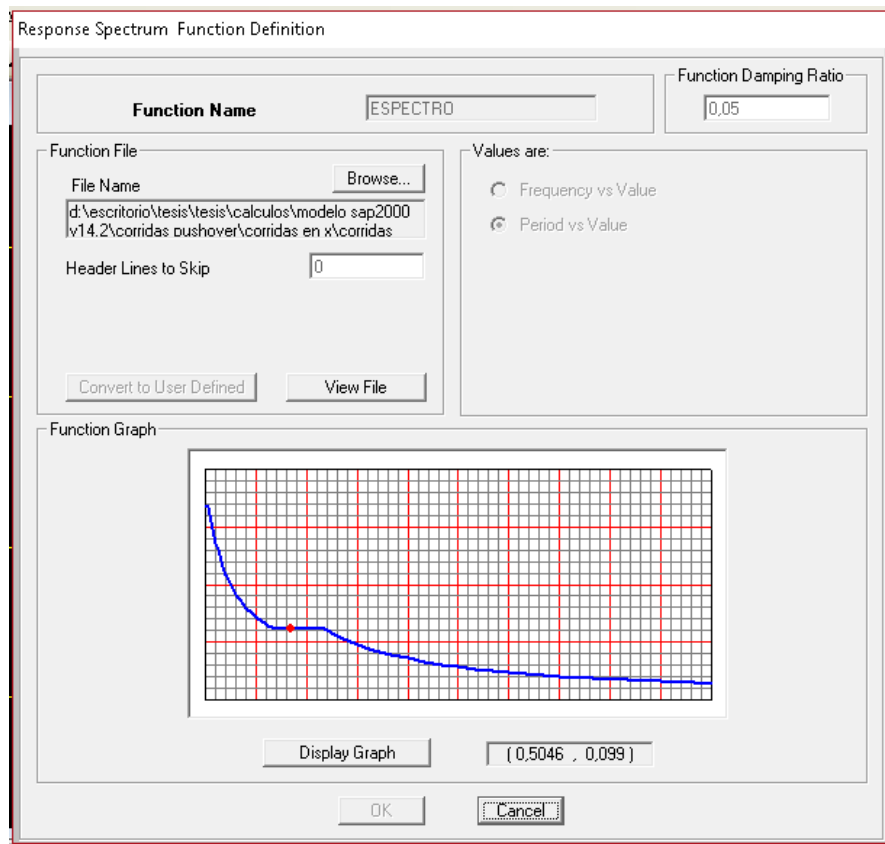
Con el factor de reducción conseguido en el paso 4. Se genera un nuevo espectro de respuesta elástica ajustado al nuevo factor de respuesta. Ver figuras 36 Y 36.

Figura 35. Espectro de diseño, para la iteración 0 ($R=6$)



Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

Figura 36. Espectro de diseño, para la iteración 1 (R=Iterado)



Nota. Cuadro de diálogo, SAP2000v14.2.4

El puntero está en la meseta donde las aceleraciones son constantes, se puede observar en las figuras 35 y 36 la afectación que tiene el valor del factor modificado para la iteración nro. 03

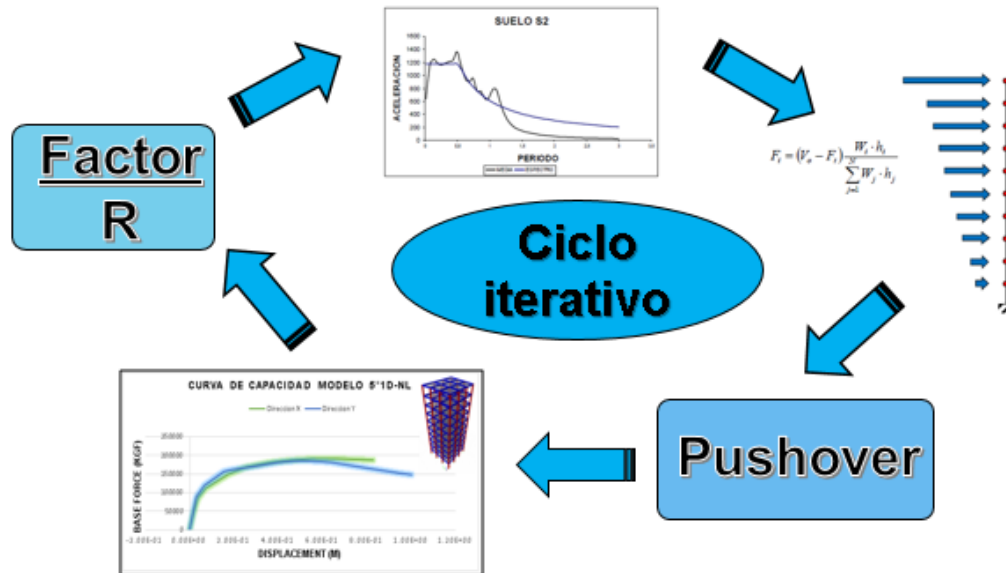
4. Recalculo y aplicación de las nuevas fuerzas laterales por nivel.

Con la herramienta de cálculo ETAPS 2015v15.2. se toma el diseño base (modelo generado con un espectro de respuesta creado a partir de un valor de $R=6$) se modifica el espectro de diseño y se corre el análisis de diseño. Al no variar las secciones de los elementos, los chequeos de porcentaje de acero de refuerzo, chequeos de 6/5 Viga-Columna, no se ven afectados. (Esto solo aplica si el nuevo factor de reducción "R Output" es mayor al factor de entrada "R Input". Debido a

que la intensidad sísmica es menor por cada aumento del factor R.

Extraer los cortantes por nivel exportados de ETAPS v15.2 y determinar las fuerzas laterales por nivel.

Figura 37. Esquema del proceso de iteración establecidos en los pasos 4, 5, 6 y 7.



Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

5. Análisis y registro de nuevos datos.

Consiste en correr el análisis Pushover una vez cumplidos los 6 pasos anteriores, registrar la nueva ductidad, generar el nuevo factor R, comparar el “R_μ (Input)” con R_μ (Output), Si no son perfectamente iguales, entonces se debe repetir el procedimiento de iteración.

CAPITULO IV

PRESENTACION Y ANALISIS DE RESULTADOS

De acuerdo a las técnicas e instrumentos de recolección de datos, según Hurtado, J (2010): “Comprenden procedimientos y actividades que le permiten al investigador obtener información necesaria durante la investigación”. El procedimiento ayuda al investigador recabar datos que luego pasan por un análisis de la información; la misma, se empleó de la siguiente manera: se analizaron análisis bajo cargas sísmicas y gravitacionales a dos modelos estructurales con aperturas de 5 y 6 grados de inclinación en una sola dirección, de modo que pudiera organizarse la información sobre los desplazamientos y factores R en tablas para su mejor comprensión.

Diseño estructural.

Cálculo del Cortante Basal V_0 y Nro. de modos de vibración (N3) según COVENIN 1756 (2001)

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \mu A_d W$$

donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño definida en el Artículo 7.2, para el período T dado en la Sección 9.3.2.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base (Artículo 7.1).

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right]$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

1.- Pesos sísmico por nivel y peso total de la edificación.

Tabla 12. Resumen de cargas gravitacionales.

QP =	640 KgF/m ²
QV =	300 KgF/m ²
QPT =	490 KgF/m ²
QVT =	100 KgF/m ²
Qserv =	940 KgF/m ²
QservT =	590 KgF/m ²

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Tabla 13. Pesos sísmicos para ambos modelos.

Nivel	Area (m ²)	Wi (KgF/m ²)	Pi (Ton)
Techo	144	665	96
9	144	715	103
8	144	715	102.96
7	144	715	102.96
6	144	715	102.96
5	144	715	102.96
4	144	715	102.96
3	144	715	102.96
2	144	715	102.96
1	144	715	102.96
PB			1022.40 Ton

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

2.- Factor de corrección μ

Tabla 14. Factores según lo establecido por COVENIN 1756 (2001), Cap.9.

μ (estático)	
T = Ta	0.897 seg
$\mu_1 =$	0.8313
$\mu_2 =$	0.8141
$\mu =$ 0.8313	

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

3.- Ordenada del espectro de diseño (Ad)

Tabla 15. Factor Ad según lo establecido por COVENIN 1756 (2001), Cap.7

Ad (Estático)	
T+=	0.4

$$Ad (est) = 0.0913$$

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

4- Coeficiente sísmico

Tabla 16. Coeficiente sísmico según lo establecido en COVENIN 1756 (2001), en sus cap. 8&9

$$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha \cdot \phi \cdot A_o}{R}$$

0.076 vs 0.045 El coeficiente sísmico CUMPLE

$$V_o = 77.57 \text{ Ton}$$

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Modos de vibracion según COVENIN 1756 (2001)

9.4.4 NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

En cada dirección, el análisis debe por lo menos incorporar el número de modos N_1 que se indica a continuación:

- para edificios con menos de 20 pisos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N_1 = 2.8909305$$

$$N_3 = 9$$

Tabla 17. Valores extraídos de ETAPS 2015, para determinar el nro. de modos de vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period (seg)	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.436	0.7346	0
Modal	2	1.329	0.7346	0.7757
Modal	3	1.132	0.7842	0.7757
Modal	4	0.467	0.8822	0.7757
Modal	5	0.43	0.8822	0.8829
Modal	6	0.377	0.8888	0.8829
Modal	7	0.261	0.9278	0.8829
Modal	8	0.238	0.9278	0.9255
Modal	9	0.217	0.9304	0.9255
Modal	10	0.172	0.9529	0.9255
Modal	11	0.156	0.9529	0.9505
Modal	12	0.146	0.9542	0.9505

Nota ETAPS 15.2 (2015)

Fuerzas laterales y chequeo del corte basal

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

$$F_t = 4.41 \text{ Ton}$$

$$3.10 \text{ Ton} \leq 4.41 \text{ Ton} \leq 7.76 \text{ Ton}$$

Esta dentro del rango

Tabla 18. Cortantes por nivel según lo establecido en COVENIN.1756 (2001).

Nivel	Wi (Ton)	Hi (m)	Wi x hi (Ton/m)	Fi (ton)	Vi (Kgf)
Techo	95.76	30	2872.80	16.94	16.94
9	102.96	27	2779.92	12.13	29.07
8	102.96	24	2471.04	10.78	39.85
7	102.96	21	2162.16	9.43	49.28
6	102.96	18	1853.28	8.08	57.36
5	102.96	15	1544.40	6.74	64.10
4	102.96	12	1235.52	5.39	69.49
3	102.96	9	926.64	4.04	73.53
2	102.96	6	617.76	2.69	76.22
1	102.96	3	308.88	1.35	77.57
PB		Σ	16772.40		

Nota. Sequera J. & Vita J. (2016)

Comparacion entre Corante basal, debido a análisis modal (Corte basal dinámico Vo) vs Corte basal debido a los establecido en 9.3.1 (Corte basal Estático Vo*)

Tabla 19. Factores de mayoracion para la actividad sísmica

Vo =	77.571	ESTADO	F.M	Factor Esc.
Vx =	48.426	Debe mejorarse la actividad sísmica	1.602	15.71398
Vy =	59.042	Debe mejorarse la actividad sísmica	1.314	12.88860

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Modelo 5°NL1D

Tabla 20. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=0

Nivel	Vx (KgF)	Fi.X (KgF)	Vy (KgF)	Fi. Y (KgF)
Techo	21921.69	21921.69	20262.50	20262.50
9	40270.65	18348.96	37107.11	16844.61
8	54704.92	36355.96	50577.67	33733.06
7	67350.00	30994.04	62498.20	28765.14
6	77959.04	46965.00	72555.89	43790.75
5	87510.43	40545.43	81573.25	37782.50
4	95920.96	55375.53	89315.71	51533.21
3	102855.92	47480.39	95570.16	44036.95
2	108377.33	60896.94	100445.11	56408.16
1	110945.89	50048.95	102638.24	46230.08
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 21. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=1

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18668.01	18668.01	17343.60	17343.60
9	33939.32	15271.31	31404.28	14060.68
8	45904.89	30633.58	42631.19	28570.51
7	56488.27	25854.69	52679.48	24108.97
6	65322.93	39468.24	61128.67	37019.70
5	73305.39	33837.15	68727.08	31707.38
4	80340.92	46503.77	75230.07	43522.69
3	86105.85	39602.08	80445.94	36923.25
2	90781.07	51178.99	84596.44	47673.19
1	93006.88	41827.89	86509.16	38835.97
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 22. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=2

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18648.08	18648.08	17330.11	17330.11
9	33865.47	15217.39	31353.84	14023.73
8	45762.85	30545.46	42528.30	28504.57
7	56271.95	25726.49	52519.18	24014.61
6	65027.74	39301.25	60912.64	36898.03
5	72949.89	33648.64	68468.42	31570.39
4	79951.07	46302.43	74945.98	43375.59
3	85699.47	39397.04	80151.82	36776.23
2	90375.45	50978.41	84304.67	47528.44
1	92606.53	41628.12	86221.19	38692.75
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 23. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=3

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18648.12	18648.12	17330.11	17330.11
9	33865.50	15217.38	31353.84	14023.73
8	45762.86	30545.48	42528.30	28504.57
7	56271.95	25726.47	52519.18	24014.61
6	65027.75	39301.28	60912.64	36898.03
5	72949.91	33648.63	68468.42	31570.39
4	79951.07	46302.44	74945.98	43375.59
3	85699.47	39397.03	80151.82	36776.23
2	90375.46	50978.43	84304.67	47528.44
1	92606.55	41628.12	86221.19	38692.75
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Modelo 6°NL1D

Tabla 24. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=0

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	21240.57	21240.57	20252.97	20252.97
9	39137.75	17897.18	37183.55	16930.58
8	53255.33	35358.15	50714.01	33783.43
7	65599.54	30241.39	62674.62	28891.19
6	75974.19	45732.80	72769.80	43878.61
5	85300.21	39567.41	81814.70	37936.09
4	93519.48	53952.07	89610.43	51674.34
3	100288.78	46336.71	95899.61	44225.27
2	105619.76	59283.05	100791.34	56566.07
1	108081.59	48798.54	103013.07	46447.00
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 25. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=1

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18417.26	18417.26	17631.38	17631.38
9	33594.53	15177.27	32009.91	14378.53
8	45503.93	30326.66	43451.92	29073.39
7	55990.05	25663.39	53658.55	24585.16
6	64749.89	39086.50	62238.04	37652.88
5	72657.45	33570.95	69953.50	32300.62
4	79650.62	46079.67	76600.77	44300.15
3	85389.80	39310.13	81940.28	37640.13
2	89993.14	50683.01	86182.89	48542.76
1	92166.99	41483.98	88156.69	39613.93
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 26. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=2

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18505.22	18505.22	17683.22	17683.22
9	33813.56	15308.34	32139.36	14456.14
8	45868.64	30560.30	43666.37	29210.23
7	56496.59	25936.29	53954.40	24744.17
6	65388.98	39452.69	62608.96	37864.79
5	73405.06	33952.37	70385.16	32520.37
4	80475.46	46523.09	77075.81	44555.44
3	86261.28	39738.19	82441.44	37886.00
2	90879.33	51141.14	86692.13	48806.13
1	93052.69	41911.55	88665.62	39859.49
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 27. Fuerzas laterales por nivel, para Iteración=3

Nivel	Vx (KgF)	Fi (KgF)	Vy (KgF)	Fi (KgF)
Techo	18505.22	18505.22	17683.22	17683.22
9	33813.56	15308.34	32139.36	14456.14
8	45868.64	30560.30	43666.37	29210.23
7	56496.59	25936.29	53954.40	24744.17
6	65388.98	39452.69	62608.96	37864.79
5	73405.06	33952.37	70385.16	32520.37
4	80475.46	46523.09	77075.80	44555.43
3	86261.28	39738.19	82441.44	37886.01
2	90879.32	51141.13	86692.13	48806.12
1	93052.69	41911.56	88665.62	39859.50
PB				

Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Chequeo de derivas según COVENIN 1756 (2001)

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei}$$

TABLA 10.1

VALORES LÍMITES DE: $\frac{\delta}{(h_i - h_{i-1})}$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Tabla 28. Verificación por nivel de las derivas para modelo 5°NL1D

Dirección X

Nivel	Δ_i	δ_i	$(h_i - h_{i-1})$	Chequeo
Techo	0.0783140	0.0029720	3 m	OK
9	0.0753420	0.0047850	3 m	OK
8	0.0705570	0.0062270	3 m	OK
7	0.0643300	0.0077670	3 m	OK
6	0.0565630	0.0085910	3 m	OK
5	0.0479720	0.0097240	3 m	OK
4	0.0382480	0.0104230	3 m	OK
3	0.0278250	0.0110470	3 m	OK
2	0.0167780	0.0104770	3 m	OK
1	0.0063010	0.0063010	3 m	OK
PB				

Continuación de tabla 30.

Dirección Y

Nivel	Δ_i	δ_i	$(h_i - h_{i-1})$	Chequeo
Techo	0.0211750	0.0007710	3 m	OK
9	0.0204040	0.0013150	3 m	OK
8	0.0190890	0.0016900	3 m	OK
7	0.0173990	0.0021490	3 m	OK
6	0.0152500	0.0023730	3 m	OK
5	0.0128770	0.0027030	3 m	OK
4	0.0101740	0.0028690	3 m	OK
3	0.0073050	0.0030160	3 m	OK
2	0.0042890	0.0027580	3 m	OK
1	0.0015310	0.0015310	3 m	OK
PB				

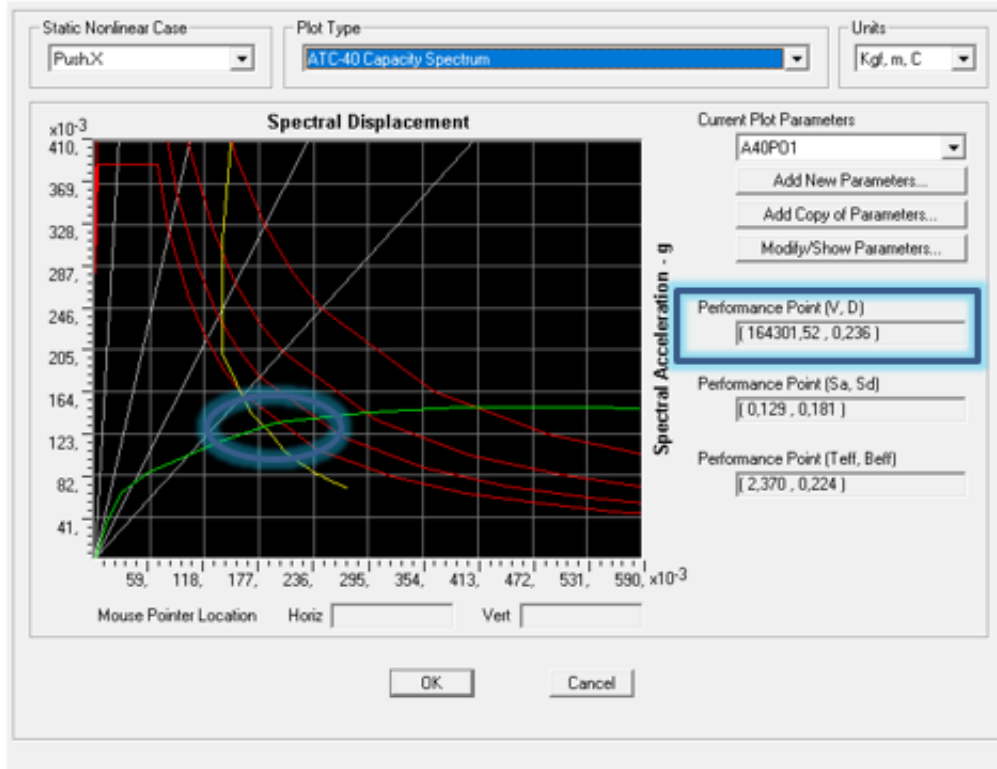
Nota. Sequera J & Vita J. (2016)

Curva de capacidad estructural

Para lograr obtener un factor de reducción de respuesta, es necesario deducir las curvas de capacidad y los modelos estructurales tanto en la dirección de X como en la dirección de Y. Esto se obtendrá con la ayuda del programa SAP2000v14.2.4 que posee la habilidad de extraer información tabuladas facilitando así el análisis de los resultados.

El punto de desempeño es un lugar geométrico de gran interés para esta investigación, pues sin él no podríamos determinar el desplazamiento de desempeño y posteriormente la ductilidad de desempeño. Para lograr conseguir dicho punto la curva de capacidad transformada a espectro de capacidad nos servirá de apoyo para presentar los resultados. Ver figura 39.

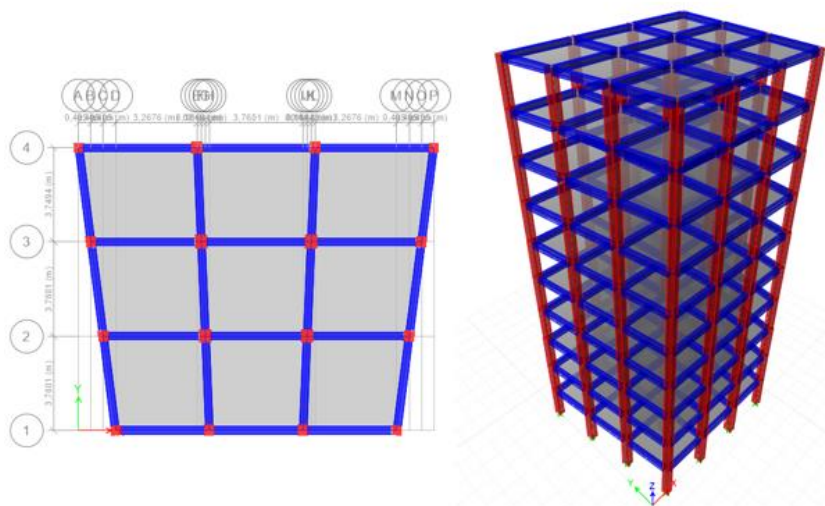
Figura 38. Espectro de respuesta vs espectro de capacidad, punto de desempeño.



Nota. Cuadro ilustrativo, SAP2000v14.2.4

Curva de capacidad MODELO 5°NL1D Iteración 0

Figura 39. Vista de planta y 3D del modelo 5°NL1D



Nota. Interfaz, ETAPSV15.2 (2015)

Tabla 29. Curva de capacidad para modelo 5°NL1D, con R=6

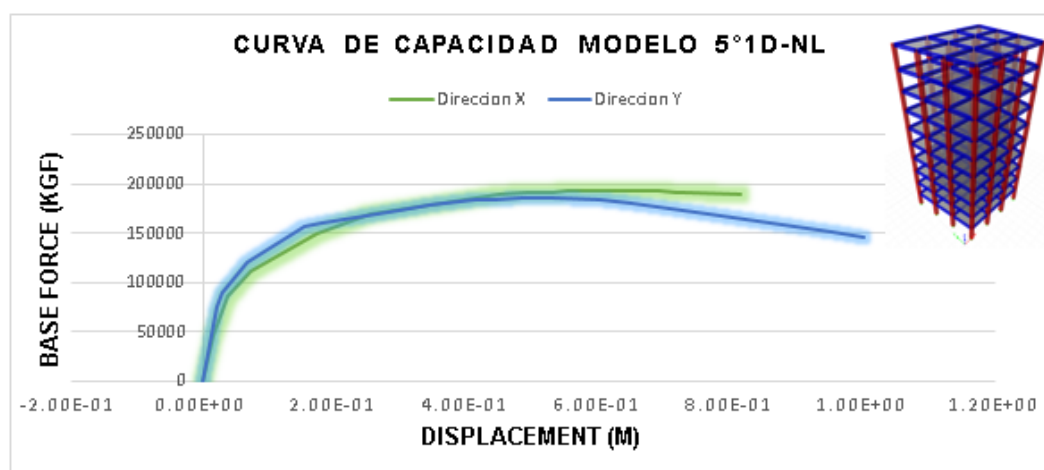
R _μ (Input) = 6		R _μ (Input) = 6	
Direccion X		Direccion Y	
Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce
m	Kgf	m	Kgf
-3.06E-05	0	0	0
0.01665	45553.15	0.02265	75156.84
0.037898	86384.99	0.028977	89487.21
0.07366	111805.73	0.066832	120428.32
0.173961	148665.22	0.15317	155936.01
0.253771	168727.19	0.180747	160951.69
0.361235	181129.99	0.297354	172253.07
0.448943	188540.27	0.342209	178027.63
0.492399	190495.08	0.413275	183424.61
0.529036	191778.86	0.443321	184709.92
0.550271	192274.35	0.484657	185601.01
0.568672	192514.11	0.491143	185667.17
0.578189	192563.03	0.493471	185672.54
0.585127	192680.74	0.510454	185662.8
0.594063	192771.32	0.51694	185664.65
0.601571	192817.57	0.526465	185592.26
0.617183	192751.54	0.601219	183652.76
0.622459	192800.22	0.650194	180852.05
0.626761	192797.65	0.765305	169523.99
0.634449	192774.18	0.952425	150673.64
0.648245	192794.06	1.000000	145815.45
0.652016	192791.4		
0.658022	192773.21		
0.661862	192773.88		
0.663861	192768.12		
0.686514	192400.41		
0.690287	192362.01		
0.717884	191893.37		
0.724973	191844.5		
0.81515	189551.62		

Direccion X	
Ductilidad Global	16.28537
P _{desempeño}	0.236 m
Ductilidad de desempeño	6.22724

Direccion Y	
Ductilidad Global	18.25135
P _{desempeño}	0.207 m
Ductilidad de desempeño	7.10909

Nota valores extraídos de SAP2000v14.2.4

Figura 40. Curva de capacidad estructural para Iteración = 0 (R = 6).



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Cálculo de factores de reduccion de respuestas por metodo de iteracion.

Miranda y Bertero (1994)

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1.0$$

Donde ϕ es un factor que depende del periodo y del tipo de suelo.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln T - 0.6)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-1.5(\ln T - 0.2)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2\right]$$

Modelo	T (seg)	μ	ϕ (S2)	R_{μ}
5°NL1D "X"	1.448	6.22724	0.8551	7.11278
5°NL1D "Y"	1.448	7.10909	0.8767	7.96825
6°NL1D "X"	1.448	6.08995	0.8524	6.97164
6°NL1D "Y"	1.448	6.99602	0.8735	7.86426

Tabla 30. Ductilidades de desempeño y factores R_{μ} (Output) para Miranda y Bertero (1994). Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Miranda (2000)

$$C_{\mu} = \left[1 + \left[-1 + \frac{1}{\mu} \right] \exp(-12T\mu - 0.8) \right]^{-1}$$

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}}$$

Modelo	T (seg)	μ	C_{μ}	R_{μ}
5°NL1D "X"	1.448	6.22724	1.00	6.227
5°NL1D "Y"	1.448	7.10909	1.00	7.109
6°NL1D "X"	1.448	6.08995	0.8524	6.97164
6°NL1D "Y"	1.448	6.99602	0.8735	7.86426

Tabla 31 Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para Miranda (2000). Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Aguiar y Gonzales (2006)

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}}$$

Perfil de Suelo	a	b	c	d	T^*
S1	30.00	1.34	-1.49	0.60	0.50
S2	71.80	2.00	-1.50	0.50	0.52
S3	81.04	2.00	-2.55	0.50	0.82
S4	86.00	2.10	-2.60	0.48	2.00

Modelo	T (seg)	μ	R_{μ}
5°NL1D "X"	1.448	6.22724	2.302
5°NL1D "Y"	1.448	7.10909	-1.084
6°NL1D "X"	1.448	6.08995	2.565
6°NL1D "Y"	1.448	6.99602	-0.408

Tabla 32 Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para Aguiar y Gonzales (2006). Nota Sequera J & Vita J. (2016)

COVENIN 1756-2001

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{0.8} = 1.25 \times \mu$$

Modelo	μ	R_{μ}
5°NL1D "X"	6.22724	7.784
5°NL1D "Y"	7.10909	8.886
6°NL1D "X"	6.08995	7.612
6°NL1D "Y"	6.99602	8.745

Tabla 35. Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para COVENIN-1756 (2001). Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Agriar, Romo y Aragón (2007)

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \quad (2.32)$$

Los valores de a para los cuatro tipos de suelo, se indican en la tabla 2.10. Nótese que del ajuste de los datos solo se tiene una variable, que es la a .

Tabla 2.10 Valores de la variable a

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

Modelo	T (seg)	μ	a	R_{μ}
5°NL1D "X"	1.448	6.22724	91000.00	-13.829
5°NL1D "Y"	1.448	7.10909	91000.00	8.782
6°NL1D "X"	1.448	6.08995	91000.00	0.238
6°NL1D "Y"	1.448	6.99602	91000.00	8.899

Tabla36. Ductilidades de desempeño y factores " R_{μ} Output" para Aguiar Romo y Aragón (2007). Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Lobo, Vielma y Rivero (2004)

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu T}{a T_g} \quad T < T_g$$

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu}{a} + b(T - T_g) \quad T \geq T_g$$

Suelo	μ	Cerca de la falla			Intermedio a la falla			Lejos a la falla		
		T_g	a	b	T_g	a	b	T_g	a	b
S1	2	0.11	2.703	0.030	0.19	2.469	0.002	0.19	2.469	0.002
	4	0.15	1.778	-0.011	0.24	1.650	-0.013	0.24	1.650	-0.013
	6	0.23	1.644	-0.128	0.28	1.618	-0.063	0.28	1.618	-0.063
S2	2	0.20	3.792	0.061	0.23	3.230	0.032	0.23	3.230	0.032
	4	0.25	1.963	0.012	0.27	1.866	0.007	0.27	1.866	0.007
	6	0.33	1.894	-0.026	0.37	1.769	-0.025	0.37	1.769	-0.025
S3	2	0.24	3.355	0.061	0.28	2.697	0.027	0.28	2.697	0.027
	4	0.28	1.768	0.002	0.32	1.719	0.010	0.32	1.719	0.010
	6	0.34	1.763	-0.024	0.43	1.650	0.019	0.43	1.650	0.019
S4	2	0.32	3.908	0.097	0.34	2.698	0.040	0.34	2.698	0.040
	4	0.46	1.784	0.028	0.44	1.747	0.043	0.44	1.747	0.043
	6	0.54	1.881	0.001	0.64	1.662	0.126	0.64	1.662	0.126

Modelo	T (seg)	μ	Tg	R μ
5°NL1D "X"	1.448	6.22724		N/A
5°NL1D "Y"	1.448	7.10909		N/A
6°NL1D "X"	1.448	6.08995		N/A
6°NL1D "Y"	1.448	6.99602		N/A

**Tabla 337. Ductilidades de desempeño y factores "R μ Output" para Lobo, Vielma y Rivero (2007).
Nota Sequera J & Vita J. (2016)**

Debido a la cantidad de autores e hipótesis para obtener un mismo factor de reducción, se obtiene la siguiente tabla resumen.

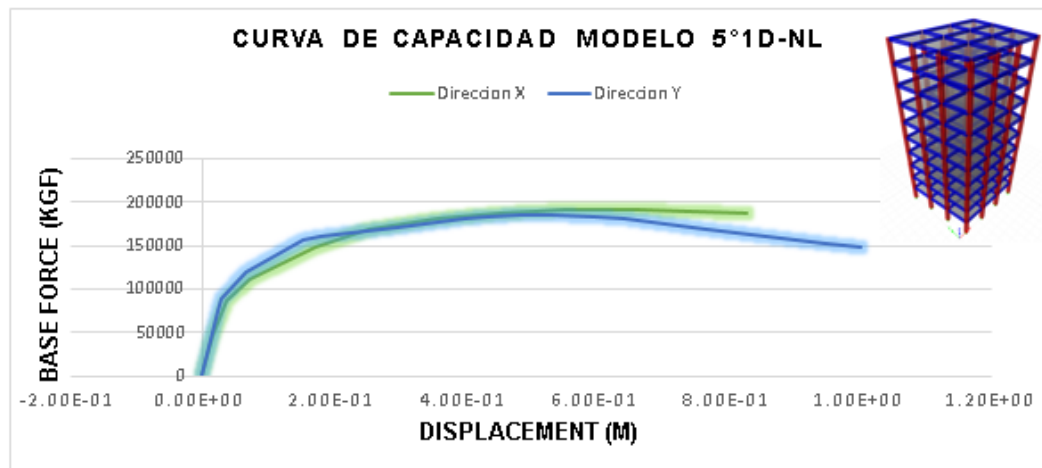
Modelo	Miranda & Bertero (1994)	Miranda (2000)	Aguiar & Gonzales (2006)	Aguiar, Romero & Aragón	Lovo, Vielma & Rivero	COVENIN 1756-2001
5°NL1D "X"	7.113	6.227	2.302	-13.829	N/A	7.784
5°NL1D "Y"	7.968	7.109	-1.084	8.782	N/A	8.886
6°NL1D "X"	6.972	6.972	2.565	0.238	N/A	7.612
6°NL1D "Y"	7.864	7.864	-0.408	8.899	N/A	8.745

MODELO	R μ		Metodología
5°NL1D	R μ .X	7.11278	Miranda & Bertero
	R μ .Y	7.96825	
6°NL1D	R μ .X	6.97164	Miranda & Bertero
	R μ .Y	7.86426	

Tabla 34. Resumen de las distintas metodologías para determinar R μ y metodología a utilizar en las iteraciones. Nota Sequera J & Vita J. (2016)

La metodología de Miranda y Bertero (1994) y la COVENIN 1756 (2001) son las que arrojan resultados lógicos, para valores de ductilidades mayores de 6. La metodología a utilizar es la de Miranda y Bertero (1994), debido a que, a diferencia de la COVENIN, esta metodología ofrece valores de factores de reducción de respuestas menores, lo que se traduce en una mayor intensidad sísmica, por lo que se está trabajando bajo la premisa de espectro de diseño más desfavorable.

Figura 41. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =1



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 35. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =1

Direccion X

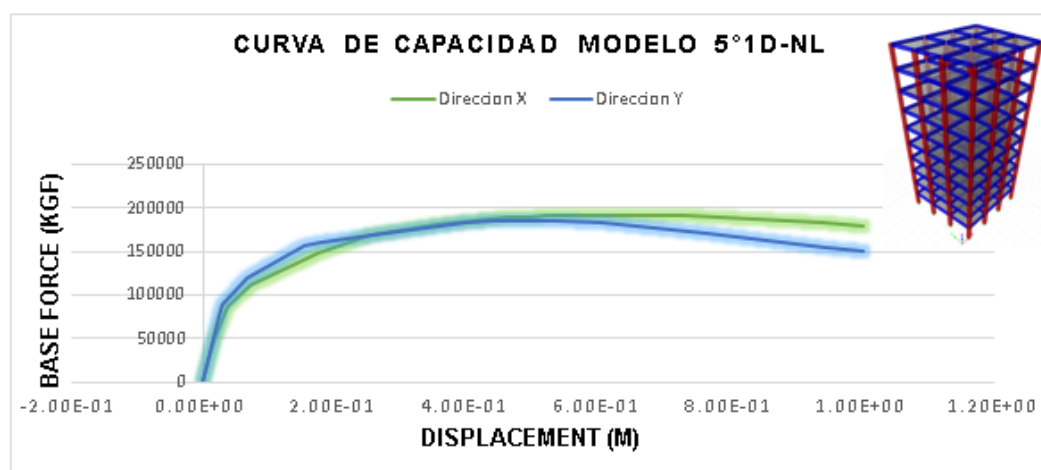
Ductilidad Global	16.1681647
P _{desempeño}	0.236 m
Ductilidad de desempeño	6.22051187

Direccion Y

Ductilidad Global	18.2513541
P _{desempeño}	0.207 m
Ductilidad de desempeño	7.14113223

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Figura 42. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =2.



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

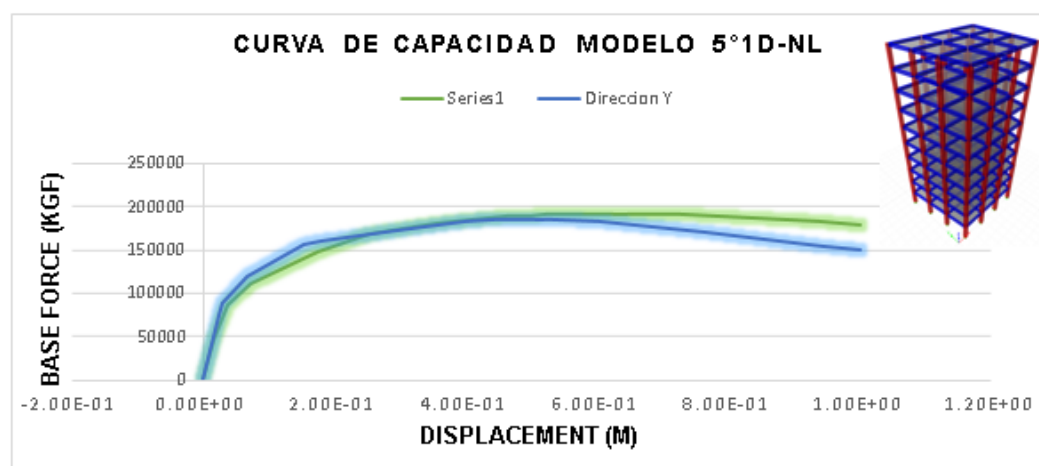
Tabla 36. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =2

Direccion X	
Ductilidad Global	16.2724231
P _{desempeño}	0.236 m
Ductilidad de desempeño	6.21838111

Direccion Y	
Ductilidad Global	18.3361388
P _{desempeño}	0.207 m
Ductilidad de desempeño	7.14014694

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Figura 43. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =3.



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 37. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 5°NL1D, Iteración =3

Direccion X

Ductilidad Global	16.2724231
P_{desempeño}	0.236 m
Ductilidad de desempeño	6.21838111

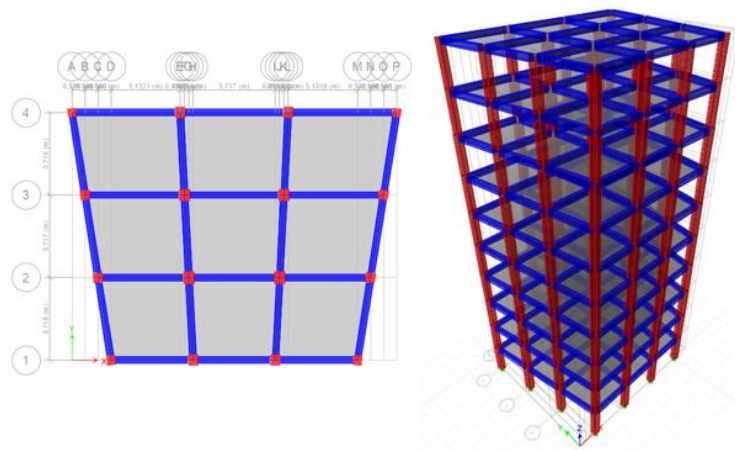
Direccion Y

Ductilidad Global	18.3361388
P_{desempeño}	0.207 m
Ductilidad de desempeño	7.14014694

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

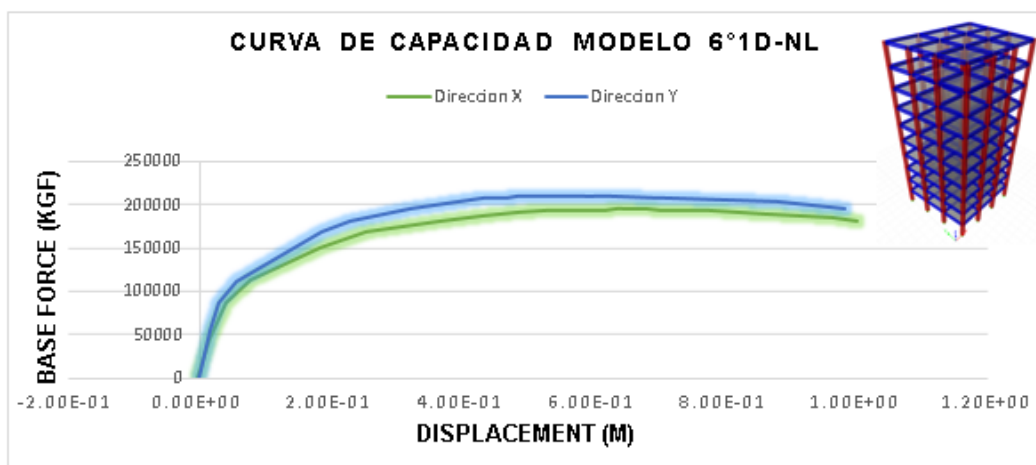
Curva de capacidad MODELO 6°NL1D Iteración 0

Figura 44. Vista de planta y 3D del modelo 6°NL1D.



Nota ETAPsv15.2 (2015)

Figura 45. Curva de capacidad modelo 6°NL1D, Iteración =0.



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

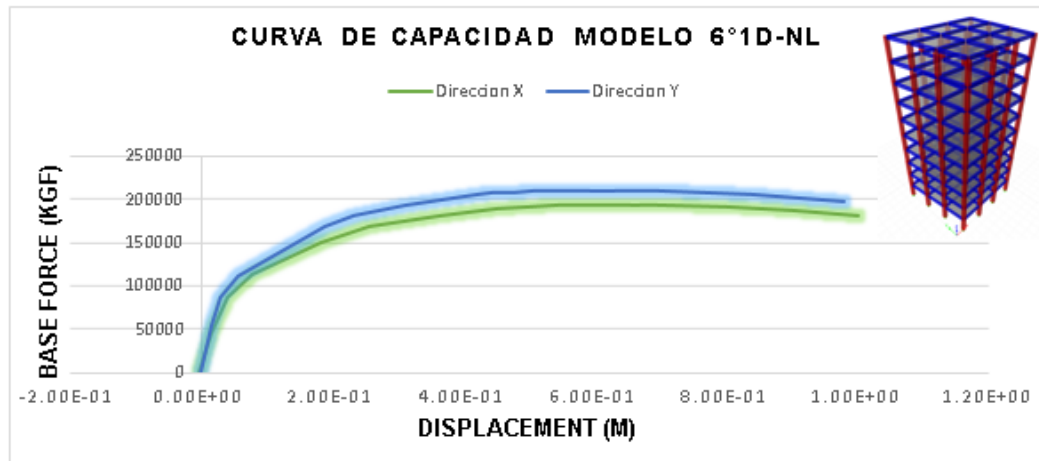
Tabla 38. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =0

Direccion X	
Ductilidad Global	15.7299274
P _{desempeño}	0.239 m
Ductilidad de desempeño	6.08994776

Direccion Y	
Ductilidad Global	19.903183
P _{desempeño}	0.211 m
Ductilidad de desempeño	6.99602122

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Figura 46. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =1.



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 39. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =1

Dirección X

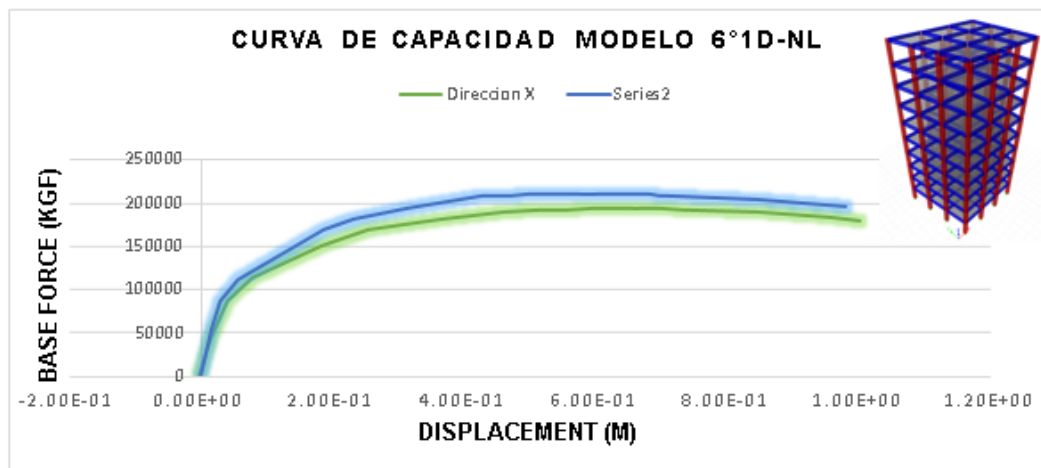
Ductilidad Global	15.9738624
P_{desempeño}	0.239 m
Ductilidad de desempeño	6.08266314

Dirección Y

Ductilidad Global	19.8610761
P_{desempeño}	0.212 m
Ductilidad de desempeño	7.02405407

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Figura 47. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =2



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

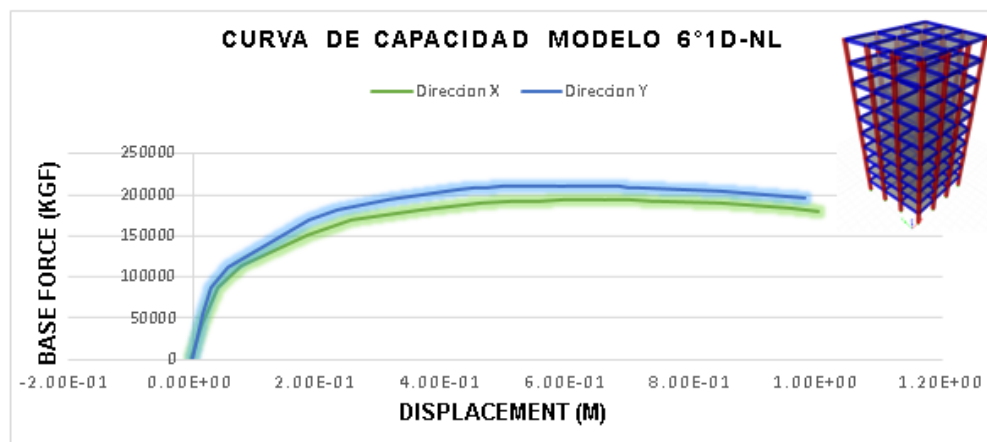
Tabla 40. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =2

Direccion X	
Ductilidad Global	15.9377626
P _{desempeño}	0.239 m
Ductilidad de desempeño	6.08622578

Direccion Y	
Ductilidad Global	19.8655223
P _{desempeño}	0.212 m
Ductilidad de desempeño	7.02545069

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Figura 48. Curva de capacidad modelo 5°NL1D, Iteración =3



Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Tabla 41. Ductilidad Global, Distancia del punto de desempeño y ductilidad de desempeño para 6°NL1D, Iteración =3

Ductilidad Global	15.9377626
P _{desempeño}	0.239 m
Ductilidad de desempeño	6.08622578

Ductilidad Global	19.8655223
P _{desempeño}	0.212 m
Ductilidad de desempeño	7.02545069

Nota Sequera J & Vita J. (2016)

Cálculo de iteraciones.

Una vez definida la metodología, para esta investigación ¡Miranda y Bertero, 1994), los valores obtenidos para los valores de Factor R entrada y salida “**R_μ (Input)**” & “**R_μ (Output)**” por cada iteración son los correspondientes. Ver tabla 43 y 44

Tabla 42. Resumen del proceso iterativo del factor de reducción de respuesta modelo 5°NL1D

Dirección "X"

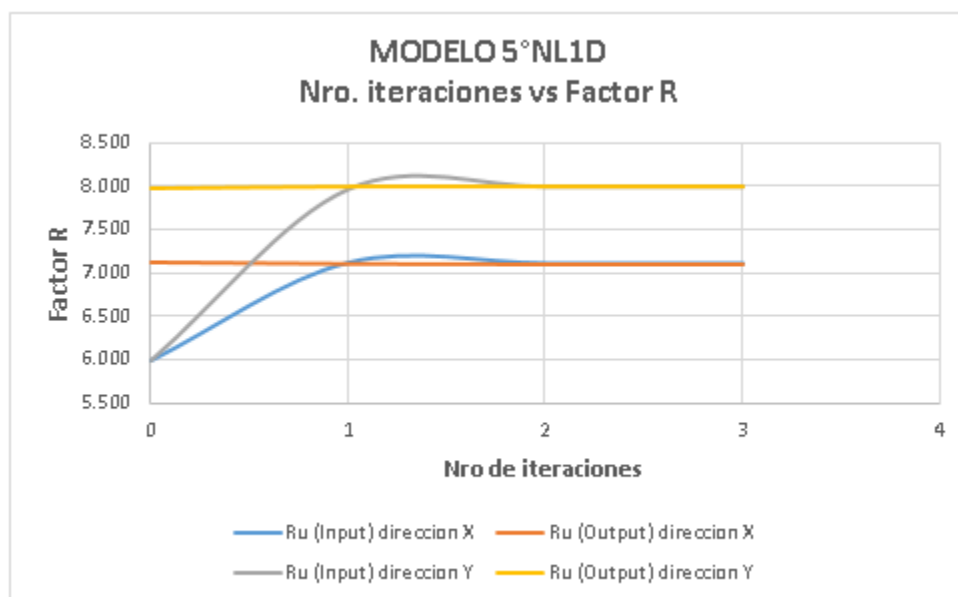
Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Ductilidad (μ)	$\bar{\sigma}$ (\$2)	R _μ (Input)	R _μ (Output)	CHEQUEO
0	5°NL1D	1.448	6.22724	0.855133	6.000	7.113	No Coincide
1		1.448	6.22051	0.854994	7.113	7.106	No Coincide
2		1.448	6.21838	0.854950	7.106	7.104	No Coincide
3		1.448	6.21838	0.854950	7.104	7.104	OK

Dirección "Y"

Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Ductilidad (μ)	$\bar{\sigma}$ (\$2)	R _μ (Input)	R _μ (Output)	CHEQUEO
0	5°NL1D	1.448	7.10909	0.876703	6.000	7.968	No Coincide
1		1.448	7.14113	0.877634	7.968	7.997	No Coincide
2		1.448	7.14015	0.877606	7.997	7.996	No Coincide
3		1.448	7.14015	0.877606	7.996	7.996	OK

Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Figura 49. Resumen de iteraciones en modelo 5°NL1D



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Tabla 43. Resumen del proceso iterativo del factor de reducción de respuesta modelo 6°NL1D

Dirección "X"

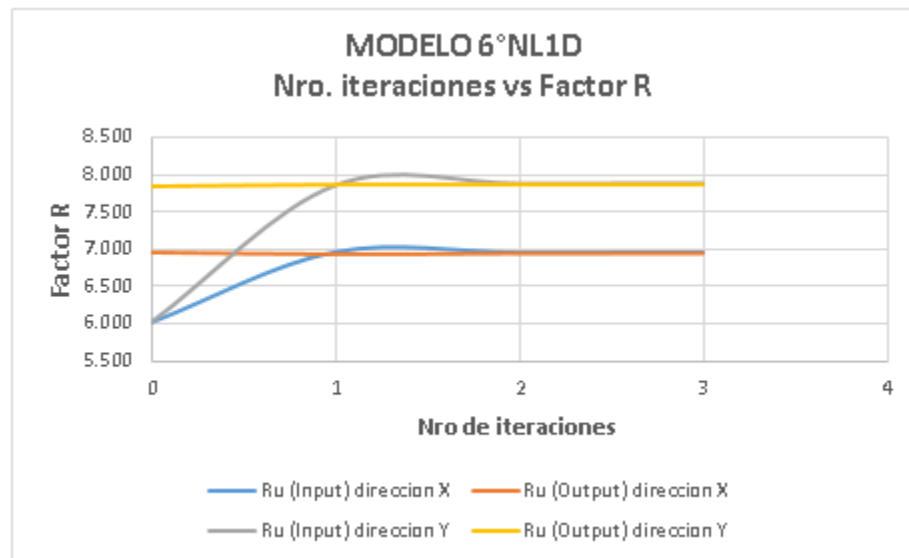
Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Ductilidad (μ)	ϕ (S2)	R μ (Input)	R μ (Output)	CHEQUEO
0	6°NL1D	1.462	6.08995	0.855088	6.00000	6.95254	No Coincide
1		1.462	6.08266	0.854945	6.95254	6.94502	No Coincide
2		1.462	6.08623	0.855015	6.94502	6.94870	No Coincide
3		1.462	6.08623	0.855015	6.94870	6.94870	OK

Dirección "Y"

Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Ductilidad (μ)	ϕ (S2)	R μ (Input)	R μ (Output)	CHEQUEO
0	6°NL1D	1.462	6.99602	0.876044	6.00000	7.84443	No Coincide
1		1.462	7.02405	0.876814	7.84443	7.87039	No Coincide
2		1.462	7.02545	0.876853	7.87039	7.87168	No Coincide
3		1.462	7.02545	0.876853	7.87168	7.87168	OK

Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Figura 50. Resumen de iteraciones en modelo 6°NL1D



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Cálculo del error generado (% E).

Para determinar el error, aplicaremos la fórmula mostrada a continuación, los resultados de la verificación de error se pueden observar en la tabla 45 y 46.

$$\% E = \left(\frac{R\mu (\text{Input})}{R\mu (\text{Output})} - 1 \right) \times 100$$

Tabla 445. Resumen de los errores obtenidos por cada iteración en dirección X

Dirección "X"

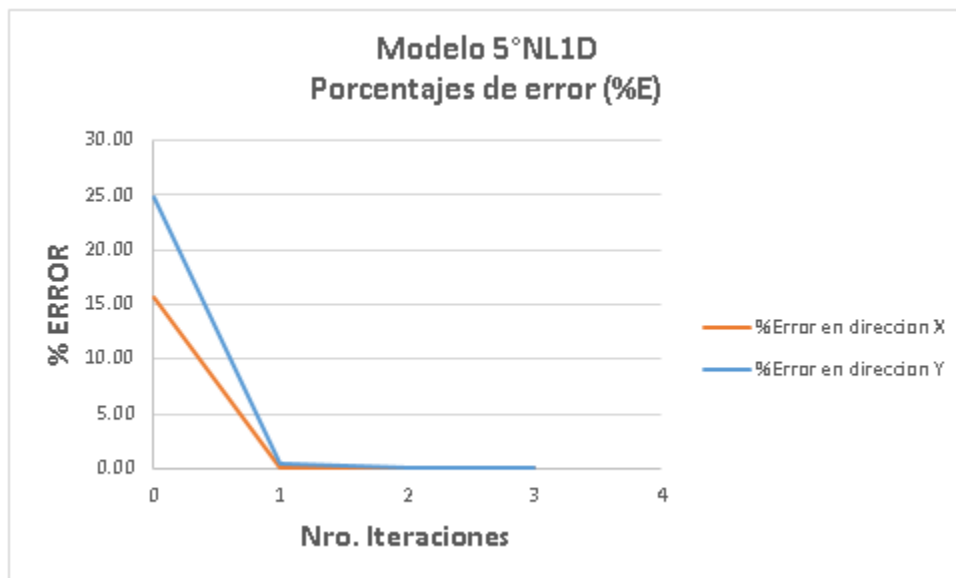
Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Rμ (Input)	Rμ (Output)	Error	% Error
0	5°NL1D	1.448	6.00000	7.11278	-0.15645	15.64
1		1.448	7.11278	7.10591	0.00097	0.10
2		1.448	7.10591	7.10373	0.00031	0.03
3		1.448	7.10373	7.10373	0.00000	0.00

Dirección "Y"

Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	Rμ (Input)	Rμ (Output)	Error	% Error
0	5°NL1D	1.448	6.00000	7.96825	-0.24701	24.70
1		1.448	7.96825	7.99737	-0.00364	0.36
2		1.448	7.99737	7.99648	0.00011	0.01
3		1.448	7.99648	7.99648	0.00000	0.00

Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Figura 51. Porcentaje de error Modelo 5°NL1D



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Tabla 456. Resumen de los errores obtenidos por cada iteración en dirección Y

Dirección "X"

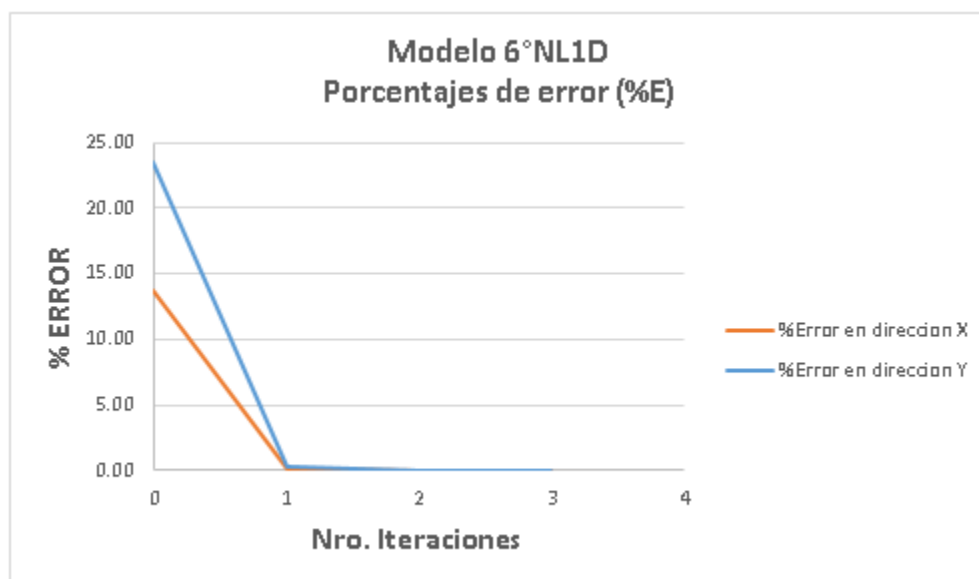
Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	R μ (Input)	R μ (Output)	Error	% Error
0	6°NL1D	1.462	6.00000	6.95254	-0.13701	13.70
1		1.462	6.95254	6.94502	0.00108	0.11
2		1.462	6.94502	6.94870	-0.00053	0.05
3		1.462	6.94870	6.94870	0.00000	0.00

Dirección "Y"

Nro. Iteraciones	Modelo	T (seg)	R μ (Input)	R μ (Output)	Error	% Error
0	6°NL1D	1.462	6.00000	7.84443	-0.23513	23.51
1		1.462	7.84443	7.87039	-0.00330	0.33
2		1.462	7.87039	7.87168	-0.00016	0.02
3		1.462	7.87168	7.87168	0.00000	0.00

Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

Figura 52. Porcentaje de error Modelo 6°NL1D



Nota Sequera J. & Vita J. (2016)

NOTA: “Para que el método de iteración, tenga éxito el error porcentual entre “R μ (Input)” & “R μ (Output)” debe ser 0.000% (totalmente nulo), de esta manera se determina una iteración exitosa en este trabajo de investigación”.

CONCLUSIONES

De acuerdo a Tamayo (1996) para redactar las conclusiones, es necesario partir de los objetivos específicos que se plantearon en el estudio o en función de las hipótesis de trabajo (es importante aclarar que si la investigación es controlada por objetivos específicos no se planteas hipótesis, y viceversa). Se tendrán tantas conclusiones como objetivos específicos se hallan formulados, y luego de ello se elabora una conclusión general, tomando en cuenta el objetivo general.

Todos los factores que arrojo el proceso de iteración están por encima de 6, que es el máximo valor de factor R que ofrece la normativa venezolana COVENIN-1756 (2001). Tanto la metodología de COVENIN y la aplicada en esta investigación (Miranda y Bertero), determinan los factores de reducción directamente proporcional a la ductilidad estructural, por esta razón determinar el factor R mediante un análisis estático no lineal y aplicando procesos de iteración, incide claramente en un incremento de la ductilidad en ambas edificaciones. Esto se traduce en que un mayor factor de reducción, le proporciona un aumento en la ductilidad estructural a los modelos, sin embargo, esto se debe a que al disminuir la intensidad sísmica sin disminuir las secciones transversales de la estructura, hace que las edificaciones se tornen más dúctiles.

Tanto para el modelo de 5° como el modelo de 6° de inclinación entre ejes resistentes, se determinaron los factores de reducción, el punto de desempeño y la ductilidad de los sistemas estructurales.

En cada una de las iteraciones a la que se sometió el factor R para cada modelo, se le comparo el valor al iniciar el análisis con el valor al finalizar el análisis obtenido mediante ductilidad. solo para la primera iteración (Iteración=0), en donde el factor de reducción era 6 ($R=6$), el porcentaje de variación (error porcentual) arrojaron valores mayores al 1%. El modelo 5°NL1D en dirección X arrojó como un valor de factor R de tal manera que su error porcentual fue de 15.64%, en la dirección Y el mismo arrojó 24.70%, mientras que para el modelo de 6°NL1D en dirección de X el porcentaje de error fue de 13.70%, en dirección Y se encontró con un 23.51%. sin embargo, una vez iniciado el proceso de iteración, estos errores porcentuales fueron menores al 1%

El proceso de iteración fue un éxito para determinar valores idénticos tanto al inicio del análisis como al final del mismo, por esta razón el mínimo porcentaje de error que se determinó en esta investigación fue de 0.00%, tomando en cuenta que tanto el factor al inicio del análisis R_{μ} (Input) como para el final de cada iteración R_{μ} (Output), se tomaron todos los decimales (15) coincidiendo todos y cada uno de ellos.

Si comparamos los resultados de esta investigación sobre el factor de R con los de la COVENIN-1756 2001, se puede observar una diferencia para el modelo de 5° en dirección "X" & dirección "Y" es de 1.104 y 1.996 respectivamente. Análogamente para el modelo de 6° la diferencia es de 0.949 y 1.872, tanto para la dirección "X" como la dirección "Y". Esto deja en evidencia las consideraciones sobre factores de seguridad que toma en cuenta esta normativa para el diseño y análisis estructural en edificaciones de concreto armado.

Ya que la normativa COVENIN 1756:2001 ofrece muy poca información acerca de la escogencia de un factor de reducción de respuesta para plantas irregulares y e para el caso de esta investigación "líneas no ortogonales entre sí", concluimos que tomar en cuenta un factor R menor de 6 en el diseño final de la edificación, sería lo más apropiado para tener cierto factor de seguridad que pueda compensar de alguna manera la irregularidad.

RECOMENDACIONES

Lo principal en esta investigación y las recomendaciones personales de sus investigadores es mantener un orden desde antes del inicio del diseño y sobre todo en la recolección de los resultados.

Realizar un buen pre dimensionado permite conocer cuáles son los pórticos con mayor afectación de sobre carga gravitacional. Se recomienda utilizar medidas constructivas y reducciones de los elementos columnas a cada dos o máximo tres niveles.

El análisis No lineal es sumamente delicado, los archivos que generan la herramienta SAP2000v14.2.4 se corrompen con más de dos corridas de análisis, por esto se recomienda generar un archivo para el diseño estructural y copias de este para las corridas No-Lineales.

Esta línea de investigación es sumamente extensa, si algún investigador le interesa seguir su desarrollo, se recomienda que aplique los efectos de torsión adicional que estable la norma COVENIN-1756 2001 para MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL, en su sección 9.6.2.2

BIBLIOGRAFÍA

Juan C. Vielma P., William Lobo Q., Pedro Rivero R. "Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal", Revista INGENIERÍA UC, vol. 12, núm. 2, agosto, 2005, pp. 14-22.

Roberto Aguiar Falconi. "Factor de Reducción por Ductilidad" II Congreso de Ciencia y Tecnología, Centro de Investigaciones Científicas CEINCI, Escuela Politécnica del ejército.

Freddy Lanza (2008), "Diseño Sísmico por Desempeño, Comportamiento de Sistemas Estructurales", Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado.

Juan C. Vielma P., Alex H. Barbat., Sergio Oller (2006). "Factores de reducción de respuesta, Estado del Arte y Estudio Comparativo entre Codigos", Revista Internacional de Ingenieria de Estructuras, vol. 11, núm. 1, pp. 77-106.

Bertero V (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines", Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Slovenia, Memorias, 1-31.

SEAOC (1995). "Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering." Vol. 1, January, 1995. Guide Specifications for Seismic Isolation Design. American

Norma venezolana COVENIN 1756-1:2001. "Edificaciones sismorresistentes", parte 1: articulado, Caracas, marzo de 2001.

ATC-40 Report. 1996. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

Applied Technology Council Report No. SSc 96-01", Redwood City, California.

FEMA-273 "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", October 1997 Washington, D.C.

SEAOC (1996) "Recommendations and commentary for the earthquake-resistant design of structures". 1996 504 pp.

Chopra, A. K., 1995, "Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering", Chapters 6, 7 and 13, Prentice Hall, New Jersey.

Norma venezolana COVENIN 1753:2005. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño", parte 1: articulado, Caracas, 2005.

Bonett Díaz, Ricardo León (2003). "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Universidad Politécnica de Cataluña.

Miranda Eduardo (1995). "Conceptos básicos sobre el uso de disipadores de energía en ingeniería sísmica". Asesor en respuesta sísmica de edificios en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (México).