

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN CHAMINADE DE
LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA CONSIDERANDO EL MÉTODO
ESPECTRO CAPACIDAD Y MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE
DESPLAZAMIENTO”**

Tesis presentada por el Bachiller:
Huamani Conza, Leonel Aldo

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Asesor:
Mg. Rosas Espinoza Jorge

Arequipa- Perú
2021

DICTAMEN APROBATORIO

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
TITULACIÓN CON TESIS
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 14 de Noviembre del 2021

Dictamen: 003907-C-EPIC-2021

Visto el borrador del expediente 003907, presentado por:

2008700331 - HUAMANI CONZA LEONEL ALDO

Titulado:

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PABELLÓN CHAMINADE DE LA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE SANTA MARÍA CONSIDERANDO EL MÉTODO ESPECTRO CAPACIDAD Y MÉTODO
DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

1887 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR



1938 - FEBRES ROSADO OLGER JAVIER
DICTAMINADOR



2778 - UGARTE CALDERON ENRIQUE ALFONSO
DICTAMINADOR



DEDICATORIA

A Dios porque él está presente en todo lo que hacemos

Y cuida de mi camino hacia un futuro profesional

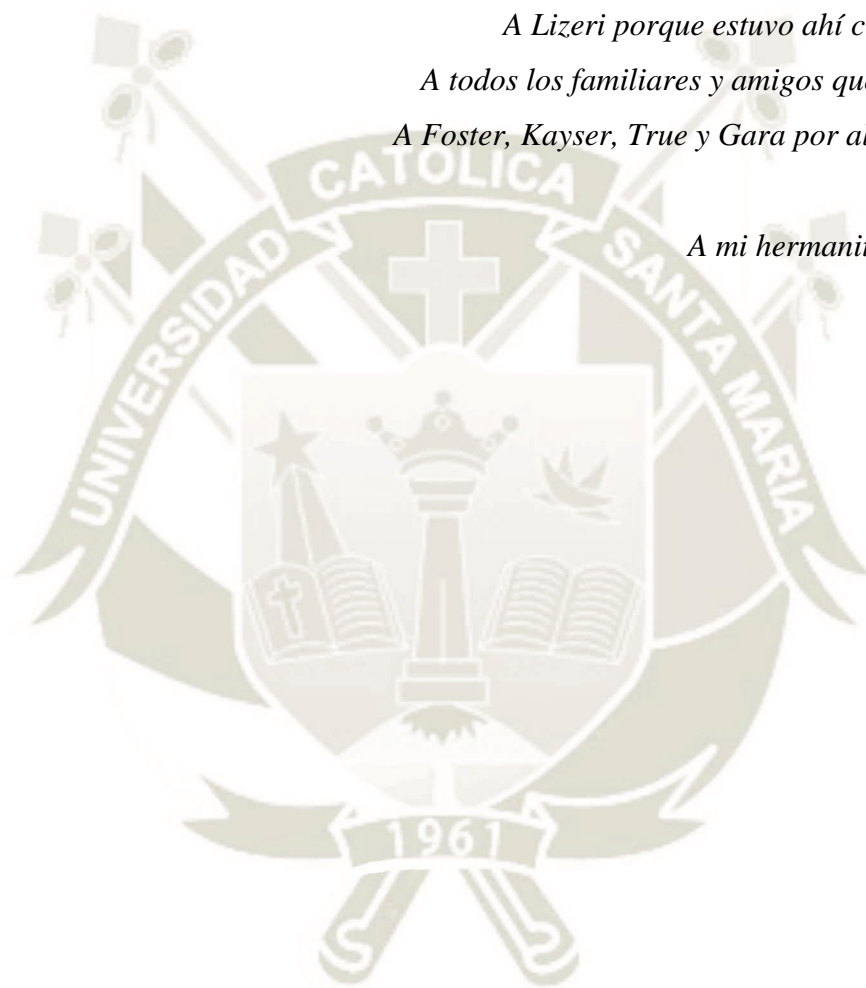
A mis padres Aldo y Celia por su apoyo y confianza

A Lizeri porque estuvo ahí cuando la necesite

A todos los familiares y amigos que confiaron en mí

A Foster, Kayser, True y Gara por alegrarme siempre

A mi hermanita Glendy QEPD.

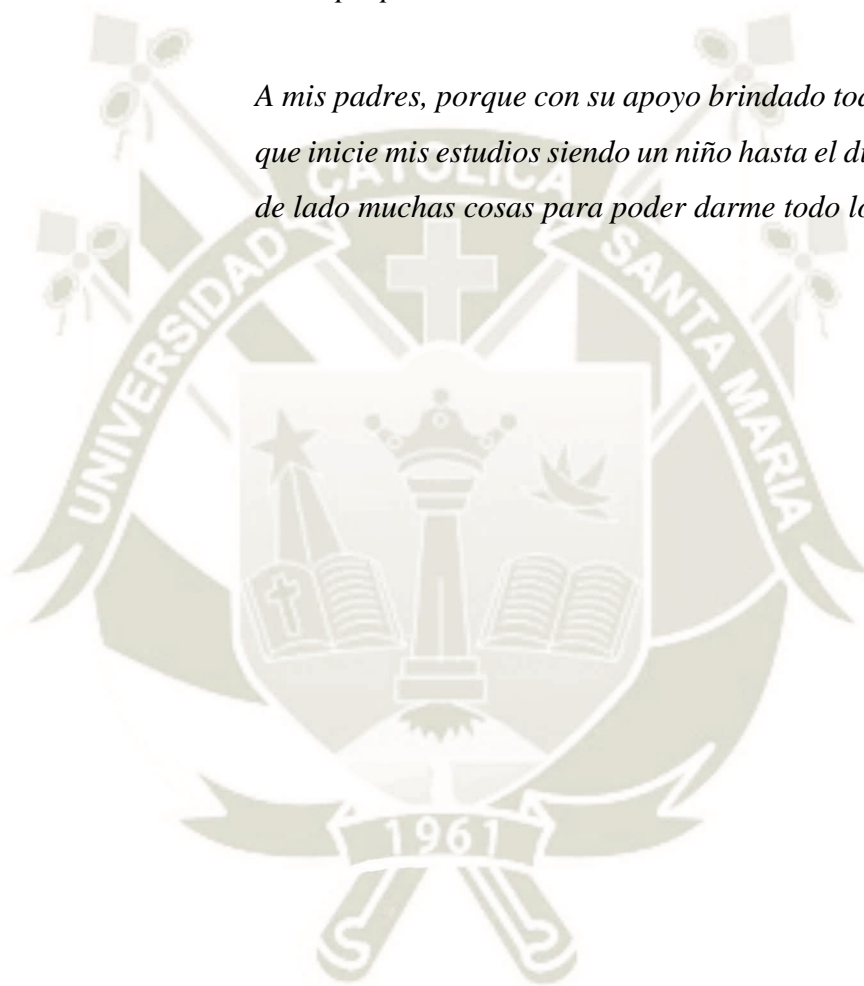


AGRADECIMIENTO

Agradezco a:

Dios, porque gracias a él llegue donde estoy, el camino fue largo, pero siempre tuve la fortaleza de él para poder concluir todas mis metas propuestas.

A mis padres, porque con su apoyo brindado todos los días desde que inicie mis estudios siendo un niño hasta el día de hoy, dejaron de lado muchas cosas para poder darme todo lo que tengo.



RESUMEN

La presente tesis de investigación tiene por título “**Comparación del Desempeño Sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María considerando el método Espectro Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento**”, el objetivo general de esta investigación es determinar las diferencias en el desempeño sísmico del método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento aplicado a el pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María.

Esta tesis de investigación es de forma descriptiva y comparativa, porque se analiza y describe consecuentemente la información teórica de artículos y tesis existentes, con su respectiva normativa aplicando el método Pushover. Es no experimental porque no se manipulará las variables independientes ya que las normas en el software tienen un código ya establecido. Descriptiva porque describirá características de las normas americanas escogidas, comparativa porque compara dos métodos Espectro capacidad y Coeficientes para saber cuáles son las diferencias encontradas en el desempeño sísmico.

De la presente investigación de comparación se obtuvieron resultados que satisfacen al objetivo de buscar diferencias en los puntos de desempeño para los métodos planteados, establecidos para el pabellón Chaminade de la universidad Católica de Santa María, con ello se tiene una respuesta de evaluación por desempeño sísmico de interés para la comunidad Santa Mariana.

Palabras claves:

Desempeño sísmico, Pushover, Espectro capacidad, Coeficientes.

ABSTRACT

The present research thesis is entitled " **Comparison of the Seismic Performance of the Chaminade pavilion of the Catholic University of Santa María considering the Capacity Spectrum method and the Coefficient Method**", the general objective of this research is to determine the differences in the seismic performance of the spectrum method capacity and method of the coefficients applied to the Chaminade pavilion of the Catholic University of Santa María.

This research thesis is descriptive and comparative, because it analyzes and describes and consequently the theoretical information of existing articles and theses, with their respective regulations applying the pushover method. It is non-experimental because the independent variables will not be manipulated since the standards in the software have an already established code. Descriptive because it will describe characteristics of the Chosen American standards, comparative because it compares two methods Spectrum capacity and Coefficients to know what are the differences found in seismic performance.

From the present comparison research results were obtained that satisfy the objective of looking for differences in the performance points for the proposed methods, established for the Chaminade pavilion of the Catholic University of Santa María, with this we have an evaluation response for seismic performance of interest to the Santa Mariana community.

Keywords:

Seismic performance, Pushover, Spectrum capacity, Coefficients.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad en nuestro país la evaluación o diseño por desempeño sísmico es poco usada y practicada, las normativas vigentes no consideran ello, por más que nuestro territorio es altamente sísmico y por muchos años muchas ciudades importantes se encuentran en un silencio sísmico, se dice que se espera sismos de mayor magnitud, sin embargo no se sabe con certeza el comportamiento que tendrán las estructuras antiguas o modernas ante un sismo máximo, existen muchos métodos y softwares para poder ver o determinar el desempeño sísmico, como los métodos de normativas americanas del espectro de capacidad que se basa en un proceso iterativo en el que inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento que se basa en estimar el punto de desempeño de la estructura, mediante un proceso numérico directo, que incluye el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral correspondiente al período fundamental efectivo, de acuerdo al desplazamiento máximo probable en el tope.

El software ETABS trae los dos métodos para poder determinar el punto de desempeño, es por ello que los cálculos se realizarán internamente con la ayuda del software, para poder determinar el desempeño sísmico antes se debe conocer las propiedades de la estructura a evaluar, que se encuentran en los planos estructurales, realizar un análisis lineal Dinámico con el fin de poder obtener las fuerzas por piso para realizar el análisis estático no lineal Pushover, y con ello generar la curva de capacidad de la estructura.

En esta investigación una vez obtenidos los resultados se procede a realizar la comparación entre los dos métodos de tal forma que satisfagan los objetivos planteados, como resultado tener datos cuantitativos sobre el desempeño sísmico del Pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María.

Para su mejor entendimiento y comprensión se encuentra dividida en tres capítulos: El Capítulo I presenta el planteamiento Teórico, definiendo los antecedentes y formulación del problema de investigación, la justificación, objetivos de la investigación, hipótesis así mismo como el alcance y delimitación. En el Capítulo II se presentan los fundamentos teóricos como el estado del arte, y descripción teórica de los principales conceptos empleados en la presente investigación. En el Capítulo III se presenta la metodología aplicada, para el direccionamiento de la presente investigación. En el Capítulo IV se presenta los fundamentos para el desempeño sísmico mediante al análisis estático no lineal Pushover. En el capítulo V se presentan los fundamentos para el Método del espectro de Capacidad y el Método de los Coeficientes de desplazamiento. En el Capítulo VI se presenta el Análisis estático y dinámico lineal del pabellón Chaminade. En el Capítulo VII se presenta los resultados y procedimientos del desempeño sísmico de la estructura.

Finalmente se presenta, las conclusiones y sugerencias en el que se discierne sobre los datos más importantes obtenidos de la investigación y se brindan propuestas de solución.

ÍNDICE GENERAL

DICTAMEN APROBATORIO	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
INTRODUCCIÓN	VII
LISTA DE TABLAS	XIII
LISTA DE FIGURAS	XVI
LISTA DE ECUACIONES	XXI
CAPITULO I PLANTEAMIENTO TEÓRICO	22
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	23
1.1.1 Antecedentes del problema	23
1.1.2 Formulación del Problema de Investigación.....	26
1.1.2.1 Problema General.....	26
1.1.2.2 Problemas Específicos	26
1.1.3 Justificación de la investigación	27
1.1.3.1 Justificación Social	27
1.1.3.2 Justificación Ambiental	27
1.1.3.3 Justificación Económica	28
1.1.3.4 Justificación Tecnológica.....	28
1.1.3.5 Justificación Institucional	29
1.1.3.6 Justificación Ética	29
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	30
1.2.1 Objetivo General:.....	30
1.2.2 Objetivos Específicos:.....	30
1.3 HIPÓTESIS	30
1.4 ALCANCE Y DELIMITACIÓN.....	31
1.4.1 Alcance.....	31
1.4.2 Delimitaciones	31
1.4.3 Aportes de la investigación	32
CAPITULO II FUNDAMENTO TEÓRICO	33
2.1 Estado del Arte.....	34
2.2 Marco teórico.....	37
2.3 Pushover.....	41
2.4 Desempeño Sísmico.....	41
2.5 Método del Espectro Capacidad	42
2.6 Método de los Coeficientes de Desplazamiento	42
2.7 ETABS.....	42

CAPITULO III METODOLOGÍA	44
3.1 Marco legal	45
3.2 Planteamiento Metodológico	46
3.2.1 Tipo de investigación	46
3.2.2 Diseño de la Investigación	46
3.3 Métodos de investigación	47
CAPITULO IV FUNDAMENTOS PARA EL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	48
4.1 NORMATIVAS	49
4.1.1 Desarrollo de las Normativas Enfocadas al Desempeño Sísmico.....	49
4.1.1.1 ATC-40 Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios de hormigón.	49
4.1.1.2 FEMA 273 y 274 NEHRP Directrices y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios	49
4.1.1.3 FEMA 356: Pre estándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios	50
4.1.1.4 FEMA 440: Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal	50
4.1.1.5 ASCE/SEI 31-03: Evaluación sísmica de edificios existentes	51
4.1.1.6 ASCE/SEI 41-06: Rehabilitación sísmica de edificios existentes	51
4.1.1.7 ASCE/SEI 41-13: Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes.....	52
4.2 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	53
4.2.1 Definición del análisis estático no lineal (PUSHOVER).....	53
4.2.2 Importancia del análisis estático no lineal	55
4.2.3 Definición de patrón de cargas laterales	57
4.2.4 Procedimiento general del análisis estático no lineal PUSHOVER	58
4.2.5 Procedimientos de análisis	60
4.2.6 Cálculo de la capacidad de la estructura	60
4.2.7 Cálculo de la demanda	62
4.2.8 Objetivos Del Desempeño	64
4.2.8.1 Nivel de Desempeño de la Edificación.....	67
4.2.8.2 Nivel de Amenaza Sísmica	70
4.2.9 Verificación del desempeño:.....	73
CAPITULO V MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO.....	78
5.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (FEMA-440)	79
5.1.1 Método del espectro capacidad:.....	79
5.1.2 Modelo matemático.....	80
5.1.2.1 Reglas Generales.....	80
5.1.2.2 Comportamiento de los componentes:.....	82
5.1.2.3 Rigidez inicial de los componentes:	83
5.1.2.4 Rigidez de los componentes.....	84

5.1.2.5	Resistencia de los componentes:.....	87
5.1.2.6	Capacidad de deformación de componentes:.....	87
5.1.2.7	Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS) para uso con períodos secantes	95
5.1.2.8	Reducción Espectral para Amortiguamiento Efectivo.....	97
5.1.2.9	Procedimientos de solución	98
5.1.2.10	Curva de capacidad idealizada para análisis estático no lineal.....	104
5.2	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO ...	106
5.2.1	Método de los Coeficientes de Desplazamiento:	106
5.2.2	Modelo matemático.....	107
5.2.2.1	Reglas generales.....	107
5.2.2.2	Comportamiento de componentes.....	108
5.2.2.3	Rigidez inicial de los componentes.....	110
5.2.2.4	Resistencia de los componentes.....	112
5.2.2.5	Capacidad de deformación de los componentes	113
5.2.2.6	Parámetros de modelado de componentes y criterios de aceptación	118
5.3	Cálculo de coeficientes	127
5.3.1	Expresión general.....	127
5.3.1.1	Coeficiente C0	128
5.3.1.2	Coeficiente C1	129
5.3.1.3	Coeficiente C2	129
5.3.1.4	Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones	130
5.3.1.5	$\mu_{strength}$	131
5.3.1.6	Coeficiente C _m	131
5.3.1.7	Desplazamiento objetivo para edificios sin diafragma rígido.....	133
5.3.2	Consideraciones del análisis estático no lineal PUSHOVER	133
5.3.2.1	Nodo de control:	133
5.3.2.2	Distribución de carga lateral	134
5.3.2.3	Limitaciones del procedimiento estático no lineal.....	135
5.3.3	Curva idealizada fuerza-desplazamiento	136

CAPITULO VI ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL DEL PABELLÓN CHAMINADE - UCSM..... 139

6.1	Información previa al análisis.....	140
6.2	Descripción y especificaciones técnicas de la edificación.....	141
6.3	Dimensionamiento.....	142
6.3.1	Losa unidireccional	142
6.3.2	Vigas:	142
6.3.3	Columnas	143
6.3.4	Placas	146
6.3.5	Análisis Estructural	147
6.3.6	Análisis estático:	150
6.3.7	Análisis dinámico:.....	154

CAPITULO VII RESULTADOS Y PROCEDIMIENTO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	162
7.1 Datos	163
7.1.1 No linealidad de los Materiales.....	163
7.1.2 No linealidad de los elementos	166
7.2 Fuerzas por piso para el análisis no Lineal	172
7.3 Configuración del Análisis Estático No Lineal	175
7.3.1 Asignación de rótulas plásticas	180
7.4 Curva de capacidad de la estructura	198
7.5 Evaluación del desempeño sísmico	203
7.5.1 Acción sísmica	203
7.6 Punto de desempeño según FEMA 440 método espectro de capacidad.....	210
7.7 Punto de desempeño según ASCE 41-13 Método de los Coeficientes de Desplazamiento	214
7.8 Comparación de resultados punto de desempeño sísmico Método espectro Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.	217
7.9 Nivel de ductilidad.....	219
7.10 Nivel de desempeño sísmico.....	222
CONCLUSIONES.....	228
RECOMENDACIONES	231
REFERENCIAS.....	233
ANEXO N° 1.....	238
ANEXO N° 2.....	239

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Sismos considerados por el comité Visión 2000	71
Tabla 2	Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel desempeño.	73
Tabla 3	Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño.	73
Tabla 4	Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.	74
Tabla 5	Rigidez Inicial de los componentes	84
Tabla 6	Clasificación de la demanda de ductilidad en componentes.....	87
Tabla 7	Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Vigas de concreto reforzado.....	89
Tabla 8	Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Columnas de concreto reforzado.....	90
Tabla 9	Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Muros y segmentos de muros controlados por flexión.....	91
Tabla 10	Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Muros y segmentos de muros controlados por corte.....	91
Tabla 11	Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Vigas de acople.....	91
Tabla 12	Valores de rigidez efectiva de componentes.....	111
Tabla 13	Clasificación de la demanda de ductilidad en componentes de concreto reforzado... ..	116
Tabla 14	Ejemplos de posibles acciones controladas por deformación y por fuerza.	117
Tabla 15	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal – Vigas de concreto reforzado.	121
Tabla 16	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal – Columnas de concreto reforzado.	122
Tabla 17	Detalles del refuerzo transversal: condiciones en columnas a ser utilizadas en la tabla 10-8 de la norma ASCE 41-13.	123
Tabla 18	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal Juntas Viga-Columna de concreto reforzado.	124

Tabla 19	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal Losas en dos direcciones y conexiones losa-columna de concreto reforzado.	125
Tabla 20	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal – Muros de corte y componentes asociados de concreto reforzado controlados por flexión.	126
Tabla 21	Parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal – Muros de corte y componentes asociados de concreto reforzado controlados por corte.....	127
Tabla 22	Valores para el factor de modificación C_0	128
Tabla 23	Valores para el factor de masa efectivo.	132
Tabla 24	Factor de masa participativa	151
Tabla 25	Peso por cada nivel	151
Tabla 26	Parámetros sísmicos.....	154
Tabla 27	Valores de T vs. S_a del espectro de diseño.....	155
Tabla 28	Modos de Vibración.....	157
Tabla 29	Cortante Dinámica.	159
Tabla 30	Cortante dinámica por piso para Pushover.	160
Tabla 31	Masa participativa.....	160
Tabla 32	Momento curvatura para la columna C-2.	169
Tabla 33	Momento curvatura para la V-401 30x70cm.....	171
Tabla 34	Determinación por factores fuerzas laterales X-X.....	173
Tabla 35	Determinación por factores fuerzas laterales Y-Y.....	174
Tabla 36	Disposición de rótulas plásticas en vigas.....	182
Tabla 37	Parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas de Concreto Armado.	185
Tabla 38	Disposición rótulas plásticas en columnas.....	187
Tabla 39	Parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas de Concreto Armado.	191
Tabla 40	Base Shear vs Monitored Displacement. – (15 pasos) dirección X-X.....	202

Tabla 41 Base Shear vs Monitored Displacement. – (16 pasos) dirección Y-Y.....	202
Tabla 42 Sismo de diseño convertido según criterios FEMA 440.....	205
Tabla 43 Sismo de servicio $0.5*SD$	205
Tabla 44 Sismo Máximo $1.25*SD$	206
Tabla 45 Desplazamiento espectral para cada nivel de sismo.	208
Tabla 46 Punto de desempeño Según FEMA 440 y ASCE 41-13.....	218
Tabla 47 Nivel de desempeño para el método espectro capacidad.....	222
Tabla 48 Nivel de desempeño para el Método de los Coeficientes de Desplazamiento.....	223



LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Patrón de Cargas y Desplazamiento Generado por el Pushover	53
Figura 2	Deformación Unitaria Real e Idealizada de una Estructura	54
Figura 3	Rótulas Plásticas Asignadas a Cada Elemento Estructural	55
Figura 4	Espectro de Diseño con Factor R Reducido	56
Figura 5	Punto Cedente Efectivo Yo Último	57
Figura 6	Distribución vertical de fuerzas por nivel	58
Figura 7	Punto de control en la edificación	59
Figura 8	Representación de la Curva de Capacidad de una Estructura	61
Figura 9	Curva de capacidad de una Estructura en ETABS	62
Figura 10	Método del Espectro de Capacidad en ETABS	63
Figura 11	Método de los Coeficientes de Desplazamiento de Desplazamiento en ETABS	64
Figura 12	Objetivos del desempeño	65
Figura 13	Costos Relativos de Varios Objetivos de Rehabilitación	66
Figura 14	Deriva del tope desplazamiento entre la altura	75
Figura 15	Criterio de Aceptabilidad Típico Expresado en la Curva de Esfuerzo-Deformación	77
Figura 16	Representación del Método del Espectro de Capacidad	79
Figura 17	Representación de la Conversión en Formato ADRS	80
Figura 18	Relación Generalizada Carga-Deformación Para Componentes Estables	82
Figura 19	Rigidez Inicial de los Componentes	83
Figura 20	Construcción de una relación carga deformación para una acción controlada por deformación	85
Figura 21	Construcción de una Relación Carga Deformación Para una Acción Controlada por Fuerza	86
Figura 22	Relaciones Generalizadas Carga-Deformación Para Componentes	88
Figura 23	Representación Gráfica del Método del Espectro de Capacidad del ATC-40	94
Figura 24	Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento (ADRS), que Muestra el Período Efectivo y Parámetros de Amortiguamiento de la Linealización Equivalente, Junto a una Curva de Capacidad.	95

Figura 25 Espectro de Respuesta Modificado de Aceleración-Desplazamiento, para Relacionar con el Período Secante, T_{eff}	96
Figura 26 Espectros Iniciales de Demanda y Capacidad, en Formato ADRS	98
Figura 27 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	99
Figura 28 Determinación del Desplazamiento Máximo Estimado Utilizando la Iteración Directa (Procedimiento A)	101
Figura 29 Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B)	102
Figura 30 Lugar de Posibles Puntos de Desempeño (Procedimiento C)	103
Figura 31 Curva fuerza-desplazamiento Idealizada para Análisis estático no lineal	104
Figura 32 Representación del Método de los Coeficientes de Desplazamiento de desplazamiento	106
Figura 33 Relación Generalizada fuerza-Deformación para Componentes o Elementos de Concreto	110
Figura 34 Relación generalizada fuerza-deformación para componentes	111
Figura 35 Representación de la Curva Tipo 1	113
Figura 36 Representación de la Curva Tipo 2	114
Figura 37 Representación de la Curva Tipo 3	115
Figura 38 Curva Generalizada Fuerza-Deformación Para Representar el Modelado y Criterios de Aceptación de los Componentes.....	118
Figura 39 Curvas Generalizadas (b) y (c) Fuerza-Deformación Para Representar el Modelado y Criterios de Aceptación de los Componentes.....	120
Figura 40 Selección del Nodo Control	134
Figura 41 Distribución de la Carga Lateral para el Análisis Estático no Lineal	135
Figura 42 Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento.....	137
Figura 43 Pabellón Chaminade Vista Modelado en Sketchup	140
Figura 44 Estructuración General de la Estructura.....	141
Figura 45 Losa aligerada típica para todos los pisos.	142
Figura 46 Vigas V-203, V303, V-403 y V503	143
Figura 47 Corte G-G, H-H en las Vigas V-203, V303, V-403 y V503	143
Figura 48 Tipos de Etribos para Columnas Empleados	144

Figura 49 Columnas C-1, C-2, C-3 por piso y tipo	145
Figura 50 Placas por tipo P-1, P-2, P-3, P-4, P-5 y P-6.....	146
Figura 51 Modelo en tres Dimensiones Del Pabellón Chaminade	148
Figura 52 Patrones de carga (DEAD, LIVE) usados para la estructura	148
Figura 53 Diafragma Rígido Asignado.....	149
Figura 54 Asignación de Coeficiente Dirección X-X.....	153
Figura 55 Asignación de Coeficiente Dirección Y-Y.....	153
Figura 56 Espectro T(s) vs Sa(m/s ²)	156
Figura 57 Modos De Vibración del Edificio	158
Figura 58 Propiedades del Concreto Ingresadas al Software	164
Figura 59 Comparación de la curva esfuerzo-deformación de la columna C-2, del concreto confinado y sin confinar, $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$	165
Figura 60 Curva Esfuerzo-Deformación del Acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	166
Figura 61 Columna C-2 30x60 cm 6Ø1”.....	167
Figura 62 Diagrama de iteración Columna C-2 para M 2-2.....	168
Figura 63 Diagrama de iteración Columna C-2 para M 3-3.....	168
Figura 64 Representación diagrama interacción M 2-2, M 3-3.....	169
Figura 65 Diagrama Momento Curvatura C-2.....	170
Figura 66 V-401 corte E-E, 10 Ø3/4”.....	171
Figura 67 Diagrama Momento curvatura para una de las vigas en estudio V-401.....	172
Figura 68 Definición casos de carga lateral.....	173
Figura 69 Aplicación de carga lateral eje X-X.....	174
Figura 70 Aplicación de Carga Lateral eje Y-Y	175
Figura 71 Parámetros caso CGNL (carga gravitacional no lineal).....	176
Figura 72 Parámetros caso PUSH-FZAS, (análisis estático no lineal).....	177
Figura 73 Parámetros caso PUSH-FZAS, Control del Desplazamiento.....	178
Figura 74 Parámetros caso PUSH-FZAS, Asignación de múltiples estados.....	179
Figura 75 Parámetros no lineales caso PUSH-FZAS	180
Figura 76 Rotulas plásticas en vigas a la cara de la columna	181

Figura 77 Parámetros en ETABS para la Asignación Automática de Rótulas en Vigas.....	183
Figura 78 Parámetros Asignados de Rótulas en Viga.....	184
Figura 79 Parámetros Genéricos Rotulas Plásticas Según ASCE41-13	185
Figura 80 Rotulas Plásticas en Columnas a la Cara de Vigas	186
Figura 81 Rotulas Plásticas Asignadas en C-1	188
Figura 82 Parámetros en ETABS para la Asignación Automática de Rótulas en Columnas...	189
Figura 83 Parámetros Asignados de Rótulas en Columna.....	190
Figura 84 Espesores de Muros de Corte Utilizados.....	192
Figura 85 No Linealidad del Material Utilizada en Muros de Corte	193
Figura 86 Refuerzo de Rotula Para Muro de Corte	194
Figura 87 Asignación de Rotula Plástica Automática en Muro de Corte.....	195
Figura 88 Modelo de Fibras generadas Automáticamente por ETABS	196
Figura 89 Rótulas Plásticas Vista en Planta, Para Análisis	197
Figura 90 Rótulas Plásticas Vista en Elevación, Para Análisis	197
Figura 91 Rótulas Plásticas Vista en 3D, Para Analizar.....	198
Figura 92 Rótulas Plásticas Generadas por el PUSHX-FZAS	199
Figura 93 Rótulas Plásticas Generadas por el PUSHY-FZAS	199
Figura 94 Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección X-X.....	200
Figura 95 Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección Y-Y	201
Figura 96 Espectros para sismos de Servicio, Diseño y Máximo esperados en las direcciones X- Y	207
Figura 97 Espectros para Sismos de Servicio, Diseño y Máximo formato ADRS, direcciones X- Y	210
Figura 98 Punto de Desempeño, para sismo de Servicio, Dirección X-X Según FEMA440, software ETABS V19.0.0.....	211
Figura 99 Punto de Desempeño, para Sismo de Diseño, Dirección X-X Según FEMA440, software ETABS V19.0.0.....	211
Figura 100 Punto de Desempeño, para sismo Máximo, Dirección X-X Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0.....	212

Figura 101 Punto de Desempeño para Sismo de Servicio, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0.....	212
Figura 102 Punto de Desempeño, para sismo de Diseño, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0.....	213
Figura 103 Punto de Desempeño, para Sismo Máximo, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0.....	213
Figura 104 Punto de Desempeño, para sismo de Servicio, Dirección X-X Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0.....	214
Figura 105 Punto de Desempeño, para sismo de Diseño, Dirección X-X Según ASCE 41-41, software ETABS V19.0.0.....	215
Figura 106 Punto de Desempeño, para Sismo Máximo, Dirección X-X Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0.....	215
Figura 107 Punto de Desempeño para Sismo de Servicio, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0.....	216
Figura 108 Punto de Desempeño, para Sismo de Diseño, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0.....	216
Figura 109 Punto de Desempeño, Para Sismo Máximo, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0.....	217
Figura 110 Desplazamiento Cedente y Desplazamiento Último X-X.....	220
Figura 111 Desplazamiento Cedente y Desplazamiento Último Y-Y	221
Figura 112 Desplazamiento máximo, Método de los Coeficientes de Desplazamiento dirección X-X	225
Figura 113 Desplazamiento máximo, Método de los Coeficientes de Desplazamiento dirección Y-Y	225
Figura 114 Desplazamiento Máximo, Método del Espectro Capacidad Dirección X-X.....	226
Figura 115 Desplazamiento Máximo, Método del Espectro Capacidad dirección Y-Y	227

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1: Periodo de retorno en función de la probabilidad de excedencia y años.....	71
Ecuación 2: Para cambiar de un sismo de servicio a un sismo máximo.....	72
Ecuación 3: Para determinar el factor de modificación.....	97
Ecuación 4: Factores para la reducción espectral.....	97
Ecuación 5: Para la rigidez post-elastica y la ductilidad.....	100
Ecuación 6: Para determinar el desplazamiento objetivo.....	127
Ecuación 7: Para determinar el C1.....	129
Ecuación 8: Para determinar el C2.....	130
Ecuación 9: Para edificaciones con rigidez post-cedencia negativa.....	130
Ecuación 10: Relación entre demanda elástica y coeficiente de resistencia.....	131
Ecuación 11: Para el periodo fundamental.....	132
Ecuación 12: De la cortante Basal estática.....	150
Ecuación 13: Para el Coeficiente sísmico.....	152
Ecuación 14: Para el espectro (S_a).....	154
Ecuación 15: Ejemplo viga 201-301-401-501 tramo 1.....	181
Ecuación 16: Ejemplo tramo 2 viga 201-301-401-501.....	182
Ecuación 17: Ejemplo columna C-1.....	186
Ecuación 18: Para la conversión a formato ADRS.....	207



CAPITULO I

PLANTEAMIENTO TEÓRICO

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1 Antecedentes del problema

En la actualidad el diseño por desempeño sísmico de estructuras muestra la capacidad real de una edificación ante un sismo, según Rafael y Ruiz (2016) manifiesta que es importante conocer el mecanismo de falla de una estructura, con ello se permite llegar a saber el alcance real de respuesta sísmica de un edificio proyectado, recomienda que para la evaluación del desempeño de un edificio y la obtención de la curva de capacidad portante, resulta apropiado la aplicación del Análisis No Lineal PUSHOVER.

En base a lo anterior Jorquera (2017) Manifiesta que el método PUSHOVER valida su capacidad como herramienta para el diseño sismorresistente, ya que permite analizar el comportamiento de la estructura frente a demandas sísmicas a partir de la curva PUSHOVER.

Cesar et al. (2017) En la investigación que realizaron concluyen que mediante un análisis estático no lineal PUSHOVER, partiendo de la estructura, geometría, uso y nivel de daño, se puede conocer la capacidad y el comportamiento de la estructura con distintos patrones de carga lateral empujadas en una dirección, determinando mediante la aplicación de metodologías por desempeño propuestas por FEMA 356, ATC 40 y ASCE 41-13.

Según Mahaylov (2006) En su análisis comparativo de cinco códigos entre ellos FEMA 356, ATC - 40 y FEMA 440 menciona que ninguno de los códigos tiene en cuenta la distribución de la fuerza en el plano como una propiedad de la estructura que puede desencadenar una respuesta torsional. En otras palabras, la elección de la dimensión del modelo (2D frente a 3D) se basa únicamente en las propiedades elásticas iniciales de la estructura. Mahaylov (2006) refiere que en los procedimientos implementados en FEMA 356 y ATC-40 no pueden capturar adecuadamente

el fenómeno de inestabilidad dinámica. Sin embargo, no se ha considerado el límite de caída de la resistencia lateral de la estructura, impuesto en FEMA 356. Y demostró que esta restricción puede interpretarse como una medida conservadora contra la inestabilidad dinámica. También manifiesta que según el FEMA 356 la capacidad de rotación de las rótulas plásticas de la viga / columna es independiente del tramo de cortante y la profundidad de la sección, aunque estos dos parámetros tienen una influencia muy importante en el comportamiento del componente. Y demostró que esto es particularmente cierto en el caso de las vigas, ya que la carga de gravedad provoca la concentración de deformaciones plásticas.

Por otro lado, Reyes (2020) En su investigación sostuvo que la formación de rótulas plásticas se da de forma más rápida después de la asignación de la carga cuando se aplica el modelo de tablas dadas por el ASCE 41-13 y como efecto a ello también un nivel de daño mayor al finalizar la aplicación de la misma.

Marino et al. (2018) Aseveró también que se pudo observar que el procedimiento propuesto en ASCE / SEI 41-13 (2014) en la mayoría de los casos arrojó resultados muy conservadores, pero esto se atribuyó principalmente a la evaluación excesivamente conservadora de los niveles de desempeño propuestos en el código. Otro problema es la complejidad del procedimiento, tanto en la evaluación bilineal equivalente como en el cálculo de coeficientes.

ATC-40 (1996) Presento el método de espectro capacidad y fue mejorado posteriormente por el FEMA 440 (2005) Donde fundamentan en una representación aproximada las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base los procedimientos del análisis modal.

Por otro lado, los lineamientos de la norma ASCE41-13 (2014) la cual establece básicamente el procedimiento mejorado por el FEMA 440, en relación al Método de los Coeficientes de Desplazamiento el cual se basa en el análisis estadístico de los resultados.

Gálvez (2011) Nos señaló que en el Perú se diseñan usualmente las edificaciones utilizando análisis elásticos a pesar de que la mayoría experimentarán deformaciones inelásticas durante sismos severos. Los diseños modernos basados en desempeño requieren procedimientos para predecir el comportamiento real de estructuras en tales condiciones. Los análisis No Lineales, junto con el avance de computación e información obtenida de ensayos, nos dan los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluyendo el comportamiento inelástico de los materiales y grandes desplazamientos. Es por ello que el análisis No Lineal juega un papel importante en los diseños de nuevas estructuras y verificación de las existentes.

Según Tavera (2014) la ciudad de Arequipa - Cercado se encuentra ubicada en el borde occidental de la región sur del Perú, por lo tanto, ha sido es y será afectada en el tiempo por sismos de variada magnitud que pueden o no causar daños en superficie.

Según lo antes enunciado por las investigaciones, la brecha del conocimiento a la cual llegamos es la necesidad de comparar los métodos de las normativas Americanas ATC-40, FEMA 440 que aplican el método de espectro capacidad con ASCE 41-13, FEMA 440 con su aplicación con el Método de los Coeficientes de Desplazamiento, buscar entender la diferencia con la curva de capacidad resultante que nos da el análisis estático no Lineal PUSHOVER comparando dichos métodos para el pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María con características sísmicas de la ciudad de Arequipa, con ello, facilitar al ingeniero estructuralista a elegir el método más idóneo, el más conservador o el que se adapte más a las necesidades. Todo ello se realizará mediante cálculos computacionales con la ayuda del software ETABS. Según

Bertolé et al. (2014) sostuvo que el no utilizar un software pone al profesional en inferioridad de condiciones con respecto al que sí los utiliza y esto se refleja en el ahorro de tiempo. Además, debemos entender el manejo correcto de dichos softwares para no llegar a cometer errores en la ejecución ni en la interpretación de datos.

En base a todo lo escrito líneas arriba, se puede enunciar el problema de investigación.

1.1.2 Formulación del Problema de Investigación

1.1.2.1 Problema General

- ¿Cuáles son las principales diferencias en el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María considerando el método espectro de capacidad y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento?

1.1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cuáles son las diferencias en el punto de desempeño entre el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, para un sismo de servicio, de diseño y máximo?
- ¿Cuáles son las diferencias en el desplazamiento máximo dado por el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María?
- ¿Cuál es el desplazamiento máximo en la curva de capacidad del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María antes del colapso?
- ¿Cuál es la ductilidad y desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María para un sismo máximo?

1.1.3 Justificación de la investigación

La presente investigación tiene como finalidad desarrollar un estudio de las diferencias en el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María considerando el método espectro de capacidad y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento es por ello que se justifica en:

1.1.3.1 Justificación Social

La presente investigación se justifica socialmente debido a que, el Perú es un país altamente sísmico y la ciudad de Arequipa tiene antecedentes de movimientos telúricos que no solo causan daños materiales si no provocan pérdidas humanas, es por ello que es necesario fomentar una cultura de prevención frente a este fenómeno natural comprender lo importante que es realizar un diseño por desempeño sísmico en una edificación con la cual se logra un adecuado control de daño de esta en su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales, no solo orientado a la prevención del colapso de la estructura para evitar la pérdida de vidas, tal como ha sido el enfoque típico de las normas, sino considerando criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación.

1.1.3.2 Justificación Ambiental

Arequipa cuenta con estructuras antiguas que forman parte del patrimonio cultural así mismo edificaciones de reciente construcción que deben ser evaluadas por diseño por desempeño sísmico de tal manera que se protejan las edificaciones antiguas y se evalúen las estructuras colindantes para evitar daños frente a futuros derrumbes o deformaciones de las estructuras ante un movimiento sísmico de mayor magnitud.

1.1.3.3 Justificación Económica

El diseño por desempeño sísmico permitirá fijar objetivos específicos para el desempeño de la estructura, con ello brindar seguridad a edificaciones calificadas como esenciales o importantes, ya que el diseño por desempeño sísmico apunta a la prevención de daños ante sismos no solo de diseño sino también de sismos máximos, con ello asegurar su funcionamiento de manera normal después del sismo y prevenir daños en elementos no estructurales que pueden ser incluso más costosos que la misma edificación como equipos de laboratorio en hospitales o universidades.

1.1.3.4 Justificación Tecnológica

Para el desempeño sísmico en Perú se trabaja con normativas americanas, puesto que los códigos de diseño no contemplan dicho tema, las normas generalmente utilizadas son el ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-13 que contemplan el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

En su tesis de investigación Chunque (2013) remarcó en sus recomendaciones que se debe realizar un análisis por desempeño sísmico por el método descrito en la norma FEMA 440 Método de los Coeficientes de Desplazamiento de desplazamiento y compararlo con el método del ATC-40 método espectro capacidad.

La presente investigación surge ante la necesidad de comparar y buscar diferencias entre los métodos establecidos en las normas FEMA 440 Y ASCE 41-13 que son el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento. en dicha comparación se utilizará herramientas computacionales como son ETABS, siendo ETABS un software específico para edificios, dicho software, realiza el análisis estático no lineal PUSHOVER.

1.1.3.5 Justificación Institucional

Para la presente investigación se pretende realizar un análisis de diseño por desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María a fin de contribuir con el análisis de desempeño y determinar su nivel de desplazamiento con ambos métodos, y sirva de referencia para futuras evaluaciones de los demás pabellones.

Casamayor y Vasquez (2020) en su investigación en el diseño sísmico estructural basado en desempeño sísmico recomienda que en edificaciones nuevas calificadas como esenciales (instituciones educativas) se realice un diseño estructural en base a su desempeño sísmico por medio de un Pushover con el fin de obtener el comportamiento estructural ante diferentes niveles de sismo.

1.1.3.6 Justificación Ética

Debido a la falta de normas o reglamentos que direccionen el diseño por desempeño sísmico en el país, generan que las edificaciones sean construidas sin tener presente este punto, es por ello que la presente investigación busca brindar al ingeniero civil un referente para el desempeño sísmico y pueda definir cuál de los métodos aplicar el de espectro capacidad o método de los coeficientes de desplazamiento, de tal manera que sea incluido en su diseño, garantizando la seguridad en la estructura y el salvaguardo de la integridad humana.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 Objetivo General:

- Determinar las principales diferencias en el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María considerando el método de espectro capacidad y método de los Coeficientes de Desplazamiento.

1.2.2 Objetivos Específicos:

- Obtener y comparar las diferencias en el punto de desempeño entre el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, para un sismo de servicio, de diseño y máximo.
- Obtener y comparar las diferencias en el desplazamiento máximo dado por el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María.
- Obtener el desplazamiento máximo en la curva de capacidad del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María antes del colapso.
- Encontrar el nivel de ductilidad y desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María para un sismo máximo.

1.3 HIPÓTESIS

En la presente investigación se plantea una hipótesis relacionada al desempeño sísmico con el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento mediante el análisis estático no lineal (PUSHOVER) aplicado al pabellón Chaminade de la Universidad

Católica De Santa María, dichos resultados serán motivo de comparación planteando la siguiente hipótesis de investigación:

Es probable que:

Existen diferencias en el desempeño sísmico considerando el método espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento aplicando el análisis estático no lineal Pushover en el pabellón Chaminade la Universidad Católica de Santa María.

1.4 ALCANCE Y DELIMITACIÓN

1.4.1 Alcance

- La presente investigación utiliza únicamente el método análisis estático no lineal PUSHOVER para realizar la comparación de resultados entre el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.
- La investigación abarca únicamente la comparación de resultados.
- Se realizará el análisis solo de la estructura del edificio, ya que el análisis Pushover no afecta a la subestructura, por ende, no se realizará el estudio, diseño de la cimentación y muros de contención del sótano en esta tesis.

1.4.2 Delimitaciones

- A nivel mundial existen diversas normativas para el desempeño sísmico, pero para esta investigación una delimitante es el uso de las normas americanas FEMA 440 y ASCE 41-13.
- Para esta investigación se utilizará solamente el software ETABS.
- En esta investigación no se realizará programación ni costos del proyecto.

1.4.3 Aportes de la investigación

La presente investigación busca comparar el método de espectro capacidad y método de los coeficientes para determinar el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María, de esta manera distinguir las bondades y deficiencias de cada uno de los dos métodos. Asimismo, servirá de consulta para el diseño por desempeño sísmico de una edificación existente y elegir que método es más idóneo o si son complementarios.





CAPITULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 Estado del Arte

De acuerdo con Rodriguez (2018) Manifiesta que Chile y Perú comparten la placa tectónica Nasca, que origina los terremotos importantes en ambos países, la ocurrencia de fuertes terremotos es más frecuente en Chile que en Perú. Pero no es posible afirmar con certeza que un terremoto como el de Chile del 27 de febrero de 2010 no podría ocurrir en el Perú, se ha observado que las demandas sísmicas han superado a lo planteado en las normas de construcción de cada país en edificaciones en los últimos terremotos de Latinoamérica, causando en algunos casos el colapso o daño severo en estas edificaciones.

Se complementa con el comentario de Calla (2018) que pide realizar análisis estático no lineal en las edificaciones de concreto armado para observar el comportamiento de la estructura hasta alcanzar el colapso, mostrándonos la formación de rotulas plásticas en los diferentes elementos estructurales, pudiendo el ingeniero estructural optimizar el diseño inicial.

Cesar et al. (2017) Realizaron un análisis Pushover del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad del Salvador, para determinar y realizar el análisis de esfuerzos y deformaciones, las técnicas de análisis matricial (AME) y análisis por elementos finitos (MEF). Fueron realizados con un software de CSI donde introdujeron geometría, dimensiones y cantidades de acero, cargas, materiales, etc. Los cuales fueron normalizados para introducirlos al software, donde obtuvieron un modelo en el que cada elemento posea su respectivo mecanismo de plasticidad.

Rafael y Ruiz (2016) Realizaron un análisis No Lineal (Pushover) en un edificio de cinco niveles rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de concreto armado. Donde buscaron obtener la capacidad portante real del edificio y evaluar el desempeño real ante sismos y propiedades del suelo. Los cuales llegaron a una conclusión muy importante en la que el

mecanismo de falla que dio el Pushover permitió asegurar la verificación en el mecanismo de vigas supuesto en el diseño estructural de los pórticos, dando significativas rotaciones plásticas en las vigas de los pisos inferiores, con demandas de rotaciones plásticas que se reducen para las vigas de los pisos superiores y en las vigas de cimentación son insignificantes.

Cesar et al. (2017) En el análisis estático no lineal (Pushover) que realizaron en un edificio de su universidad el salvador, buscaron una forma de predicción mediante este método, con la respuesta estructural ante la acción de cargas sísmicas. Ya que en el Salvador están propensos a sismos recurrentes. En una de sus conclusiones declara que con un análisis estático no lineal (Pushover), partiendo de la forma de la estructura, niveles de daño, geometría, uso, se conoce la capacidad de deformación y comportamiento de la estructura añadiendo diferentes patrones de cargas laterales que empujan al edificio en una dirección especificada, determinando mediante la aplicación de la metodología de desempeño propuesta por FEMA 356, ATC 40 y ASCE 41-13, el cumplimiento con el objetivo de desempeño de seguridad de vida.

Fernando (2018) Buscó evaluar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado mediante el análisis estático no lineal (Pushover) aplicando cargas estáticas lateralmente e incrementándose hasta alcanzar el desplazamiento del comportamiento en un punto. Donde recomienda que la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse sin llegar al colapso, la cual debe deformarse de manera dúctil cuando ésta esté sometida a un sismo incursionando en el rango inelástico, en la cual las secciones de la estructura tendrán la capacidad de disipar energía sin colapsar.

Pinto (2018) Realizó un estudio sobre el Software ETABS y su influencia en el aprendizaje de análisis estructural en estudiantes de ingeniería civil. Donde recomienda que se debe promover y

enseñar el Software ETABS en instituciones universitarias, porque ello tiene resultados muy buenos en el aprendizaje del área de Estructuras.

Medina & Music (2018) Cuando realizan la determinación de un edificio estructurado con muros de concreto armado diseñado según normativa chilena, para determinar el nivel de desempeño de dicho edificio utilizaron el método de Espectro Capacidad donde hicieron una superposición del espectro capacidad y la demanda sísmica. Donde en una de sus conclusiones señala que en relación a los cortes por piso solo para sismo frecuente y ocasional según FEMA 440 (2005) se obtienen resultados menores o iguales al análisis sísmico realizado según los requerimientos de la normativa chilena. En el caso del desplazamiento relativo máximo concluyeron que para todas las demandas consideradas sus resultados son mayores al análisis sísmico requerido por la normativa chilena.

Eduardo (2019) Cuando realiza su análisis en un edificio de cinco niveles partiendo de los planos arquitectónicos, modelo en ETABS con los materiales respectivos para cada elemento, con el espectro de diseño y las combinaciones de carga correspondientes del edificio para luego verificar la confiabilidad dinámica espectral con el análisis (PUSHOVER). En una de sus conclusiones manifiesta que el objetivo de desempeño del edificio para un sismo de diseño o sismo raro en el análisis convencional, su nivel de desempeño es la “seguridad de vida”, distinto al del análisis PUSHOVER, en el cual el nivel de desempeño del edificio es de “Ocupación Inmediata”.

Valle (2019) En su investigación de desempeño sísmico utilizando el análisis estático no lineal para un edificio de concreto armado, concluye que en el punto y nivel de desempeño para la dirección Y-Y la estructura solo presenta un nivel de desempeño para eventos sísmicos frecuente y ocasional, pero para eventos sísmicos de tipo raro la estructura presenta un nivel de desempeño

estructural prevención de colapso, el cual no es aceptable para las estructuras básicas de según el código FEMA.

Valle (2019) Buscó específicamente el Desempeño sismo resistente a través del análisis estático no lineal (PUSHOVER) de un edificio de concreto armado. Donde recomienda que se realice un estudio de desempeño sismo resistente mediante el análisis estático no lineal PUSHOVER como un recurso extra al diseño de cualquier edificación de concreto armado, considerando particularidades propias del terreno donde se encuentra la estructura.

Choque y Luque (2019) Realizaron la teoría y aplicación basándose en el desempeño sísmico en un edificio de ocho niveles mediante el análisis estático no lineal (Pushover) con dos tipos de sistemas estructurales pórticos y muros de corte buscando encontrar el comportamiento del edificio a diferentes tipos de amenaza sísmica, donde una de sus conclusiones fue que los espectros de demanda elástica para diferentes niveles de sismo están dados en la NTE E.030, la cual considera únicamente el sismo de diseño, con periodo de retorno de 475 años y la demanda sísmica para los demás niveles de sismo se dan según el Comité Visión 2000 y el ATC-40.

2.2 Marco teórico

La predicción del desempeño sísmico de una estructura ante un sismo es compleja ya que involucran diversos factores, los cuales deben ser considerados al momento de diseñar una estructura que sufrirá sismos por encontrarse en una zona sísmica.

La prioridad de las normas de cada país para el diseño sismorresistente es el de prevenir daños en las personas que se encuentran en la edificación al ocurrir el sismo, mientras la edificación no colapse se habrá cumplido con la norma, el objetivo en el desempeño sísmico es dar un control sobre el daño y se espera que el edificio permanezca operacional incluso en el evento más fuerte, resultaría en costos extraordinariamente altos, pero por el contrario, si solo se considera

fundamental la seguridad de vidas, probablemente no se protejan adecuadamente los intereses económicos de los inversionistas. En determinadas situaciones, el costo asociado a detener la actividad profesional de una edificación, debido al daño provocado por un sismo, puede ser más relevante que la inversión inicial de la estructura, por lo que es necesario analizar muy bien con el cliente su condición operativa posterior al evento sísmico. En el caso de edificaciones esenciales como hospitales, centros de bomberos, centros de estudio, entre otros, se requiere que las mismas mantengan en todo momento sus actividades, por lo que es necesario minimizar el daño, incluso de los componentes no estructurales que podrían obstaculizar su funcionamiento.

Las normas que se utilizarán para comparar el desempeño sísmico en la presente investigación son el FEMA 440 con la aplicación del método espectro de capacidad y ASCE 41-13, con la aplicación del método de coeficientes. En el método del espectro de capacidad una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación. Por otro lado en el Método de los Coeficientes de Desplazamiento el desplazamiento objetivo representa el máximo desplazamiento probable a ser experimentado para un determinado nivel de amenaza sísmica y para obtener la demanda de ductilidad, se establece una curva de capacidad idealizada de forma bilineal.

Para comparar todos esos métodos en el desempeño sísmico se utilizará el software de estructuras ETABS. En la Ingeniería, sobre todo en la ingeniería aplicada se necesita diversos recursos para dar solución a problemas que se presentan día a día, como el sismo ante una estructura, tales recursos pueden ser científicos, técnicos y empíricos, los cuales al combinar nos conducen a la solución del problema que se aborda.

Ahora bien, uno de los recursos para la ingeniería estructural que se usa con mayor frecuencia y a una escala mayor cada día que avanza la investigación en este campo, como la elaboración del modelo o proceso que se analiza, son los softwares.

Hernández (2013) Declara como modelo a una representación abstracta de la realidad, que predice fenómenos o procesos. Un modelo otorga resultados a partir de unos datos de entrada.

La modelación matemática intenta describir alguna parte real de los problemas o casos del mundo en términos matemáticos. Los elementos que integran la modelación matemática son adquiridos del cálculo, el álgebra, la geometría, la trigonometría y otros.

Para la ingeniería la importancia de la matemática radica en que constituye el lenguaje de modelación; o la simbología que ayuda a que a la expresión de leyes que rigen el objeto de trabajo. Por eso, se debe dar prioridad al desarrollo, utilizando los conceptos y el lenguaje de la matemática, así como a la habilidad de interpretar modelos ya creados.

Por otro lado, el ayudarse de herramientas tecnológicas para dichos modelos matemáticos con lleva una gran ventaja, debiendo manejarse con mucha reserva, debido a que la responsabilidad de los resultados obtenidos no deja de recaer en la persona que realiza las idealizaciones y el procesamiento de datos.

En todo Proyecto u obra civil, antes del análisis y proceso de diseño, la estructura del proyecto debe ser modelada.

En la fase de creación del modelo, se representa la estructura real por medio de una construcción esquematizada de los elementos que la conforman. Por lo cual es indispensable que se entienda el comportamiento de cada uno de los elementos con el fin de no utilizar más de los necesario o se pongan de forma inadecuada, lo que daría como resultado un comportamiento global erróneo de la estructura modelada.

Actualmente modelar una estructura utilizando programas no es complicado, ya que en su etapa de modelaje se cuenta con una diversidad grande de herramientas que facilitan la generación de los elementos y la visualización gráfica.

Luego de la fase de modelaje, viene una fase que involucra el manejo de una gran cantidad de datos y cálculos, para determinar elementos de la estructura sometida a acciones como, los esfuerzos, las deformaciones etc. De modo que, por la competitividad de hoy en día, se vuelve imprescindible que dichos procesos se realicen en un programa de cómputo, los cuales por lo general para realizar ello utilizan métodos como el análisis matricial de estructuras (AME), el análisis por el método de elementos finitos (MEF) o análisis estático No-lineal (Pushover).

Actualmente la importancia que tienen estas herramientas de cómputo para el proceso de Análisis estructural, es una de las razones que motivan la realización la presente investigación, ya que facilita el realizar este análisis en la cual con aspectos puntuales del software ETABS de análisis y diseño estructural, donde se observará un análisis Pushover, los cuales se compararán para determinar si existe congruencias o diferencias en cuanto a los resultados que arrojan cuando se les asignan condiciones para el desempeño sísmico, de acuerdo a los lineamientos que brindan las normativas americanas ATC-40, FEMA 440, ASCE 4113 los cuales contemplan los métodos de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

Para determinar lo anterior se presenta el pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María, con ciertos elementos típicos.

Lo que se va comparar y la Particularidad del programa se mencionan a continuación:

2.3 Pushover

ATC-40 (1996) indica que para el análisis estático no lineal (Pushover), que se basa en la aplicación de patrones de carga lateral, que aumentan hasta alcanzar el desplazamiento objetivo, generalmente referido a la parte superior de la estructura.

Durante el análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica relacionada con la rigidez inicial, pero a medida que aumenta la fuerza, los elementos superan su cedencia y la rigidez disminuye, por lo que la estructura logra entrar en el rango inelástico en proporción directa a su ductilidad.

La bisagra plástica se asigna a cada elemento estructural según su tipo de falla, lo que demuestra que su fluencia y capacidad de carga última son curvaturas, rotaciones o desplazamientos que ocurren con el aumento de carga lateral.

2.4 Desempeño Sísmico

El desempeño sísmico tiene como base un adecuado control de daños de la edificación en su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales, por ello no solo se orienta a prevenir el colapso de la estructura para evitar la pérdida de vidas, como generalmente es el enfoque típico de las normas, sino considerando criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación. Esto implica fijar unos objetivos específicos de desempeño que apunten a la optimización de costos de construcción, pero también a las necesidades propias del cliente.

2.5 Método del Espectro Capacidad

El método del espectro de capacidad se basa en un proceso iterativo en el cual el espectro de capacidad se compara inicialmente con el espectro de demanda, una vez que se determinan los puntos de desempeño relacionados con la respuesta sísmica máxima que experimentará el edificio durante un movimiento sísmico dado. Puede determinarse en función del nivel de rendimiento esperado, la aceptabilidad o la necesidad de intervenir en el edificio. (FEMA440, 2005)

2.6 Método de los Coeficientes de Desplazamiento

El Método de los Coeficientes de Desplazamiento tiene como base estimar el punto de desempeño de la estructura, mediante un proceso numérico directo, que incluye el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral correspondiente al período fundamental efectivo, de acuerdo al desplazamiento máximo probable en el tope. El desplazamiento objetivo representa el máximo desplazamiento probable a ser experimentado para un determinado nivel de amenaza sísmica y para obtener la demanda de ductilidad, se establece una curva de capacidad idealizada de forma bilineal.

2.7 ETABS

Para Hernández (2013) el software ETABS está enfocado para el análisis y diseño de estructuras altas, como edificios residenciales, hospitales y de oficinas. Efectúa análisis estático y dinámico lineal y no lineal, permitiendo la utilización de elementos no lineales tales como: amortiguadores, disipadores, aislantes antisísmicos, etc. Permite el diseño y análisis de edificaciones en 3D combinando muros y marcos a través de una interacción completa entre uno y otro. Adicional a ello permite diseñar estructuras de concreto armado, acero tomando en cuenta

las principales normativas de diversos países. El software ETABS en el año 1972 surge en su primera versión como TABS, en 1980 surge la versión SUPER ETABS.

Obteniendo lo antes mencionado con las normas ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-13 con el software ETABS aplicado al pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María con características sísmicas de la ciudad de Arequipa, se realizará la comparación de resultados, y se buscará poder cumplir con los objetivos mencionados en la presente tesis.





3.1 Marco legal

La SEAOC (2005) (Structural Engineers Association of California) fundó el Comité Visión 2000 en 1992, donde definió un marco conceptual para el desarrollo de nuevos códigos sísmicos, contenido en el documento Performance Based Seismic Engineering of Buildings (SEAOC, Vision 2000, 1995).

ATC (1996) (Applied Technology Council) publica el documento ATC-40 y en 1997, FEMA (Federal Emergency Management Agency) publica los documentos FEMA 273 y 274. El principal objetivo de estos documentos es proporcionar una guía para la evaluación sísmica y rehabilitación de edificios, utilizando el concepto de desempeño sísmico. En el año 2000, se publica el pre estándar FEMA 356 (2000), con el objetivo de incentivar la aplicación del FEMA 273, al convertirla en una normativa obligatoria.

Se publica el estándar ASCE 31-03 en el año 2003 (Seismic Evaluation of Existing Buildings) que fue establecida para reflejar todos los avances hasta la fecha e incorporar lecciones aprendidas. En el año 2005, se publica el documento FEMA 440 (2005) (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures), cuyo principal objetivo fue la evaluación y mejora de los métodos estáticos no lineales que contenían el FEMA 356 y el ATC-40 (1996), enfocado a la aplicación de cada método y evitar respuestas distintas.

Más adelante el avance fue en los estándares dados por el ASCE, el 2007 se publicó el ASCE/SEI 41-06 (2007) (Seismic Rehabilitation of Existing Buildings), desarrollado a partir del FEMA 356 (2000) y que representa el estado del arte del conocimiento en ingeniería sismorresistente, además incluye las recomendaciones dadas en el FEMA 440 (2005). En el año 2014, se publicó el ASCE/SEI 41-13 (2014) (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) que establece una metodología de evaluación rigurosa y adaptable a cualquier

edificación, esta combina, actualiza y reemplaza las normativas anteriores sobre análisis no lineal y desempeño sísmico

Para la presente tesis el diseño y análisis lineal se hará con las normas peruanas vigentes E.020, E.030 y E.060. Para el análisis PUSHOVER se considerará las recomendaciones dadas por las normas del ATC-40 (1996), FEMA 440 (2005) y ASCE 41-13 (2014), los procedimientos mejorados dados por el FEMA 440 (adaptados en el ASCE/SEI 41-13).

3.2 Planteamiento Metodológico

3.2.1 Tipo de investigación

La presente investigación es cuantitativa porque que el desempeño se cuantifica en términos de daño.

El tipo de investigación para esta tesis, es de forma descriptiva y comparativa, porque se analizará y describirá consecuentemente la información teórica de artículos y tesis existentes, con su respectiva normativa aplicando el método pushover.

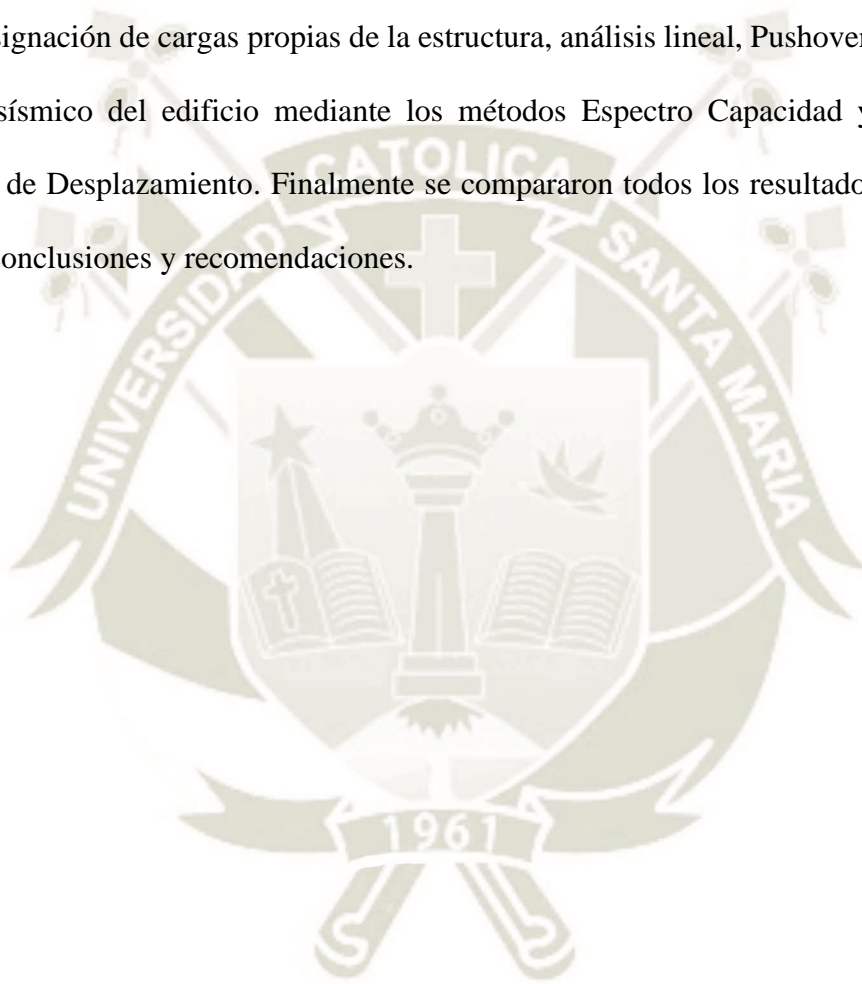
3.2.2 Diseño de la Investigación

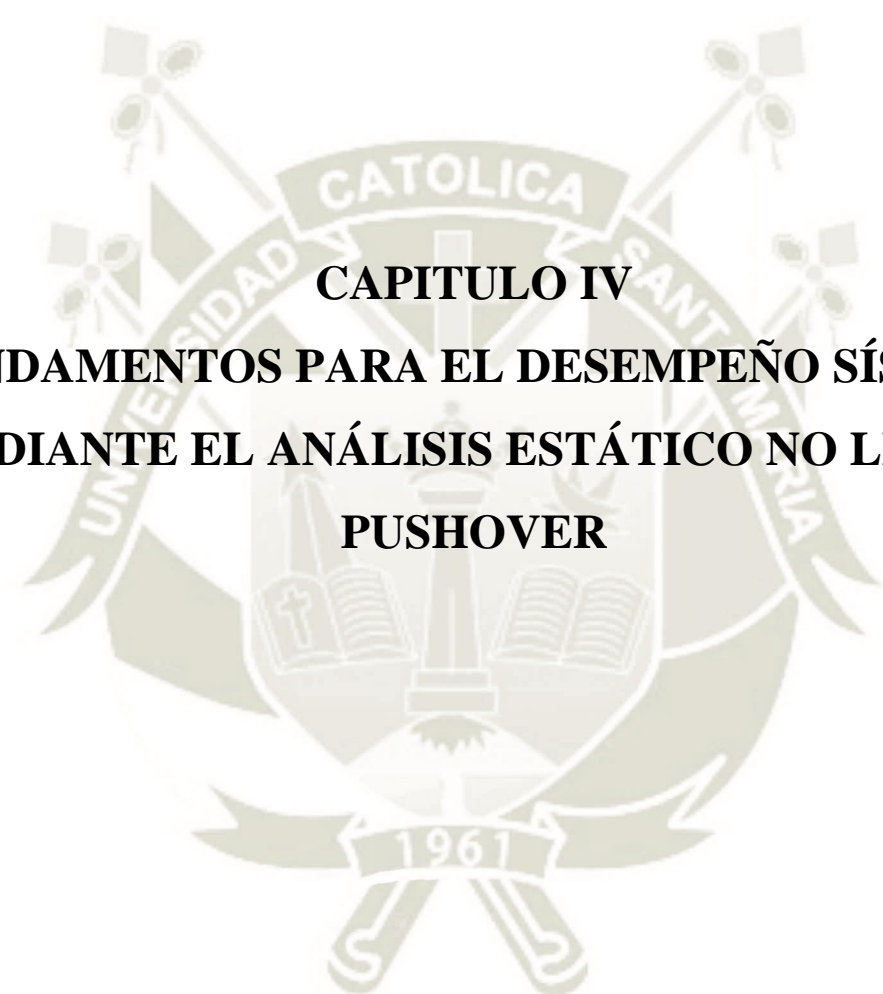
La presente investigación es NO EXPERIMENTAL porque no se manipulará las variables independientes ya que las normas en el software tienen un código ya establecido.

De diseño transeccional o transversal por razón de describir las variables, el análisis que se realizara y su incidencia en un solo momento. Descriptiva porque describirá los resultados obtenidos con el uso de las normas americanas escogidas, comparativa porque compara dos métodos, Espectro capacidad y Coeficientes para saber cuáles son las diferencias encontradas en el desempeño sísmico.

3.3 Métodos de investigación

Para el desarrollo de esta investigación se consideraron los lineamientos de las normativas americanas ATC-40, FEMA 440, ASCE 41-13 que se aplicaran al pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María en el siguiente orden: modelación de la estructura en los softwares, asignación de cargas propias de la estructura, análisis lineal, Pushover, verificación del desempeño sísmico del edificio mediante los métodos Espectro Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento. Finalmente se compararon todos los resultados, obteniendo las respectivas conclusiones y recomendaciones.





CAPITULO IV
FUNDAMENTOS PARA EL DESEMPEÑO SÍSMICO
MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
PUSHOVER

4.1 NORMATIVAS

4.1.1 Desarrollo de las Normativas Enfocadas al Desempeño Sísmico

4.1.1.1 ATC-40 Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios de hormigón

En el año 1990 en la ciudad de California Estados Unidos, fue generada la Propuesta 122 sometida a votación, con el fin de autorizar a la Comisión de Seguridad Sísmica de California a disponer recursos para llevar a cabo varias actividades que aprovecharían la experiencia de sísmica en el sector privado, con el propósito de mejorar las prácticas de adaptación sísmica en edificios estatales específicamente, el proyecto se enfocó en edificaciones vulnerables de concreto armado con similitudes tipológicas. En 1994 el Consejo de Tecnología Aplicado obtuvo el contrato para desarrollar una metodología y comentario para la evaluación y adaptación sísmica de edificios existente de concreto armado. ATC-40 (1996) es el documento que resulta de todo este proceso.

4.1.1.2 FEMA 273 y 274 NEHRP Directrices y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias en 1984 inicia una planificación para abordar el peligro sísmico en edificaciones existentes, el plan consistía en el desarrollo de una metódica estándar para identificar el peligro en edificaciones de manera superficial o profunda, una recopilación de técnicas de rehabilitación efectivas, y considerando implicaciones con la sociedad debidas a la rehabilitación. Luego de 6 años, a principios de 1990 el plan se había prácticamente completado, con lo cual se desarrollan los documentos FEMA 273 (1997) y FEMA 274 (1997) referidos a la rehabilitación sísmica de edificaciones, siendo publicados oficialmente en octubre de 1997.

4.1.1.3 FEMA 356: Pre estándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios

En el año 2000 en el mes de noviembre la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles presenta el FEMA 356 (2000) en sustitución de los documentos FEMA 273 y FEMA 274 para la rehabilitación sísmica de edificaciones, que tiene como base una metodología de diseño por desempeño, la cual discrepa de los procedimientos de diseño sísmico utilizados para edificios nuevos, especificados en los códigos y normativas validas en esa época.

La incorporación del FEMA 356 (2000) contribuyó a difundir y organizar de una mejor manera todos los procedimientos, delimitaciones y recomendaciones descritas en el FEMA 274 contemplando prácticas de diseño y construcción en los EEUU.

4.1.1.4 FEMA 440: Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal

FEMA 356 (2000) y ATC 40 (1996) se focalizan en la aplicación del diseño por desempeño sísmico de edificaciones, basandose en un análisis no lineal, pero con métodos distintos FEMA 356 aplica el Método de los Coeficientes de Desplazamiento mientras que el ATC 40 el Método del Espectro de Capacidad, ambos métodos están enfocados en obtener el punto de desempeño de la estructura evaluada para una acción sísmica determinada, pero luego de que muchos profesionales dedicados a la ingeniería sismorresistente hicieran uso de las mismas normativas, se reportaron que arrojaban a menudo cálculos distintos en la demanda de desplazamiento. Por esta razón, ATC plantea a FEMA culminando del año 2000 la realización de un estudio detallado que investigara los motivos por los cuales resultaban dichas diferencias, y con ello se produjo un documento mejorado FEMA 440 (2005) el cual tiene las correcciones y mejoría de ambos métodos. dicho estudio se focalizó en tres puntos específicos.

- Facilitar directrices aplicables a los análisis y diseño de estructuras existentes por parte de ingenieros especialistas en el área.
- Brindar el conocimiento conceptual básico de principios fundamentales, capacidades y limitaciones de los procedimientos.
- Dar información detallada adicional utilizada para el desarrollo de documentación como precedentes para investigaciones futuras.

4.1.1.5 ASCE/SEI 31-03: Evaluación sísmica de edificios existentes

La normativa ASCE 31-03 (2004) reseña para la evaluación sísmica de edificaciones existentes un procedimiento de tres etapas, basándose en normativas anteriores con relación a los niveles de desempeño donde se esperó que los profesionales en el área comprendan y empleen la metodología para establecer si un edificio está diseñado y edificado adecuadamente para soportar fuerzas provenientes de sismos.

Incorpo la experiencia de los profesionales en el área, sumando lecciones aprendidas durante sismos, siendo compatible con el FEMA 356 (2000) pudiendo adaptarse a distintos códigos de construcción y dar técnicas adecuadas de evaluación sísmica.

4.1.1.6 ASCE/SEI 41-06: Rehabilitación sísmica de edificios existentes

En su época fue un documento de última generación presentando una metodología basada en el desempeño de estructuras para la rehabilitación sísmica, desarrollada a partir del FEMA 356 (2000) con las recomendaciones del FEMA 440 (2005) así como puntos precisos sobre la interacción suelo estructuras muy útiles para su época.

Para su fecha de publicación dicha documentación representó un referente del conocimiento en ingeniería sismorresistente, significó una herramienta valiosa para la profesión de ingeniería estructural, teniendo como objetivo mejorar el desempeño de edificaciones en sismos a futuro.

4.1.1.7 ASCE/SEI 41-13: Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes

Es la norma que reemplaza y actualiza las normativas previas como el ASCE/SEI 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings así como la ASCE/SEI 31-03 (2004) Seismic Evaluation of Existing Buildings, obteniendo un documento detallado para la evaluación sísmica e incorporación de edificaciones existentes, aplicando el Método de los coeficientes de desplazamiento.

El ASCE 41-13 (2014) plantea según un rango de niveles de desempeño un proceso de tres etapas para la evaluación sísmica (que va de operacional a prevención del colapso) que integra el comportamiento estructural anhelado con el desempeño de elementos no estructurales, contempla los procedimientos de análisis, criterios de aceptación y requisitos para cimentaciones y amenazas geológicas insitu, componentes o elementos de concreto, acero, madera, mampostería, y acero formado en condiciones particulares como el frío, elementos y sistemas mecánicos, arquitectónicos y eléctricos, sistemas de disipación y aislación sísmica.

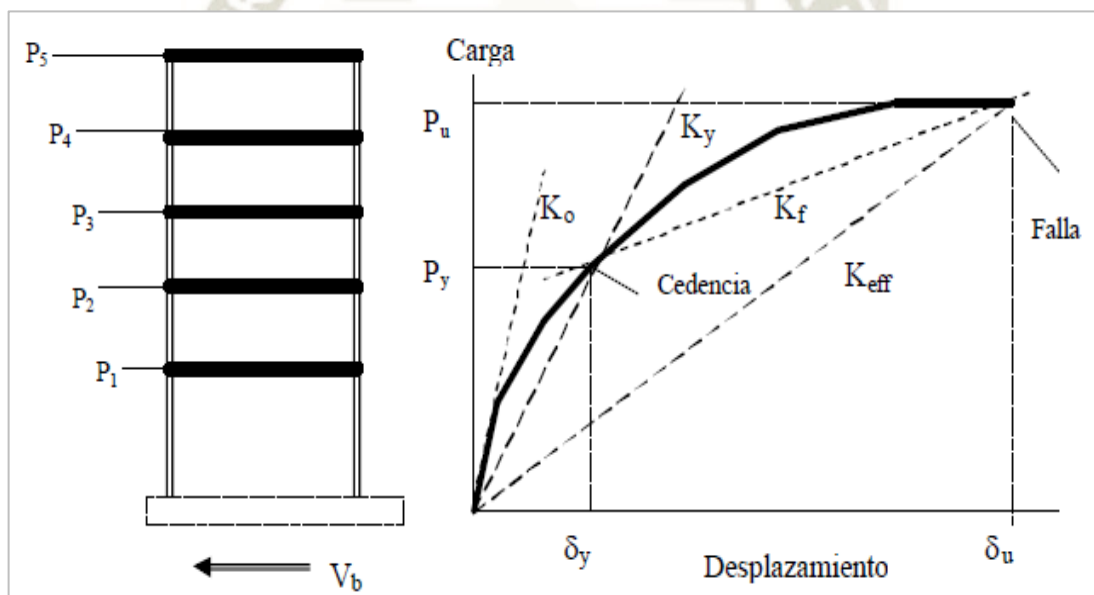
4.2 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

4.2.1 Definición del análisis estático no lineal (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando como podemos apreciar en la figura 1, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, referido típicamente al tope de la estructura.

Figura 1

Patrón de Cargas y Desplazamiento Generado por el Pushover

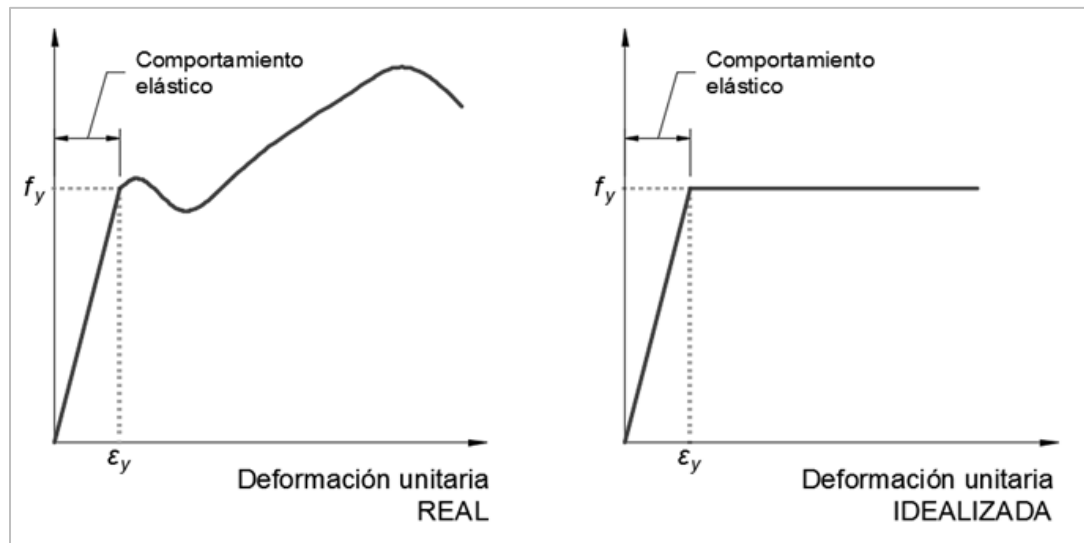


Fuente: Elaboración propia

ATC-40 (1996) Sostiene que, durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, pero seguidamente, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, la rigidez se reduce y con ello, dicha estructura incursiona en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

Figura 2

Deformación Unitaria Real e Idealizada de una Estructura

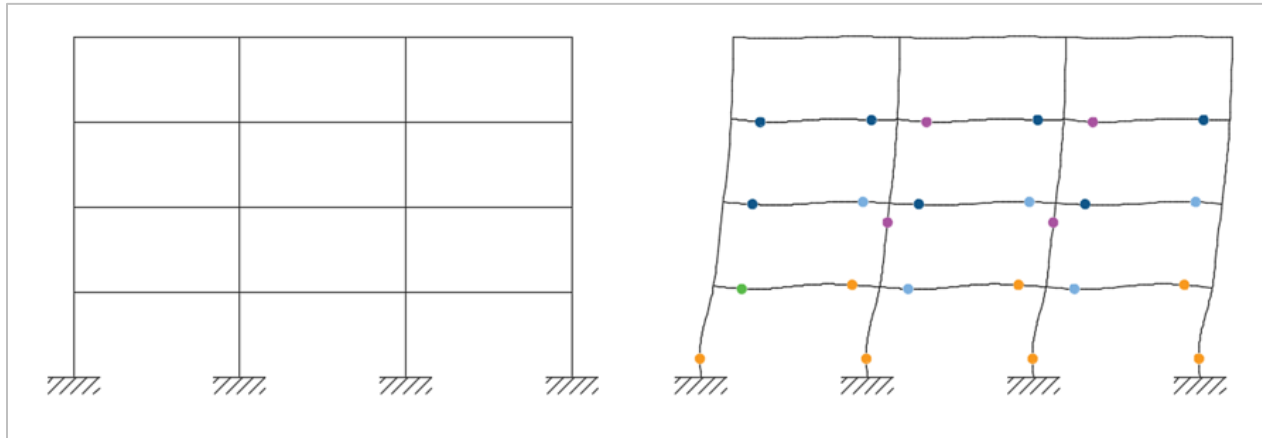


Fuente: Elaboración propia

ATC-40 (1996) Señala que a cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas como se muestra en la figura 3, en función particular a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos determinados en ensayos de laboratorio. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual podría conducir finalmente al colapso de la estructura.

Figura 3

Rótulas Plásticas Asignadas a Cada Elemento Estructural



Fuente: Elaboración propia

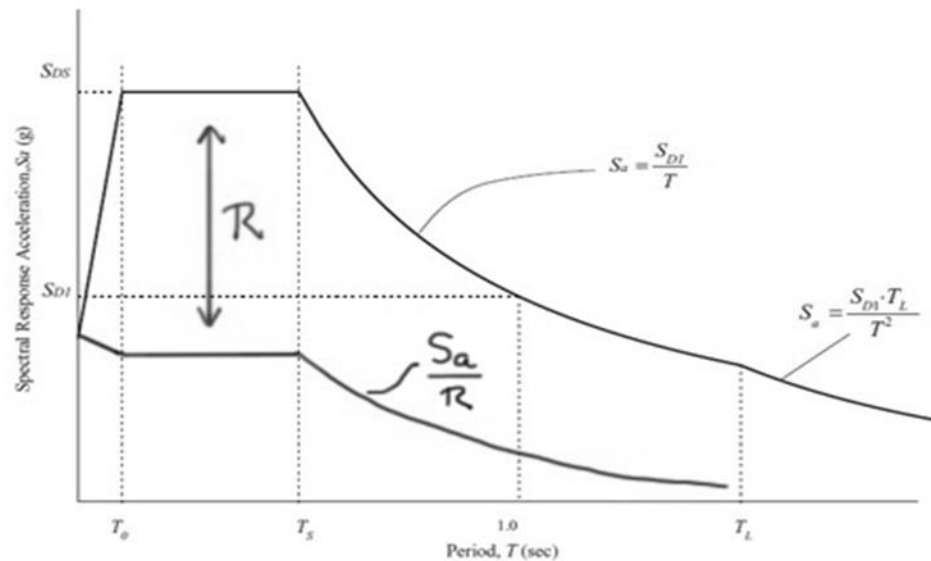
Se puede seguir deformando la estructura en el rango inelástico mientras los elementos tengan una suficiente ductilidad o bien, los mecanismos frágiles no expongan o arriesguen la estabilidad de la estructura. (ATC-40, 1996).

4.2.2 Importancia del análisis estático no lineal

En una edificación al realizar el diseño se precisa la acción sísmica mediante un “Espectro de Diseño Inelástico” el cual estima un factor de reducción de respuesta conocido, que depende de las características del sistema estructural y un factor asociado a la importancia de la edificación por su uso, según lo señalado en cada normativa que varía en cada país.

Figura 4

Espectro de Diseño con Factor R Reducido



Fuente: Elaboración propia

Para ATC-40 (1996) Una vez aplicado el factor R de reducción se entiende que la estructura en estudio excederá su rango elástico y tendrá una estable disipación de energía, para lo cual se buscará que tenga suficiente ductilidad.

Logrando asegurar que la estructura en estudio tendrá la ductilidad solicitada para poder emplear un determinado factor de reducción “R” de fuerzas sísmicas ya que dependerá del sistema estructural que proponga el diseñador, esta estará sujeta a la capacidad de deformación de los posibles mecanismos frágiles del control que se establezca y también de las irregularidades presentes de tipo horizontal o vertical que pudieran aparecer.

Seguidamente obtenemos la curva de capacidad al aplicar el análisis estático no lineal Pushover la cual está basada en términos del desplazamiento del tope de la edificación y la cortante

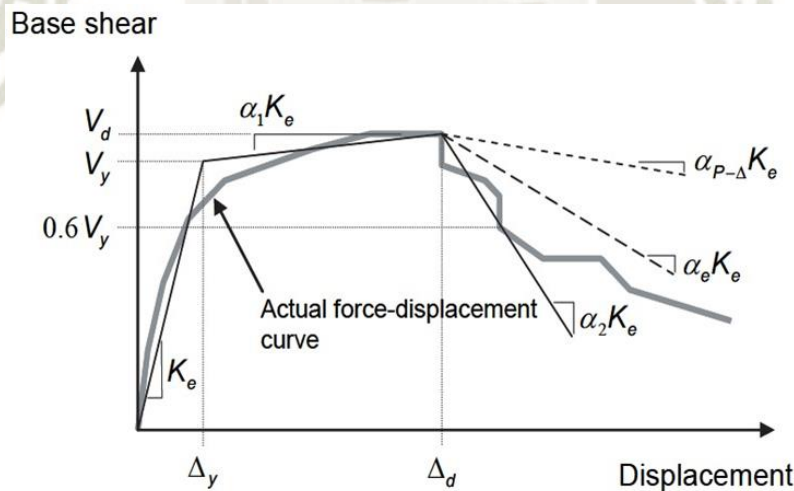
basal, con ello se puede definir la ductilidad del sistema, encontrando el punto de cedencia y punto último, en una representación bilineal idealizada con ayuda del método de los coeficientes de desplazamiento.

Según los lineamientos del FEMA 440 (2005), como se muestra en la figura 5, la curva de capacidad real de la estructura en estudio, puede ser idealizada a fin de calcular la rigidez lateral efectiva K_e , rigidez efectiva positiva o negativa de acuerdo a α_1 y α_2 , resistencia cedente efectiva V_y , punto cedente efectivo y punto último, obteniendo finalmente la ductilidad del sistema.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Figura 5

Punto Cedente Efectivo Yo Último



Fuente: Fig. 4-3 FEMA 440 (2005)

4.2.3 Definición de patrón de cargas laterales

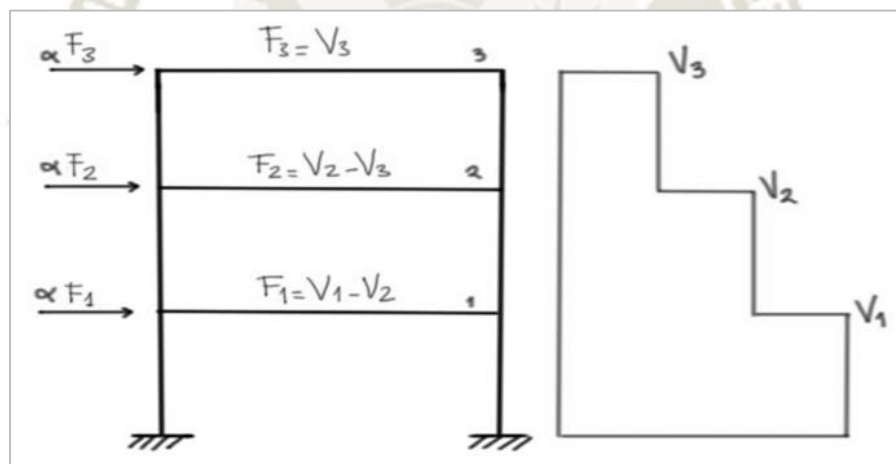
Entonces al aplicar el análisis estático no lineal Pushover obtenemos la curva de capacidad en términos del desplazamiento del tope de la edificación y la cortante basal, con ello, se puede

definir la ductilidad del sistema como se vio en el punto 4.2.2 encontrando el punto de cedencia y punto último, en una representación bilineal idealizada como se muestra en la figura 5.

En la figura 6 se observa la distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, que provienen del análisis lineal espectral en la estructura, al combinar respuestas modales, tomando 3 modos por piso debe sumar los suficientes modos, verificar que al menos el 90% de la masa total del edificio está en los modos considerados, y se debe utilizar el espectro apropiado para el análisis.

Figura 6

Distribución vertical de fuerzas por nivel



Fuente: Elaboración propia

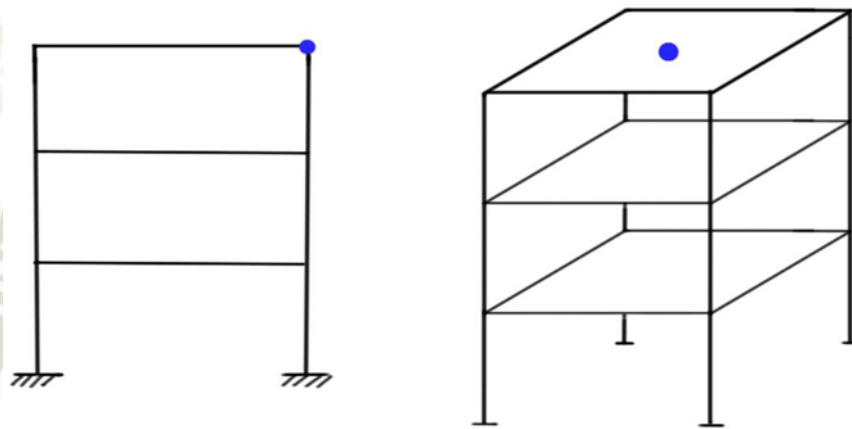
4.2.4 Procedimiento general del análisis estático no lineal PUSHOVER

- Para iniciar se precisa un primer caso no lineal referido a la carga gravitacional incluyendo las cargas permanente y variable. (FEMA440, 2005)

- Seguidamente se define un punto control ubicado por lo general en el tope de la edificación, donde se va a monitorear el desplazamiento en función al incremento de la fuerza cortante, como se muestra en la figura7. (FEMA440, 2005)

Figura 7

Punto de control en la edificación.



Fuente: Elaboración propia

- Para la aplicación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. Se puede seguir lo lineamientos de ASCE 41-13 (2014) que viene por defecto en el Software ETABS.
- Finalmente, luego de terminar el análisis habiendo tenido un buen criterio en la asignación de cargas y propiedades de los materiales se puede obtener el patrón de rótulas plásticas y la curva de capacidad (desplazamiento en el techo vs corte en la base). (FEMA440, 2005).

4.2.5 Procedimientos de análisis

A la estructura en estudio se le debe aplicar un análisis para la determinación de la distribución de fuerzas y desplazamientos inducidos por el movimiento del terreno, correspondiente con los objetivos de desempeño seleccionados. Debe incluir la demanda sísmica y la capacidad para resistir dicha demanda mediante todos los elementos que la conforman, entre ellos, elementos para la estabilidad lateral (elementos primarios), para la integridad de la capacidad de carga vertical de la estructura, y cualquier otro indispensable para cumplir con el objetivo de desempeño o pueda estar sujeto a daño como resultado de la respuesta general de la estructura.

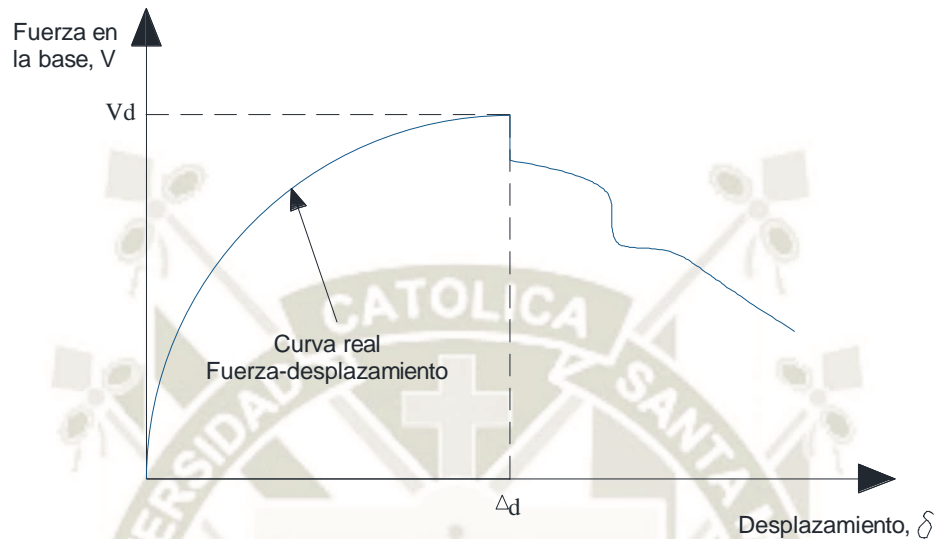
4.2.6 Cálculo de la capacidad de la estructura

Según ATC-40 (1996). La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, por ejemplo, el análisis estático no lineal conocido como Pushover.

Para este procedimiento emplea una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para generar una gráfica conocida como la curva de capacidad que se representa en la figura 8. Dicha curva, relaciona las fuerzas en la base o cortante basal (V) y los desplazamientos (δ) en el nivel superior de la estructura. (ATC-40, 1996)

Figura 8

Representación de la Curva de Capacidad de una Estructura

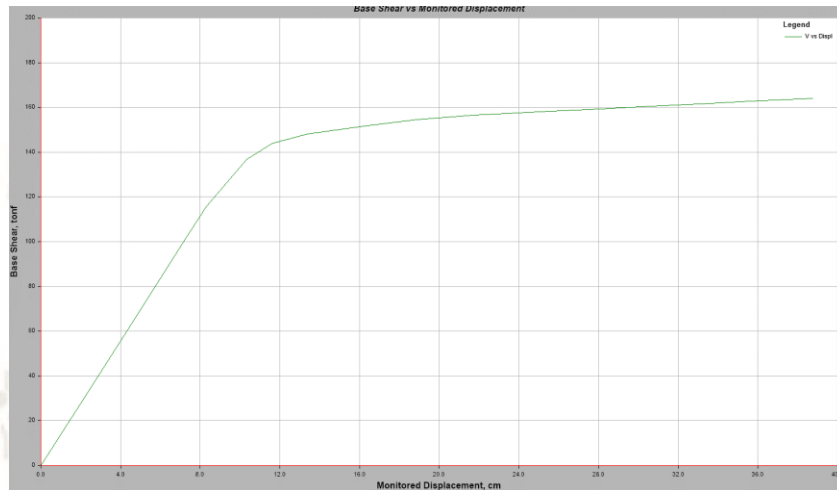


Fuente: Elaboración propia

ATC-40 (1996) también nos dice que la curva de capacidad se construye para representar principalmente la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis de que dicho modo corresponde a la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos menores a un segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos superiores, donde el patrón de carga lateral se puede estimar conforme al método CQC.

Figura 9

Curva de capacidad de una Estructura en ETABS



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Al realizar un Análisis Estático No Lineal Pushover, se dispone la aplicación de un patrón de cargas laterales monotónicamente creciente, hasta alcanzar un desplazamiento máximo definido en el tope de la estructura, o bien, el colapso de la estructura, lo que suceda primero. El modelo matemático debe contemplar las características de la respuesta inelástica de los materiales, por lo que, las fuerzas calculadas serán aproximaciones muy razonables a las fuerzas esperadas durante el sismo de diseño.

4.2.7 Cálculo de la demanda

FEMA 440 (2005) Define el cálculo de la demanda como un enfoque en determinar el punto de desempeño que es igual a decir la demanda de desplazamiento de una estructura, cuando se encuentra sometida a un movimiento sísmico. El principal objetivo es calcular el

desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido por el diseñador.

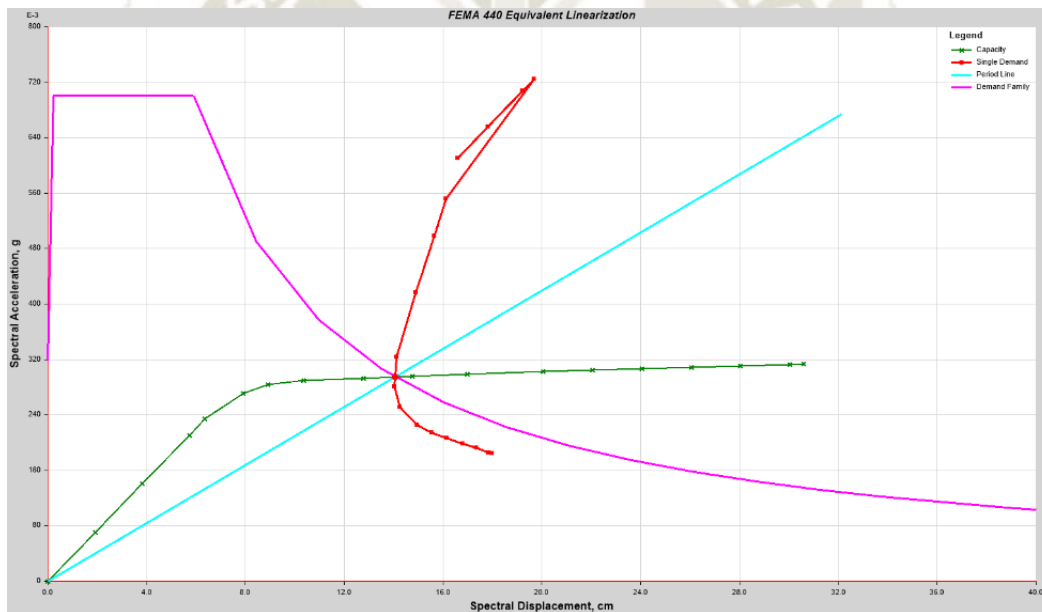
Los principales procedimientos utilizados y que se encuentran en el FEMA 440 (2005).

Para determinar el punto de desempeño y se utilizaran en la presente investigación son:

- Capacity-Spectrum Method: Método del Espectro de Capacidad
- Displacement Coefficient Method: Método de los Coeficientes de Desplazamiento

Figura 10

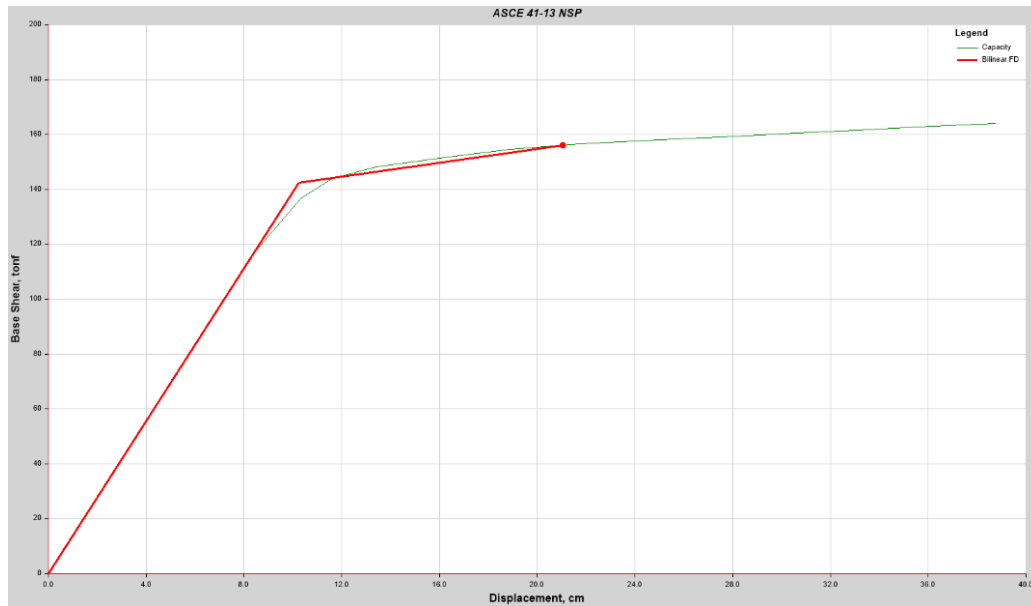
Método del Espectro de Capacidad en ETABS



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 11

Método de los Coeficientes de Desplazamiento de Desplazamiento en ETABS



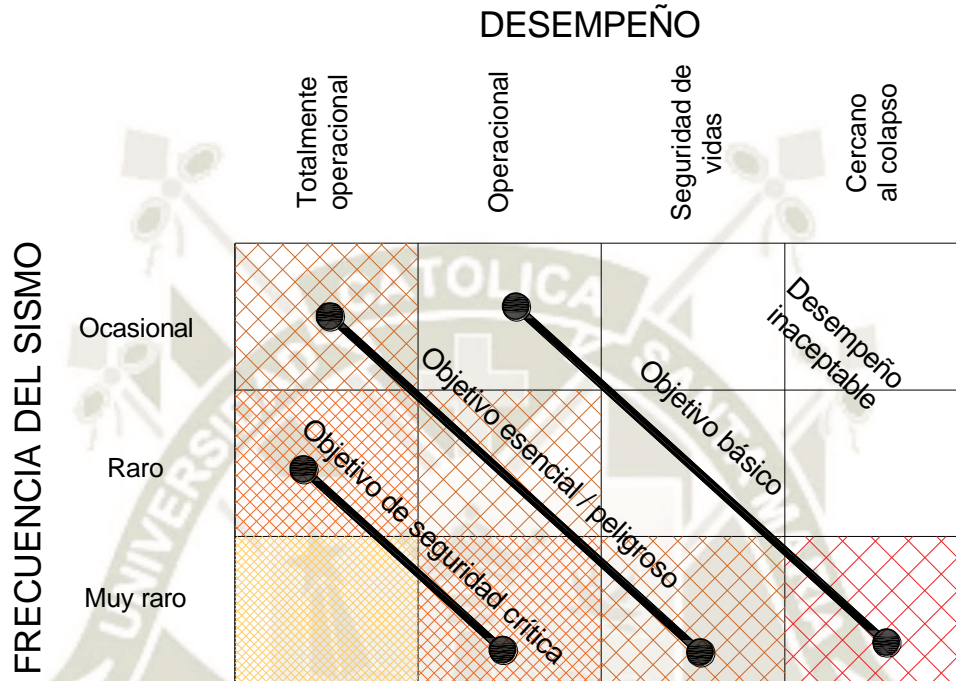
Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

4.2.8 Objetivos Del Desempeño

En la figura 1 se puede observar una gráfica que representa el tipo de desempeño de una estructura en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y en el eje vertical, la severidad del sismo (en términos de frecuencia) Cada recuadro representa un objetivo de desempeño un estado de desempeño para una intensidad de sismo dada.

Figura 12

Objetivos del desempeño



Fuente: SEAOC Vision 2000

Las líneas diagonales son representación de los requerimientos de diseño que da el dueño del proyecto o cliente e impone sobre la estructura por decir, el diseño más rentable para un negocio simple podría ser el criterio “básico” por el contrario un empresario creador de tecnología a gran escala verá muy útil reducir el riesgo de lo que alberga su edificación mediante el criterio “esencial/ peligroso” Por otro lado, los hospitales, podrían requerir que el criterio que cumplan sea de “seguridad crítica” La figura 12 fue desarrollada por la (SEAOC, 1995)

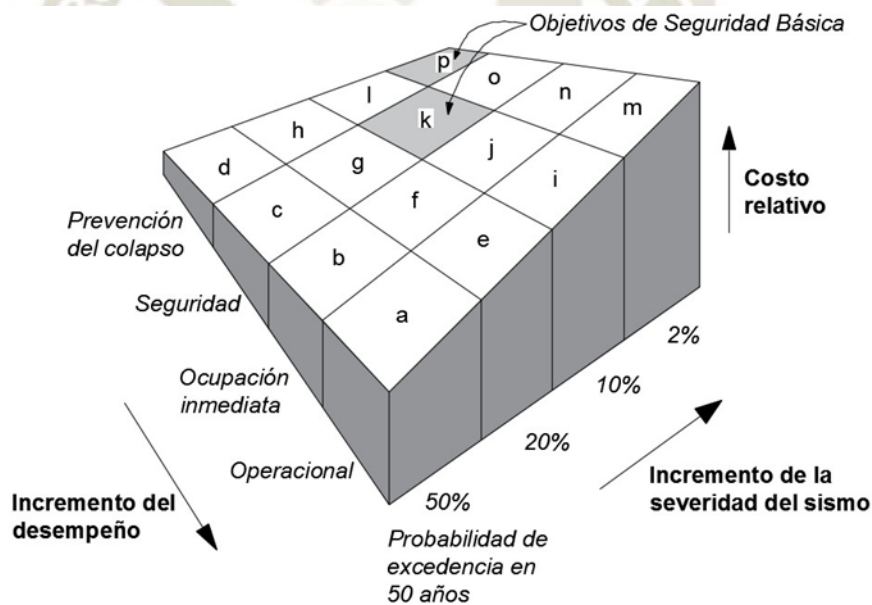
Uno de los objetivos de desempeño está orientado al tipo de comportamiento esperado de la estructura, teniendo en estimación el comportamiento de elementos no estructurales. Con lo cual se puede especificar el comportamiento sísmico de la estructura en estudio, y se determina al

combinar el nivel de desempeño que es el máximo estado de daño admisible, con un movimiento de amenaza sísmica identificada.

Según FEMA 274 (1997). Nos dice que, para el caso de cada edificación, debe seleccionarse el desempeño por un criterio aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica que pudieran ocurrir teniendo en cuenta factores tales como ocupación, importancia, y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, como se muestra en la figura 13.

Figura 13

Costos Relativos de Varios Objetivos de Rehabilitación



Fuente: Fig. C2-2. FEMA 274 (1997)

Podemos decir entonces que los objetivos de desempeño esperan bajos niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes, pero a su vez tendrá una mayor inversión en

trabajo y costo, comparado con los objetivos seleccionados con metas más modestas del control del daño que son de menor inversión en trabajo y menor costo.

4.2.8.1 Nivel de Desempeño de la Edificación

ATC-40 (1996). Manifiesta que el nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Ello representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los daños posibles físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes que se encuentran en la edificación, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo. Entonces se puede decir que está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural:

Nivel de Desempeño de la Edificación

=

Nivel de Desempeño Estructural + Nivel de Desempeño no Estructural

El nivel de desempeño estructural describe el estado límite de daño del sistema estructural principal, por otro lado, el nivel de desempeño no estructural, describe el estado límite de daño de componentes no estructurales donde contempla los cerramientos. Dichos niveles están referidos a puntos discretos en una escala constante, explicando el comportamiento esperado de la estructura, o adicionalmente, cuántas pérdidas económicas por daño pueden ocurrir. (ATC-40, 1996).

A continuación, se presenta una breve descripción de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: El comité VISION 2000 (1995) y el ATC-40.

- Propuesta del comité VISION 2000:

El comité VISION 2000 (1995) definió cuatro niveles de desempeño:

Totalmente Operacional	Operacional
<p>Este nivel corresponde a un nivel en el cual no suceden esencialmente daños. La edificación se encuentra completamente segura para sus ocupantes. Todo lo que se encuentra dentro y los servicios de la edificación permanecen funcionales y apto para su uso. No se requieren reparaciones. (Vision 2000, 1995)</p>	<p>Quando se alcanza este nivel en la estructura se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños moderados en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura, puede continuar inmediatamente ocupada después del sismo. (Vision 2000, 1995)</p>
<p>Seguridad</p>	<p>Próximo Al Colapso</p>
<p>Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como ciertos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales disminuyen, posiblemente, en un gran porcentaje, sin embargo, aún continua un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden obstruir que la estructura sea ocupada inmediatamente ocurrido el sismo, con lo cual, se contempla que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea accesible y se justifique desde un punto de vista económico. (Vision 2000, 1995)</p>	<p>En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema se encuentran comprometida la estabilidad de la estructura próxima al colapso. Los puntos de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Con estas condiciones, la estructura no es segura para sus ocupantes y económicamente el costo de su reparación podría llegar a no ser viable. (Vision 2000, 1995)</p>

- Propuesta del ATC-40:

ATC-40 (1996). Define los niveles de desempeño para las estructuras, correspondientes a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma separada e independiente.

Niveles para los elementos estructurales	Niveles para los elementos no estructurales
<p>Esta propuesta contempla tres niveles o estados de daño discretos que se definen como: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles directamente pueden ser utilizados para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se contempla dos rangos intermedios los cuales son: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten encontrar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de muy útil en caso sea necesaria una evaluación o reforzamiento de un elemento estructural en particular. Dichos niveles se determinan por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de Structural Performance y n es un número que varía entre 1 y 6). (ATC-40, 1996).</p>	<p>Esta propuesta considera 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales los cuales son: Operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles son representados con la abreviación NP-n. NP son las siglas de Nonstructural Performance, y n es una letra que toma valores entre A y E). (ATC-40, 1996).</p>

4.2.8.2 Nivel de Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica causada por el movimiento de suelo (terreno) debe considerar la ubicación de la edificación en relación con la falla existente, y las características geológicas regionales y del sitio. El impacto de estas amenazas en el desempeño estructural depende de la magnitud del movimiento sísmico, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y localidad. Se debe considerar e investigar el impacto de cada componente de la amenaza.

Bertero (2001). Manifiesta que, para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para el desempeño específico de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos, se denominan movimientos sísmicos de diseño, y sus definiciones varían de un lugar a otro, dependiendo de la actividad sísmica del área donde ocurrió tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura, como de los niveles económicos y sociales aceptables del daño por parte de los propietarios, las instituciones responsables, y usuarios de las edificaciones.

- Propuesta del comité VISION 2000:

VISION 2000 (1995). Nos dice que los movimientos sísmicos en el diseño son expresados en términos de intervalos de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. Por ejemplo, el intervalo de recurrencia medio de 475 años, es una expresión del intervalo de tiempo promedio, expresado en años, y el grado de daño de un terremoto es igual o mayor que el intervalo de tiempo transcurrido entre un determinado movimiento sísmico. La probabilidad de superar los 50 años es del 10%, que es una representación estadística de la probabilidad de que el impacto del movimiento sísmico supere una cierta severidad en un determinado período de tiempo expresado en años. El

período de retorno (intervalo de repetición) puede estar directamente relacionado con la probabilidad de exceder el número especificado de años t , mediante la ecuación 1:

Ecuación 1: Periodo de retorno en función de la probabilidad de excedencia y años.

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad \longrightarrow \quad T_R = \frac{t}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{t}}}$$

Se muestra en la tabla 1, las probabilidades de excedencia e intervalos de recurrencia para cuatro movimientos sísmicos de diseño, considerados por el comité (Vision 2000, 1995)

Tabla 1

Sismos Considerados por el Comité Visión 2000

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: Comité Visión 2000

- Propuesta del ATC-40:

El ATC-40 (1996). Utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. A continuación, se detalla cada uno de ellos.

Sismo de servicio (SS)	Sismo de diseño (SD)	Sismo máximo (SM)
<p>En este nivel de movimiento del suelo, con una probabilidad de más del 50% en 50 años. Periodo de retorno: $T = 75$ años. Se considera un movimiento sísmico frecuente porque puede ocurrir más de una vez durante la vida de la edificación. (ATC-40, 1996).</p>	<p>Este nivel de movimiento sísmico en el terreno con 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Período de retorno: $T= 475$ años. Representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y se estima que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. (ATC-40, 1996).</p>	<p>Este nivel de movimiento del terreno que tiene entre 2% y 5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Período de retorno: $T=$ entre 975 y 2475 años. Corresponde al máximo movimiento sísmico del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra la estructura. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales y que se requiere que sigan operativas luego del sismo máximo. (ATC-40, 1996).</p>

Con la ecuación 2 conociendo el período de retorno y aceleración correspondiente a un nivel de sismo, por ejemplo T_{R_1} y a_1 se puede definir otro período de retorno T_{R_2} , y con ello se puede calcular la aceleración esperada correspondiente a_2 . Esto permitiría calcular de un sismo de diseño a uno de servicio y máximo respectivamente.

Ecuación 2: Para cambiar de un sismo de servicio a un sismo máximo

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R_2}}{T_{R_1}} \right)^{0.4} \quad \longrightarrow \quad a_2 = \left(\frac{T_{R_2}}{T_{R_1}} \right)^{0.4} * a_1$$

4.2.9 Verificación del desempeño:

A fin de determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, debe compararse la respuesta obtenida a partir de la determinación de la demanda y del análisis no lineal, contra los límites establecidos para los niveles de desempeño escogidos.

El ATC-40 (1996) y VISION 2000 (1995). Presentan en las tablas a continuación, donde se muestran las derivas máximas de entrepiso permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en estos documentos.

Tabla 2

Valores Límites Para Derivas de Piso Correspondientes al Nivel Desempeño.

Nivel De Desempeño	Deriva De Entrepiso
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

Fuente: ATC-40 (1996)

Tabla 3

Valores Límites Para Derivas de Piso Correspondientes al Nivel de Desempeño

Nivel De Desempeño	Deriva De Entrepiso
Totalmente operacional	0.002
Operacional	0.005

Seguridad	0.015
Cercano al colapso	0.025
Colapso	>0.025

Fuente: SEAOC Visión 2000

- **Para la respuesta global de la estructura, se debe verificar que:**
 - El sistema resistente a carga lateral no se haya degradado en más del 20% de su resistencia máxima.
 - Las distorsiones de entrepiso (Interstory drift) satisfacen los límites establecidos en la tabla 4, de acuerdo con el nivel de desempeño correspondiente establecido.

Para el nivel de desempeño de estabilidad estructural, V_i corresponde a la fuerza de corte total en el nivel i , y P_i a la carga gravitacional total (carga permanente más porción de carga variable) para el mismo nivel.

Tabla 4

Límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura.

Inter story Drift Limit	Performance Level			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 – 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_1}{P_1}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 – 0.015	No limit	No limit

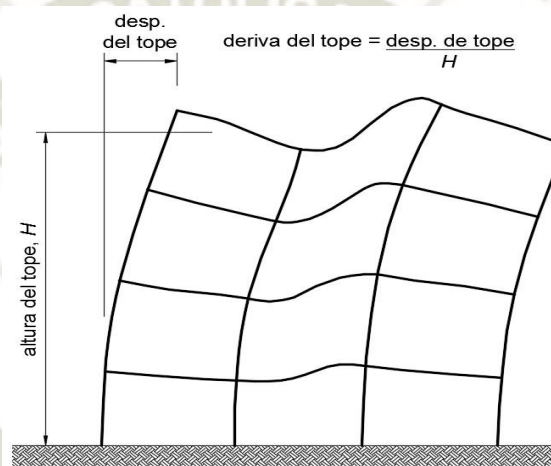
Fuente: Table 11.2- Deformation limits. ATC-40 (1996).

En el ATC 40 (1996), la máxima deriva del tope (maximum total drift) se define como la deriva de entrepiso al valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño; y la deriva

máxima inelástica (maximun inelastic drift), a la porción de la máxima deriva del tope de la edificación más allá del punto de cedencia efectivo. Se muestra gráficamente en la figura 14 la deriva correspondiente y el desplazamiento en el tope.

Figura 14

Deriva del tope desplazamiento entre la altura



Fuente: Lateral Deformations (11.3.3). ATC-40 (1996)

- **Para los componentes:**

Según el ATC-40 (1996). Cada componente debe chequearse para determinar si satisface los requerimientos de aceptabilidad en fuerzas y desplazamientos bajo el punto de desempeño determinado.

ATC-40 (1996). Nos dice también que el primer paso, será clasificar cada elemento en componente primario o secundario, de acuerdo con su rol en el sistema resistente a carga lateral, cercano o en al punto de desempeño. Serán considerados como primarios los componentes y elementos que den una resistencia lateral significativa en el punto de desempeño. El resto de componentes tendrán una clasificación de secundarios.

Resistencia del componente: En términos de desempeño, no se permite exceder la resistencia requerida por la demanda actuante. Para la ductilidad del control de la deformación, siempre que no se exceda el límite de deformación, la respuesta inelástica es aceptable. Además, los resultados del análisis deben revisarse para garantizar que el endurecimiento por deformación del modelo de análisis no provoque acciones internas imaginarias que excedan la resistencia esperada del componente. Para la fragilidad controlada por fuerza, una vez que se alcanza el límite elástico, el componente debe modelarse con su resistencia cedente.

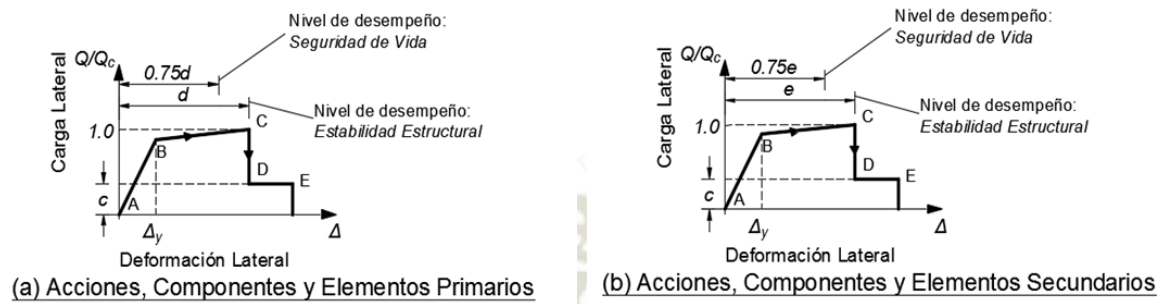
- **Capacidad de deformación de componentes:**

Para el nivel de rendimiento especificado, la deformación calculada del componente no debe exceder el límite de deformación. Debe medirse en múltiples relaciones lineales carga-deformación definidas para cada componente. En la figura 15 se muestran los criterios de aceptación de la deformación que deben establecerse de la siguiente manera:

- Para elementos, componentes y funciones principales, la deformabilidad del componente en el nivel de desempeño de estabilidad estructural se define como la deformación en la que la resistencia a la carga lateral comienza a disminuir significativamente. La capacidad de deformación del componente del nivel de seguridad personal se define como el 75% de la deformación del nivel de estabilidad estructural. (ATC-40, 1996).
- Para elementos, componentes y funciones secundarias, la capacidad de deformación del componente al nivel de desempeño de estabilidad estructural se define como la deformación que pierde la capacidad de soportar la carga vertical. La capacidad de deformación del componente del nivel de seguridad personal se define como el 75% de la deformación del nivel de estabilidad estructural. (ATC-40, 1996).

Figura 15

Criterio de Aceptabilidad Típico Expresado en la Curva de Esfuerzo-Deformación



Fuente: Fig 11-1. ATC-40 (1996)



CAPITULO V
MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y
MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE
DESPLAZAMIENTO

5.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (FEMA-440)

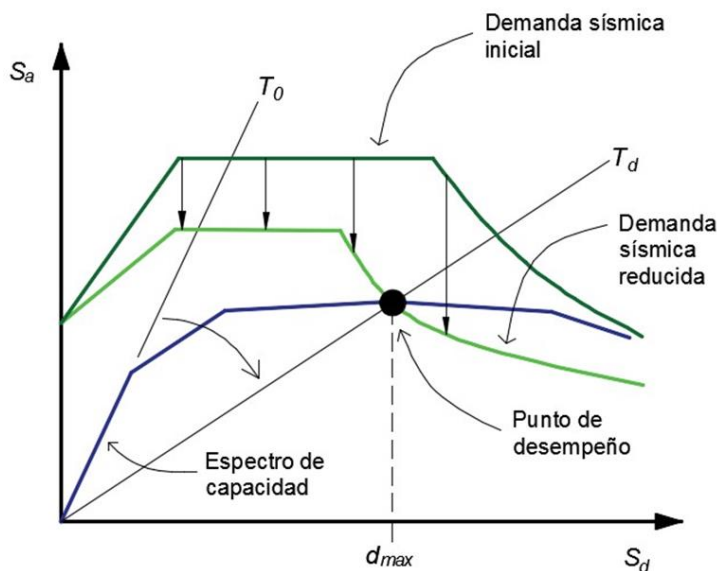
5.1.1 Método del espectro capacidad:

Propuesto por Freeman (1975), definido dentro del documento ATC-40 (1996), y luego mejorado por el FEMA 440 (2005), constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura, cuando se ve sujeta a una acción sísmica.

En la figura 14 se muestra el punto de desempeño, el cual exige un proceso iterativo en el que inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por este factor de reducción, que toman en cuenta de manera compatible la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. (FEMA440, 2005)

Figura 16

Representación del Método del Espectro de Capacidad

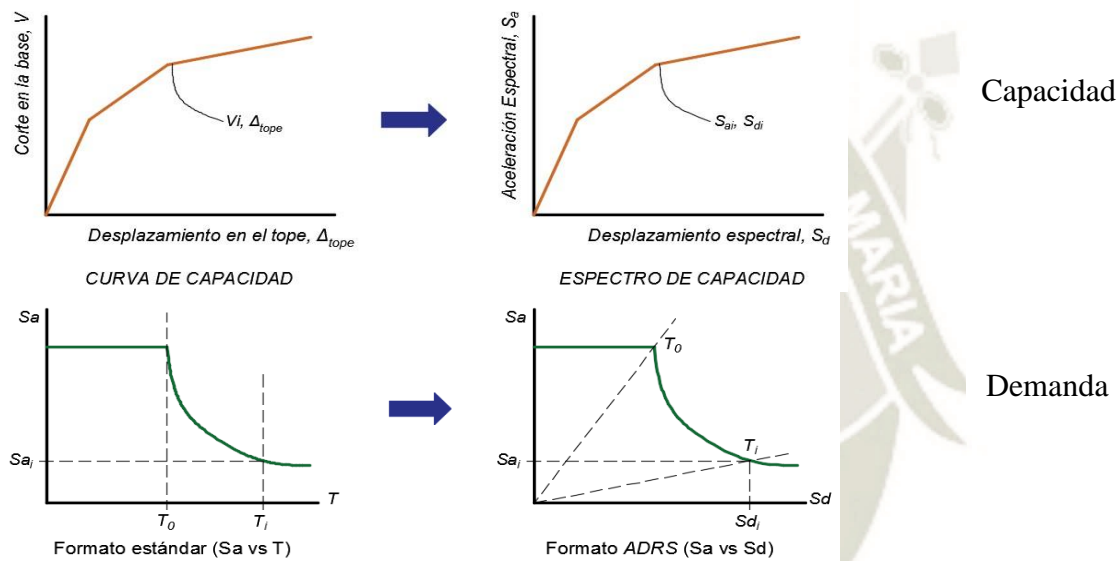


Fuente: (2-18) ATC-40 (1996)

Para este método es necesario establecer una gráfica en formato ADRS “Acceleration-Displacement Response Spectrum”, donde se pueda convertir la demanda y la capacidad en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (S_a vs S_d).

Figura 17

Representación de la Conversión en Formato ADRS



Fuente: Elaboración propia. (6-8) ATC-40 (1996)

5.1.2 Modelo matemático

5.1.2.1 Reglas Generales

Seguidamente, se describen las reglas generales a tener en cuenta para elaborar el modelo matemático requerido para aplicar el método del espectro de capacidad y obtener el punto de desempeño de la estructura, a partir de un análisis estático no lineal pushover con una definición de rótulas plásticas en los componentes de la estructura en estudio.

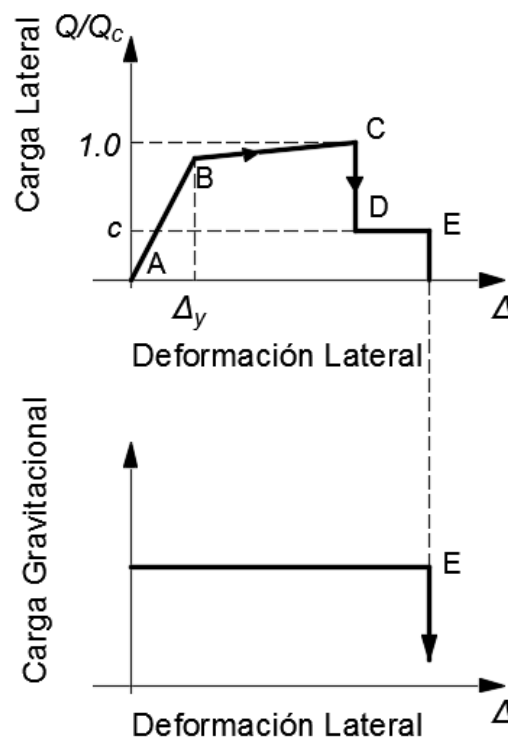
- Debido a la no linealidad de las iteraciones, no es adecuado llevar a cabo de manera independiente, el análisis de la estructura ante cargas gravitacionales y laterales, para luego superponerlos. Las cargas gravitacionales deben ser colocadas al modelo numérico, y mantenerse al aplicar progresivamente la carga lateral.
- Para la carga gravitacional no lineal debe definirse y debe considerarse la carga permanente donde se incluye el peso propio y un porcentaje apropiado probable de la carga variable.
- En el caso de la carga lateral debe aplicarse de manera incremental para poder ver a detalle el desarrollo del mecanismo inelástico. Dicha carga parte a partir del estado final de la carga gravitacional no lineal.
- Luego debe considerarse el efecto de la carga gravitacional sobre la estructura en estudio, cuando actúan las cargas laterales, esto es, el efecto llamado $P - \Delta$.
- El modelo analítico que se trabaja debe considerar todos los componentes existentes y nuevos que tengan influencia en la resistencia, masa, rigidez y deformación de la estructura, cercano o en el punto de desempeño.
- Seguidamente se define como elemento, la porción vertical u horizontal de la estructura que actúa al resistir carga vertical o lateral: Muros de corte, pórticos resistentes a momento y sistemas duales de pórticos y muros. Comúnmente los elementos horizontales son los diafragmas de concreto. Los elementos, están formados por: vigas, losas, columnas, nudos con juntas y segmentos de muros.

5.1.2.2 Comportamiento de los componentes:

ATC-40 (1996). Manifiesta que la conducta de los componentes en una estructura, se modelará utilizando relaciones no lineales carga-deformación, definidas mediante una serie de segmentos en línea recta. Se presenta a continuación en la figura 18 la representación típica.

Figura 18

Relación Generalizada Carga-Deformación Para Componentes Estables



Fuente: Fig. 9-6. ATC-40 (1996)

En la figura, Q_c indica la resistencia del componente, y Q la demanda impuesta por el sismo. La respuesta se mantiene lineal hasta que ingresa al punto de cedencia efectiva (nominal) B, seguido por un punto de cedencia con posible endurecimiento por deformación C, para luego

llegar el punto de degradación de la resistencia D, y finalmente alcanzar el punto de colapso final y pérdida de capacidad de carga vertical E. (ATC-40, 1996).

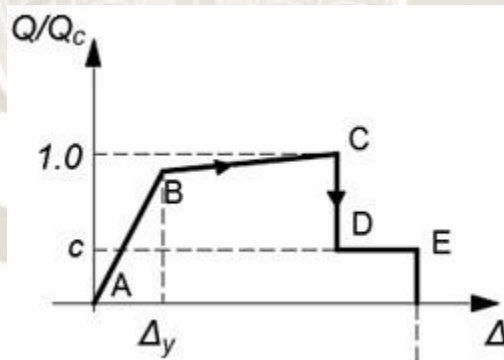
Las fallas frágiles que son los componentes sujetos a degradación durante el ciclo de carga, como columnas y vigas controladas por corte, muestran una pérdida de resistencia entre los puntos B y C. Este comportamiento debe ser considerado en el modelo de análisis.

5.1.2.3 Rigidez inicial de los componentes:

La rigidez inicial de los componentes de concreto reforzado puede representarse mediante un valor secante definido por el punto de cedencia efectivo (pendiente A-B).

Figura 19

Rigidez Inicial de los Componentes.



Fuente: Fig. 9-6 (a). ATC-40 (1996)

La rigidez se determina como función de las propiedades del material, dimensiones, condiciones de borde, cantidades de refuerzo y niveles de deformación y esfuerzo.

Tabla 5

Rigidez Inicial de los Componentes

Table 9-3. Component Initial Stiffnesses

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity²	Axial Rigidity
Beam, non-prestressed ¹	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Beam, prestressed ¹	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in compression	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in tension	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
Walls, uncracked	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls, cracked	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, non-prestressed	<i>See discussion</i>	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, prestressed	<i>in section 9.5.3</i>	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

¹ I_g for T-beams may be taken twice the I_g of the web alone, or may be based on the effective section as defined in Section 9.5.4.2.

² For shear stiffness, the quantity $0.4E_c$ has been used to represent the shear modulus, G .

³ For shear-dominated components, see the discussion and commentary in Section 9.5.3.

Fuente: Tabla 9-3. ATC-40 (1996)

En la tabla:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_g = Inercia gruesa del componente

A_w = Área transversal del alma en la sección

A_g = Área gruesa de la sección

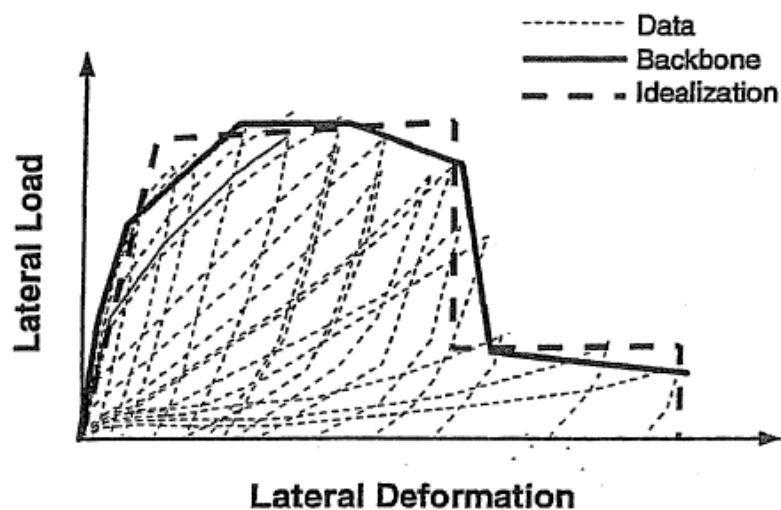
5.1.2.4 Rigidez de los componentes

Las fuerzas y desplazamientos asociados que son las acciones en una estructura, se clasifican como controladas por deformación, y controladas por fuerza. Todos los componentes deben tener una clasificación como primario o secundario, controlados por fuerza o por deformación.

- Acciones controladas por deformación: Ya que para este tipo de acción se espera un comportamiento dúctil, se permite exceder los límites elásticos de resistencia bajo cargas sísmicas. La resistencia supuesta se define como la media de la resistencia máxima a ocurrir en el rango de deformaciones al que estará sujeto el componente. Esto deberá tomar en cuenta el endurecimiento por deformación, asumiendo el esfuerzo a tracción en la cedencia del acero longitudinal como al menos 1.25 veces el esfuerzo nominal. Para determinar la resistencia de los elementos, debe emplearse el procedimiento establecido en la norma ACI 318 (2005), con la no considerando los factores de reducción de resistencia ϕ iguales a 1.0.

Figura 20

Construcción de una relación carga deformación para una acción controlada por deformación

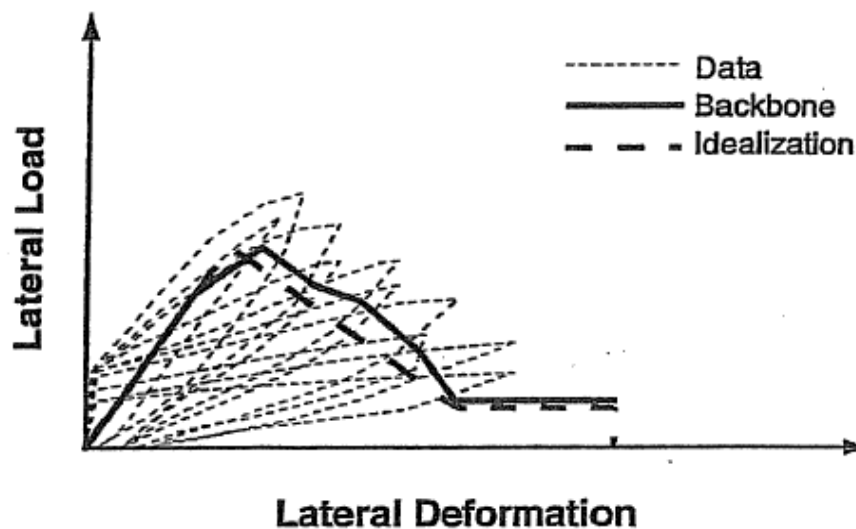


Fuente: Fig 9-10. ATC-40 (1996)

- Acciones controladas por fuerza: En este tipo de acciones, como se espera un comportamiento frágil no se debe exceder los límites elásticos bajo cargas sísmicas. La resistencia en los componentes controlados por fuerza, debe tomarse como el mínimo valor a ocurrir dentro del rango de deformaciones al que estará sujeto el componente. Cuando la resistencia se degrada mediante el aumento de deformaciones laterales o con ciclos continuos de histéresis, el aumento de deformaciones laterales, la resistencia de límite inferior se define como el mínimo valor esperado dentro del rango de deformaciones y ciclos de carga a los que estará sujeto el componente en análisis.

Figura 21

Construcción de una Relación Carga Deformación Para una Acción Controlada por Fuerza



Fuente: Fig 9-11. ATC-40 (1996)

5.1.2.5 Resistencia de los componentes:

Según el ATC-40 (1996). La demanda de ductilidad de los componentes se clasifica en tres niveles, según la tabla 6 a continuación.

Tabla 6

Clasificación de la Demanda de Ductilidad en Componentes

Máximo Valor de la Ductilidad del Desplazamiento	Clasificación
< 2	Demanda de ductilidad baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
> 4	Demanda de ductilidad alta

Fuente: ATC-40 (1996).

Para las acciones que son controladas por deformación, la relación carga-deformación debe tener una capacidad dúctil es decir desplazamiento máximo entre desplazamiento cedente y el resultado no debe ser menor a 2. Si fuese menor a 2, la acción debe clasificarse como controlada por fuerza. (ATC-40, 1996)

5.1.2.6 Capacidad de deformación de componentes:

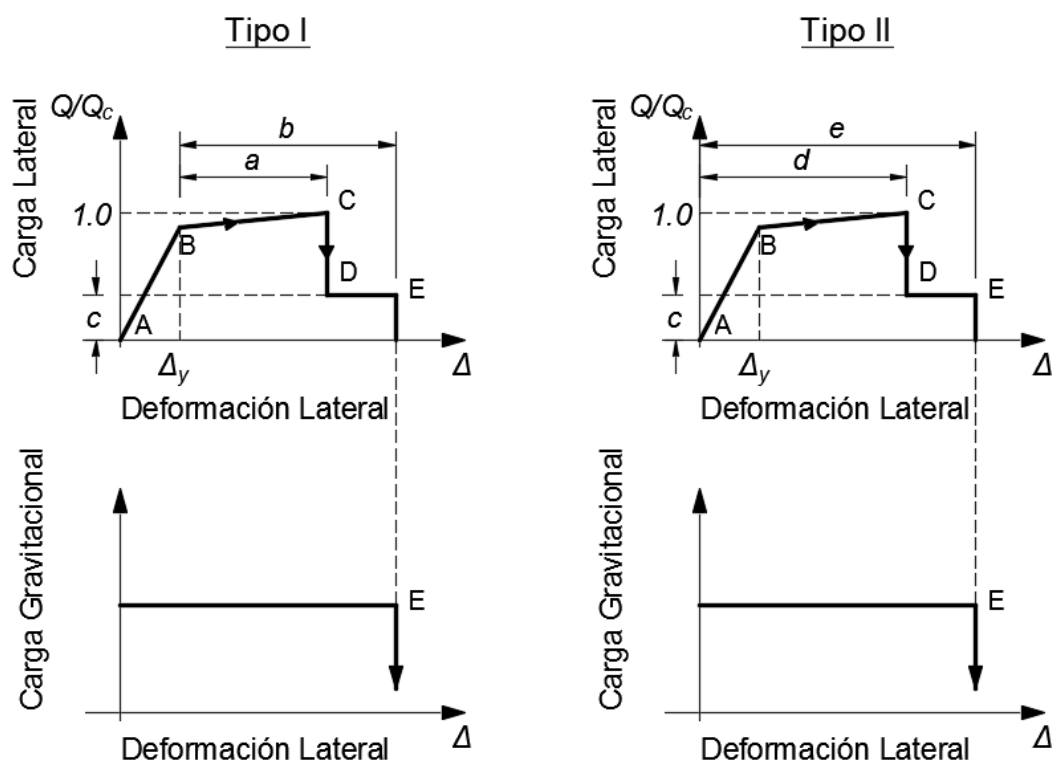
La capacidad de deformación que poseen los componentes, será medida de acuerdo a los criterios definidos en la normativa del ATC-40 (1996), para cada tipo de componente y acción.

El análisis que se aplica a la estructura debe ser capaz de registrar la relación no lineal carga-deformación de todos los componentes.

Se muestra en la figura 22, dos tipos de curvas generalizadas esfuerzo-deformación aplicable a la mayoría de los componentes de concreto, de acuerdo a dos maneras de definir deformaciones.

Figura 22

Relaciones Generalizadas Carga-Deformación Para Componentes



Fuente: Fig 9-15. ATC-40 (1996)

Curva Tipo I: Las deformaciones son expresadas directamente al utilizar valores de curvatura, rotación o elongación. Los parámetros a y b se refieren a las porciones de la deformación que ocurre luego de la cedencia conocidas como deformaciones plásticas.

Curva Tipo II: Las deformaciones son expresadas en términos de ángulo de corte y tasa de deriva tangencial.

Los parámetros a , b , c , d y e se definen numéricamente en las tablas 9-6 a 9-12 de la norma ATC-40 (1996), las cuales se exponen a continuación:

Tabla 7

Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Vigas de concreto reforzado

Table 9-6. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Component Type			Modeling Parameters ¹		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
			a	b	c
1. Beams controlled by flexure¹					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ⁴			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2
2. Beams controlled by shear¹					
stirrup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.2
stirrup spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.2
3. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹					
stirrup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.0
stirrup spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.0
4. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹					
			0.015	0.03	0.2

Fuente: Tabla 9-6. ATC-40 (1996).

Tabla 8

Parámetros de Modelación Para Procedimientos no Lineales – Columnas de Concreto

Reforzado.

Table 9-7. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Component Type			Modeling Parameters		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
			a	b	c
1. Columns controlled by flexure¹					
$\frac{P}{A_g f_c}$ ⁵	Transverse Reinforcement ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$ ⁶			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	-
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	-
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-
2. Columns controlled by shear^{1,5}					
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f_c}$ ⁵ ≤ 0.1			0.0	0.015	0.2
other cases			0.0	0.0	0.0
3. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}					
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2
4. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}					
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.025	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0

Fuente: Table 9-7. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Columns. ATC-40 (1996)

Tabla 9

Parámetros de Modelación Para Procedimientos no Lineales – Muros y Segmentos de Muros Controlados por Flexión.

Table 9-10. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Walls and Wall Segments Controlled by Flexure

Component Type	Modeling Parameters				
	Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio		
	a	b	c		
1. Walls and wall segments controlled by flexure					
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$ ²	Boundary Element ³			
≤ 0.1	≤ 3	C	0.015	0.020	0.75
≤ 0.1	≥ 6	C	0.010	0.015	0.40
≥ 0.25	≤ 3	C	0.009	0.012	0.60
≥ 0.25	≥ 6	C	0.005	0.010	0.30
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.008	0.015	0.60
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.006	0.010	0.30
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.003	0.005	0.25
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.20

Fuente: Table 9-10. Modeling Parameters for nonlinear Procedures Walls and Wall Segments Controlled. ATC-40 (1996)

Tabla 10

Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Muros y segmentos de muros controlados por corte.

Table 9-11. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Walls and Wall Segments Controlled by Shear

Component Type Conditions	Modeling Parameters		
	Shear Drift Ratio, rad		Residual Strength Ratio
	d	e	c
1. Walls and wall segments			
All walls and wall segments controlled by shear	0.0075	0.02	0.4

1. For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

Fuente: Table 9-11. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures – Walls and Wall segment controlled by Shear. ATC-40 (1996)

Tabla 11

Parámetros de modelación para procedimientos no lineales – Vigas de acople.

Table 9-12. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures—Coupling Beams

Component Type	Modeling Parameters ^a			
	Chord Rotation, rad		Residual Strength Ratio	
	d	e	c	
1. Coupling beams controlled by flexure				
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ¹	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 2$			
Conventional longitudinal reinforcement with	≤ 3	0.025	0.040	0.75
conforming transverse reinforcement	≥ 6	0.015	0.030	0.50
Conventional longitudinal reinforcement with non-	≤ 3	0.020	0.035	0.50
conforming transverse reinforcement	≥ 6	0.010	0.025	0.25
Diagonal reinforcement	N/A	0.030	0.050	0.80
2. Coupling beams controlled by shear				
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ¹	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 2$			
Conventional longitudinal reinforcement with	≤ 3	0.018	0.030	0.60
conforming transverse reinforcement	≥ 6	0.012	0.020	0.50
Conventional longitudinal reinforcement with non-	≤ 3	0.012	0.025	0.40
conforming transverse reinforcement	≥ 6	0.008	0.014	0.20

Fuente: Table 9-12. Modeling Parameters for nonlinear procedures – Coupling Beams. ATC-40 (1996)

Las tablas mostradas para la definición de las rótulas plásticas se refieren al ATC-40 (1996), las cuales solo contemplan elementos de concreto armado, sin embargo, se permite el uso de las tablas propuestas por el FEMA 356 (2000) o incluso el (ASCE41-13, 2014).

Que contiene la actualización de los últimos estudios realizados al respecto, incluyendo los valores correspondientes tanto para concreto armado como para el acero estructural. En las últimas

versiones de ETABS, se tiene posibilidad de asignar las rótulas según ASCE 41-13 (2014).
Mejoras para el procedimiento propuestas por el FEMA 440 (linealización equivalente)

En el método de espectro de capacidad del ATC-40 (1996), nos dice que es un proceso que comienza con la generación de una relación fuerza-desplazamiento de la estructura. Este proceso es virtualmente parecido al Método de los Coeficientes de Desplazamiento del FEMA 356 (2000), con la diferencia de que los resultados se muestran en un gráfico en formato ADRS. También es graficado el movimiento sísmico en este formato, donde para poder superponer ambas relaciones, y manifestar el período como líneas radiales que provienen desde el origen.

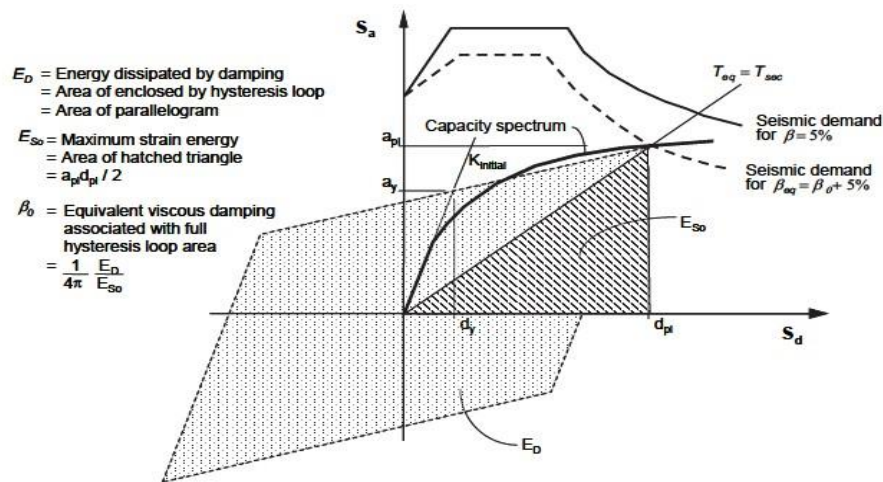
En este método se asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. El período equivalente, T_{eq} , corresponde al período secante en el cual la demanda sísmica reducida por el amortiguamiento equivalente, interseca la curva de capacidad. Debido a que el amortiguamiento y el período equivalente están en función del desplazamiento, la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico con lleva un proceso iterativo. (FEMA440, 2005)

El ATC-40 (1996) impone valores límite en el amortiguamiento equivalente para tomar en cuenta la degradación de resistencia y rigidez.

En el documento FEMA 440 (2005) manifiesta un procedimiento denominado Linealización Equivalente Mejorada, como variación al Método del Espectro de Capacidad del (ATC-40, 1996).

Figura 23

Representación Gráfica del Método del Espectro de Capacidad del ATC-40



Fuente: Fig. 8-11. ATC-40 (1996)

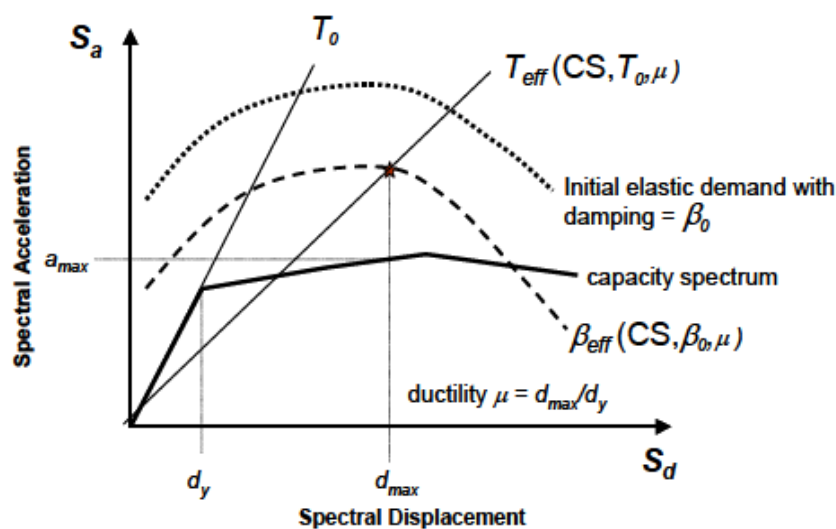
La linealización equivalente tiene como objetivo el de determinar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema “equivalente” lineal, empleando un período efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, período inicial del sistema, el amortiguamiento y la demanda de ductilidad μ .

Se mantiene un procedimiento similar donde se incluye también una técnica para modificar el espectro de demanda resultante para que coincida con el método en el ATC-40 (1996) en donde se realiza la intersección con la curva de capacidad, generando el punto de desempeño para el modelo estructural.

Encontramos la solución mediante un proceso gráfico o iterativo, debido a que la ductilidad es el objetivo del análisis y los parámetros efectivos están en función de ella. Este proceso puede no es del todo confiable para estructuras que presenten ductilidades elevadas como las mayores a 10. (FEMA440, 2005).

Figura 24

Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento (ADRS), que Muestra el Período Efectivo y Parámetros de Amortiguamiento de la Linealización Equivalente, Junto a una Curva de Capacidad.



Fuente: Fig. 6-1. FEMA 440 (2005)

5.1.2.7 Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS) para uso con períodos secantes

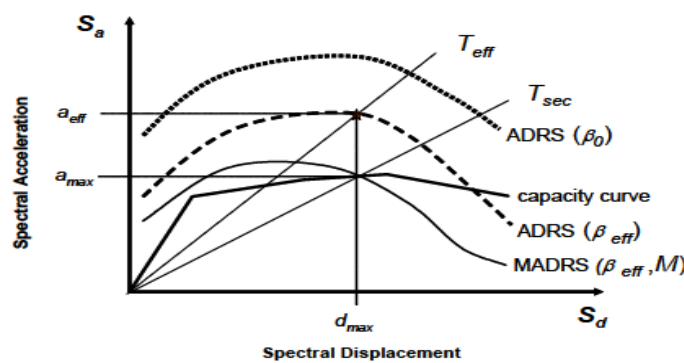
El método convencional de Espectro de Capacidad ATC-40 (1996). Utiliza el período secante como el período lineal efectivo al determinar el desplazamiento máximo (punto de

desempeño). Esto resulta en el máximo desplazamiento que ocurre en la intersección de la curva de capacidad de la estructura y la curva de demanda, para el amortiguamiento efectivo en formato ADRS, lo cual es útil por dos razones: proporciona una herramienta gráfica que facilita la comparación de la capacidad y la demanda; y, se han propuesto estrategias efectivas para la linealización equivalente, mediante una curva de demanda modificada (MADRS) que interseca la curva de capacidad en el desplazamiento máximo.

Al utilizar las ecuaciones de período y amortiguamiento efectivo, se obtiene un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de una línea radial de período efectivo en la demanda, en formato ADRS para el amortiguamiento efectivo, tal como se muestra en la figura a continuación.

Figura 25

Espectro de Respuesta Modificado de Aceleración-Desplazamiento, para Relacionar con el Período Secante, T_{eff} .



Fuente: Fig 6-4. FEMA 440 (2005)

El período efectivo T_{eff} obtenido a partir del procedimiento mejorado, es generalmente más corto que el período secante T_{sec} en el punto de la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo d_{max} .

La aceleración efectiva a_{eff} . no es significativa, ya que la máxima aceleración real a_{max} . debe estar sobre la curva de capacidad, y coincidir con el desplazamiento máximo d_{max} .

Al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M (en formato ADRS), obtenemos la curva de demanda modificada (MADRS), la cual interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño. El factor de modificación se calcula con la ecuación 3:

Ecuación 3: Para determinar el factor de modificación

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Debido a que los valores de aceleración están relacionados directamente con los períodos correspondientes, el factor de modificación puede calcularse como:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

5.1.2.8 Reducción Espectral para Amortiguamiento Efectivo

Los procedimientos de linealización equivalente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff} . La ordenada espectral reducida será igual a la ordenada espectral inicial dividida entre un factor B , como se expone en la ecuación 4:

Ecuación 4: Factores para la reducción espectral

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

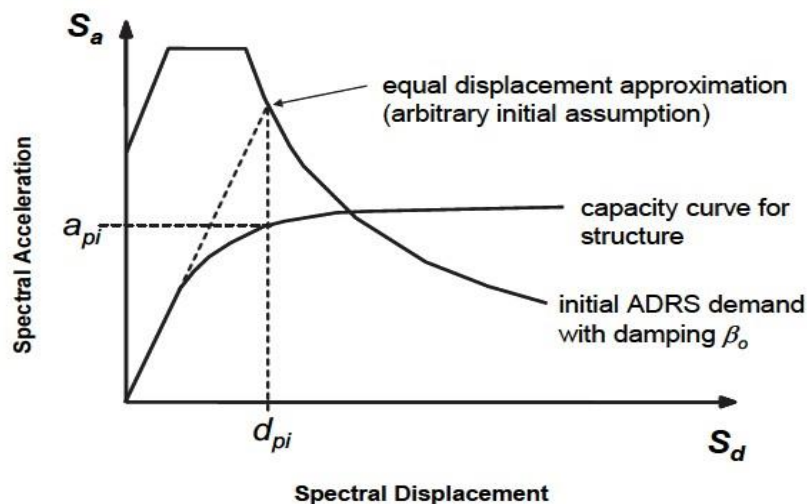
5.1.2.9 Procedimientos de solución

Los procedimientos para hallar el punto de desempeño que se exponen en el FEMA 440 (2005) son tres, y cuentan con los mismos pasos iniciales, los cuales incluyen:

- Seleccionar un espectro representativo del movimiento del terreno de interés, con un amortiguamiento inicial (generalmente igual a 5%).
- Convertir dicho espectro a formato ADRS, considerando los efectos de interacción suelo-estructura cuando corresponda, el cual será nuestra demanda inicial.
- Generar una curva de capacidad para la estructura a ser analizada y convertirla a formato ADRS Se muestra en la figura.

Figura 26

Espectros Iniciales de Demanda y Capacidad, en Formato ADRS

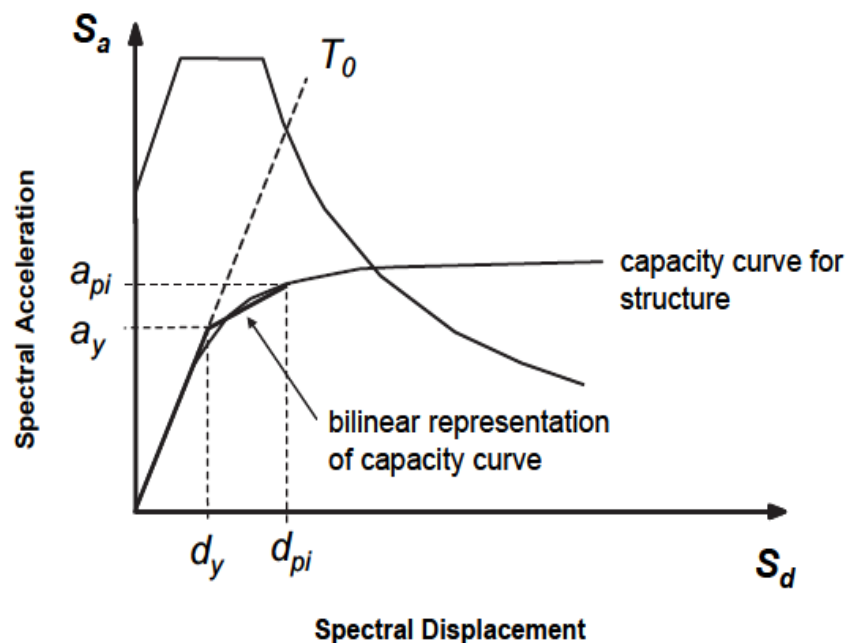


Fuente: Fig. 6-6. FEMA 440 (2005)

- Seleccionar un punto de desempeño inicial (máxima aceleración a_{pi} y desplazamiento d_{pi})
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos del ATC-40 (1996) donde se define el período inicial T_0 desplazamiento cedente d_y y aceleración cedente a_y , como se observa en la figura 27.

Figura 27

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Fig. 6-7. FEMA 440, 2005

- Para la representación bilineal, calcular los valores de la rigidez post-elástica α y ductilidad μ como sigue en la ecuación 5:

Ecuación 5: Para la rigidez post-elástica y la ductilidad

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} ; \mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

- Utilizando estos valores, calcular los valores de amortiguamiento efectivo β_{eff} y período efectivo T_{eff} .

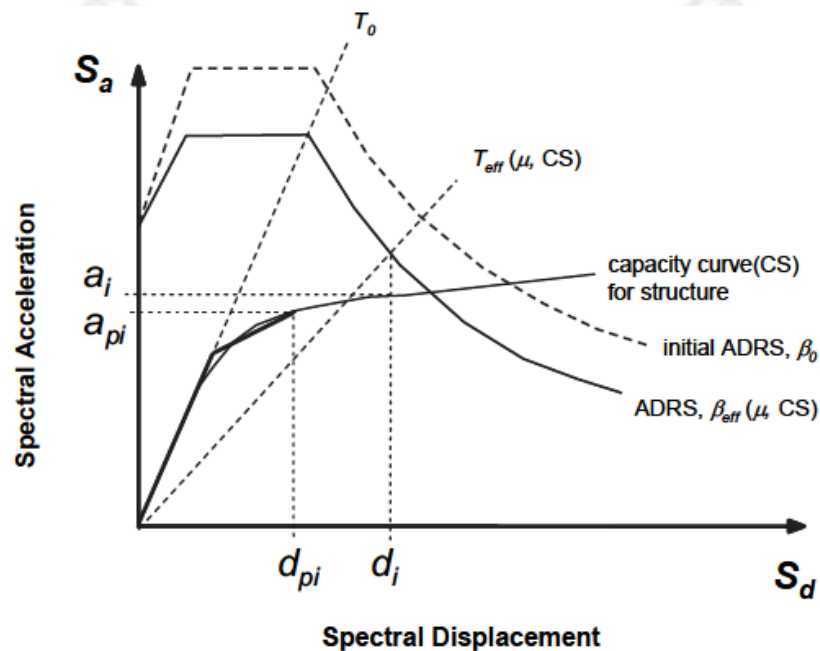
Para identificar una única solución, el FEMA 440 (2005) presenta tres posibles procedimientos a seguir:

- **Procedimiento A (iteración directa)**
 - A8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff}
 - A9. Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i al intersecar el período efectivo radial T_{eff} con la demanda para β_{eff} .
 - A10. Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia (sólo con una diferencia de $\pm 5\%$ este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi} , a_{pi}) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño.

Figura 28

Determinación del Desplazamiento Máximo Estimado Utilizando la Iteración Directa

(Procedimiento A)



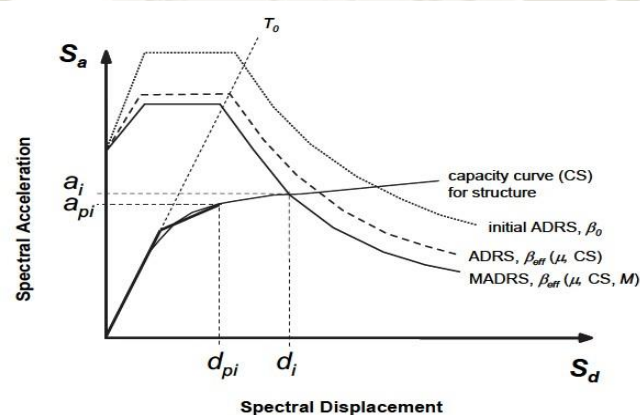
Fuente: Fig. 6-8. FEMA 440 (2005)

- **Procedimiento B (intersección con demanda MADRS)**
 - B8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
 - B9. Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M hallado con T_{eff} . No se deberán modificar los valores de desplazamiento de dicha demanda.

- B10. Determinar la estimación de la máxima aceleración a_i y desplazamiento d_i mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la figura siguiente.
- B11. Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia ($\pm 5\%$), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi}, a_{pi}) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño.

Figura 29

Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B)



Fuente: Fig. 6-9. FEMA 440 (2005)

- **Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño)**
 - C8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
 - C9, Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M hallado con T_{eff} para generar el espectro de respuesta modificado aceleración desplazamiento MADRS.

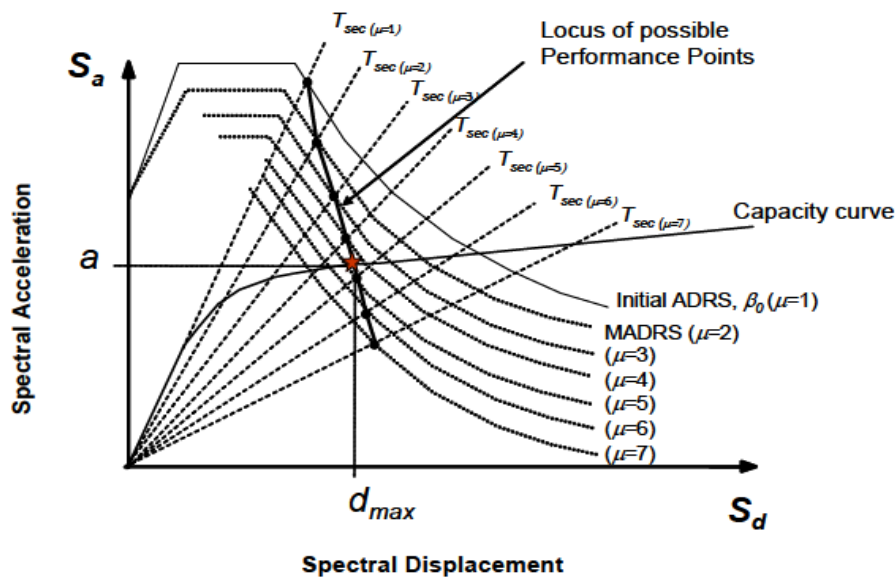
- C10. Se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del período radial secante T_{sec} con la demanda MADRS.
- C11. Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido, para generar una serie de posibles puntos.
- C12. El punto de desempeño real será el que interseque al espectro de capacidad.

Nota:

Este procedimiento puede automatizarse al escoger una solución inicial para una ductilidad de $\mu=1$ y las siguientes suposiciones se establecen al incrementar dichas ductilidades (2, 3, 4, 5, ...).

Figura 30

Lugar de Posibles Puntos de Desempeño (Procedimiento C)



Fuente: Fig. 6-10. FEMA 440 (2005)

5.1.2.10 Curva de capacidad idealizada para análisis estático no lineal

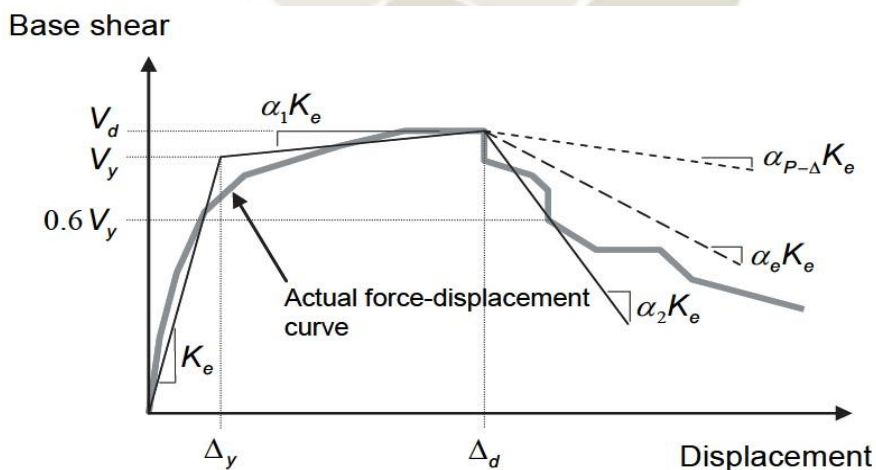
El FEMA 440 (2005) propuso una metodología mejorada para la generación de la representación bilineal de la curva de capacidad.

Para propósitos de análisis estático no lineal (Pushover), la relación entre el corte en la base y el desplazamiento de un nodo control (usualmente en el techo) puede remplazarse con una relación idealizada, con el fin de calcular la rigidez lateral efectiva K_e , resistencia cedente efectiva V_y , y rigidez efectiva positiva o negativa de acuerdo con α_1 y α_2 , como se observa en la figura.

El segmento lineal inicial comienza en el origen. Una segunda porción lineal termina en el menor valor entre el punto de máximo desplazamiento antes del colapso, o el máximo corte en la base V_d .

Figura 31

Curva fuerza-desplazamiento Idealizada para Análisis estático no lineal



Fuente: Fig. 4-3. FEMA 440, 2005

La intersección de estos dos segmentos define la rigidez lateral efectiva K_e , la resistencia efectiva cedente V_y , y la rigidez post-cedencia efectiva $\alpha_1 K_e$. La pendiente del primer segmento debe ser tal que una el origen con el punto de $0.6V_y$, y las áreas dentro de cada segmento deben equilibrarse (área superior aproximadamente igual a área inferior).

Para modelos que exhiben una rigidez post-elástica negativa, puede ser determinado un tercer segmento, entre el punto de máximo corte en la base y el punto en el cual el corte en la base es $0.6V_y$ (el mismo utilizado anteriormente). Este segmento define la rigidez efectiva máxima post-elástica $\alpha_2 K_e$. Esta pendiente negativa aproxima los efectos de degradación de resistencia en ciclo y de ciclos consecuentes.

Los procedimientos estáticos no lineales, no son capaces de distinguir completamente entre pérdidas de resistencia en ciclo, o entre ciclos consecuentes Sin embargo, se puede obtener una visión al separar los efectos $P - \Delta$ en ciclo del valor de α_2 (ver figura anterior) Una rigidez post elástica efectiva puede entnfces determinarse como $\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$ donde $0 \leq \lambda \leq 1.0$. El conocimiento actual del comportamiento del componente, así como también las características desconocidas del futuro evento sísmico, hacen imposible saber el valor correcto de λ .

La norma FEMA 440 recomienda que se tome un valor de $\lambda=0.2$ para condiciones de sitio no sujetas a efectos locales, y un valor de $\lambda=0.8$ aquellas en las que si se presenten efectos de falla local de sitio Estos valores son empíricos, basados en el juicio de los autores, e intentan reconocer el potencial de la inestabilidad dinámica que puede ocurrir en pérdidas de resistencia en ciclo asociadas con movimientos locales impulsivos de gran magnitud, y al mismo tiempo, evitar penalizar estructuras con pérdida de resistencia cíclica predominante asociada a movimientos no impulsivos.

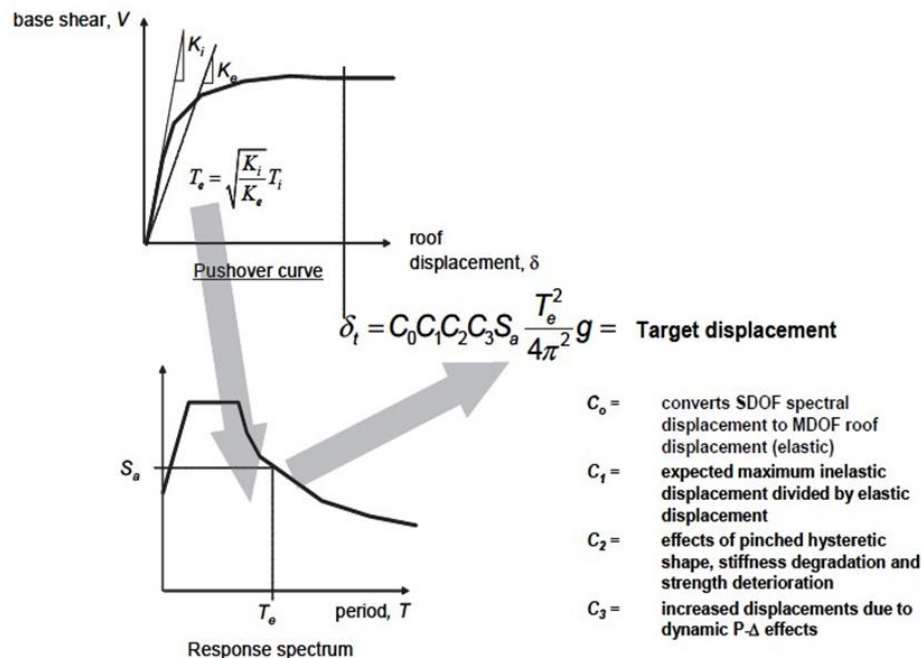
5.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

5.2.1 Método de los Coeficientes de Desplazamiento:

Definido originalmente por el FEMA 356 (2000), mejorado por el FEMA 440 (2005) y adoptado por el ASCE 41-13 (2014). Estima el punto de desempeño de la estructura, mediante un proceso numérico directo, que incluye el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral correspondiente al período fundamental efectivo, de acuerdo al desplazamiento máximo probable en el tope, efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y estrangulamiento de ciclos histeréticos, e incremento del desplazamiento debido a efectos de segundo orden.

Figura 32

Representación del Método de los Coeficientes de Desplazamiento de desplazamiento



Fuente: Fig. 2-12. FEMA 440 (2005)

5.2.2 Modelo matemático

5.2.2.1 Reglas generales

A continuación, se presentan las reglas generales a considerar para elaborar el modelo matemático requerido para aplicar el Método de los Coeficientes de Desplazamiento y obtener el punto de desempeño de la estructura, a partir de un análisis estático no lineal pushover con una definición de rótulas plásticas en los elementos la misma.

- Debido a la naturaleza no lineal de las iteraciones, no es apropiado llevar a cabo de manera independiente el análisis de la estructura ante cargas gravitacionales y laterales, para luego superponerlos. Las cargas gravitacionales deben aplicarse al modelo numérico, y mantenerse al aplicar progresivamente la carga lateral.
- En la definición de la carga gravitacional no lineal, debe considerarse la carga permanente incluyendo el peso propio y un porcentaje apropiado probable de la carga variable.
- La carga lateral debe aplicarse de manera incremental para registrar el desarrollo del mecanismo inelástico. Dicha carga se inicia a partir del estado final de la carga gravitacional no lineal.
- El modelo analítico debe representar todos los componentes existentes y nuevos que tengan influencia en la masa, resistencia, rigidez y deformación de la estructura, en o cercano al punto de desempeño.
- Se define como elemento, la porción vertical u horizontal de la estructura que actúa al resistir carga vertical o lateral: pórticos resistentes a momento, muros de corte, y sistemas duales de pórticos y muros. Los elementos horizontales son

frecuentemente los diafragmas de concreto. Los elementos, están formados por componentes: vigas, losas/forjados, columnas, nudos/juntas, segmentos de muros.

- Los componentes deben ser clasificados como primarios o secundarios. Un componente estructural que sea requerido para resistir fuerzas sísmicas y admita desplazamiento lateral en orden de alcanzar el nivel de desempeño esperado se clasifica como primario. Un componente estructural que admita desplazamiento lateral y no sea requerido para resistir fuerzas sísmicas en orden de lograr el nivel de desempeño esperado de la estructura, se clasifica como secundario.
- Los componentes primarios deben evaluarse para fuerzas y desplazamientos inducidos por el sismo en combinación con cargas gravitacionales. Los componentes secundarios deben evaluarse para desplazamientos inducidos por el sismo en combinación con las cargas gravitacionales.
- Debe considerarse el efecto de la carga gravitacional sobre la estructura cuando actúan las cargas laterales, esto es, el efecto llamado $P - \Delta$.
- Los efectos de interacción suelo-estructura deben evaluarse cuando una estructura pueda sufrir un incremento en aceleraciones espectrales al experimentar un incremento en su período fundamental.

5.2.2.2 Comportamiento de componentes

Cada componente debe clasificarse como primario o secundario, y cada acción como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (frágil). Para cada uno de ellos, se deben evaluar las acciones de fuerza y deformación, y compararse con los valores límites de acuerdo a los criterios de aceptación correspondientes al objetivo de desempeño seleccionado. La

evaluación de la capacidad y demanda de los componentes de concreto reforzado, debe incluir la consideración de sectores a lo largo de su longitud donde se produzcan los efectos máximos de cargas sísmicas y gravitacionales; donde ocurran cambios en su sección transversal o en el refuerzo que conduzcan a una reducción de la resistencia; y donde ocurran cambios abruptos que puedan producir una concentración de esfuerzos que resulten en una falla prematura.

Los componentes se clasifican como primarios o secundarios, de acuerdo a lo siguiente:

Componente primario: corresponde al componente estructural que resista fuerzas sísmicas y admita deformación lateral para alcanzar el nivel de desempeño esperado de la estructura.

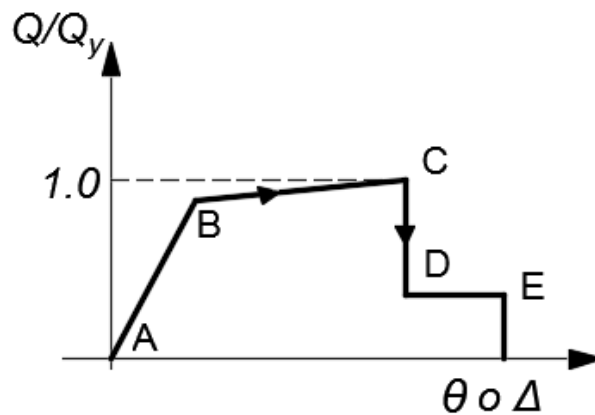
Componente secundario: corresponde al componente estructural que admita deformación lateral pero no sea requerido para resistir fuerzas sísmicas, para alcanzar el nivel de desempeño esperado de la estructura.

La respuesta del componente debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de la tabla 10-7 del ASCE 41-13 (2014).

La relación generalizada fuerza-deformación mostrada en la figura, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de cedencia efectivo, luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C, una reducción repentina de la resistencia a carga sísmica hasta el punto D, la respuesta a resistencia reducida hasta el punto E, hasta finalmente la pérdida total de resistencia.

Figura 33

Relación Generalizada fuerza-Deformación para Componentes o Elementos de Concreto



Fuente: Fig. 10-1 (a), ASCE-41-13

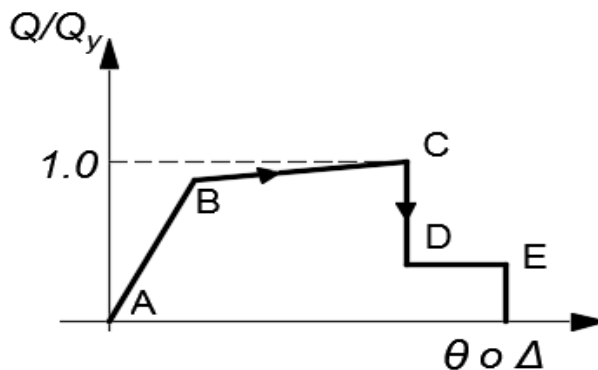
La pendiente entre los puntos B y C, ignorando los efectos de cargas gravitacionales actuando en los desplazamientos laterales, debe tomarse entre 0% y 10% de la pendiente inicial. El punto C debe tener una ordenada igual a la resistencia del componente, y abscisa igual a la deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia. Los valores numéricos se exponen en las tablas del ASCE 41-13 (2014).

5.2.2.3 Rigidez inicial de los componentes

La rigidez inicial de los componentes de concreto reforzado puede representarse mediante un valor secante definido por el punto de cedencia efectivo (pendiente A-B).

Figura 34

Relación generalizada fuerza-deformación para componentes



Fuente: Fig. 10-1 (a), ASCE-41-13

Tabla 12

Valores de rigidez efectiva de componentes.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Fuente: Tabla 10-5 del ASCE 41-13

En la tabla:

E_c = módulo de elasticidad del concreto

I_g = Inercia gruesa del componente

A_w = área transversal del alma en la sección

A_g = área gruesa de la sección

Los valores de rigidez a flexión efectiva (flexural rigidity) para vigas y columnas toman en cuenta la flexibilidad adicional proporcionada por el deslizamiento de barras de refuerzo en las juntas viga-columna o cimentación, antes de la cedencia.

5.2.2.4 Resistencia de los componentes

Todas las acciones sobre los componentes deben ser clasificadas como acciones controladas por deformación o acciones controladas por fuerza, para el cálculo de su resistencia.

Acciones controladas por deformación: la resistencia calculada para este tipo de acciones debe tomarse igual a la resistencia esperada Q_{CE} obtenida experimentalmente o calculada utilizando los principios de la mecánica. La resistencia esperada se define como la resistencia máxima media esperada en el intervalo de deformaciones a las cuales estará sujeto el componente de concreto, tomando en cuenta propiedades esperadas de los materiales, como el endurecimiento por deformación. Se permite calcular la resistencia de diseño con los procedimientos definidos en la norma ACI 318, con la excepción de que el factor de minoración ϕ debe ser igual a la unidad.

Acciones controladas por fuerza: la resistencia calculada para acciones controladas por fuerza debe tomarse como la resistencia límite inferior Q_{CL} obtenida experimentalmente o calculada utilizando los principios de la mecánica. La resistencia límite inferior se define como la media menos una desviación estándar de la resistencia esperada en el intervalo de deformaciones y ciclos de carga a los que es probable que se someta el componente de concreto. Se permite calcular la resistencia de diseño con los procedimientos definidos en la norma ACI 318 con la excepción de que el factor de minoración ϕ debe ser igual a la unidad.

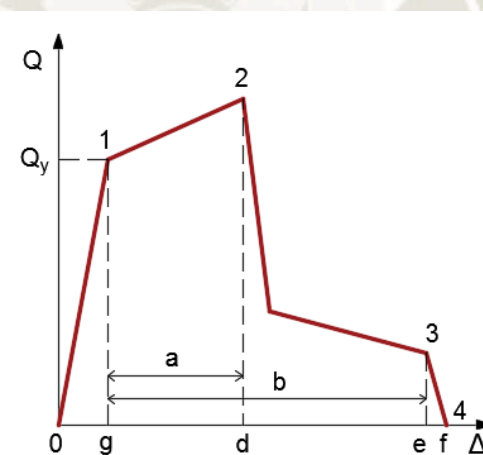
A continuación, se muestran tres tipos de curvas que describen una relación fuerza deformación, en función a la capacidad de deformación de los componentes. A partir de estas curvas, es posible clasificar las acciones en los elementos primarios y secundarios como controladas por deformación o por fuerza. El valor de Q_y representa la resistencia cedente del componente.

5.2.2.5 Capacidad de deformación de los componentes

- **Curva Tipo 1**

Figura 35

Representación de la Curva Tipo 1



Fuente: Fig. 2-3 (a). FEMA 356

La Curva Tipo 1 representa un comportamiento dúctil donde existe un rango elástico (puntos 0 a 1) y un rango plástico (puntos 1 a 3), seguido de la pérdida de la capacidad de resistencia a carga lateral en el punto 3, y pérdida de capacidad de resistencia de carga gravitacional en el punto 4. El rango plástico puede tener pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 2), y una

región de degradación de resistencia conservando una resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3).

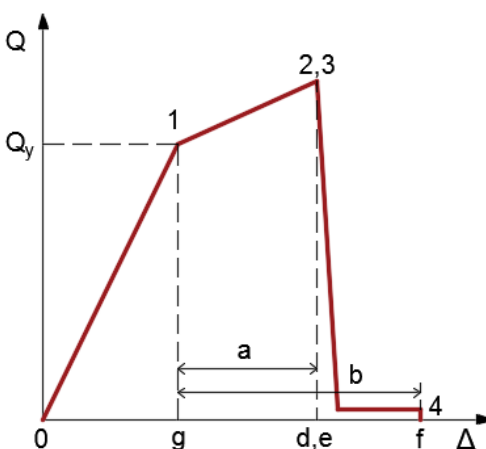
Las acciones en los **componentes primarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $d \geq 2g$; en caso contrario, deben clasificarse como controladas por fuerza.

Las acciones en los **componentes secundarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por deformación para cualquier relación d/g .

- **Curva tipo 2**

Figura 36

Representación de la Curva Tipo 2



Fuente: Fig. 2-3 (b). FEMA 356

La Curva Tipo 2 como se muestra en la figura 36, representa un comportamiento dúctil donde existe un rango elástico (puntos 0 a 1) y un rango plástico (puntos 1 a 3). El rango plástico

puede tener pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 3), seguido de una pérdida substancial de la capacidad de resistencia a carga lateral en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistencia a carga gravitacional ocurre en la deformación asociada al punto 4.

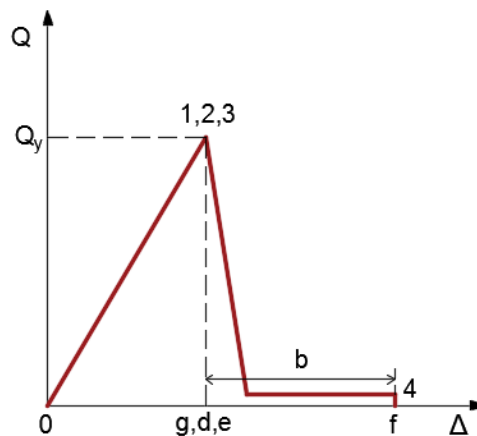
Las acciones en los **componentes primarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; en caso contrario, deben clasificarse como controladas por fuerza.

Las acciones en los **componentes secundarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por deformación si $f \geq 2g$; en caso contrario, deben clasificarse como controladas por fuerza.

- **Curva tipo 3**

Figura 37

Representación de la Curva Tipo 3



Fuente: Fig. 2-3 (c). FEMA 356

La Curva Tipo 3 como se muestra en la figura 37, representa un comportamiento frágil donde existe un rango elástico (puntos 0 a 1) seguido de la pérdida de la capacidad de resistencia a carga lateral en el punto 3, y pérdida de capacidad de resistencia de carga gravitacional en la deformación asociada al punto 4.

Las acciones en los **componentes primarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por fuerza.

Las acciones en los **componentes secundarios** que exhiban este comportamiento, deben clasificarse como controladas por deformación si $f \geq 2g$; en caso contrario, deben clasificarse como controladas por fuerza.

La tabla 13 a continuación clasifica la demanda de ductilidad de los componentes como baja, moderada o alta, de acuerdo a la ductilidad de desplazamiento (desplazamiento máximo entre desplazamiento cedente). En general, para acciones controladas por deformación, la curva fuerza-deformación debe tener una capacidad dúctil (desplazamiento máximo entre desplazamiento cedente) no menor a 2. Si fuese menor a 2, la acción se clasifica como controlada por fuerza.

Tabla 13

Clasificación de la Demanda de Ductilidad en Componentes de Concreto Reforzado.

Table 10-6. Component Ductility Demand Classification

Maximum Value of DCR or Displacement Ductility	Descriptor
< 2	Low ductility demand
2 to 4	Moderate ductility demand
> 4	High ductility demand

Fuente: Tabla 10-6 del ASCE 41-13.

En la tabla 14 mostrada a continuación se proporcionan algunos ejemplos de posibles acciones controladas por deformación y por fuerza en sistemas estructurales comunes.

Tabla 14

Ejemplos de Posibles Acciones Controladas por Deformación y por Fuerza.

Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V, M

^aShear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^bAxial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^cIf the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

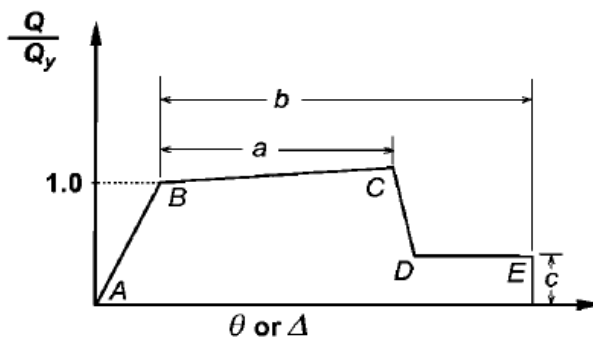
Fuente: Tabla C7-1 del ASCE 41-13.

5.2.2.6 Parámetros de modelado de componentes y criterios de aceptación

Para especificar el modelado de los elementos y sus criterios de aceptación de acuerdo con los objetivos de desempeño, se han creado curvas generalizadas fuerza versus deformación, mostrada en la figura 38.

Figura 38

Curva Generalizada Fuerza-Deformación Para Representar el Modelado y Criterios de Aceptación de los Componentes



(a) Deformation

Fuente: Fig. 10-1 (a), ASCE-41-13

La respuesta lineal se ha representado entre el punto A (elemento sin carga) y el punto de cedencia efectiva B.

La pendiente entre los puntos B y C se establece como un pequeño porcentaje 0 a 10 de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como el de endurecimiento por deformación.

El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y una abscisa igual a la deformación en la cual comienza una degradación significativa de resistencia (línea CD).

Más allá del punto D, el elemento responde con resistencia substancialmente reducida hasta el punto E. Para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia a carga lateral del elemento es esencialmente cero.

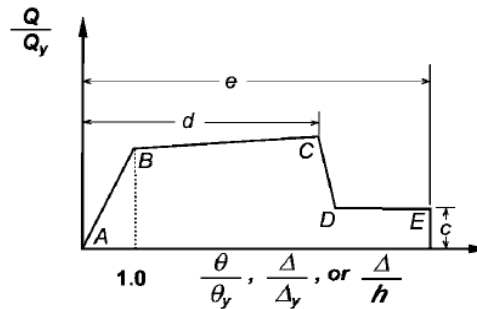
Para algunos componentes, es conveniente definir los criterios de aceptación en términos de deformación (como θ o Δ), mientras que, para otros, conviene definirlos en términos de tasas de deformación. Estas diferencias se muestran en las curvas (b) y (c).

La curva (a) muestra fuerza normalizada (QT/Q_y) versus deformación θ o Δ , y los parámetros a, b y c; y la curva (b) muestra fuerza normalizada (QT/Q_y) versus tasa de deformación (θT , ΔT o ΔTh), y los parámetros d, e y c.

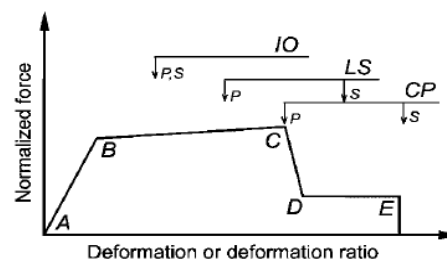
Los parámetros a y b están referidos a porciones de deformación que ocurren después de la cedencia o deformación plástica, el parámetro c es la reducción de la resistencia luego de la reducción repentina entre los puntos C y D, y los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen.

Figura 39

Curvas Generalizadas (b) y (c) Fuerza-Deformación Para Representar el Modelado y Criterios de Aceptación de los Componentes



(b) Deformation ratio



(c) Component or element deformation acceptance criteria

Fuente: Fig. C7-3, ASCE 41-13

Los parámetros a utilizarse para el modelado de componentes y los criterios de aceptación para componentes primarios (P) o componentes secundarios (S) correspondientes a los Niveles de Desempeño de la Edificación de Prevención del Colapso (CP), Seguridad de Vida (LS), y Ocupación Inmediata (IO) se muestran en las tablas a continuación, de acuerdo al tipo de componente (viga, columna, junta, muro, etc.) (ASCE41-13, 2014).

Tabla 15

Parámetros Para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no lineal – Vigas de Concreto Reforzado.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radlans)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radlans)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radlans)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radlans)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Tabla 10-7 del ASCE 41-13.

Tabla 16

Parámetros Para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos Para Procedimiento no Lineal – Columnas de Concreto Reforzado.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP
Condition i.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d					
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP
Condition iii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Tabla 10-8 del ASCE 41-13.

Tabla 17

Detalles del Refuerzo Transversal: Condiciones en Columnas a ser Utilizadas en la Tabla 10-8 de la Norma ASCE 41-13.

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Fuente: Tabla 10-11 de ASCE 41-13.



Tabla 18

Parámetros Para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal Juntas Viga-Columna de Concreto Reforzado.

Table 10-10. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam–Column Joints

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. Interior joints (Note: For classification of joints, refer to Fig. 10-3)								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{V_n}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03
≤0.1	C	≥1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≤1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025
≥0.4	C	≥1.5	0.015	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≤1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
Condition ii. Other joints (Note: For classification for joints, refer to Fig. 10-3)								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{V_n}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≥0.4	NC	≤1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥0.4	NC	≥1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075

Fuente: Tabla 10-10 de ASCE 41-13.



Tabla 19

Parámetros Para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos Para Procedimiento no Lineal Losas en dos Direcciones y Conexiones Losa-Columna de Concreto Reforzado.

Table 10-15. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Two-Way Slabs and Slab-Column Connections

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP	
Condition i. Reinforced concrete slab-column connections ^b							
$\frac{V_e^c}{V_o}$	Continuity reinforcement ^d						
0	Yes	0.035	0.05	0.2	0.01	0.035	0.05
0.2	Yes	0.03	0.04	0.2	0.01	0.03	0.04
0.4	Yes	0.02	0.03	0.2	0	0.02	0.03
≥ 0.6	Yes	0	0.02	0	0	0	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.2	No	0.02	0.02	0	0.01	0.015	0.02
0.4	No	0.01	0.01	0	0	0.008	0.01
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^e	— ^e	— ^e
Condition ii. Posttensioned slab-column connections ^b							
$\frac{V_e^c}{V_o}$	Continuity reinforcement ^d						
0	Yes	0.035	0.05	0.4	0.01	0.035	0.05
0.6	Yes	0.005	0.03	0.2	0	0.025	0.03
>0.6	Yes	0	0.02	0.2	0	0.015	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^e	— ^e	— ^e
Condition iii. Slabs controlled by inadequate development or splicing along the span ^b							
		0	0.02	0	0	0.01	0.02
Condition iv. Slabs controlled by inadequate embedment into slab-column joint ^b							
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: Tabla 10-15 de ASCE 41-13.

Tabla 20

Parámetros Para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos Para Procedimiento no Lineal – Muros de Corte y Componentes Asociados de concreto Reforzado Controlados por Flexión.

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)		
			a	b		Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ^b	0.015					
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$		0.050				
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

Fuente: Tabla 10-19 de ASCE 41-13.

Tabla 21

Parámetros para el Modelado y Criterios de Aceptación Numéricos para Procedimiento no Lineal – Muros de Corte y Componentes Asociados de Concreto Reforzado Controlados por Corte.

Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ^a			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ^a		
	d	e	g	c	f	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments ^b								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.02	0.030	0.60		0.006	0.020	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6	0.016	0.024	0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40		0.006	0.010	0.020
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6	0.008	0.014	0.20		0.004	0.007	0.012

Fuente: Tabla 10-20 de ASCE 41-13

5.3 Cálculo de coeficientes

5.3.1 Expresión general

El desplazamiento objetivo δ_t debe calcularse a partir de la siguiente ecuación 6:

Ecuación 6: Para determinar el desplazamiento objetivo

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral correspondiente al valor de período efectivo T_e y tasa de amortiguamiento de la edificación, en la dirección bajo consideración

g = aceleración de la gravedad

5.3.1.1 Coeficiente C_0

Corresponde al factor de modificación que relaciona desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad, con los desplazamientos en el tope del sistema de múltiples grados de libertad de la edificación.

Puede calcularse de las siguientes maneras: mediante la multiplicación del factor de participación de masa por la ordenada de la forma modal del modo fundamental de vibración en el nodo control; mediante la multiplicación del factor de participación de masa calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la deformada de la edificación en el punto de desempeño, por la ordenada del vector de forma en el nodo control; o tomarse a partir de los valores en la tabla 22 expuesta.

Tabla 22

Valores Para el Factor de Modificación C_0 .

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^aBuildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: Tabla 7-5 del ASCE 41-13.

5.3.1.2 Coeficiente C1

Corresponde al factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica. Se obtiene mediante la ecuación 7:

Ecuación 7: Para determinar el C1

$$C_1 = 4 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

Donde:

El valor de a corresponde a la clasificación del tipo de suelo en el sitio, especificado según la clasificación definida en la norma ASCE 7: $a = 130$ para clasificación de sitio A o B (roca), $a = 90$ para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave), y $a = 60$ para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación).

T_e es el período fundamental efectivo de la estructura en la dirección en consideración.

T_s corresponde al período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición desde el segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

5.3.1.3 Coeficiente C2

C2 = Corresponde al factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento. Se calcula mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 8: Para determinar el C_2

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

Nota: Para períodos mayores a $0.7s$, $C_2 = 1.0$.

Para edificaciones con rigidez post-cedencia negativa, la relación de resistencia máxima μ_{max} se calcula según la ecuación 9:

Ecuación 9: Para edificaciones con rigidez post-cedencia negativa

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

5.3.1.4 Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones

Donde:

Δ_d = El menor entre el desplazamiento objetivo δ_t y el desplazamiento correspondiente al máximo corte basal definido en la curva idealizada fuerza-deformación de la edificación

Δ_y = desplazamiento en la resistencia cedente efectiva

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

α_e = relación de pendiente post-cedencia negativa efectiva, calculada a partir de la ecuación: $\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda (\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$

α_2 = relación de pendiente post-cedencia negativa definida en la curva idealizada fuerza-deformación de la edificación. Incluye efectos $P - \Delta$, degradación en ciclo, y degradación cíclica

$\alpha_{P-\Delta}$ = relación de pendiente negativa causada por efectos $P - \Delta$

λ = factor de efecto de sitio, calculado según parámetros de norma ASCE 7, igual a 0.8 cuando $S_{x1} \geq 0.6$ para nivel de amenaza sísmica BSE-2N (sitios sujetos a fallas locales), y a 0.2 cuando $S_{x1} \leq 0.6$ para nivel de amenaza sísmica BSE-2N (sitios no sujetos a fallas locales).

5.3.1.5 $\mu_{strength}$

Se define como la relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia de la estructura. Se calcula según la ecuación 10:

Ecuación 10: Relación entre demanda elástica y coeficiente de resistencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

V_y = Resistencia cedente de la estructura calculada en la idealización de la curva fuerza desplazamiento de la edificación.

W = Peso sísmico efectivo, calculado considerando toda la carga permanente y un porcentaje de la carga variable, según corresponda 25 para un uso de almacenamiento, el peso total de tabiquería o un mínimo de $50 \text{ kgf}/\text{m}^2$ (el mayor valor), peso total operativo para un equipo permanente.

5.3.1.6 Coeficiente C_m

Factor de masa efectivo, tomado a partir de la tabla 23 mostrada a continuación, o alternativamente, como el factor de masa participativa modal efectivo del modo fundamental al utilizar análisis de autovalores. Si el período de vibración es mayor a 1, tomar $C_m = 1$.

Tabla 23

Valores Para el Factor de Masa Efectivo

Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	1.0

Fuente: Adaptación de la Tabla 7-4 del ASCE 41-13

Nota: Para períodos menores a $0.2s$, C_1 no necesita tomarse mayor al valor calculado para $T = 0.2s$. Para períodos mayores a $1.0s$, $C_1 = 1.0$.

Periodo efectivo fundamental T_e

El período efectivo fundamental T_e en la dirección bajo consideración, se calcula a partir de la curva idealizada fuerza deformación, aplicando la ecuación 11:

Ecuación 11: Para el periodo fundamental

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde,

T_i = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico.

K_i = rigidez lateral elástica inicial de la edificación, en la dirección bajo consideración

K_e = rigidez lateral efectiva de la edificación, en la dirección bajo consideración, calculada a partir de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

5.3.1.7 Desplazamiento objetivo para edificios sin diafragma rígido

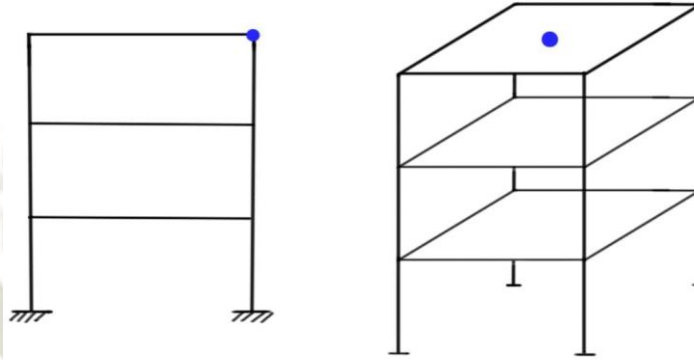
Para edificaciones que no tengan un diafragma rígido en cada nivel de piso el desplazamiento objetivo deberá calcularse amplificando el resultado obtenido en el procedimiento anterior, por un factor calculado mediante la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del tope de la estructura, y el desplazamiento en el centro de masa de dicho nivel $(\delta_{max}/\delta_{cm})$.

Los desplazamientos δ_{cm} y δ_{max} deben obtenerse del análisis espectral del modelo tridimensional de la edificación. El desplazamiento objetivo calculado de esta manera no deberá ser menor al obtenido con el procedimiento anterior.

5.3.2 Consideraciones del análisis estático no lineal PUSHOVER

5.3.2.1 Nodo de control:

El nodo control es el elemento a ser monitoreado para el estudio del comportamiento de la estructura sometida a carga lateral. Se debe seleccionar un nodo representativo en el modelo de análisis y registrar los valores de fuerza en la base contra su desplazamiento, para construir la curva de capacidad de la estructura. Dicho nodo debe estar situado en el tope (techo) de la edificación.

Figura 40*Selección del Nodo Control*

Fuente: Elaboración propia

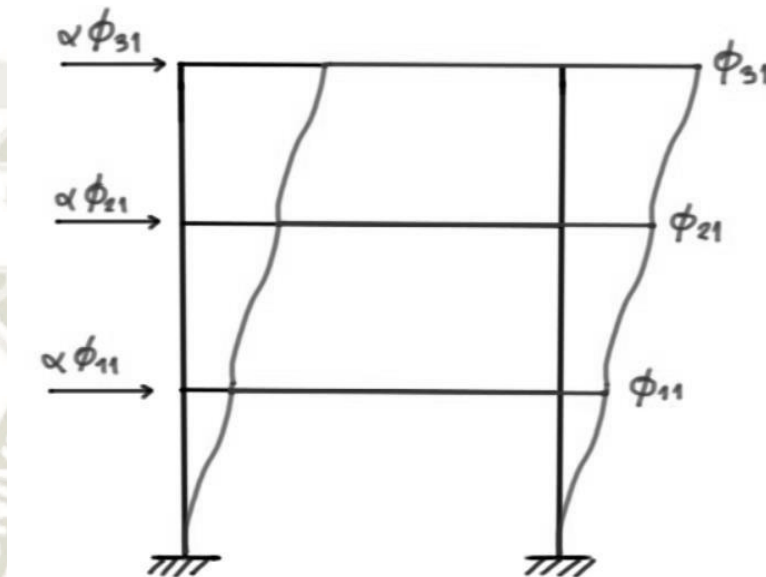
La relación entre el corte en la base y desplazamiento lateral del nodo control (curva de capacidad) debe establecerse para desplazamientos del nodo control en un rango entre 0% y 150% del desplazamiento objetivo, δ_t , con el objetivo de estudiar el comportamiento probable de la estructura bajo condiciones extremas de carga que exceden los valores de la amenaza sísmica en consideración. Se debe tener presente que el desplazamiento objetivo representa un valor medio de desplazamiento, y que existe una dispersión considerable sobre dicha media.

5.3.2.2 Distribución de carga lateral

La distribución vertical de dichas fuerzas debe ser proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

Figura 41

Distribución de la Carga Lateral para el Análisis Estático no Lineal



Fuente: Elaboración propia

Anteriormente, en el FEMA 356 se recomendaba utilizar más de un patrón de carga lateral como una manera de considerar un mayor rango de acciones posibles a ocurrir durante la respuesta dinámica real; sin embargo, las investigaciones en el proyecto FEMA 440 (2005) han mostrado que la aplicación de múltiples patrones de carga hacen poco por mejorar la precisión de procedimientos estático no lineales, y recomiendan utilizar un solo patrón de carga basado en la forma modal del primer modo de vibración.

5.3.2.3 Limitaciones del procedimiento estático no lineal

- La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor que el valor máximo μ_{max} .

Si esta relación no se cumple, debe llevarse a cabo un procedimiento de análisis dinámico no lineal para confirmar su estabilidad dinámica. La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ es una medida de la extensión de la no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema. Las estructuras que experimentan demanda no lineal superior a μ_{max} tienen una degradación significativa. Ambos valores se calculan mediante ecuaciones expuestas en el siguiente apartado.

- **Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global de la estructura.**

Para comprobarlo, debe realizarse un primer análisis modal tomando en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de participación de la masa, y un segundo análisis modal considerando sólo el primer modo de vibración.

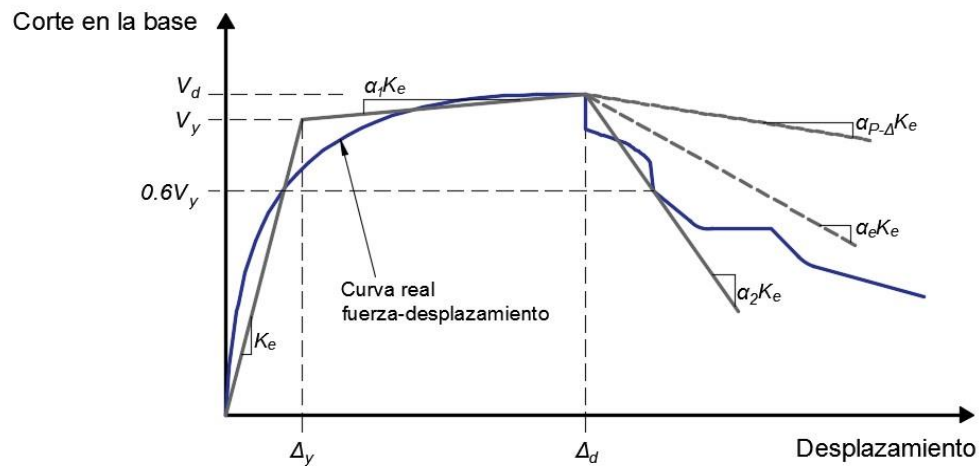
Si el corte de piso en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis (participación de masa del 90%) excede en un 130% al corte de piso obtenido en el segundo análisis, deben considerarse significativos los modos de vibración superiores. Si este fuese el caso, debe llevarse a cabo, además del análisis estático no lineal NSP, un análisis dinámico lineal (LDP).

5.3.3 Curva idealizada fuerza-desplazamiento

La curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal, debe reemplazarse por una curva idealizada, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva K_e y la resistencia cedente efectiva V_y de la edificación.

Figura 42

Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento



Fuente: Fig. 7-3. ASCE 41-13

El primer segmento lineal de la curva idealizada debe iniciar en el origen de coordenadas, con una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e , la cual se toma como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva V_y de la edificación.

El segundo segmento lineal con pendiente positiva post-cedencia $\alpha_1 K_e$, debe determinarse a partir del punto (V_d, Δ_d) y el punto de intersección con el primer segmento lineal, de manera de equilibrar las áreas por encima y por debajo entre ambas curvas real e idealizada. El punto (V_d, Δ_d) será el menor entre el punto de desplazamiento objetivo calculado y el punto de desplazamiento correspondiente al corte máximo en la base.

El tercer segmento lineal debe representar la pendiente negativa post cedencia $\alpha_2 K_e$ determinada por el punto (V_d, Δ_d) el punto en el cual el corte en la base se degrada un 60% del corte cedente efectivo.

La definición de la curva idealizada fuerza desplazamiento propuesta en el FEMA 356 (2000) ha sido modificada de acuerdo a las recomendaciones propuestas en el FEMA 440 (2005)

La relación de pendiente post-cedencia negativa efectiva αe fue introducida en el FEMA 440 (2005) como una variable necesaria para determinar la relación de resistencia máxima μ_{\max} que una edificación puede tener antes de que la inestabilidad dinámica sea un problema.

La relación de pendiente negativa $\alpha_{P-\Delta}$ causada por efectos $P - \Delta$, se basa en la fuerza restitutiva necesaria para balancear el momento de volcamiento causado por el peso de la edificación desplazado por una cantidad Δ , actuando en la altura efectiva del primer modo de vibración. Puede determinarse utilizando un software de análisis estructural para estudiar y comparar dos modelos de cálculo: uno que considere el efecto $P - \Delta$, y uno que no lo considere.



CAPITULO VI
ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL DEL
PABELLÓN CHAMINADE - UCSM

6.1 Información previa al análisis

En la actualidad los edificios para una categoría A de edificaciones esenciales en su mayoría se deben encontrar en base a sistemas duales o muros de concreto armado, ya que otros edificios con diferente sistema difícilmente cumplirían con los límites máximos de deformación de entrepisos establecidos en la norma sismorresistente vigente.

En la presente tesis se ha elegido el pabellón Chaminade de la universidad Católica de Santa María, el cual es un edificio conformado por muros de concreto armado que son elementos muy competentes para resistir sismos de alta demanda, por la rigidez que aporta a la estructura y buena capacidad ante cargas aplicadas lateralmente.

Figura 43

Pabellón Chaminade Vista Modelado en Sketchup

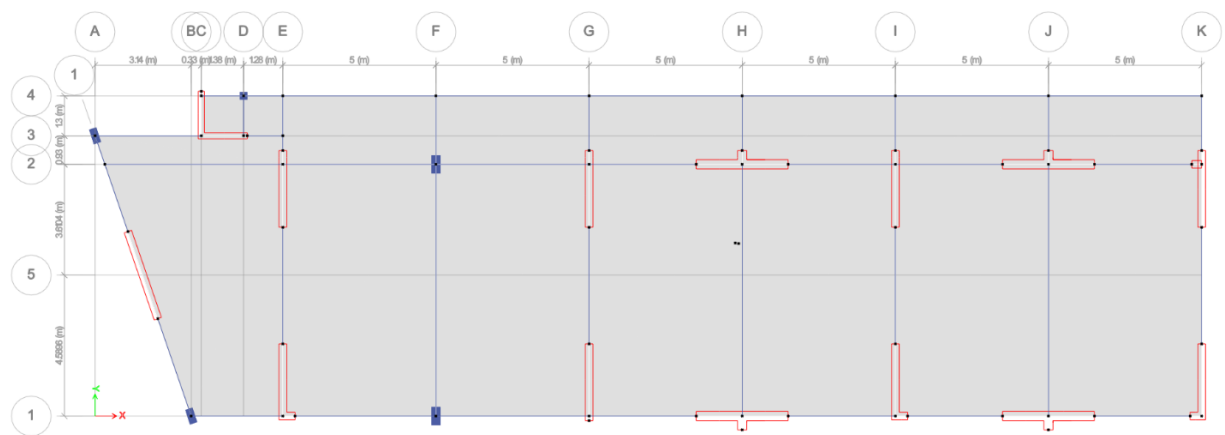


Fuente: Elaboración propia, Sketchup (2021)

El pabellón Chaminade consta de un sótano y cuatro pisos cada uno de los cuales tiene un área de 371 m². En cada uno de los pisos encontramos tres aulas con excepción del piso dos que cuenta con dos aulas, SS. HH en cada piso, pasadizo por cada piso y el sótano es usado como almacén.

Figura 44

Estructuración General de la Estructura



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

6.2 Descripción y especificaciones técnicas de la edificación

El edificio de estudio de cinco niveles (cuatro pisos y un sótano), se ubica en la ciudad de Arequipa (Zona 3), en un suelo intermedio S2, el cual sirve de uso para estudios universitarios, Categoría A2. La altura de entre piso típico considerado es 3.5m para todos los niveles.

El edificio está conformado por muros de concreto armado de características $f'c=210$ kg/cm², y acero de $f'y=4200$ kg/cm².

6.3 Dimensionamiento

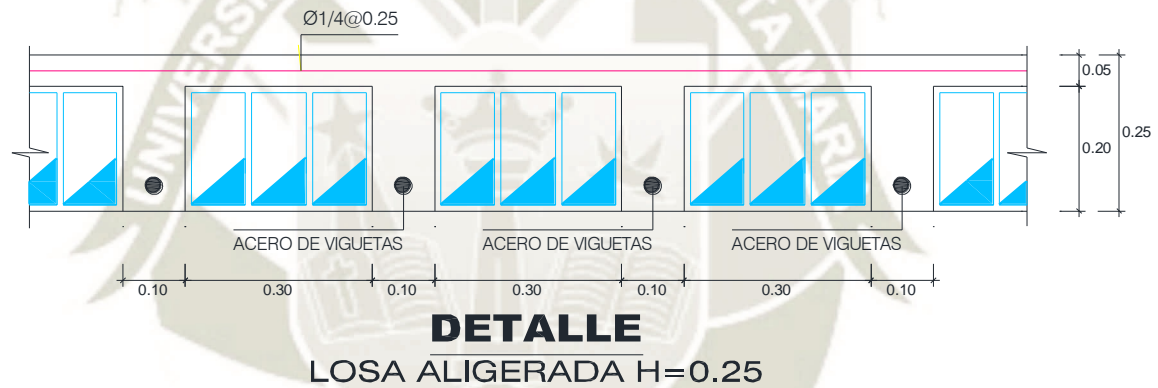
6.3.1 Losa unidireccional

Como se puede apreciar en la figura 45 losa aligerada empleada es de:

H=25 cm

Figura 45

Losa aligerada típica para todos los pisos.



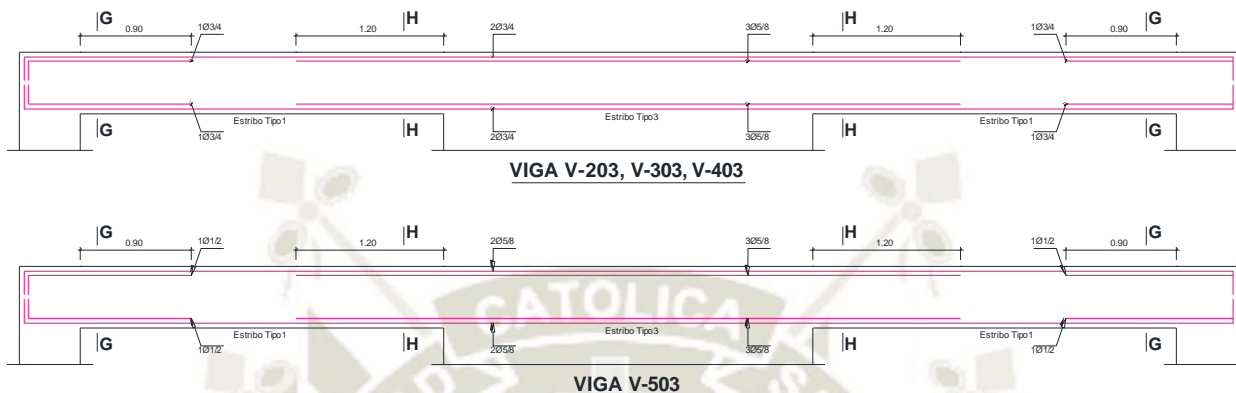
Fuente: Elaboración propia

6.3.2 Vigas:

Las vigas varían por piso siendo las del último piso las de menor cuantía en acero, y las de piso inferior con mayor cuantía con un total de trece tipos de vigas para el edificio de análisis, el recubrimiento para vigas con $H < 30\text{cm}$ es de 2.00cm y el recubrimiento para vigas con $H > 30\text{cm}$ es de 4.00cm, $f'c=210\text{kg/cm}^2$, $f'y= 4200\text{kg/cm}^2$, en la figura 46, 47 se muestra las vigas V-203, V303, V-403 y V503.

Figura 46

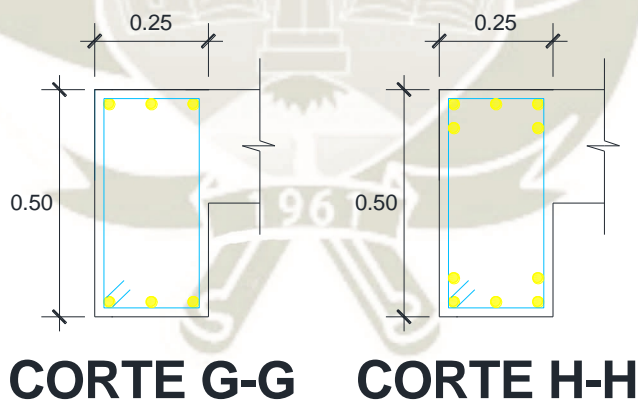
Vigas V-203, V303, V-403 y V503



Fuente: Elaboración propia

Figura 47

Corte G-G, H-H en las Vigas V-203, V303, V-403 y V503



Fuente: Elaboración propia.

6.3.3 Columnas

Son tres los tipos de columna que se utilizaron en el modelado de la estructura C-1, C-2, C-3 las cuales tienen un recubrimiento de 4.00cm con un $f'c=210$ kg/cm², $f'y= 4200$ kg/cm²,

variando por nivel de piso según a la demanda de carga axial y momento flector, teniendo en cuenta que la rigidez lateral y la resistencia son controlados principalmente por los muros de concreto armado.

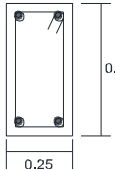
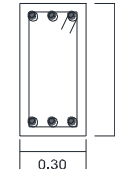



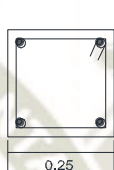

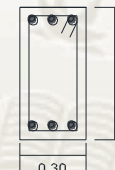
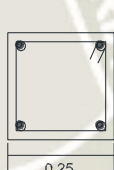
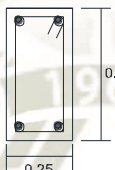
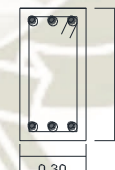
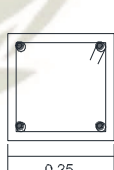
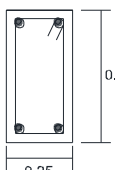
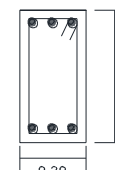
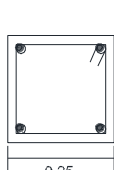
Figura 48

Tipos de Estribos para Columnas Empleados

ESTRIBOS PARA COLUMNAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8	1 @ 0.05; 9 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
2	3/8	1 @ 0.05; 9 @ 0.10; Rto @ 0.25 C/E
3	3/8	1 @ 0.05; 11 @ .10; Rto @ 0.25 C/E
4	3/8	1 @ 0.05; 7 @ 0.10; Rto @ 0.25 C/E

Fuente: Elaboración propia

Figura 49
Columnas C-1, C-2, C-3 por piso y tipo

Cuarto Piso	ESTRIBO	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 4
	ACERO	4Ø3/4	6Ø1"	4Ø5/8
	GEOMETRIA			
Tercer Piso	ESTRIBO	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 4
	ACERO	4Ø3/4	6Ø1"	4Ø5/8
	GEOMETRIA			
Segundo Piso	ESTRIBO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4
	ACERO	4Ø3/4	6Ø1"	4Ø5/8
	GEOMETRIA			
Primer Piso	ESTRIBO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4
	ACERO	4Ø3/4	6Ø1"	4Ø5/8
	GEOMETRIA			
Sótano	ESTRIBO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4
	ACERO	4Ø3/4	6Ø1"	4Ø5/8
	GEOMETRIA			
PISO	DESCRIP. COLUMNA	C-1	C-2	C-3

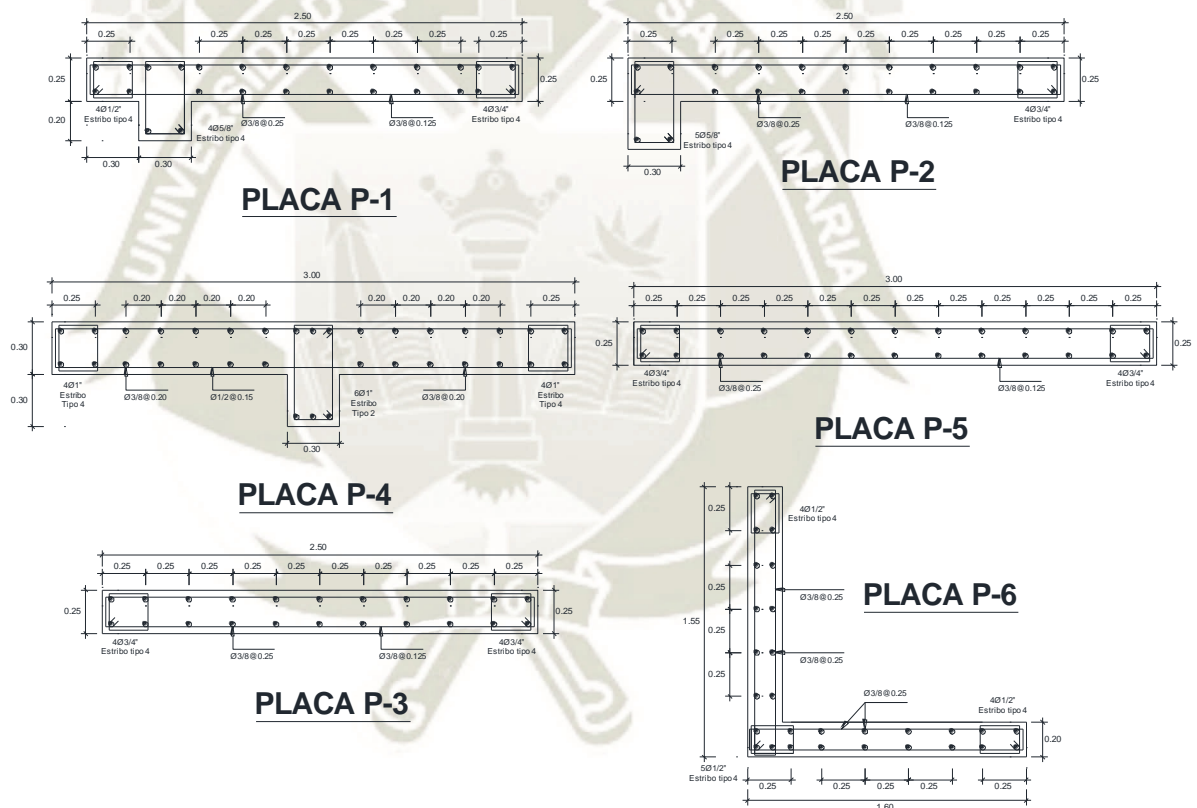
Fuente: Elaboración propia

6.3.4 Placas

Las placas o muros de corte de 20cm, 25cm, 30cm con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f'y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un recubrimiento de 4cm tienen dimensiones variadas por tipo y piso desde la P-1, P-2, P-3, P-4, P-5 y P-6 que son consideradas para la presente tesis de investigación, teniendo un total de 21 tipos por las diferentes cuantías de acero por piso, para la demanda sísmica.

Figura 50

Placas por tipo P-1, P-2, P-3, P-4, P-5 y P-6



Fuente: Elaboración propia

6.3.5 Análisis Estructural

En la presente tesis de investigación el análisis estructural considerado es un modelo matemático tridimensional de tres grados de libertad, dos grados de libertad en traslación X-Y y un grado de rotación Z.

El análisis sísmico de la estructura para la obtención de datos fue realizado mediante el análisis estático y dinámico, con lo establecido en la norma técnica peruana E.030 de diseño sismorresistente. La solución del modelo matemático es realizado con el programa ETABS V19.0.

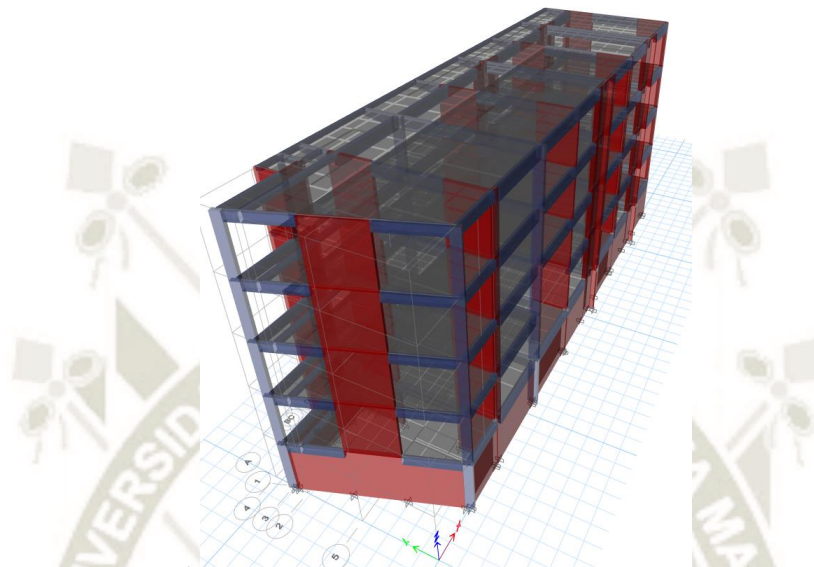
El programa ETABS de la compañía CSI calcula internamente el peso y las reacciones de la estructura. en el modelo estructural del software se adiciona una carga del peso de los ladrillos de 0.086 tnf/m², 0.1 tnf/m² del piso terminado, 0.15 tnf/m² de tabiquería móvil a todos los niveles según la norma E.020. Según los planos entregados se considera una s/c de 0.4 tnf/m² para pasillos, 0.25 tnf/m² para aulas, 0.3 tnf/m² para SS.HH. En todos los niveles con excepción del techo del cuarto piso el cual tiene una s/c de 0.1 tnf/m².

El análisis estático o de fuerzas equivalentes según la norma E.030 se utiliza este método para las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30m de altura, y para estructuras de concreto armado de no más de 15m de altura, Sin embargo, igual debe realizarse para la comparación en las cortantes estáticas y dinámicas.

Previo al análisis sísmico, se debe tener una clara estructuración de la edificación a estudiar para tener un mejor criterio al momento de la asignación de los sentidos del sismo. En la figura siguiente se muestra la estructuración en tres dimensiones.

Figura 51

Modelo en tres Dimensiones Del Pabellón Chaminade

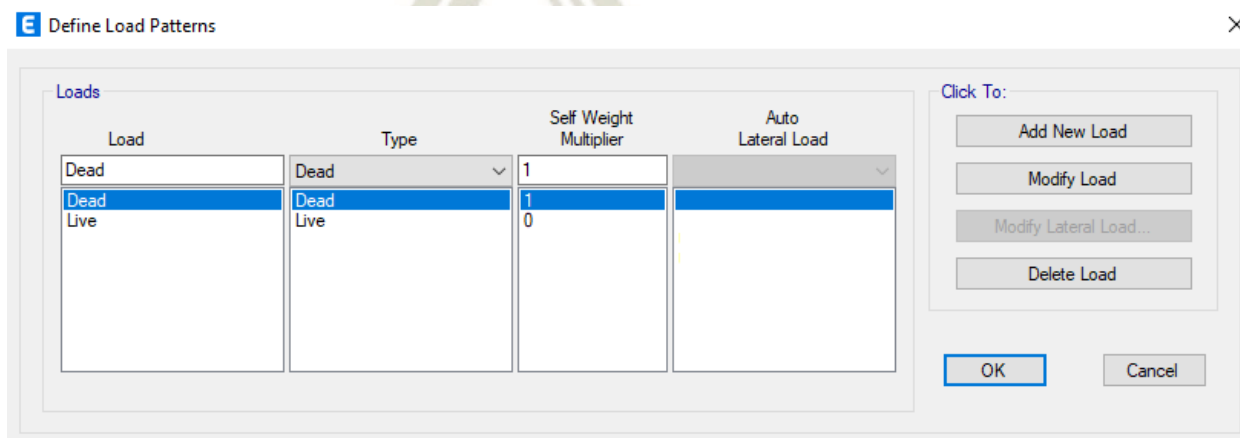


Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Se ingresaron los estados de carga, para la determinación del peso sísmico del edificio en análisis, donde todo el peso muerto y tabiquería está considerado en el patrón de carga DEAD y toda la sobre carga esta considerada dentro del patrón de carga LIVE. Según lo planteado se tiene.

Figura 52

Patrones de carga (DEAD, LIVE) usados para la estructura



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

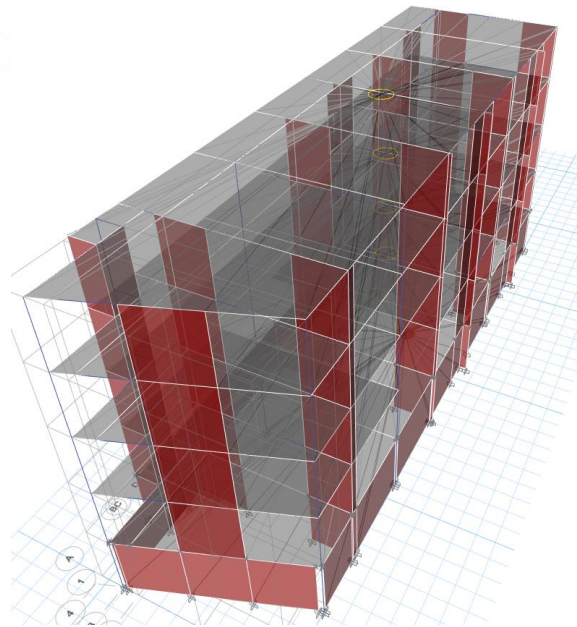
Para que el sótano se comporte como sótano en el programa se restringió los grados de libertad de ese nivel en traslación en X, Y, y rotación en Z porque en el sótano no se mide las distorsiones ni desplazamientos.

Según la norma E.030 se calcula el peso de la estructura adicionando a la carga total de la edificación un porcentaje de la carga viva, que se da por el tipo de categoría, que para nuestro caso es 50% de la carga viva al ser una edificación de categoría A, de una forma más conservadora con respecto a otras categorías, para cada una de las direcciones de análisis se le asigna una excentricidad accidental del 5% para el efecto torsional.

Al modelo se le asigna brazos rígidos y diafragma rígido como en la figura 54 por cada nivel, con el fin de compatibilizar los desplazamientos de un mismo nivel y a su vez transferir las cargas laterales que recibe en su plano a los elementos verticales que asignan rigidez como las placas y columnas.

Figura 53

Diafragma Rígido Asignado



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

El análisis modal es realizado por Eigen vectores utilizando la masa de 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva con un número máximo de modos de 15 de vibración, los análisis que se realizaron fueron dos: Estático y dinámico.

6.3.6 Análisis estático:

El análisis estático es aplicable únicamente para edificaciones de hasta 10 pisos o 30m según la norma, siempre y cuando la edificación sea regular, o edificaciones de hasta 5 pisos o 15m por más que sea regular o irregular pero el sistema estructural debe ser de albañilería confinada o armada.

El análisis estático consiste en determinar una cortante basal estática y con ello se calcula las fuerzas que van hacer aplicadas a lo largo de toda la edificación en el centro de masa de cada nivel, la cual se determina con la ecuación:

Ecuación 12: De la cortante Basal estática

$$V = \frac{ZUCS}{R}$$

- $Z = 0.35$, zona 3, edificación ubicada en Arequipa.
- $U = 1.5$ Universidad categoría A
- $S = 1.15$, $T_p = 0.6$, $T_L = 2$, Suelo S2
- $C_x = 2.5$; $C_y = 2.5$
- $R = 6$, muros estructurales
- $P = 50\%$ de la carga viva de acuerdo a la categoría

Periodos de vibración de la estructura:

Tabla 24

Factor de Masa Participativa

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RX	RY	RZ
Modal	Tx	0.339	0.5028	0.1386	0.1116	0.3747	0.0823
Modal	Ty	0.332	0.0825	0.5554	0.4262	0.0616	0.0729
Modal	Trz	0.259	0.1433	0.0173	0.0179	0.1011	0.5605
Modal	4	0.084	0.112	0.0019	0.0021	0.1814	0.0156
Modal	5	0.079	0.0001	0.1287	0.1697	0.0001	0.0111
Modal	6	0.062	0.0142	0.0082	0.0097	0.0231	0.1181
Modal	7	0.037	0.0354	0.0002	0.0003	0.0409	0.003
Modal	8	0.033	2.40E-06	0.0374	0.043	6.15E-07	0.005
Modal	9	0.027	0.0028	0.0034	0.004	0.0033	0.0348
Modal	10	0.024	0.0101	0.0001	0.0001	0.016	0.0007
Modal	11	0.02	1.71E-06	0.0112	0.0167	1.84E-06	0.0006
Modal	12	0.017	0.0003	0.001	0.0015	0.0005	0.0098
Modal	13	0.011	8.42E-07	0	0	1.16E-06	0
Modal	14	0.011	0	0	0	0	0
Modal	15	0.011	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

$$Tx = 0.339s, T < Tp, Cx = 2.5$$

$$Ty = 0.332s, T < Tp, Cx = 2.5$$

Tabla 25

Peso por Cada Nivel

Story	Output Case	Location	P (tnf)	Peso por nivel (tnf)
Piso 4	PESO	Bottom	410.9208	410.9208
Piso 3	PESO	Bottom	888.7051	477.7843
Piso 2	PESO	Bottom	1366.4893	477.7842
Piso 1	PESO	Bottom	1790.459	423.9697
Sótano	PESO	Bottom	2266.5888	476.1298
				2266.5888

Fuente: Elaboración propia

$$410.9 + 477.78 + 477.78 + 423.96 = 1790.46 \text{ tnf}$$

$$\text{Ratio} = \frac{\text{peso}}{\text{area}} = \frac{477.78 \text{ tnf}}{370.19 \text{ m}^2} = 1.29 \frac{\text{tnf}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{Cx}{Rx} > 0.125; \frac{2.5}{6} = 0.417 \text{ cumple}$$

$$\frac{Cy}{Ry} > 0.125; \frac{2.5}{6} = 0.417 \text{ cumple}$$

Coefficiente Sísmico se determina con la ecuación 13:

Ecuación 13: Para el Coeficiente sísmico

$$V = \frac{ZUCS}{R}$$

$$Vx = 450.41 \text{ tnf}; Vy = 450.41 \text{ tnf}$$

Cortante estática:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$Vx = 450.412 \text{ Tnf}; Vy = 450.42 \text{ Tnf}$$

En Etabs se realizará mediante el método de coeficiente sísmico:

Coeficiente sísmico:

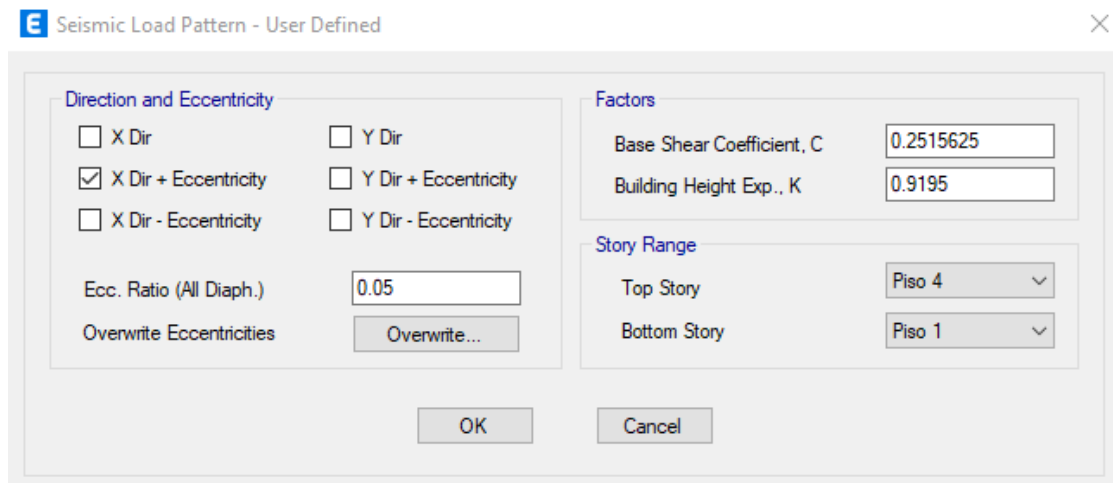
$$\text{Coef. Sismico} = \frac{ZUCS}{R}$$

$$CSx = 0.25156; CSy = 0.25156$$

$$kx = 0.9195; ky = 0.9160$$

Figura 54

Asignación de Coeficiente Dirección X-X.



E Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

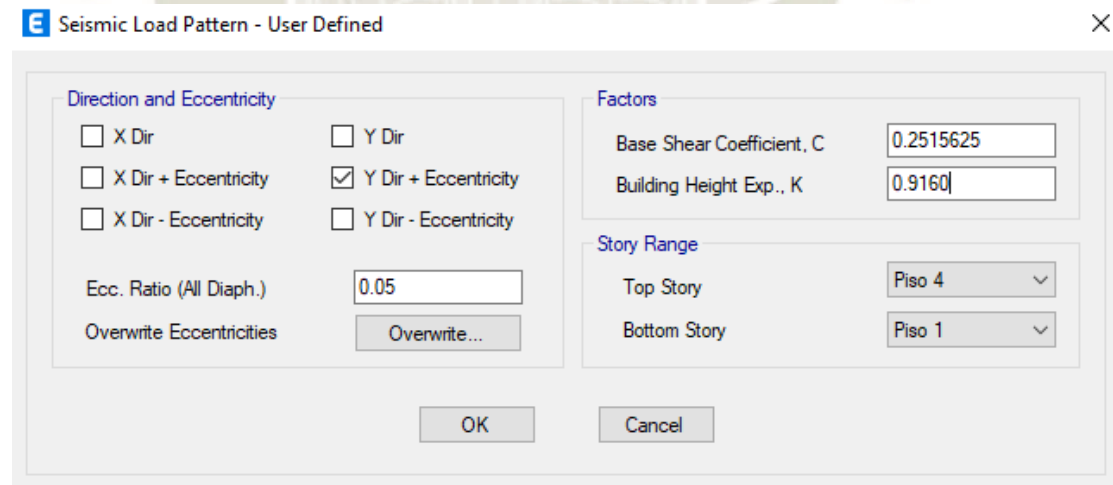
Top Story ▾

Bottom Story ▾

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 55

Asignación de Coeficiente Dirección Y-Y.



E Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story ▾

Bottom Story ▾

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

6.3.7 Análisis dinámico:

Según la Norma Peruana E.030 de diseño sismorresistente cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados por combinación modal espectral sin restricciones, para lo cual se utilizará método de combinación modal (CQC). Con un amortiguamiento del 5% a la estructura. Este análisis consiste en satisfacer como mínimo la deriva permitida por la norma E.030 ($\Delta/h_e = 0.007$).

Para nuestra investigación es primordial realizar el análisis dinámico, ya que con las fuerzas dinámicas por piso se realizará el análisis estático no lineal Pushover,

Espectro usado para el sismo de diseño según la norma E.030

Ecuación 14: Para el espectro (S_a)

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Con los parámetros definidos en la tabla 42:

Tabla 26

Parámetros sísmicos utilizados

DATOS	FACTORES	DATOS	DIRX-X	DIR Y-Y
Z	0.35	Ro	6	6
U	1.5	Ia	1	1
S	1.15	Ip	1	1
TP	0.6	Ro	6	6
TL	2	g(m/s ²)	9.81	9.81

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27

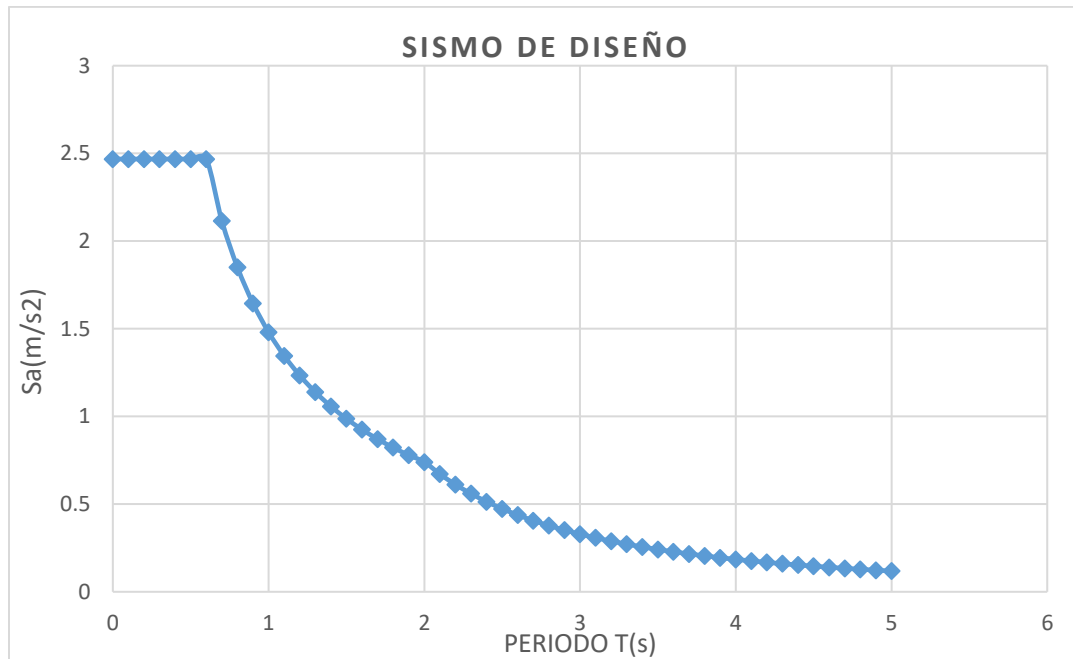
Valores de T vs. Sa del espectro de diseño

T (s)	Sa-X (m/s²)	Sa-Y (m/s²)	T(s)	Sa-X (m/s²)	Sa-Y (m/s²)
0	2.467828	2.467828	2.6	0.438076	0.438076
0.1	2.467828	2.467828	2.7	0.406227	0.406227
0.2	2.467828	2.467828	2.8	0.377729	0.377729
0.3	2.467828	2.467828	2.9	0.352128	0.352128
0.4	2.467828	2.467828	3	0.329044	0.329044
0.5	2.467828	2.467828	3.1	0.308158	0.308158
0.6	2.467828	2.467828	3.2	0.289199	0.289199
0.7	2.115281	2.115281	3.3	0.271937	0.271937
0.8	1.850871	1.850871	3.4	0.256176	0.256176
0.9	1.645219	1.645219	3.5	0.241746	0.241746
1	1.480697	1.480697	3.6	0.228503	0.228503
1.1	1.346088	1.346088	3.7	0.216318	0.216318
1.2	1.233914	1.233914	3.8	0.205083	0.205083
1.3	1.138998	1.138998	3.9	0.1947	0.1947
1.4	1.057641	1.057641	4	0.185087	0.185087
1.5	0.987131	0.987131	4.1	0.176169	0.176169
1.6	0.925436	0.925436	4.2	0.167879	0.167879
1.7	0.870998	0.870998	4.3	0.160162	0.160162
1.8	0.822609	0.822609	4.4	0.152965	0.152965
1.9	0.779314	0.779314	4.5	0.146242	0.146242
2	0.740348	0.740348	4.6	0.139952	0.139952
2.1	0.671518	0.671518	4.7	0.13406	0.13406
2.2	0.611858	0.611858	4.8	0.128533	0.128533
2.3	0.55981	0.55981	4.9	0.12334	0.12334
2.4	0.514131	0.514131	5	0.118456	0.118456
2.5	0.473823	0.473823			

Fuente: Elaboración propia.

Figura 56

Espectro $T(s)$ vs $Sa(m/s^2)$



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 56, se muestra el gráfico de la curva con los valores del espectro de diseño para la dirección X y dirección Y.

Modos de vibración:

En total se consideraron 15 modos de vibración 3 modos por cada piso como se muestra el cuadro 44.

Tabla 28

Modos de Vibración.

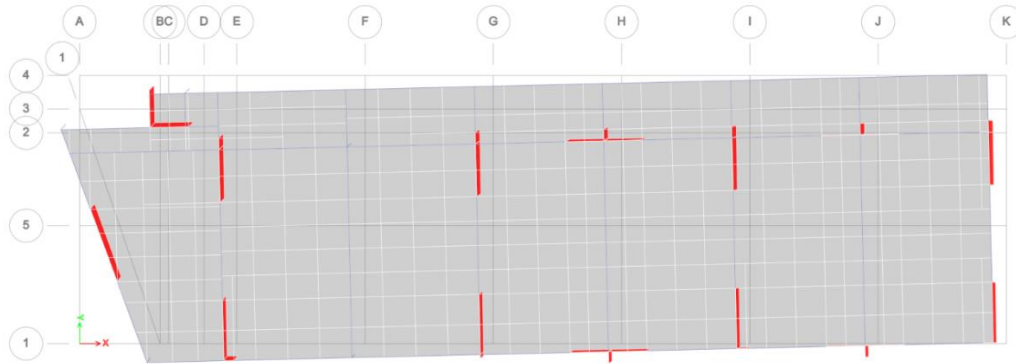
Case	Mode	Period (s)	UX (cm)	UY (cm)	RZ (rad)
Modal	1	0.339	0.5028	0.1386	0.0823
Modal	2	0.332	0.0825	0.5554	0.0729
Modal	3	0.259	0.1433	0.0173	0.5605
Modal	4	0.084	0.112	0.0019	0.0156
Modal	5	0.079	0.0001	0.1287	0.0111
Modal	6	0.062	0.0142	0.0082	0.1181
Modal	7	0.037	0.0354	0.0002	0.003
Modal	8	0.033	2.40E-06	0.0374	0.005
Modal	9	0.027	0.0028	0.0034	0.0348
Modal	10	0.024	0.0101	0.0001	0.0007
Modal	11	0.02	1.71E-06	0.0112	0.0006
Modal	12	0.017	0.0003	0.001	0.0098
Modal	13	0.011	8.42E-07	0	0
Modal	14	0.011	0	0	0
Modal	15	0.011	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

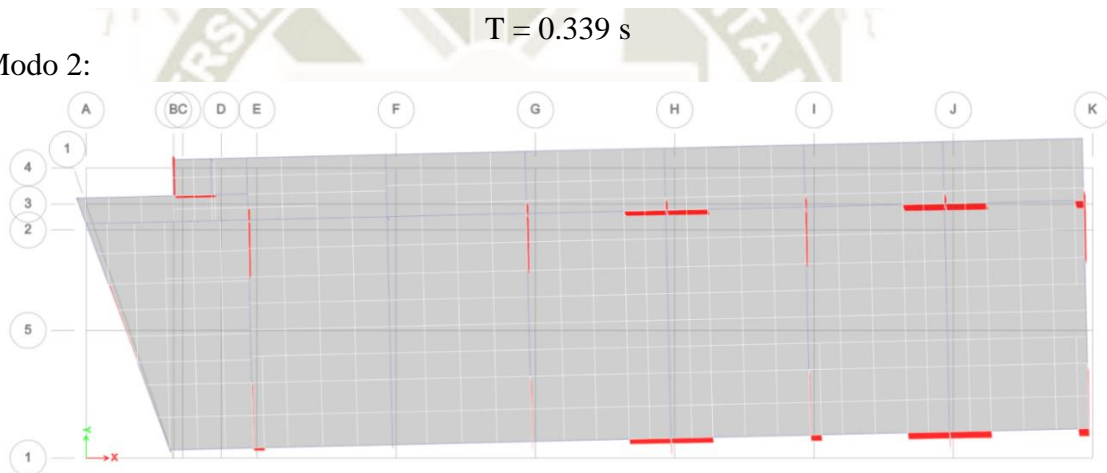
Figura 57

Modos De Vibración del Edificio

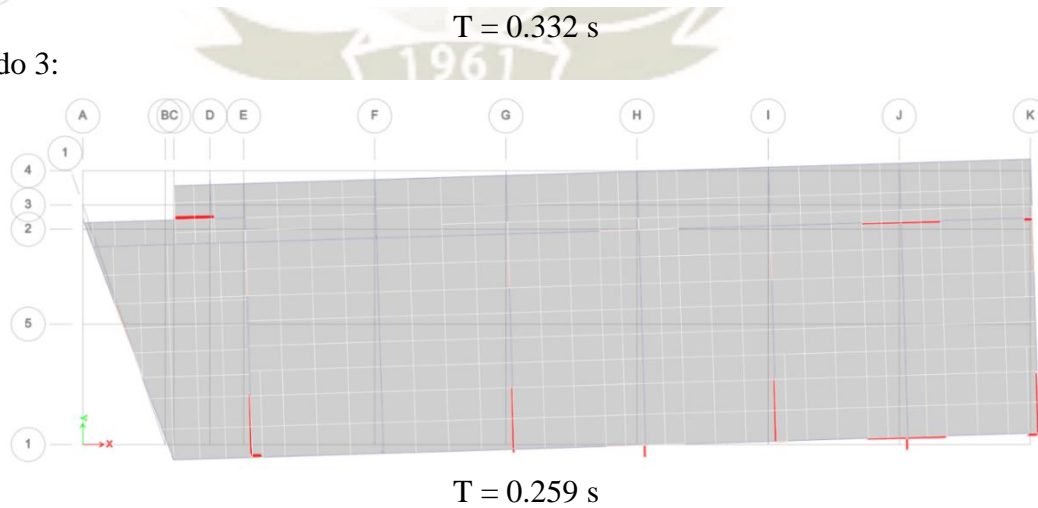
Modo 1:



Modo 2:



Modo 3:



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Se observa que el modo 1 se presenta en la dirección X, mientras que el modo 2 en la dirección Y, y el modo 3 es de forma torsional.

Cortante dinámica:

Tabla 29

Cortante Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P (tnf)	VX (tnf)	VY (tnf)
Piso 4	SDSXX Max	Bottom	0	105.1559	18.6598
Piso 4	SDSYY Max	Bottom	0	16.6886	119.8905
Piso 3	SDSXX Max	Bottom	0	192.7302	32.852
Piso 3	SDSYY Max	Bottom	0	31.2095	219.0993
Piso 2	SDSXX Max	Bottom	0	250.2655	41.6972
Piso 2	SDSYY Max	Bottom	0	40.6105	282.4655
Piso 1	SDSXX Max	Bottom	0	275.0554	44.449
Piso 1	SDSYY Max	Bottom	0	44.4504	308.779
Sótano	SDSXX Max	Bottom	0	349.1785	85.8872
Sótano	SDSYY Max	Bottom	0	54.481	533.3909

Fuente: Elaboración propia

$$Cortante\ dinámica\ X = 275.055\ tnf$$

$$Cortante\ dinámica\ Y = 308.779\ tnf$$

Cortante dinámica de diseño con factores de escala:

$$Factor\ escala = 0.8 \frac{Cortante\ estática}{Cortante\ dinámica}$$

$$FEx = 0.8 \frac{450.4123}{275.055} = 1.31003$$

$$FEy = 0.8 \frac{450.4123}{308.779} = 1.16695$$

Tabla 30

Cortante dinámica por piso para Pushover.

Story	Load Case/Combo	Location	P (tnf)	VX (tnf)	VY (tnf)
Piso 4	SISXX Max	Bottom	0	137.7571	24.4448
Piso 4	SISYY Max	Bottom	0	19.4748	139.9063
Piso 3	SISXX Max	Bottom	0	252.4816	43.037
Piso 3	SISYY Max	Bottom	0	36.42	255.6781
Piso 2	SISXX Max	Bottom	0	327.8545	54.6244
Piso 2	SISYY Max	Bottom	0	47.3905	329.6233
Piso 1	SISXX Max	Bottom	0	360.3299	58.2294
Piso 1	SISYY Max	Bottom	0	51.8715	360.3298
Sótano	SISXX Max	Bottom	0	457.4331	112.5145
Sótano	SISYY Max	Bottom	0	63.5766	622.4409

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación de masa participativa en la tabla 31:

Tabla 31

Masa participativa.

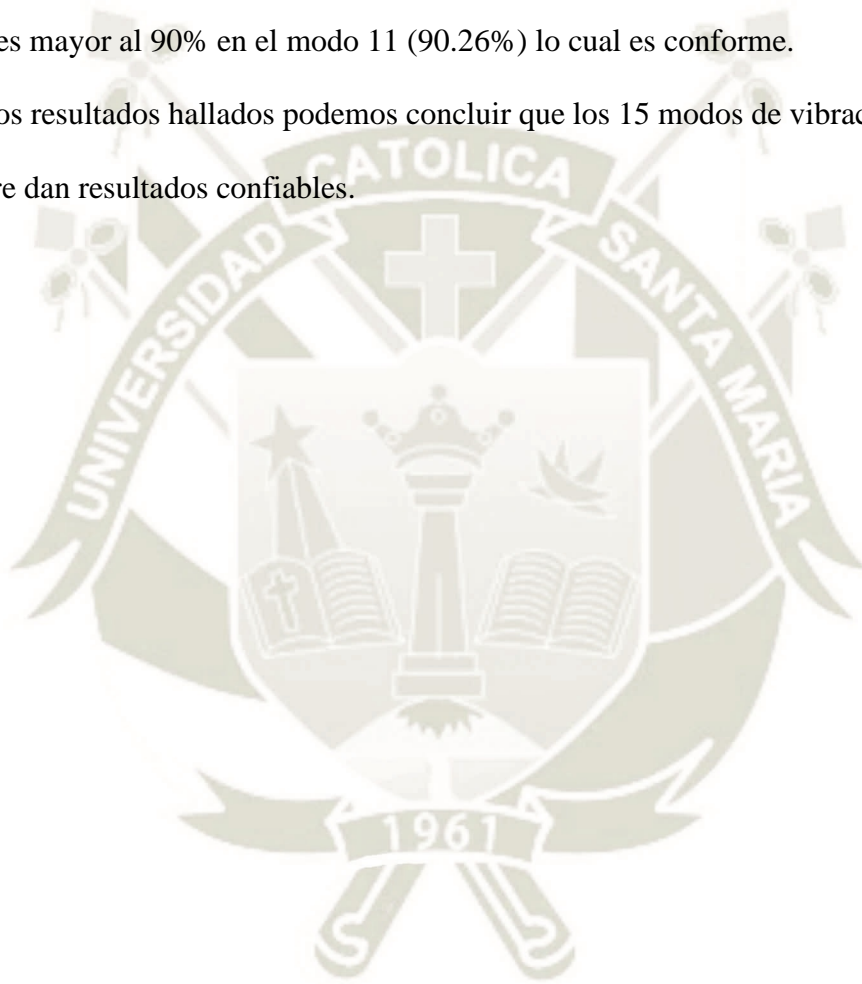
Case	Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.339	0.5028	0.1386	0	0.5028	0.1386
Modal	2	0.332	0.0825	0.5554	0	0.5854	0.6941
Modal	3	0.259	0.1433	0.0173	0	0.7286	0.7114
Modal	4	0.084	0.112	0.0019	0	0.8406	0.7132
Modal	5	0.079	0.0001	0.1287	0	0.8407	0.8419
Modal	6	0.062	0.0142	0.0082	0	0.855	0.8501
Modal	7	0.037	0.0354	0.0002	0	0.8904	0.8503
Modal	8	0.033	2.40E-06	0.0374	0	0.8904	0.8878
Modal	9	0.027	0.0028	0.0034	0	0.8932	0.8912
Modal	10	0.024	0.0101	0.0001	0	0.9033	0.8913
Modal	11	0.02	1.71E-06	0.0112	0	0.9033	0.9026
Modal	12	0.017	0.0003	0.001	0	0.9036	0.9036

Modal	13	0.011	8.42E-07	0	0	0.9036	0.9036
Modal	14	0.011	0	0	0	0.9036	0.9036
Modal	15	0.011	0	0	0	0.9036	0.9036

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 31 podemos apreciar que en la dirección X el factor de masa participativa acumulada es mayor al 90% desde el modo 10 (90.33%), el factor de masa participativa en la dirección Y es mayor al 90% en el modo 11 (90.26%) lo cual es conforme.

Por los resultados hallados podemos concluir que los 15 modos de vibración considerados en el software dan resultados confiables.





CAPITULO VII
RESULTADOS Y PROCEDIMIENTO DEL DESEMPEÑO
SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

7.1 Datos

7.1.1 No linealidad de los Materiales

- Concreto:

Se siguieron las especificaciones de los planos estructurales proporcionados por la Universidad Católica de Santa María donde especifica que para el concreto armado el concreto de resistencia cilíndrica fue de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Con el dato de la resistencia procedemos a calcular el módulo de elasticidad, y los demás datos son calculados por el software ETABS como se muestra en la figura 58.

$$\text{Peso específico del concreto} = 0.0024 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

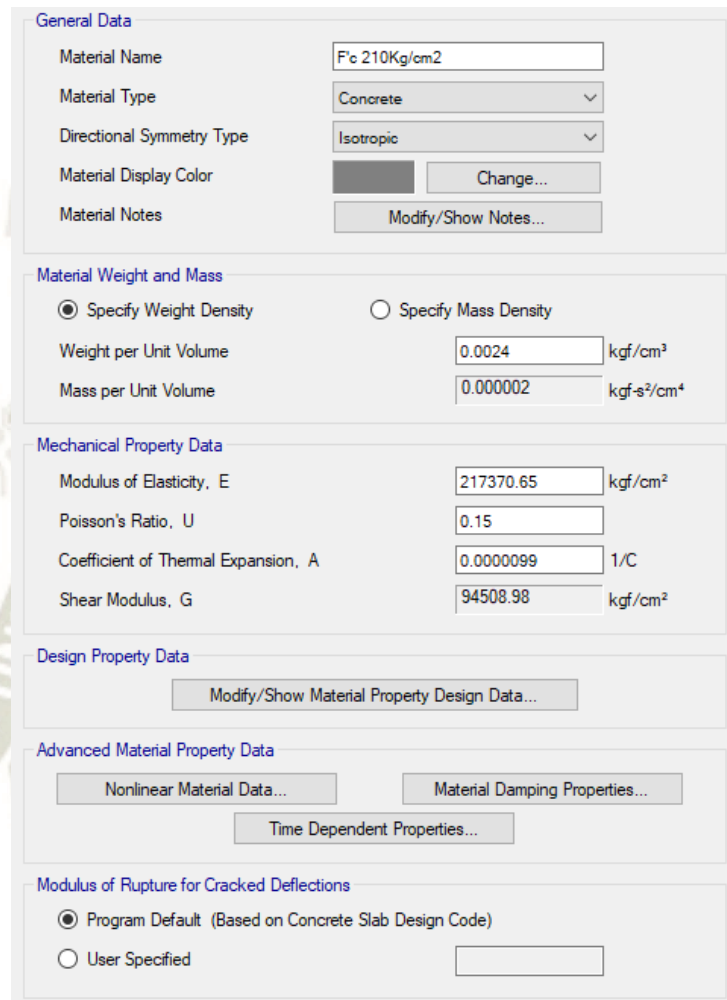
$$E_c = 15000\sqrt{210} = 217370.6512 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de poisson, } U = 0.15$$

$$\text{Módulo de corte, } G_c = 94508.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Figura 58

Propiedades del Concreto Ingresadas al Software



General Data

Material Name: Fc 210Kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: [Text Area] Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.65 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 94508.98 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

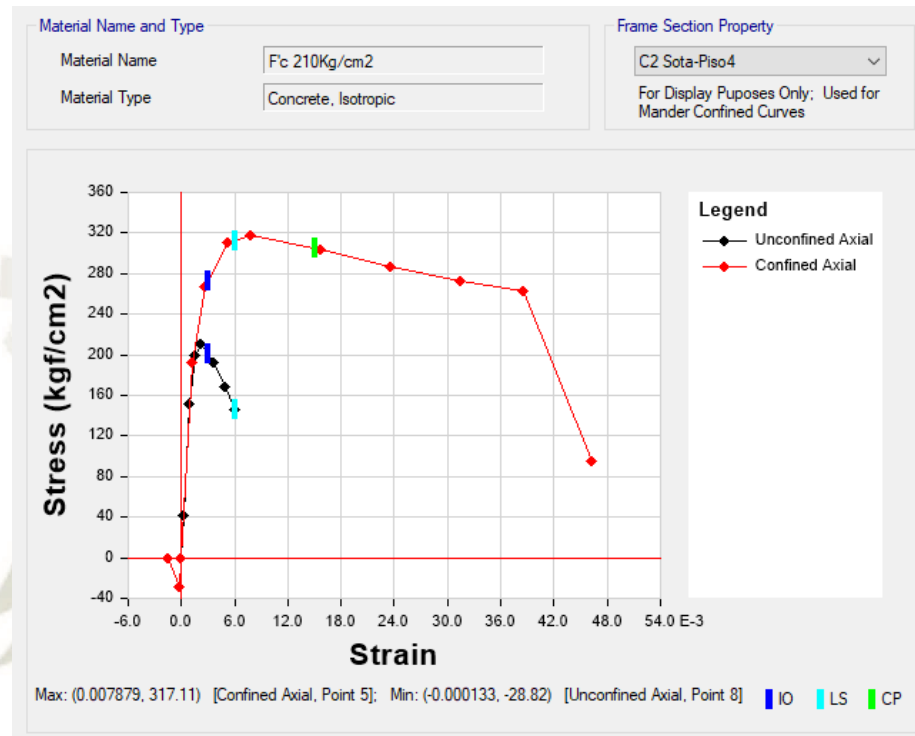
User Specified [Text Field]

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

La no linealidad del concreto es definida por defecto en el programa, el modelo Mander se utilizó para la definición de la curva de esfuerzo deformación, el cual se define por una curva continua que estima que la capacidad de deformación del concreto no solo se incrementa por el efecto de confinamiento, sino también por su resistencia a la compresión. En la figura 59 se muestra la comparación del concreto sin confinar y concreto confinado para la columna C-2 que es continua del sótano al 4to piso.

Figura 59

Comparación de la curva esfuerzo-deformación de la columna C-2, del concreto confinado y sin confinar, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

- Acero:

Se siguieron las especificaciones de los planos estructurales proporcionados por la Universidad Católica de Santa María donde especifica que el acero de resistencia en punto de fluencia es de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Peso específico del acero} = 0.0078 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

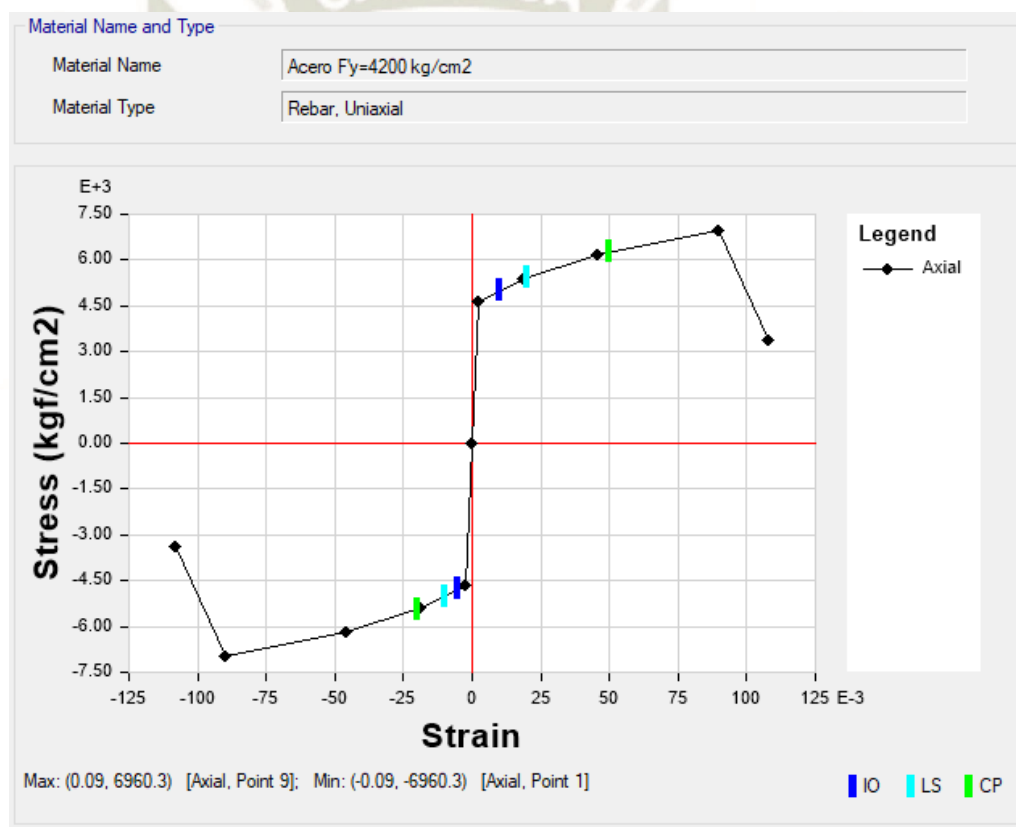
$$E_s = 2\,000\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_u = 6300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para la no linealidad del acero se utilizó el modelo histerético kinematic el cual tiene como base un comportamiento de endurecimiento cinemático, muy genérico en los metales el cual encontramos por defecto en el software ETABS como se aprecia en la figura 60.

Figura 60

Curva Esfuerzo-Deformación del Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

7.1.2 No linealidad de los elementos

Para el análisis estático no lineal Pushover es necesario contar con la no linealidad de los elementos, el cual se representa con el diagrama Momento-Curvatura. El diagrama Momento-

Curvatura de concreto armado se obtiene en función a los modelos establecidos del concreto y del acero, respectivamente a la flexión donde la curvatura es el desplazamiento y el momento es la fuerza.

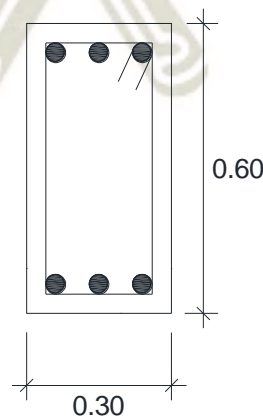
La importancia de entender la relación Momento-Curvatura, está dada básicamente en la ligereza y sencillez de visibilizar la ductilidad y la máxima capacidad a flexión que tiene el elemento, estos dos parámetros nos permiten realizar una comparación con las demandas calculadas en el diseño lineal de la edificación.

El programa ETABS automáticamente une los diagramas de $M - \Phi$ de cada elemento modelado, con ello se obtiene la curva de capacidad de la estructura en estudio, la cual también depende de la ubicación de las rotulas plásticas, de la fuerza aplicada y de otros factores que se desarrollaran en los siguientes ítems.

- Para columnas como ejemplo se realizará el diagrama de momento curvatura de la columna C-2 de 30x60cm típica para todos los niveles con 6 $\emptyset 1''$.

Figura 61

Columna C-2 30x60 cm 6 $\emptyset 1''$.

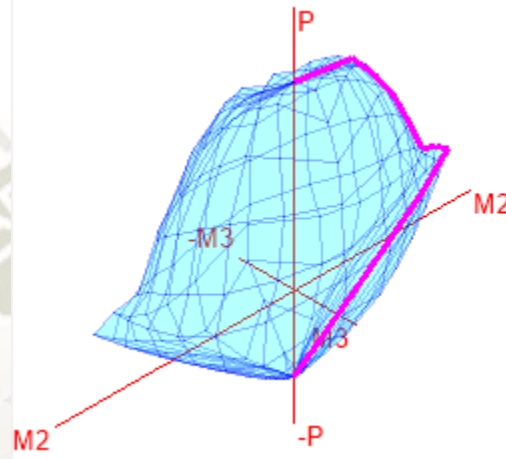


Fuente: Elaboración propia

En la figura 62 y 63 se muestra la flexocompresión Biaxial, superficie de interacción 3D:

Figura 62

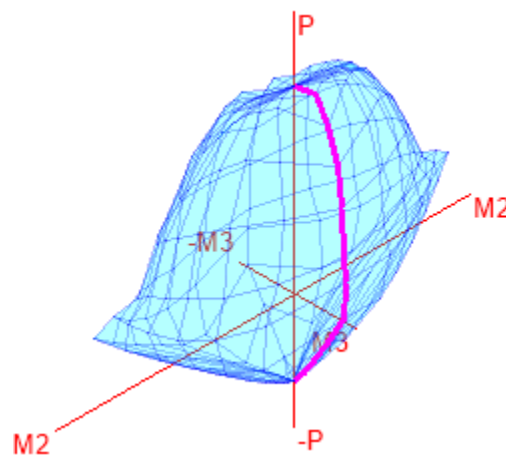
Diagrama de iteración Columna C-2 para M 2-2



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 63

Diagrama de iteración Columna C-2 para M 3-3



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

En la figura 64 el primer punto el programa lo asume como un comportamiento rígido plástico ($\Phi = 0$ rad).

Figura 64

Representación diagrama interacción M 2-2, M 3-3

Point	P tonf	M2 tonf-m	Point	P tonf	M3 tonf-m
1	231.0255	0	1	231.0255	0
2	231.0255	13.5346	2	231.0255	4.9198
3	206.5865	19.8824	3	206.5865	7.6535
4	170.4961	25.2911	4	170.4961	9.7488
5	128.2639	30.0937	5	128.2639	11.1216
6	74.4528	34.946	6	74.4528	11.8408
7	49.5519	39.4957	7	49.5519	12.5231
8	5.4354	43.8022	8	5.4354	12.4444
9	-36.6684	36.2502	9	-36.6684	8.6954
10	-92.494	21.3562	10	-92.494	3.1883
11	-115.5946	0	11	-115.5946	0

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Tabla 32

Momento curvatura para la columna C-2

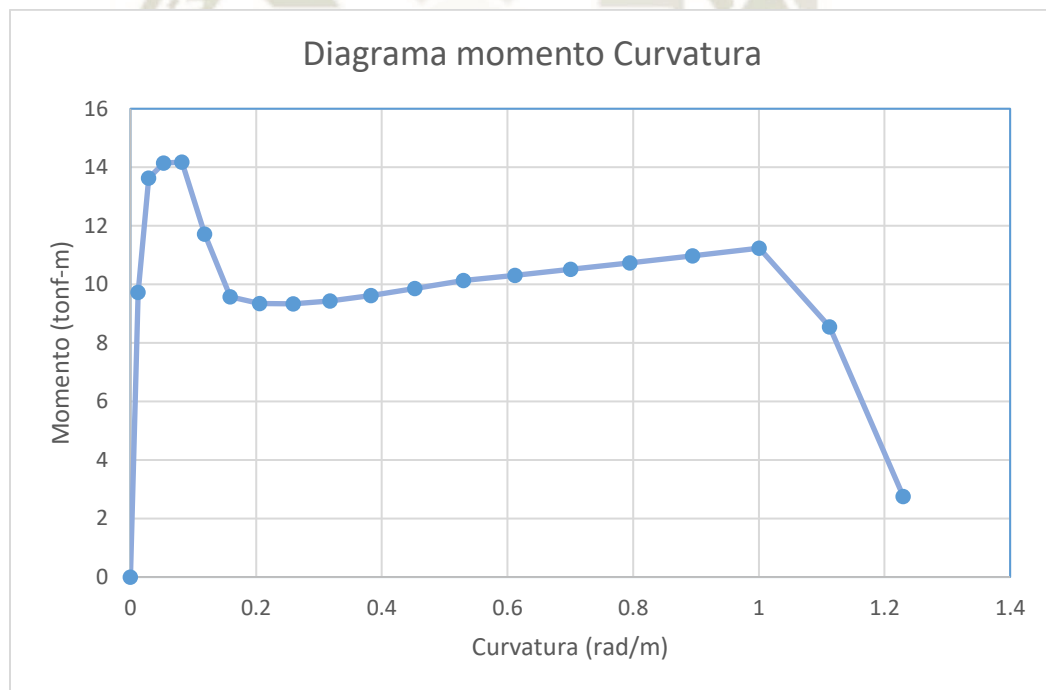
Punto	Momento (tnf-m)	Curvatura (rad/m)
1	0	0
2	9.7234	0.012
3	13.6286	0.029
4	14.1443	0.053
5	14.1763	0.082
6	11.7188	0.118
7	9.5783	0.159
8	9.3462	0.206
9	9.334	0.259
10	9.4355	0.318
11	9.621	0.383
12	9.8623	0.453
13	10.1282	0.53

14	10.3108	0.612
15	10.5146	0.701
16	10.7373	0.795
17	10.9774	0.895
18	11.234	1.001
19	8.5476	1.113
20	2.7508	1.23

Fuente: Elaboración propia

Figura 65

Diagrama Momento Curvatura C-2



Fuente: Elaboración propia

- Para vigas como ejemplo se realizará el diagrama de momento curvatura de la viga 401 corte E-E.

Figura 66

V-401 corte E-E, 10 Ø3/4”.



**VIGA 401
CORTE E-E**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33

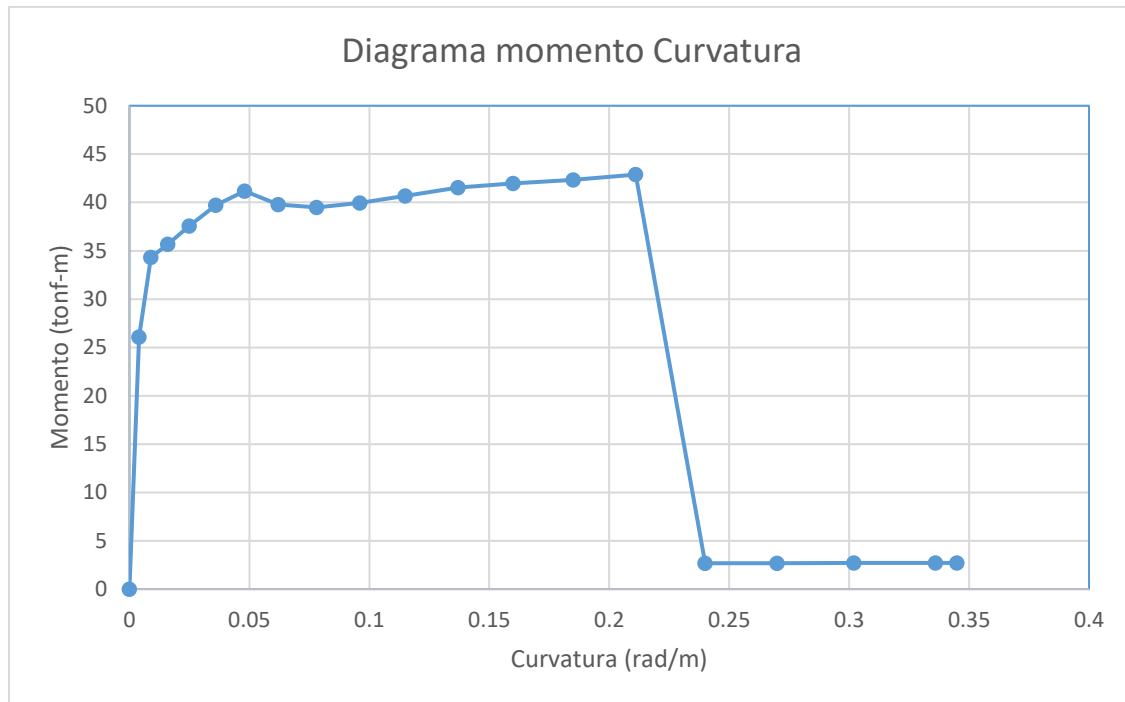
Momento curvatura para la V-401 30x70cm.

Punto	Momento tnf-m	Curvatura rad/m	Punto	Momento tnf-m	Curvatura rad/m
1	0	0	11	40.6756	0.115
2	26.0867	0.004	12	41.5408	0.137
3	34.3252	0.009	13	41.9684	0.16
4	35.6727	0.016	14	42.3454	0.185
5	37.5505	0.025	15	42.8814	0.211
6	39.7148	0.036	16	2.6603	0.24
7	41.1758	0.048	17	2.6789	0.27
8	39.7679	0.062	18	2.6989	0.302
9	39.4761	0.078	19	2.7152	0.336
10	39.9569	0.096	20	2.7226	0.345

Fuente: Elaboración propia.

Figura 67

Diagrama Momento curvatura para una de las vigas en estudio V-401



Fuente: Elaboración propia

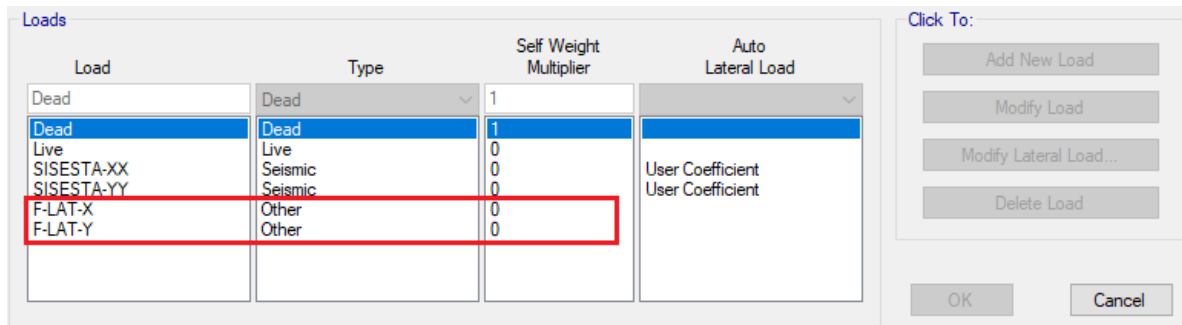
7.2 Fuerzas por piso para el análisis no Lineal

A fin de realizar el análisis estático no lineal se crean dos casos de estados de carga no lineales, el primero en dirección X, y el segundo en dirección Y, dichas cargas salen del análisis Lineal y son las cargas que se utilizarán para el PUSHX-FZAS y PUSHY-FZAS.

En ETABS serán definidos como caso lateral F-LAT-X y F-LAT-Y, considerados de tipo other casos generales como se plasmó en la figura 68.

Figura 68

Definición casos de carga lateral



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

De las fuerzas de corte por cada nivel del análisis sísmico Dinámico, se establece las fuerzas para las dos direcciones en cada nivel, planteando un factor como el cociente entre el nivel inferior y su inmediato superior, con ello se define cuantas veces representa un nivel respecto al nivel 1 típicamente con un factor de 1.00, para saber el factor de conversión de ese nivel de fuerzas, luego multiplicando esos factores por otro factor de escala 1000, se sabría que aplicando 1000 kg en el primer nivel de análisis del eje x, le correspondería 2321 kg en el nivel superior, tanto para el eje X como para el eje Y.

Se elije un valor pequeño como 1000 kg para que este se vaya incrementando y produzca todas las fallas, y se tenga de manera más precisa como se van generando todas las rotulas plásticas.

Tabla 34

Determinación por Factores Fuerzas Laterales X-X.

Cargas laterales XX				
Nivel	Corte kg	Fuerza kg	Factor	Push-Fzas kg
4	137757.1	137757.1	4.2	4242
3	252481.6	114724.5	3.5	3533
2	327854.5	75372.9	2.3	2321
1	360329.9	32475.4	1.0	1000
Escala	1000			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35

Determinación por Factores Fuerzas Laterales Y-Y.

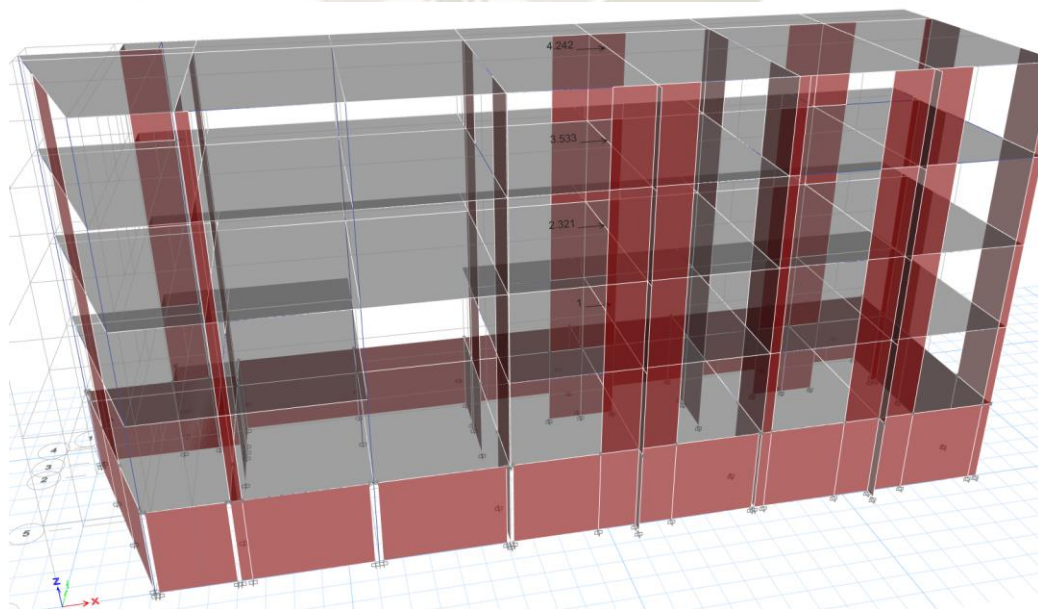
Cargas laterales YY				
Nivel	Corte (kg)	Fuerza (kg)	Factor	Push-Fzas (kg)
4	139906.3	139906.3	4.6	4556
3	255678.1	115771.8	3.8	3770
2	329623.3	73945.2	2.4	2408
1	360329.8	30706.5	1.0	1000
Escala	1000			

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas laterales determinadas que vienen del análisis dinámico lineal se aplicarán al centro de masa de la edificación tanto para el eje X como para el eje Y, como se muestra en las figuras 69 y 70.

Figura 69

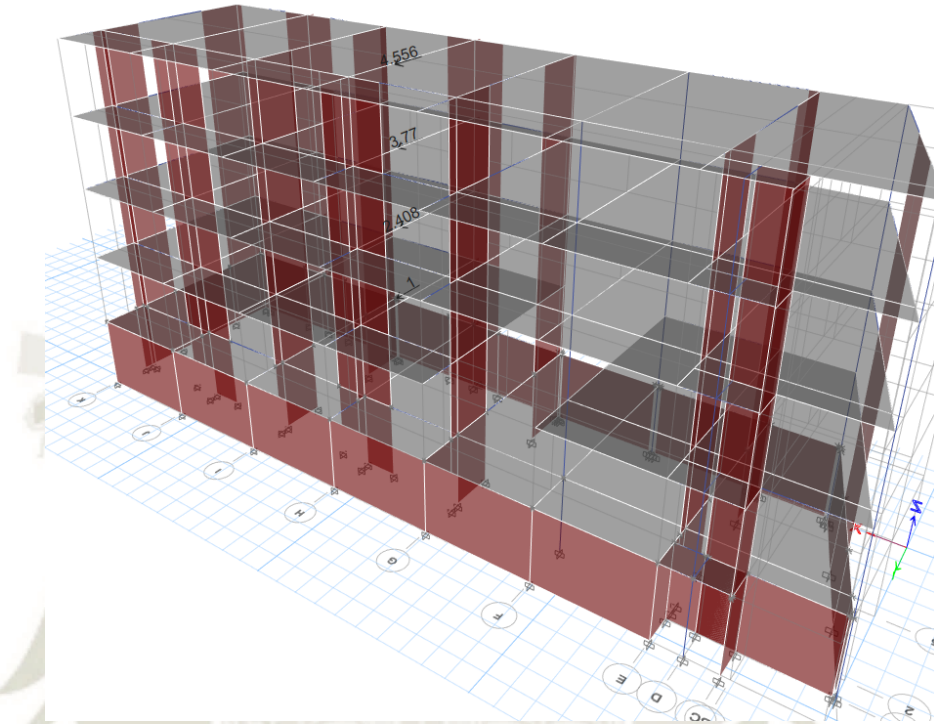
Aplicación de carga lateral eje X-X



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 70

Aplicación de Carga Lateral eje Y-Y



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

7.3 Configuración del Análisis Estático No Lineal

A fin de realizar el análisis estático no lineal se crean dos casos de estados de carga no lineales, el primero es el caso de CGNL (carga gravitacional no lineal) y el segundo el de carga PUSH-FZAS (AENL, análisis estático no lineal) para los dos ejes PUSHX-FZAS, PUSHY-FZAS

La intención de crear estos tipos de carga es el de realizar un orden razonable para desarrollar el análisis estático no lineal PUSHOVER, primero se busca que se apliquen las cargas gravitacionales, una vez que estas cargas realizan la deformación de la estructura y al disminuir su rigidez, prosigue el AENL, el cual al aplicar las cargas laterales monolíticas en la estructura hasta que generan un desplazamiento máximo en el nudo de control establecido.

Figura 71

Parámetros caso CGNL (carga gravitacional no lineal)

General

Load Case Name: CGNL Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: 100%CM+50%CV

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern ▼	Dead	1.2
Load Pattern	Live	1

i Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal ▼

Geometric Nonlinearity Option: None ▼

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

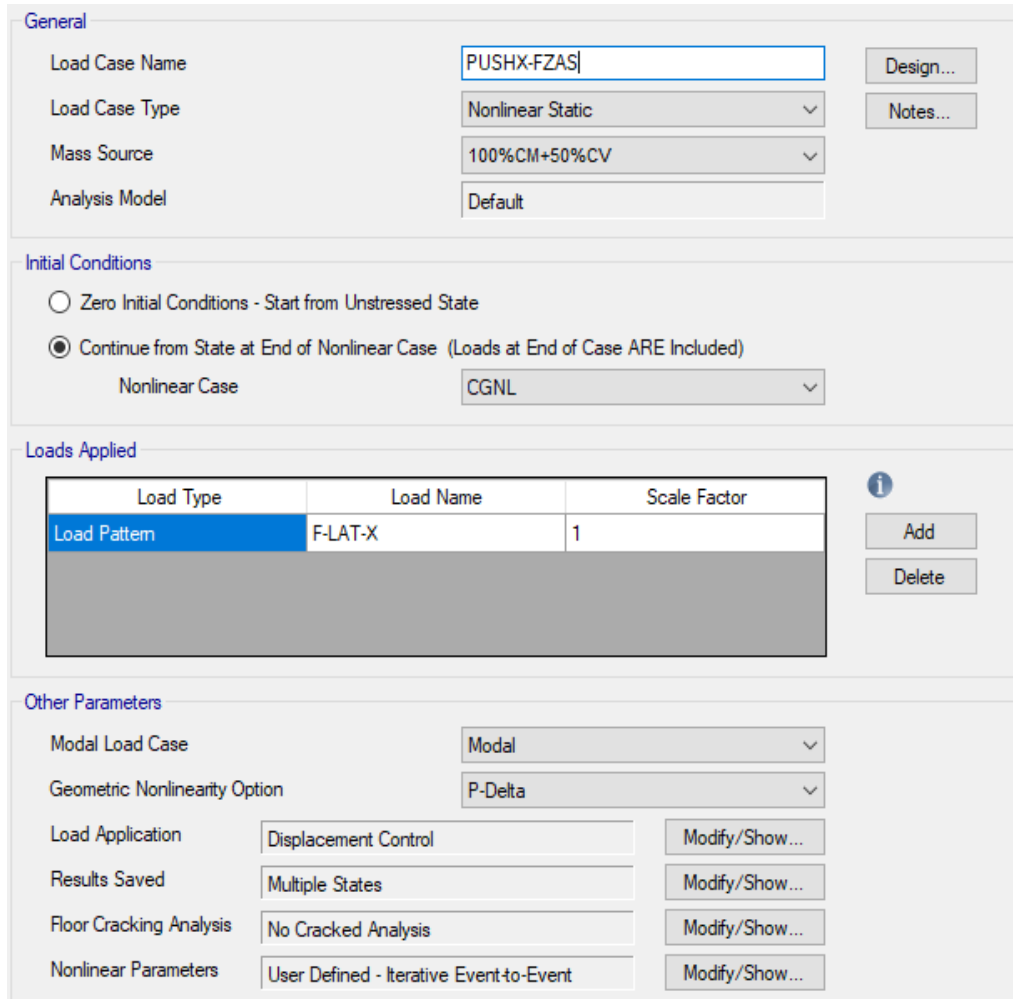
Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 72

Parámetros caso PUSH-FZAS, (análisis estático no lineal)



The screenshot displays the ETABS software interface for configuring a nonlinear static analysis case. The 'General' section includes the following settings:

- Load Case Name: PUSHX-FZAS
- Load Case Type: Nonlinear Static
- Mass Source: 100%CM+50%CV
- Analysis Model: Default

The 'Initial Conditions' section shows the following options:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Nonlinear Case: CGNL

The 'Loads Applied' section contains a table with one entry:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	F-LAT-X	1

The 'Other Parameters' section includes the following settings:

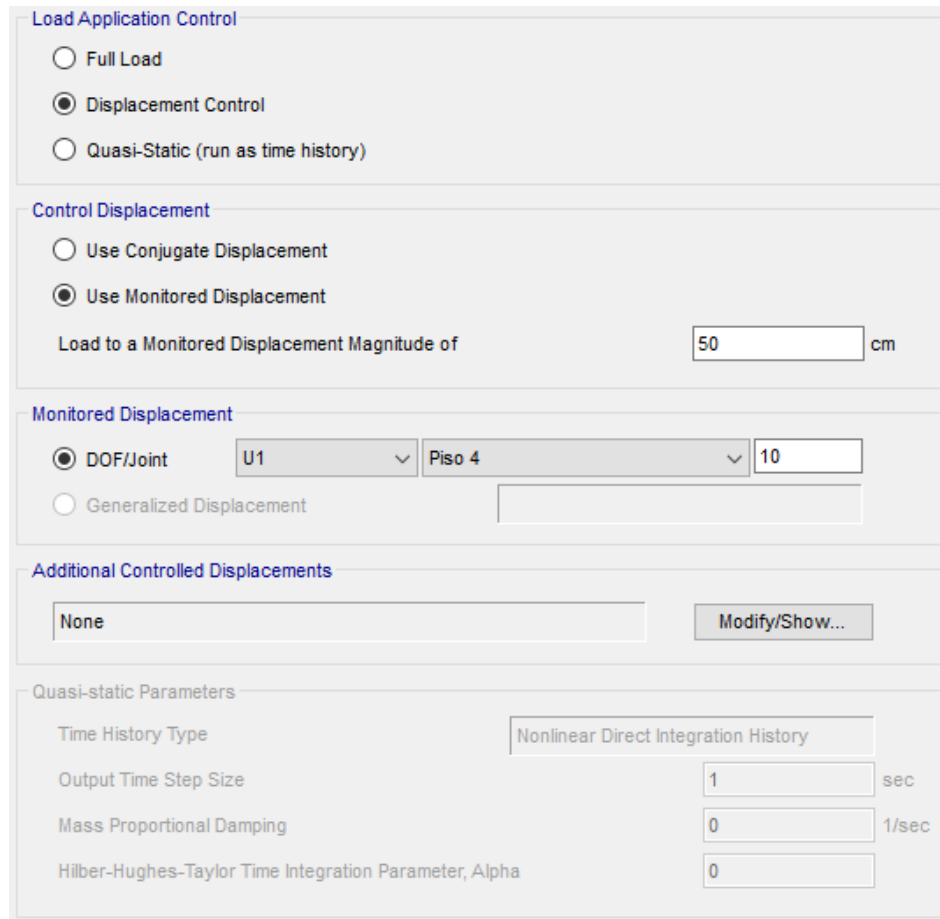
- Modal Load Case: Modal
- Geometric Nonlinearity Option: P-Delta
- Load Application: Displacement Control
- Results Saved: Multiple States
- Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
- Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Seguidamente en la figura 73 se mostrará los parámetros desarrollados en ETABS. Seleccionamos el nodo de control que para nuestro caso será el label 10 ubicado en el piso número 4 y el control de desplazamiento para monitorearlo estableciendo 0.5m, que será el máximo desplazamiento que se esperará en el tope, sujeto a la máxima deriva inelástica que nos permite el sistema, si la estructura colapsará antes no llegará a ese desplazamiento, tanto para el eje X como para el eje Y.

Figura 73

Parámetros caso PUSH-FZAS, Control del Desplazamiento



The screenshot displays the 'Load Application Control' dialog box in ETABS V19.0.0. It is configured for a displacement-controlled analysis. The 'Load Application Control' section has 'Displacement Control' selected. The 'Control Displacement' section has 'Use Monitored Displacement' selected, with a 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' set to 50 cm. The 'Monitored Displacement' section has 'DOF/Joint' selected, with 'U1' selected for the DOF and 'Piso 4' selected for the joint, and a value of 10. The 'Additional Controlled Displacements' section is set to 'None'. The 'Quasi-static Parameters' section has 'Time History Type' set to 'Nonlinear Direct Integration History', 'Output Time Step Size' set to 1 sec, 'Mass Proportional Damping' set to 0 1/sec, and 'Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha' set to 0.

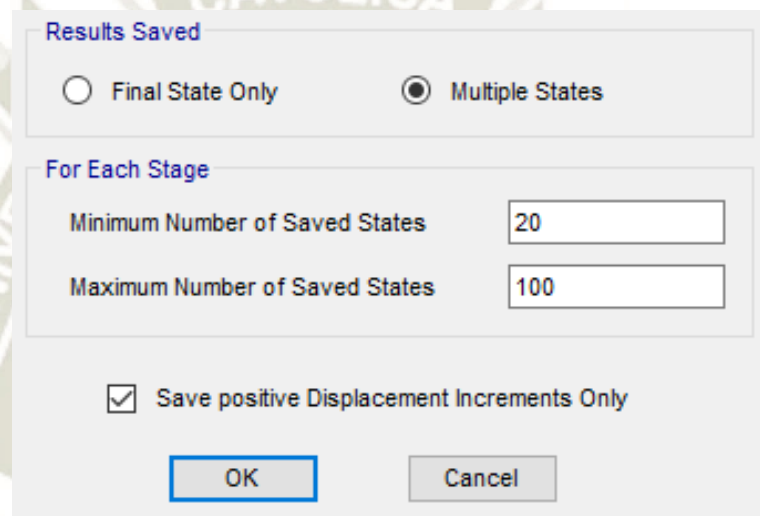
Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

El mínimo y máximo número de pasos salvados darán control sobre el número de pasos salvados en el análisis. Con un número de pasos muy pequeño, no se tiene números suficientes para representar una curva de PUSHOVER adecuadamente. Por el contrario si el número es muy grande, el análisis daría una demanda mayor al disco (PC) y ello causaría un tiempo mayor en el análisis, para llegar algún resultado.

Se debe guardar solo incrementos de desplazamiento positivo, ya que los incrementos negativos hacen confusa la visualización en la curva PUSHOVER, con un número mínimo de estados guardados de 20 y un número máximo de estados guardados de 100.

Figura 74

Parámetros caso PUSH-FZAS, Asignación de múltiples estados



Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States 20

Maximum Number of Saved States 100

Save positive Displacement Increments Only

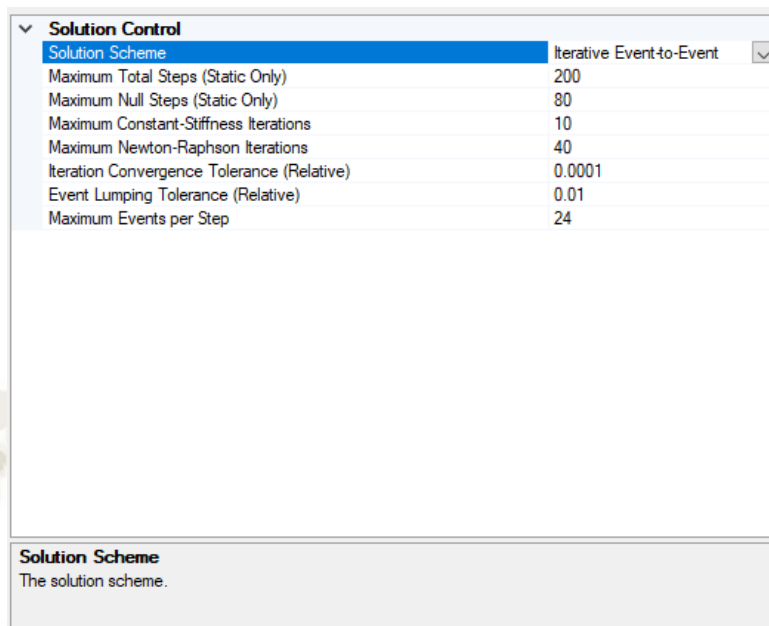
OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Los parámetros lineales definidos en la figura 75 dan un mayor detallado con el número de pasos (steps) establecidos y con ello un mayor detallado, a la que será la curva de capacidad global de la estructura, asignándole un máximo total step de 200 y un máximo null step de 80, sin embargo, es compensado con un mayor tiempo computacional y demanda de memoria, con un mejor resultado.

Figura 75

Parámetros no lineales caso PUSH-FZAS



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

7.3.1 Asignación de rótulas plásticas

La asignación de rótulas plásticas tiene como fin determinar la curva de capacidad del edificio en estudio, describiendo el mecanismo de falla de la estructura ante un sismo máximo. En los extremos de las vigas se forman rótulas plásticas a flexión (M3), a flexo-compresión en columnas (P-M2-M3) y en muros de corte se forma automática por el programa Auto fiber (P-M3).

La ubicación de las rótulas plásticas pueden ser un número ilimitado de formas, pero se tomará los lineamientos para que la rótulas plásticas en los elementos frame estén a la cara del elemento con el cual se encuentran conectados.

- Asignación de rótulas plásticas en vigas:

La ubicación de las rotulas plásticas se realizó identificando los distintos tramos de las vigas, las longitudes y distancia del eje de la columna a sus dos lados tanto a la derecha como a la izquierda, con ello teniendo un porcentaje de distancia a la cara de la columna o muro de corte y saber a cuanto de distancia se debe implementar la rótula aproximadamente como se muestra en la figura 76 y calculado según la ecuación 15 y 16.

Figura 76

Rotulas plásticas en vigas a la cara de la columna



Fuente: Elaboración propia

Ecuación 15: Ejemplo viga 201-301-401-501 tramo 1

$$L - libre = 2.98 - \frac{0.25}{2.00} - 0.125 = 2.73 \text{ m}$$

$$Li - Rótula \% = \frac{Col \text{ izq.}}{Long.} = 0.5 * \frac{0.25}{2.98} = 4.20\%$$

$$Li - rotula = 0.05$$

$$Lj - Rótula = 1 - \frac{Col \text{ der.}}{Long.} = 1 - \frac{0.125}{2.98} = 95.00\%$$

$$Lj - rotula = 0.95$$

Ecuación 16: Ejemplo tramo 2 viga 201-301-401-501

$$L - libre = 5.00 - 0.45 - \frac{0.30}{2.00} = 4.4m$$

$$Li - Rótula \% = \frac{Col\ izq.}{Long.} = \frac{0.45}{5.00} = 9.00\%$$

$$Li - rotula = 0.09$$

$$Lj - Rótula = 1 - 0.5 * \frac{Col\ der.}{Long.} = 1 - 0.5 * \frac{0.30}{5.00} = 96.00\%$$

$$Lj - rotula = 0.96$$

Tabla 36

Disposición de rótulas plásticas en vigas.

Disposición de Rótulas Plásticas en Vigas 201-301-401-501		
Tramo de izq a der	1	2
Long (m)	2.9792	5
Col izq (m)	0.25	0.45
Col der (m)	0.125	0.3
L-Libre (m)	2.7292	4.4
Li-Rótula %	4.20%	9.00%
Li-Rótula % (Análisis)	5.00%	9.00%
Li-Rótula Relativa (Análisis)	0.05	0.09
Lj-Rótula %	4.20%	3.00%
Lj-Rótula % (Análisis)	5.00%	4.00%
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.95	0.96

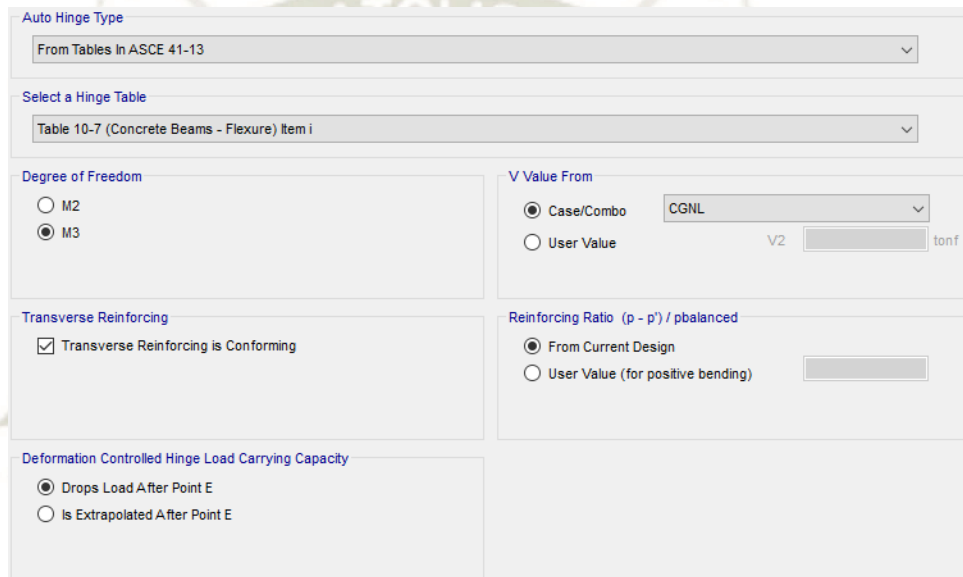
Fuente: Elaboración propia

En el software Etabs ingresamos los porcentajes de distancia hallados para cada viga en este caso de las vigas 201-301-401-50 en el tramo 1, 0.05 para el inicio y 0.95 para el final, con ello ingresamos a establecer los parámetros requeridos. Las rotulas plásticas para vigas que se

realiza con el programa ETABS está basada por defecto en la norma del ASCE 41-13 de las tablas 10-7.

Figura 77

Parámetros en ETABS para la Asignación Automática de Rótulas en Vigas



The screenshot displays the 'Auto Hinge Type' dialog box in ETABS. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' dropdown is set to 'Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i'. Under 'Degree of Freedom', the 'M3' radio button is selected. Under 'V Value From', the 'Case/Combo' radio button is selected, and the dropdown is set to 'CGNL'. Under 'Transverse Reinforcing', the 'Transverse Reinforcing is Conforming' checkbox is checked. Under 'Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced', the 'From Current Design' radio button is selected. Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the 'Drops Load After Point E' radio button is selected.

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Con la asignación de rótulas plásticas de forma automática, el software genera parámetros según las secciones realizadas, con ello se ahorra tiempo en definir propiedades particulares para cada sección.

En la figura 77, se observan parámetros de una de las rótulas plásticas asignadas, donde se observa también los parámetros normalizados que establece el ASCE 41-13 en Immediate Occupancy, Life Safety y Collapse prevention, las cuales se pueden constatar con la tabla 10-7 del ASCE 41-13.

Figura 78

Parámetros Asignados de Rótulas en Viga

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Moment SF Positive: Negative:

Rotation SF Positive: Negative:

Units: tonf-cm

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Show Acceptance Criteria on Plot

Immediate Occupancy Positive: Negative:

Life Safety Positive: Negative:

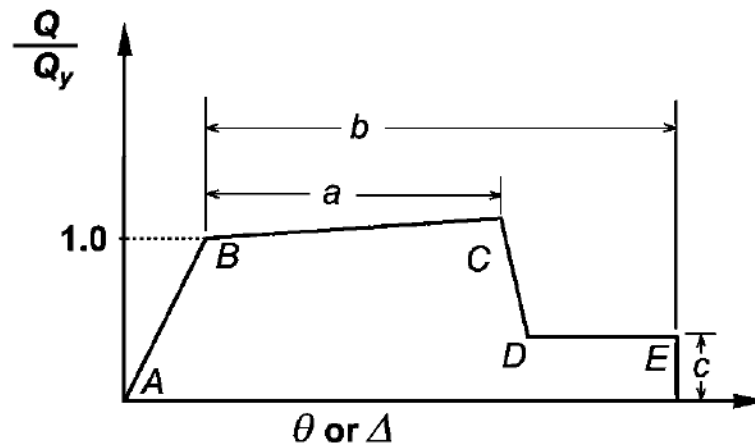
Collapse Prevention Positive: Negative:

OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 79

Parámetros Genéricos Rotulas Plásticas Según ASCE 41-13



Fuente: Fig. 10-1 (a). ASCE 41-13

Tabla 37

Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Armado

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010 0.025 0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005 0.02 0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005 0.02 0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005 0.015 0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005 0.02 0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015 0.01 0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005 0.01 0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015 0.005 0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
	Stirrup spacing ≤ d/2		0.0030	0.02	0.2	0.0015 0.01 0.02
	Stirrup spacing > d/2		0.0030	0.01	0.2	0.0015 0.005 0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
	Stirrup spacing ≤ d/2		0.0030	0.02	0.0	0.0015 0.01 0.02
	Stirrup spacing > d/2		0.0030	0.01	0.0	0.0015 0.005 0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01 0.02 0.03

Fuente: ASCE 41-13, Table 10-7.

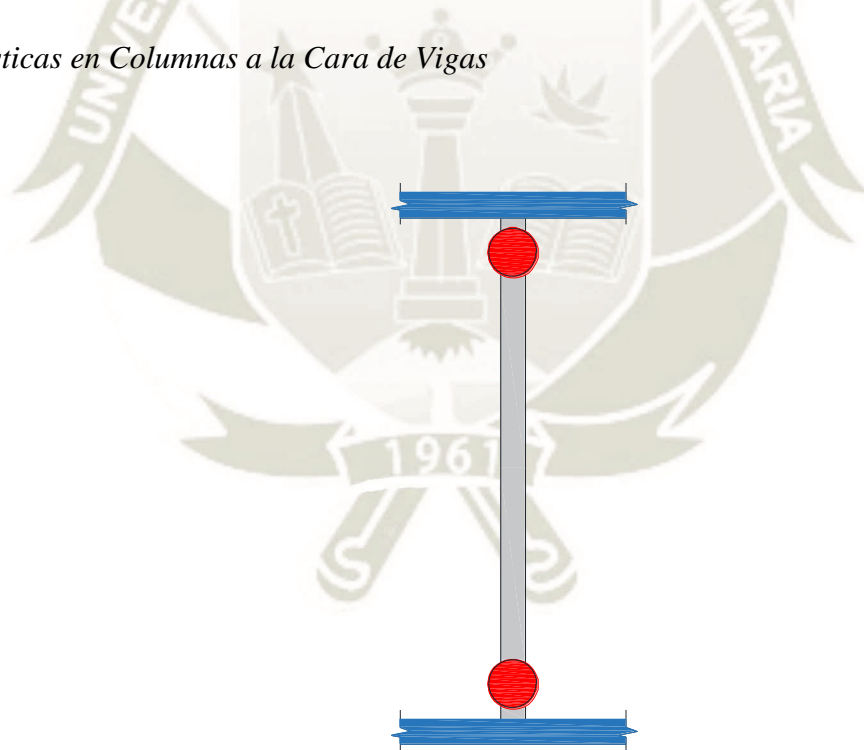
Como se puede observar en la tabla 37 del ASCE 41-13, el procedimiento que realiza el software ETABS es realizado para cada viga de manera automática.

- Asignación de rotulas plásticas en Columnas:

Para el análisis se busca que las rotulas plásticas se generen primero en las vigas antes que en las columnas. La ubicación de las rotulas plásticas para columnas se realiza identificando alturas entre tramos de las vigas, la longitud total de las columnas 3.5 m para nuestro caso, longitud libre, peralte de la viga con ello teniendo un porcentaje de distancia entre la cara de la base a la cara de la viga superior como se muestra en la figura 80 y se calcula en la ecuación 17.

Figura 80

Rotulas Plásticas en Columnas a la Cara de Vigas



Fuente: Elaboración propia.

Ecuación 17: Ejemplo columna C-1

$$Long. (m) = 3.50 m$$

$$h. vig Nivel i = 0.00 m$$

$$h. vig Nivel j = 0.70 m$$

$$L - Libre = 3.5 - 0.00 - 0.70 = 2.80 m$$

$$Li - Rótula \% = \frac{h. vig Nivel i(m)}{Long (m)} = \frac{0.00}{3.50} = 0.00 \%$$

$$Li - Rótula \%(análisis) = 2.50\% = 0.025$$

$$Lj - Rótula \% = \frac{h. vig Nivel j(m)}{Long (m)} = 1 - \frac{3.50}{0.70} = 80.00\%$$

$$Lj - rotula = 0.80$$

Para la longitud inicial de las rotulas en vigas al salir 0.00% y colocar dicho valor no sería correcto porque se encuentra justo en el nodo, en ese sentido se establecerá como mínimo a 2.5% o 0.025 y en la rótula superior el valor en la columna a la cara superior asignada será de 80.00% o 0.80 como lo anterior calculado.

Tabla 38

Disposición rótulas plásticas en columnas

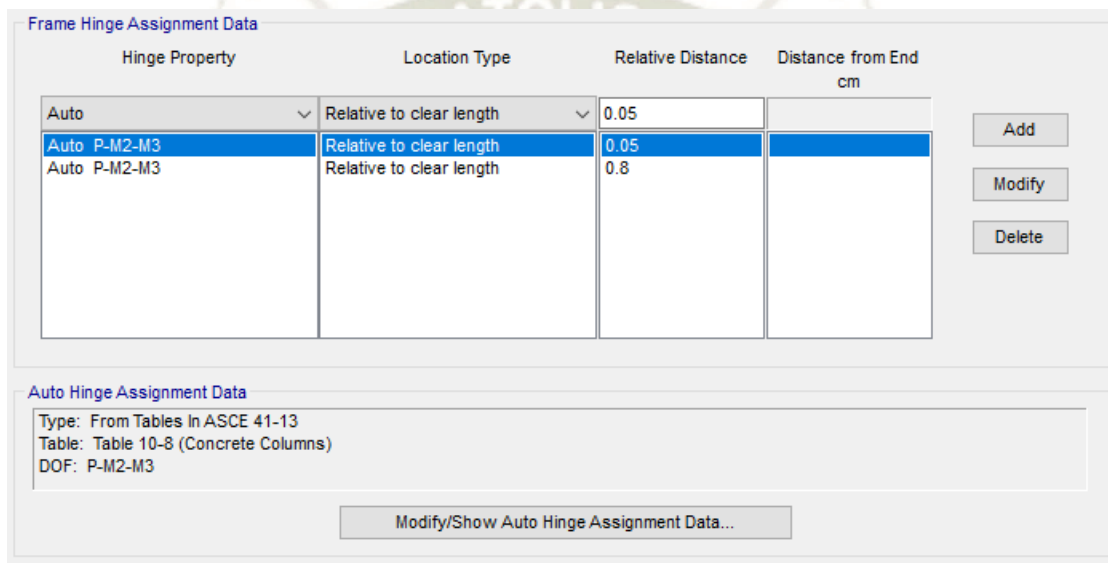
Disposición de Rótulas Plásticas en Columna C-1		
Nivel	1	Resto
Long (m)	3.5	3.5
h Viga Nivel i	0	0
h Viga Nivel J (m)	0.7	0.7
L-Libre (m)	2.8	2.8
Li-Rótula %	0.00%	0.00%
Li-Rótula % (Análisis)	2.50%	2.50%
Li-Rótula Relativa(Análisis)	0.025	0.025
Lj-Rótula %	20.00%	20.00%
Lj-Rótula % (Análisis)	20.00%	20.00%

Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.80	0.80
----------------------------------	------	------

Fuente: Elaboración propia.

Figura 81

Rotulas Plásticas Asignadas en C-1

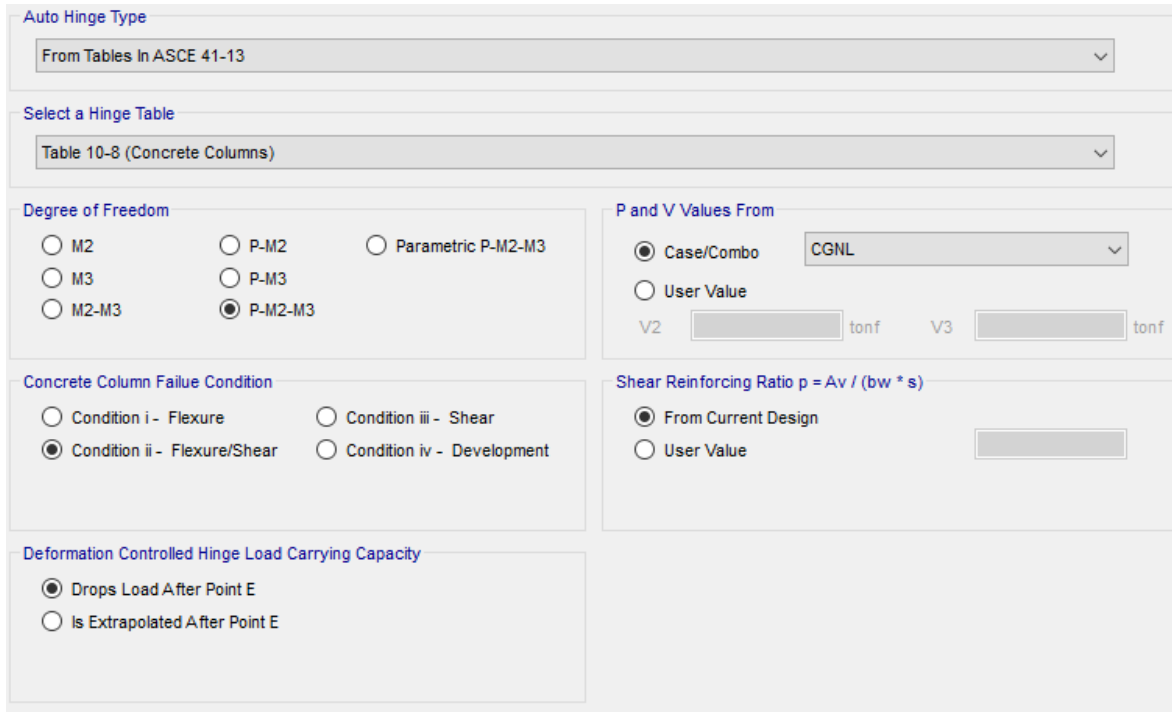


Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Las rotulas plásticas para columnas de igual manera como en las vigas se generan de manera automática con el software ETABS, de esta forma se reduce tiempo en ingresar propiedades para cada sección en estudio.

Figura 82

Parámetros en ETABS para la Asignación Automática de Rótulas en Columnas



The screenshot shows the 'Auto Hinge Type' dialog box in ETABS. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' dropdown is set to 'Table 10-8 (Concrete Columns)'. Under 'Degree of Freedom', the radio buttons are: M2 (unselected), P-M2 (unselected), Parametric P-M2-M3 (unselected), M3 (unselected), P-M3 (unselected), M2-M3 (unselected), and P-M2-M3 (selected). Under 'Concrete Column Failure Condition', the radio buttons are: Condition i - Flexure (unselected), Condition iii - Shear (unselected), Condition ii - Flexure/Shear (selected), and Condition iv - Development (unselected). Under 'P and V Values From', the radio buttons are: Case/Combo (selected) with a dropdown set to 'CGNL', and User Value (unselected). Below this are input fields for V2 and V3, both labeled 'tonf'. Under 'Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$ ', the radio buttons are: From Current Design (selected) and User Value (unselected). Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the radio buttons are: Drops Load After Point E (selected) and Is Extrapolated After Point E (unselected).

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

En la figura 83, se expresan los parámetros de una de las rótulas plásticas asignadas, donde se observa también los parámetros normalizados de los puntos de fuerza-deformación.

Asimismo, contiene factores de escala de la curva momento curvatura que establece el ASCE 41-13 en la tabla 10-8, en Immediate Occupancy, Life Safety y Collapse prevention, las columnas fueron modeladas con rótulas de tipo P-M2-M3, la cual tiene un juntamiento de formación de rótulas debido a flexo-compresión, propias de una columna.

Figura 83

Parámetros Asignados de Rótulas en Columna

E Moment Rotation Data for C19H8 - Interacting P-M2-M3 X

Select Curve

Axial Force: Angle: Curve #1: ⏪ ⏩ ⏴ ⏵

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.008616
D	0	0.008702
E	0	0.008789

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy:
- Life Safety:
- Collapse Prevention:

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan: deg Axial Force: tonf

Elevation: deg

Aperture: deg

Hide Backbone Lines

Show Acceptance Criteria

Show Thickened Lines

Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition:

Number of Axial Force Values:

Number of Angles:

Total Number of Curves:

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

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Tabla 39

Parámetros de Modelación y criterios de Aceptación para Columnas de Concreto Armado.

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
				c	IO	LS	CP
Condition i.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006			0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$			0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$			0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$		0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$		0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$		0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$		0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$		0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$		0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$		0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$		0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006			0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006			0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005			0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ASCE 41-13, Table 10-8.

Como se puede observar en la tabla 10-8 del ASCE 41-13, el procedimiento que realiza el software ETABS es realizado para cada viga de manera automática.

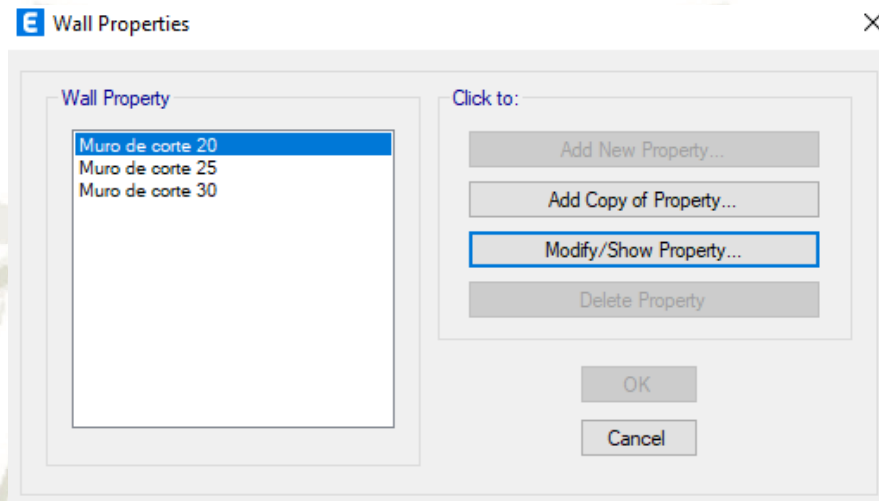
- Asignación de rotulas plásticas en Muros de corte:

Para la asignación de rotulas en los muros de corte que se realiza en la presente investigación, las cuales se realizaron de forma automática por el software ETABS definiendo

primero tres tipos de espesores para muros de corte usados en la edificación de estudio de 0.20 m, 0.25m y 0.30m, de tipo Shell-thin.

Figura 84

Espesores de Muros de Corte Utilizados

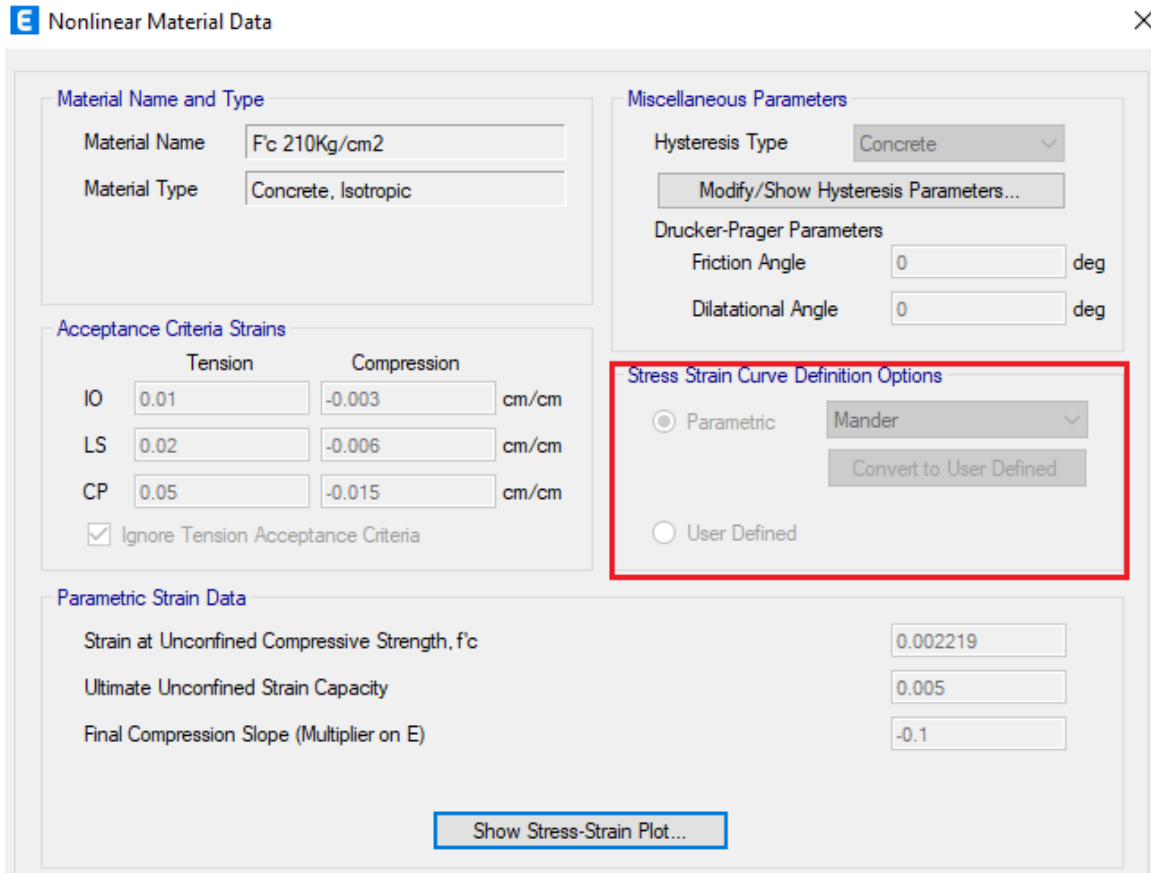


Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

En la figura 85 se aprecia la no linealidad del material utilizado en los muros de corte que es de tipo Mander ya que dicho parámetro utilizado es el único en el software que contiene un modelo para el concreto confinado y no confinado.

Figura 85

No Linealidad del Material Utilizada en Muros de Corte



E Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: Fc 210Kg/cm2

Material Type: Concrete, Isotropic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	cm/cm
LS	0.02	-0.006	cm/cm
CP	0.05	-0.015	cm/cm

Ignore Tension Acceptance Criteria

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Concrete

Modify/Show Hysteresis Parameters...

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Mander

Convert to User Defined

User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002219

Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Luego de tener todos los espesores correctos asignados para cada muro de corte según los planos, se prosigió añadir la cuantía de acero requerida en los planos a cada muro de corte donde el programa lo desarrolla como un modelo tipo fibra, el cual modela partiendo en varios trozos de concreto y acero el elemento en evaluación. En la Figura 86 podemos apreciar la cuantía de acero del muro de corte P-3 con concreto confinado y sin confinar.

Figura 86

Refuerzo de Rotula Para Muro de Corte

E Wall Hinge Reinforcement ✕

Rebar Material

Material Flexure: Acero Fy=4200 kg/cm2

Material Shear: Acero Fy=4200 kg/cm2

Bar Clear Cover: 0.04 m

Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
16.13	0	16.13	2.35	2.35	0.25	0.47	0.47

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#4		2
Center	#3	0.25	6
End	#4		2

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m2)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.125	Yes
Center	#2	0.125	No
End	#3	0.125	Yes

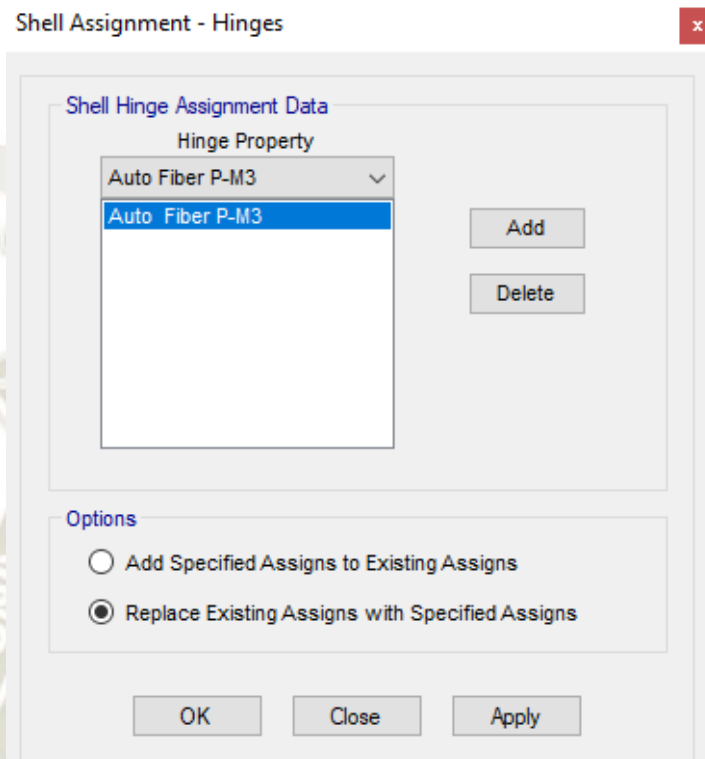
OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Con el espesor de muro, cuantía de acero requerida por los planos estructurales, propiedades Mander de concreto confinado y sin confinar, se prosigue a asignar de forma automática las rotulas plásticas del software ETABS de forma automática, Auto Fiber P-M3.

Figura 87

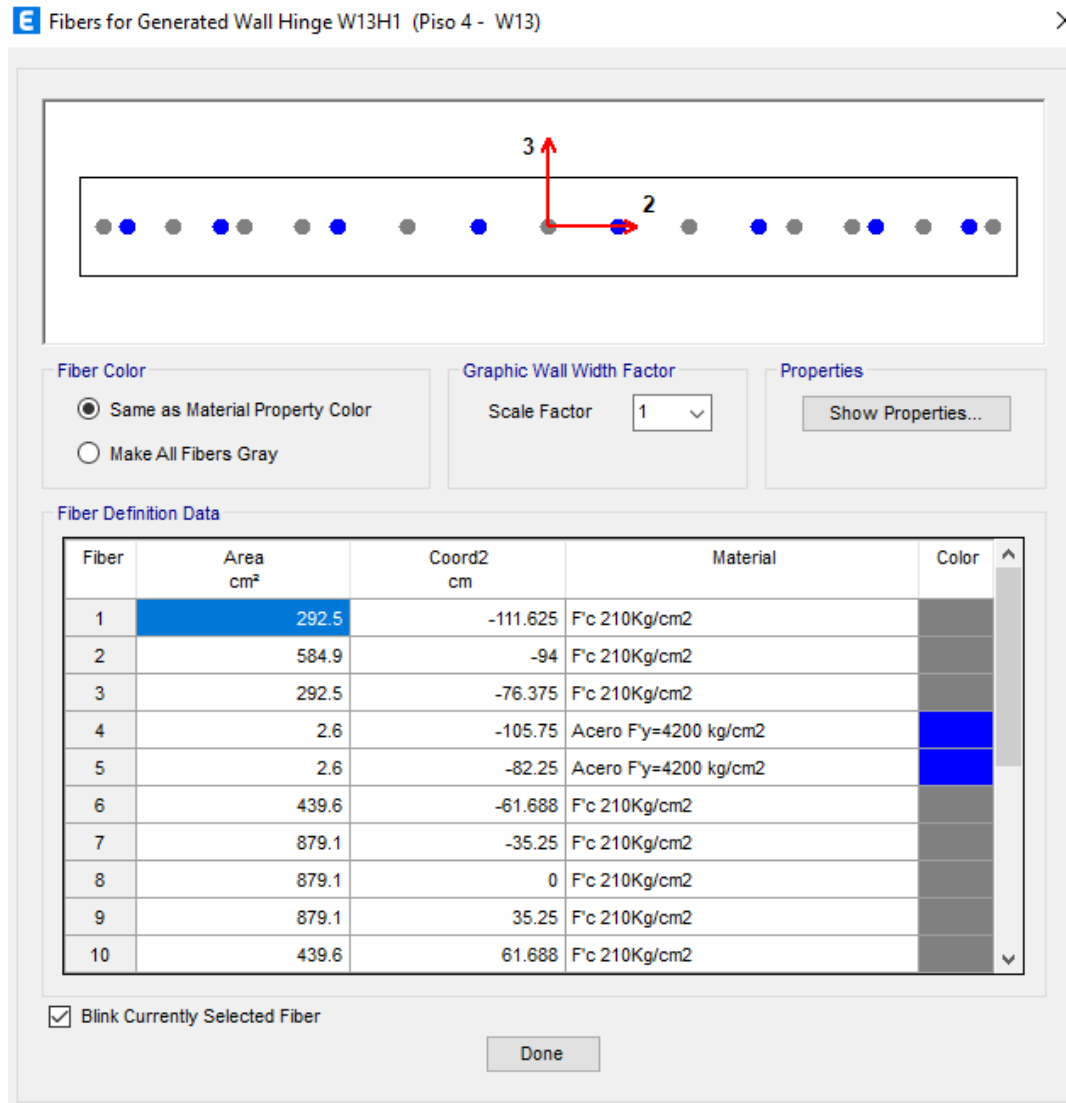
Asignación de Rotula Plástica Automática en Muro de Corte



Fuente: *Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)*

Figura 88

Modelo de Fibras generadas Automáticamente por ETABS

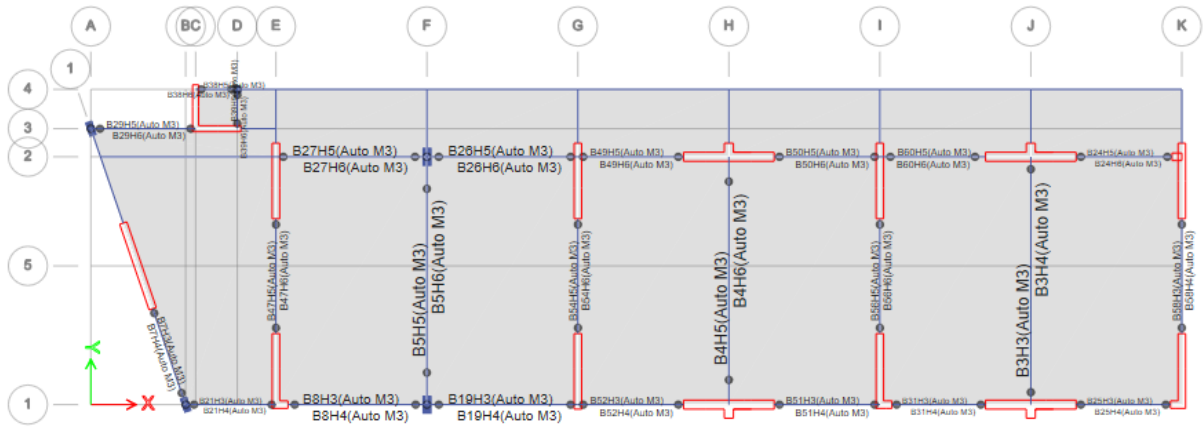


Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Culminando el proceso de asignar la no linealidad a elementos viga, columna y muros de corte, se muestra en las figuras 89, 90 y 91 el modelamiento de rotulas plásticas en cada elemento y para cada vista.

Figura 89

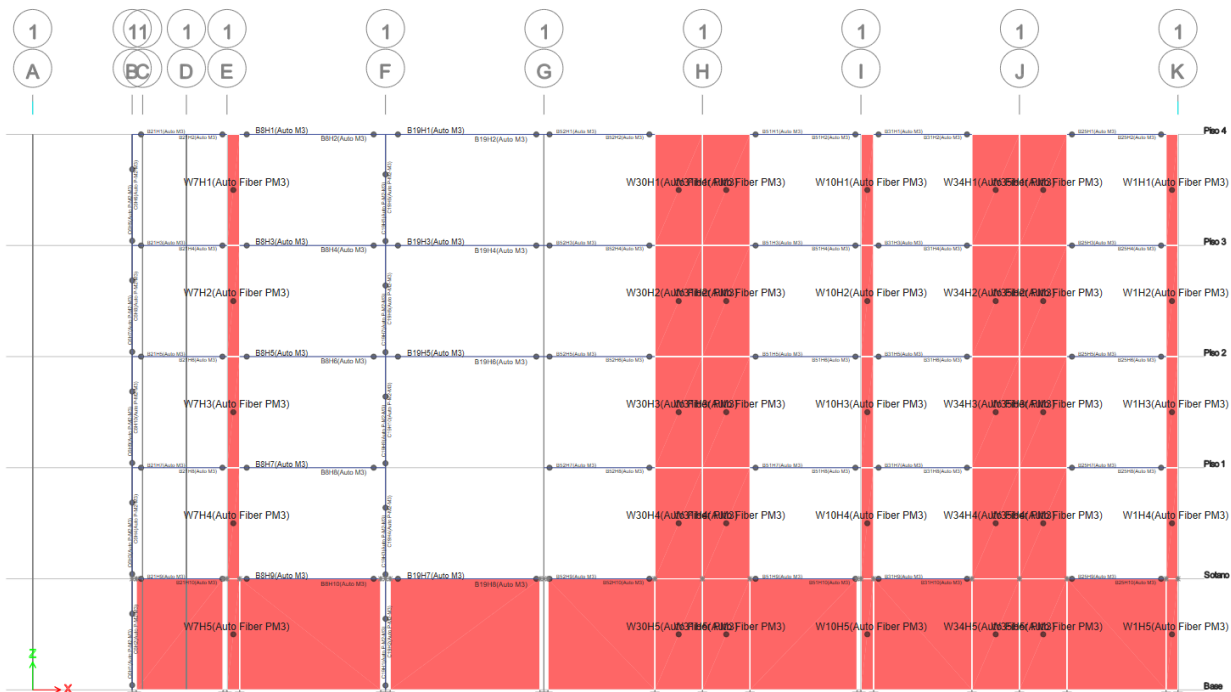
Rótulas Plásticas Vista en Planta, Para Análisis



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 90

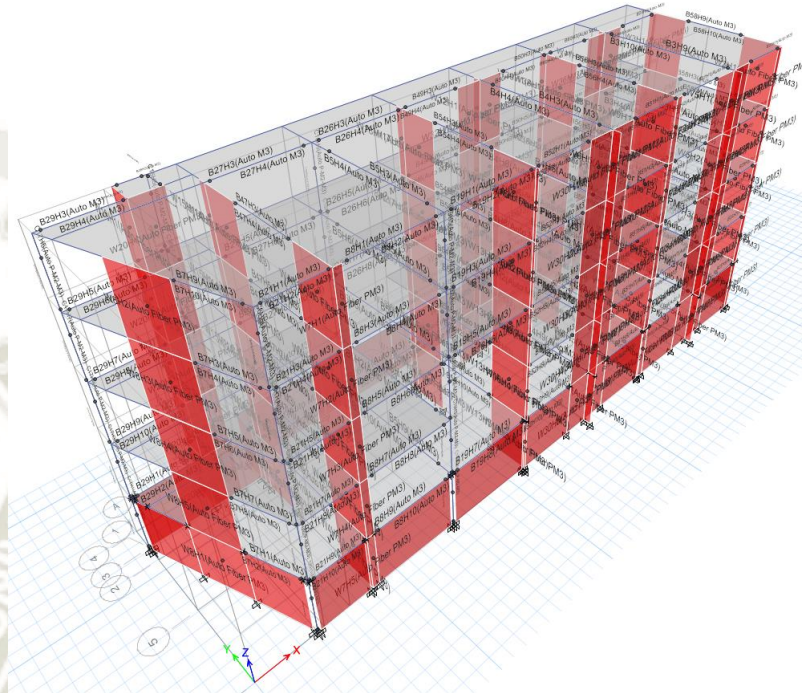
Rótulas Plásticas Vista en Elevación, Para Análisis



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 91

Rótulas Plásticas Vista en 3D, Para Analizar



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

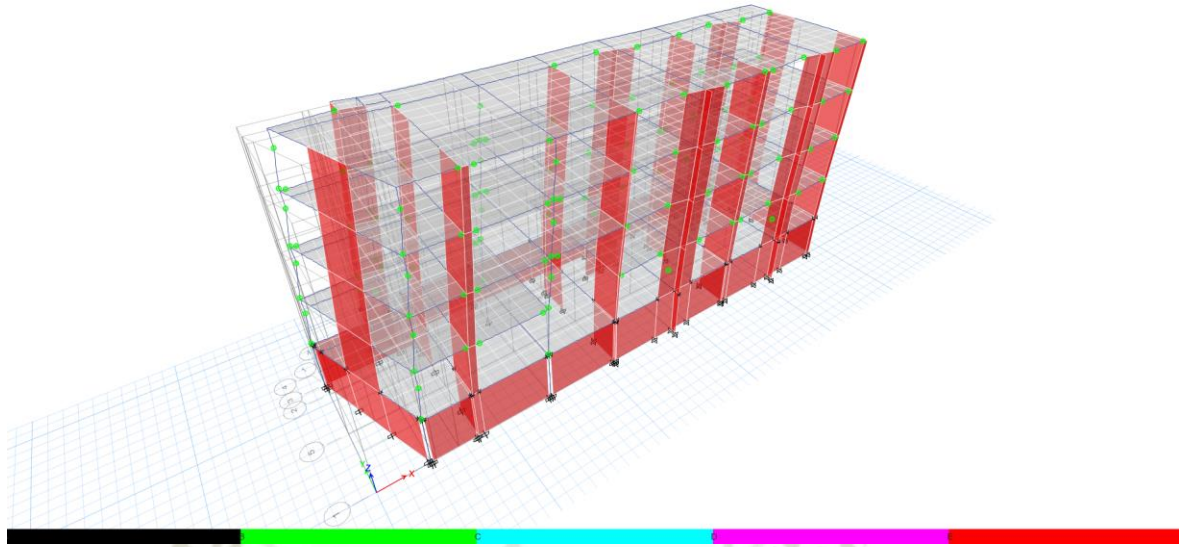
7.4 Curva de capacidad de la estructura

Una vez definidos los estados de carga no lineales, con las fuerzas laterales en el centro de masa de la estructura, se realiza la ejecución en el software del modelo estructural, el análisis no lineal tiene una demanda de disco importante y puede tardar más de lo que tarde en un análisis lineal, dependiendo de la complejidad y asignaciones en el edificio de estudio.

En las figuras 92 y 93 se muestra la obtención de rótulas plásticas mediante pasos en los elementos estructurales, realizado en el software ETABS, Los colores de las rótulas plásticas asignadas están relacionadas con los puntos de diagrama momento rotación establecidos por el ASCE 41-13.

Figura 92

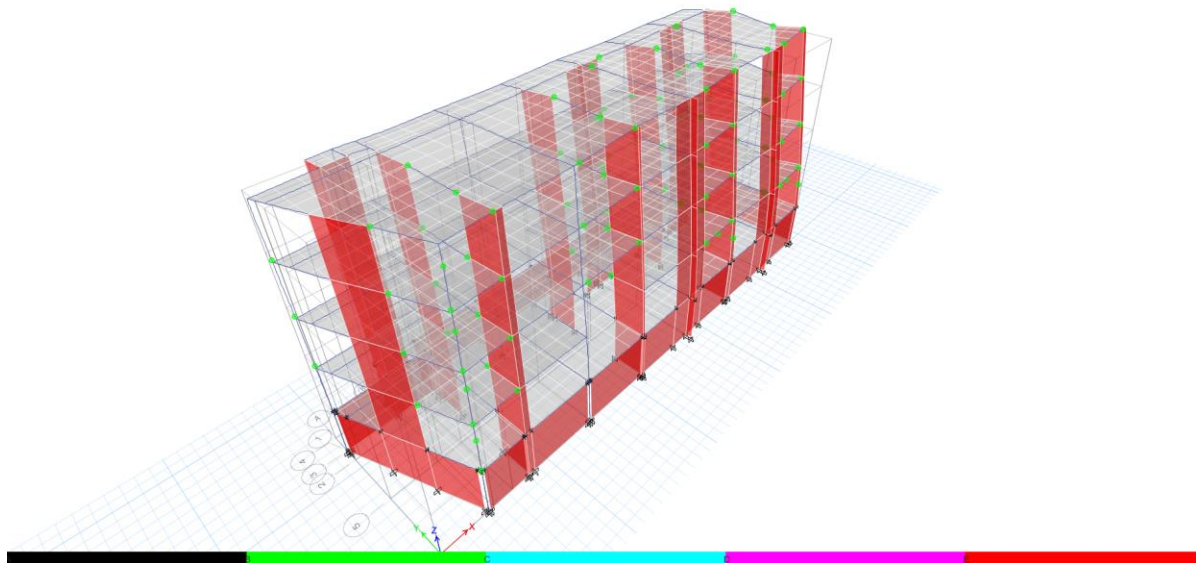
Rótulas Plásticas Generadas por el PUSHX-FZAS



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 93

Rótulas Plásticas Generadas por el PUSHY-FZAS

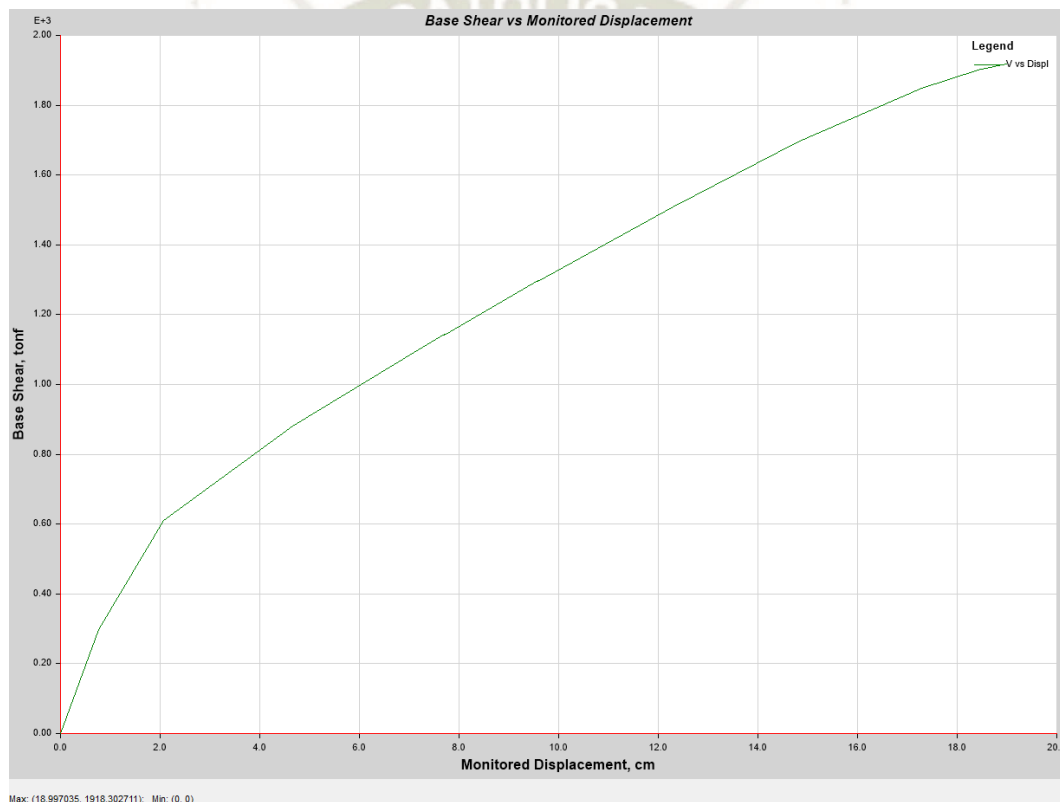


Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Finalizado el análisis logramos visualizar la curva de capacidad para cada eje, generada para los resultados ingresados, para obtener una curva simplificada y más cercana a lo real se considera un empotramiento en la base, por ende, se ignora los efectos de interacción suelo estructura.

Figura 94

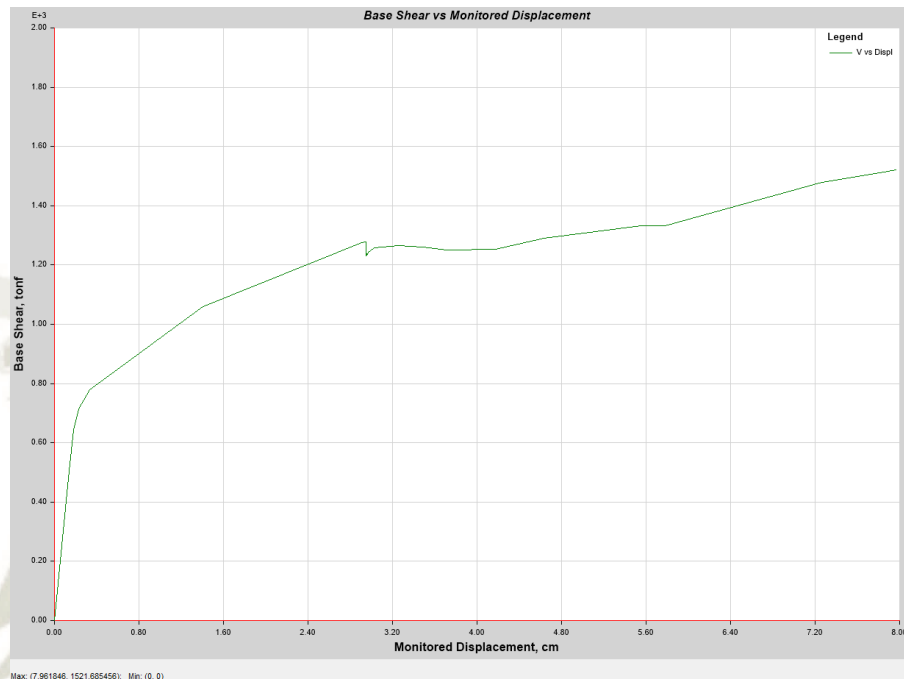
Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección X-X



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 95

Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección Y-Y



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

En el PUSHOVER se incrementan las cargas monóticamente en cada sentido hasta llevar al colapso a la estructura. El edificio en investigación alcanza su capacidad última en la dirección X cuando alcanza un desplazamiento máximo de 18.99 cm. y un cortante basal de 1918.30 tnf. En dirección Y alcanza un desplazamiento máximo de 7.96 cm. y un cortante basal de 1521.69 tnf.

Se detiene el análisis cuando la estructura alcanza el desplazamiento máximo, los cuales son valores donde la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima y colapsa, en las tablas 40 y 41 se muestran los desplazamientos, el corte que se presenta en la base por cada paso y como se van generando las 443 rotulas plásticas tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y.

Tabla 40

Base Shear vs Monitored Displacement. – (15 pasos) Dirección X-X.

Step	Monitored Displ (cm)	Base Force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	443	0	0	0	0	443	0	0	0	443
1	0.7643	298.1706	440	3	0	0	0	443	0	0	0	443
2	2.0621	609.5062	387	56	0	0	0	443	0	0	0	443
3	4.6562	881.2772	356	87	0	0	0	442	1	0	0	443
4	7.1815	1098.5245	336	107	0	0	0	430	13	0	0	443
5	7.7009	1143.5143	331	112	0	0	0	424	19	0	0	443
6	7.7014	1142.3268	331	112	0	0	0	424	19	0	0	443
7	9.5801	1296.6907	314	129	0	0	0	395	48	0	0	443
8	9.5806	1296.0607	314	129	0	0	0	395	48	0	0	443
9	12.2931	1507.9152	305	138	0	0	0	371	72	0	0	443
10	14.793	1694.0748	295	147	1	0	0	360	83	0	0	443
11	17.2929	1849.0234	283	151	9	0	0	354	82	5	2	443
12	18.4648	1903.5548	277	148	16	2	0	353	79	8	3	443
13	18.4843	1904.1541	277	148	15	3	0	353	79	8	3	443
14	18.4892	1904.1037	277	148	15	2	1	353	79	8	3	443
15	18.997	1918.3027	276	146	17	3	1	349	79	12	3	443

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41

Base Shear vs Monitored Displacement. – (26 pasos) Dirección Y-Y.

Step	Monitored Displ (cm)	Base Force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	443	0	0	0	0	443	0	0	0	443
1	0.1368	505.0718	442	1	0	0	0	443	0	0	0	443
2	0.1817	643.871	430	13	0	0	0	443	0	0	0	443
3	0.2325	713.6611	419	24	0	0	0	443	0	0	0	443
4	0.334	778.8441	402	41	0	0	0	443	0	0	0	443
5	1.4065	1060.3633	341	102	0	0	0	435	8	0	0	443
6	2.9062	1276.1546	319	122	2	0	0	410	32	1	0	443

7	2.9422	1279.0625	319	121	3	0	0	410	31	2	0	443
8	2.9427	1278.3488	319	121	3	0	0	410	30	3	0	443
9	2.948	1279.0343	319	121	3	0	0	410	30	3	0	443
10	2.9485	1230.3701	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
11	2.9529	1234.106	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
12	2.9534	1235.3051	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
13	2.9552	1237.4248	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
14	2.9557	1233.7099	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
15	2.9719	1242.9332	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
16	3.0292	1258.5067	317	123	3	0	0	408	32	3	0	443
17	3.2582	1264.9292	315	123	5	0	0	407	32	4	0	443
18	3.4872	1260.9752	311	124	8	0	0	403	32	8	0	443
19	3.7162	1250.9164	309	126	8	0	0	397	38	8	0	443
20	4.1743	1253.6847	305	130	4	4	0	383	52	8	0	443
21	4.6323	1290.3627	293	138	4	8	0	377	54	12	0	443
22	5.5484	1332.5784	281	146	8	2	6	373	54	10	6	443
23	5.7774	1333.0105	277	150	5	3	8	372	55	8	8	443
24	7.2661	1479.8409	268	147	11	5	12	351	67	14	11	443
25	7.8887	1515.9683	262	142	19	6	14	347	59	25	12	443
26	7.9618	1521.6855	262	138	23	6	14	346	58	27	12	443

Fuente: Elaboración propia.

7.5 Evaluación del desempeño sísmico

7.5.1 Acción sísmica

Para el espectro de diseño se aplica las condiciones de sitio donde se realiza la evaluación sísmica de la estructura según la norma peruana E.030, la cual se utilizó para el diseño en el análisis estático y dinámico lineal. $T_p=0.60$ segundos, $T_L=2.00$ segundos, $Z= 0.35$ (Zona 3), $U= 1.5$ (Cat. A – Universidad), $S= 1.15$ (Suelo intermedio).

Se realizará una conversión del sismo según los criterios del FEMA 440, dicho espectro debe ser constituido sin ningún tipo de reducción por el factor (R) y la familia de los otros espectros se construirá a partir de este primer espectro de diseño.

- Sismo de Servicio (SS):

Nivel del movimiento del terreno con 50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, período de retorno: $T= 75$ años.

Se considera como un sismo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura.

- Sismo de Diseño (SD):

Nivel del movimiento del terreno con 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, período de retorno: $T= 475$ años.

Representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y se considera que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura.

- Sismo Máximo (SM):

Nivel del movimiento del terreno con 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, período de retorno: $T= 475$ años.

Representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y se considera que puede ocurrir al menos durante la vida de la estructura.

Según el ATC-40 resume lo antes mencionado en tres sismos, un sismo de servicio (SS) un sismo de diseño (SD) y un sismo máximo (SM), el Sismo de servicio es $0.5(SD)$ y el Sismo máximo es $1.25(SD)$.

Tabla 42

Sismo de diseño convertido según criterios FEMA 440.

Sismo de diseño							
T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)
0	1.509375	1.3	0.696635	2.6	0.267936	3.9	0.119083
0.1	1.509375	1.4	0.646875	2.7	0.248457	4	0.113203
0.2	1.509375	1.5	0.60375	2.8	0.231027	4.1	0.107748
0.3	1.509375	1.6	0.566016	2.9	0.215369	4.2	0.102679
0.4	1.509375	1.7	0.532721	3	0.20125	4.3	0.097958
0.5	1.509375	1.8	0.503125	3.1	0.188476	4.4	0.093556
0.6	1.509375	1.9	0.476645	3.2	0.17688	4.5	0.089444
0.7	1.29375	2	0.452813	3.3	0.166322	4.6	0.085598
0.8	1.132031	2.1	0.410714	3.4	0.156683	4.7	0.081994
0.9	1.00625	2.2	0.374225	3.5	0.147857	4.8	0.078613
1	0.905625	2.3	0.342391	3.6	0.139757	4.9	0.075437
1.1	0.823295	2.4	0.314453	3.7	0.132305	5	0.07245
1.2	0.754688	2.5	0.2898	3.8	0.125433		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43

*Sismo de servicio 0.5*SD.*

Sismo de Servicio							
T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)
0	0.679219	1.3	0.313486	2.6	0.120571	3.9	0.053587
0.1	0.679219	1.4	0.291094	2.7	0.111806	4	0.050941
0.2	0.679219	1.5	0.271688	2.8	0.103962	4.1	0.048487
0.3	0.679219	1.6	0.254707	2.9	0.096916	4.2	0.046205
0.4	0.679219	1.7	0.239724	3	0.090563	4.3	0.044081
0.5	0.679219	1.8	0.226406	3.1	0.084814	4.4	0.0421
0.6	0.679219	1.9	0.21449	3.2	0.079596	4.5	0.04025
0.7	0.582188	2	0.203766	3.3	0.074845	4.6	0.038519
0.8	0.509414	2.1	0.184821	3.4	0.070507	4.7	0.036897
0.9	0.452813	2.2	0.168401	3.5	0.066536	4.8	0.035376

1	0.407531	2.3	0.154076	3.6	0.062891	4.9	0.033947
1.1	0.370483	2.4	0.141504	3.7	0.059537	5	0.032603
1.2	0.339609	2.5	0.13041	3.8	0.056445		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44

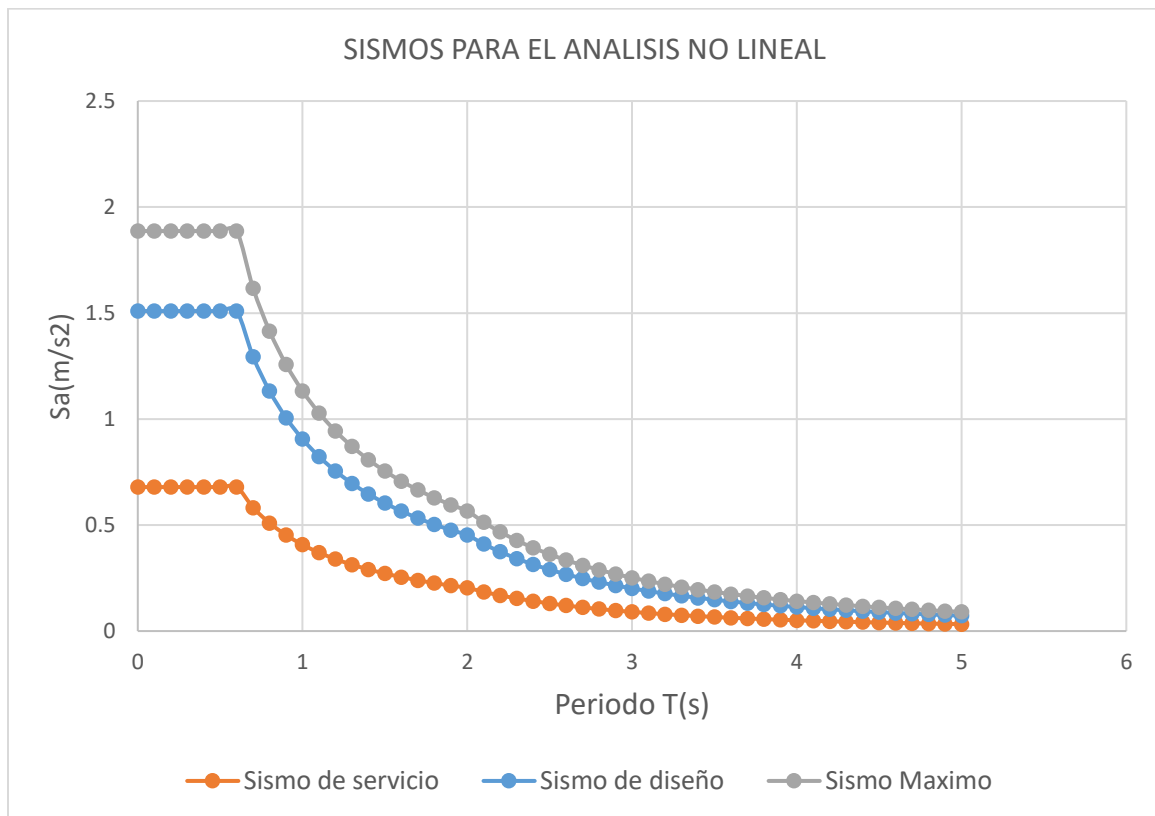
*Sismo Máximo 1.25*SD*

Sismo de Máximo							
T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)	T(s)	Sa (m/s ²)
0	1.886719	1.3	0.870793	2.6	0.33492	3.9	0.148854
0.1	1.886719	1.4	0.808594	2.7	0.310571	4	0.141504
0.2	1.886719	1.5	0.754688	2.8	0.288783	4.1	0.134685
0.3	1.886719	1.6	0.70752	2.9	0.269211	4.2	0.128348
0.4	1.886719	1.7	0.665901	3	0.251563	4.3	0.122448
0.5	1.886719	1.8	0.628906	3.1	0.235594	4.4	0.116945
0.6	1.886719	1.9	0.595806	3.2	0.2211	4.5	0.111806
0.7	1.617188	2	0.566016	3.3	0.207903	4.6	0.106997
0.8	1.415039	2.1	0.513393	3.4	0.195853	4.7	0.102493
0.9	1.257813	2.2	0.467782	3.5	0.184821	4.8	0.098267
1	1.132031	2.3	0.427989	3.6	0.174696	4.9	0.094297
1.1	1.029119	2.4	0.393066	3.7	0.165381	5	0.090563
1.2	0.943359	2.5	0.36225	3.8	0.156791		

Fuente: Elaboración propia

Figura 96

Espectros para sismos de Servicio, Diseño y Máximo esperados en las direcciones X-Y



Fuente: Elaboración propia.

Una vez definidos los espectros de pseudoaceleración por nivel de sismo, convertimos a formato ADRS, dicho desplazamiento espectral es hallado con la expresión siguiente:

Ecuación 18: Para la conversión a formato ADRS

$$S_{ai} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g$$

Tabla 45

Desplazamiento Espectral para Cada Nivel de Sismo

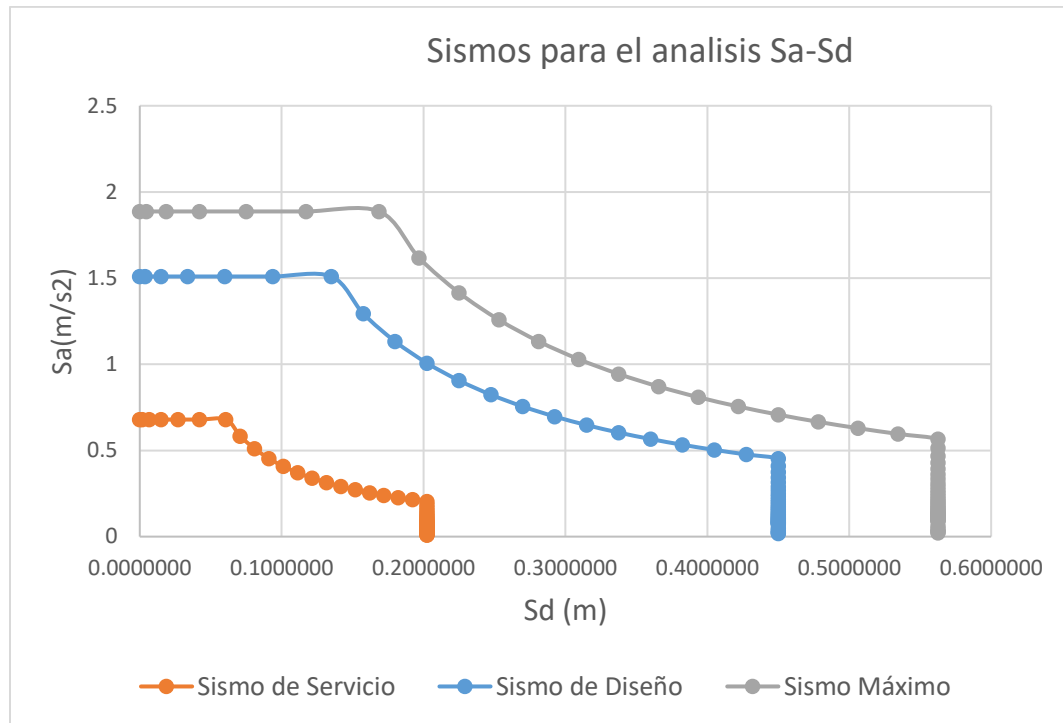
T (S)	Servicio Sd (m)	Diseño Sd (m)	Máximo Sd (m)
0	0.0000000	0.0000000	0.0000000
0.1	0.0016878	0.0037506	0.0046883
0.2	0.0067512	0.0150026	0.0187532
0.3	0.0151901	0.0337558	0.0421948
0.4	0.0270047	0.0600104	0.0750130
0.5	0.0421948	0.0937662	0.1172078
0.6	0.0607605	0.1350234	0.1687792
0.7	0.0708873	0.1575273	0.1969091
0.8	0.0810140	0.1800312	0.2250389
0.9	0.0911408	0.2025350	0.2531688
1	0.1012675	0.2250389	0.2812987
1.1	0.1113943	0.2475428	0.3094285
1.2	0.1215210	0.2700467	0.3375584
1.3	0.1316478	0.2925506	0.3656883
1.4	0.1417745	0.3150545	0.3938181
1.5	0.1519013	0.3375584	0.4219480
1.6	0.1620280	0.3600623	0.4500779
1.7	0.1721548	0.3825662	0.4782077
1.8	0.1822815	0.4050701	0.5063376
1.9	0.1924083	0.4275740	0.5344675
2	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.1	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.2	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.3	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.4	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.5	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.6	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.7	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.8	0.2025350	0.4500779	0.5625973
2.9	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3	0.2025350	0.4500779	0.5625973

3.1	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.2	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.3	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.4	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.5	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.6	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.7	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.8	0.2025350	0.4500779	0.5625973
3.9	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.1	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.2	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.3	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.4	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.5	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.6	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.7	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.8	0.2025350	0.45007788	0.5625973
4.9	0.2025350	0.45007788	0.5625973
5	0.2025350	0.45007788	0.5625973
6	0.2025350	0.45007788	0.5625973
7	0.2025350	0.45007788	0.5625973
8	0.2025350	0.45007788	0.5625973
9	0.2025350	0.45007788	0.5625973
10	0.2025350	0.45007788	0.5625973

Fuente: Elaboración propia

Figura 97

Espectros para Sismos de Servicio, Diseño y Máximo formato ADRS, direcciones X-Y



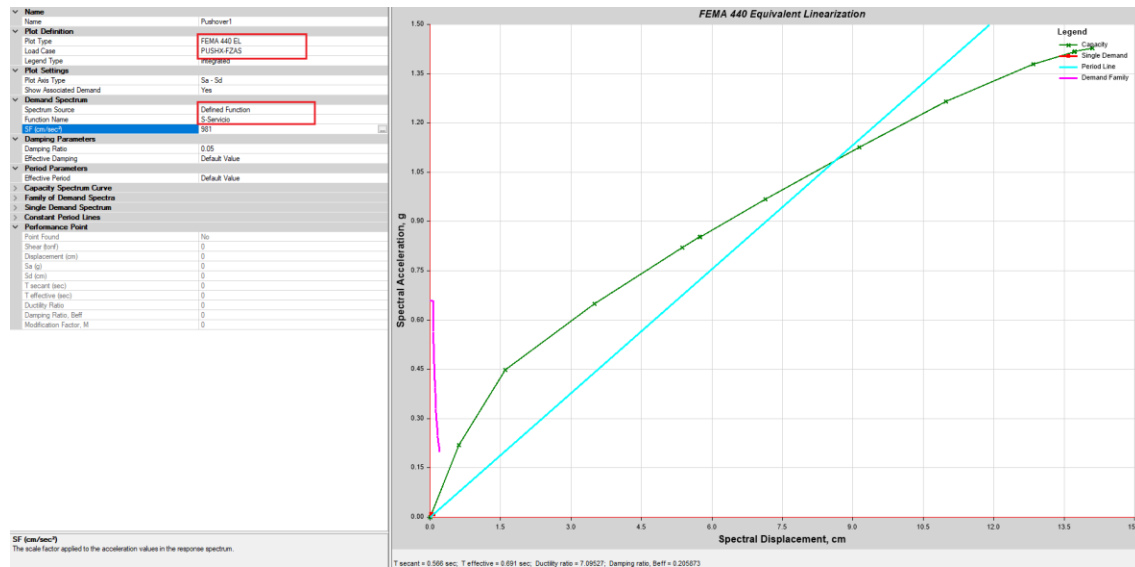
Fuente: Elaboración propia

7.6 Punto de desempeño según FEMA 440 método espectro de capacidad

Según el FEMA 440 el punto de desempeño de la estructura en estudio se encuentra en la superposición del espectro de capacidad y el espectro sísmico de respuesta en formato ADRS, El software ETABS realiza este trabajo de manera automática, y brinda las respuestas en forma ordenada y comprensible, como se muestran en las figuras 98 a 103.

Figura 98

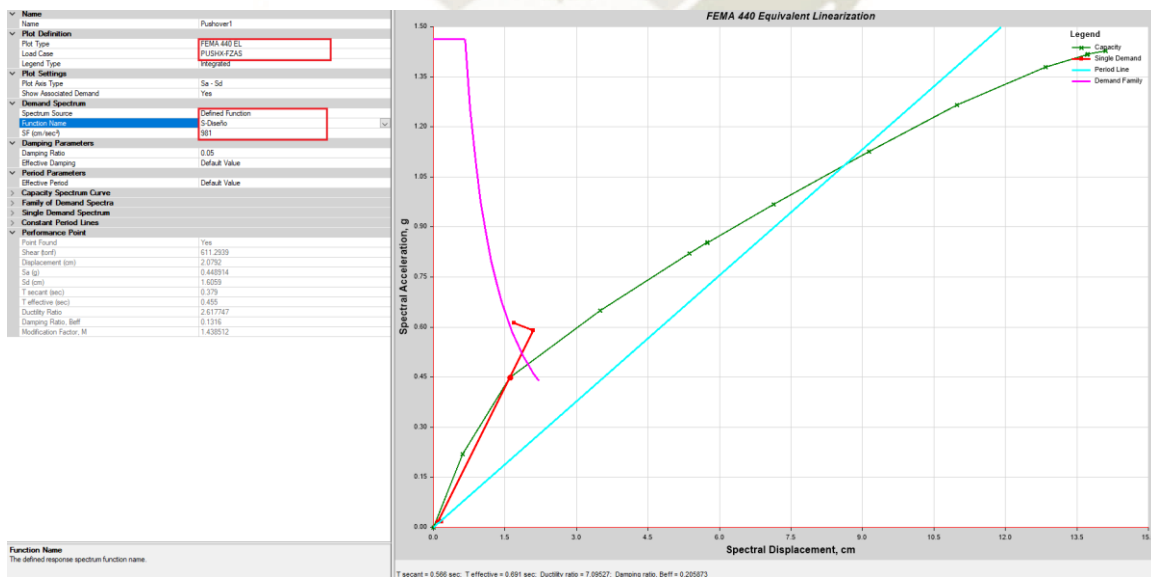
Punto de Desempeño, para sismo de Servicio, Dirección X-X Según FEMA440, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 99

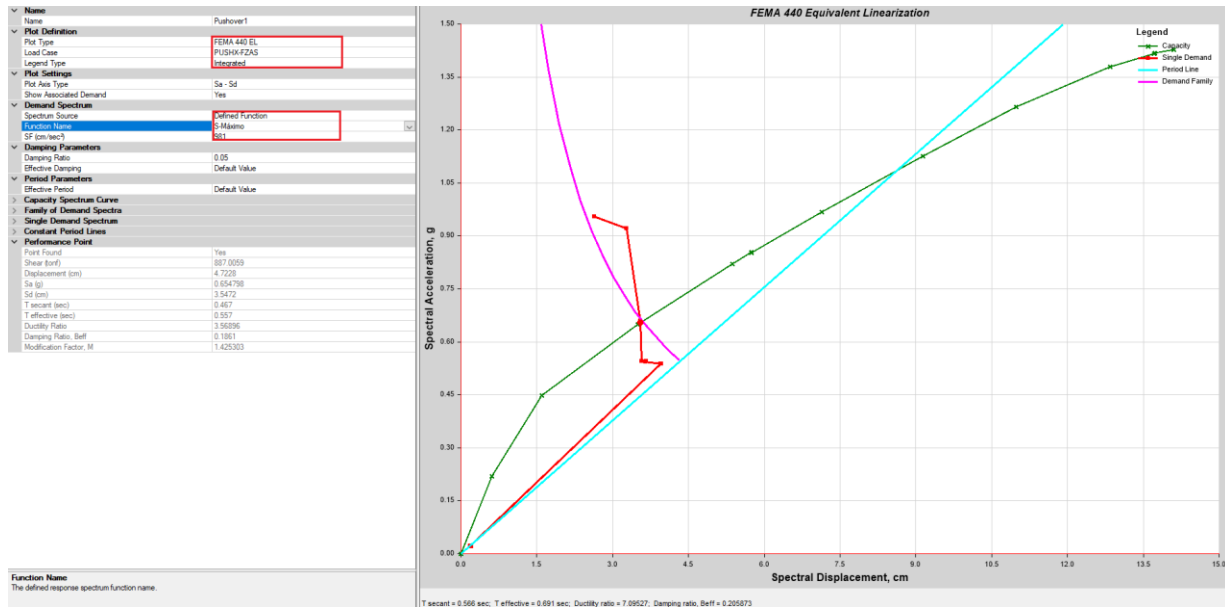
Punto de Desempeño, para Sismo de Diseño, Dirección X-X Según FEMA440, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 100

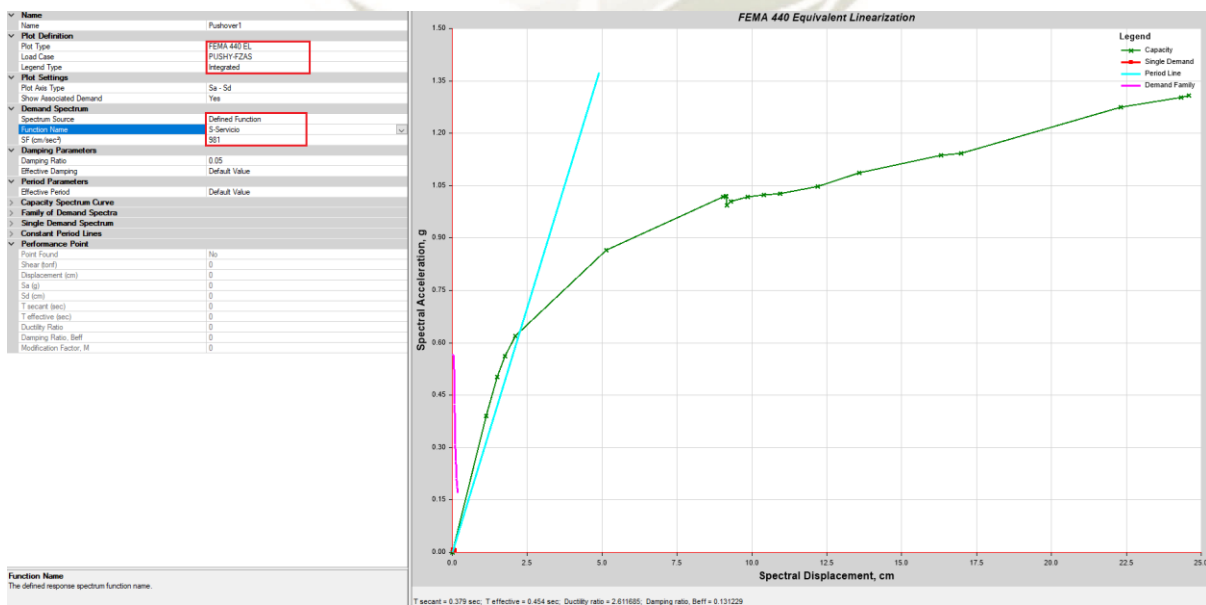
Punto de Desempeño, para sismo Máximo, Dirección X-X Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 101

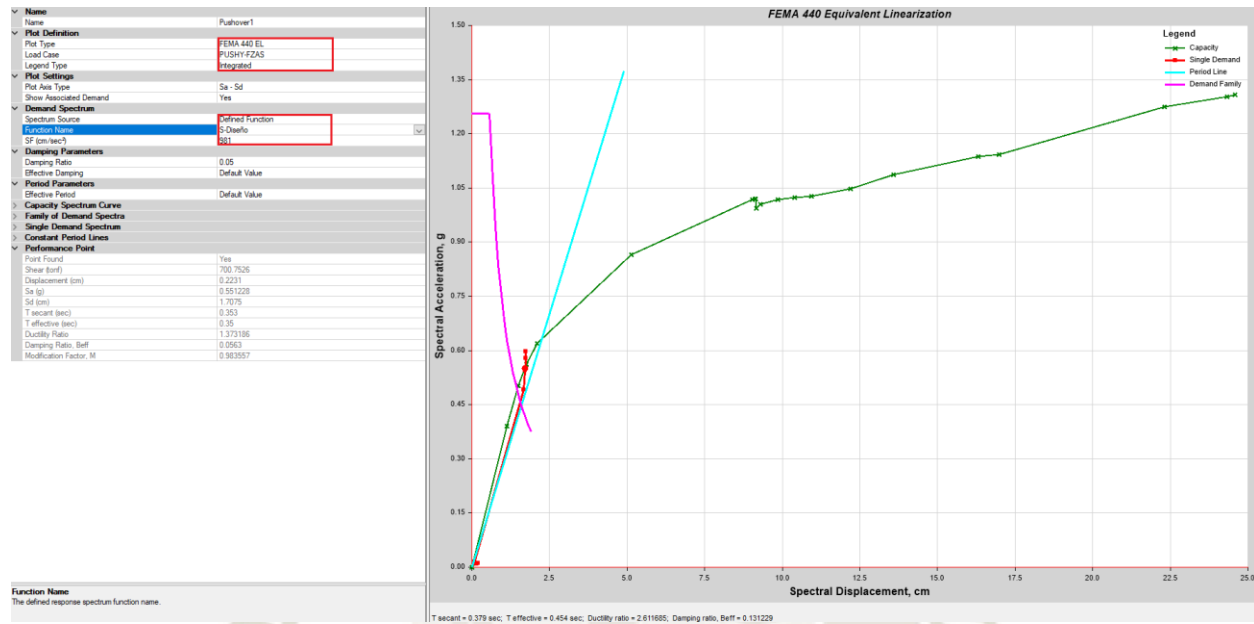
Punto de Desempeño para Sismo de Servicio, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 102

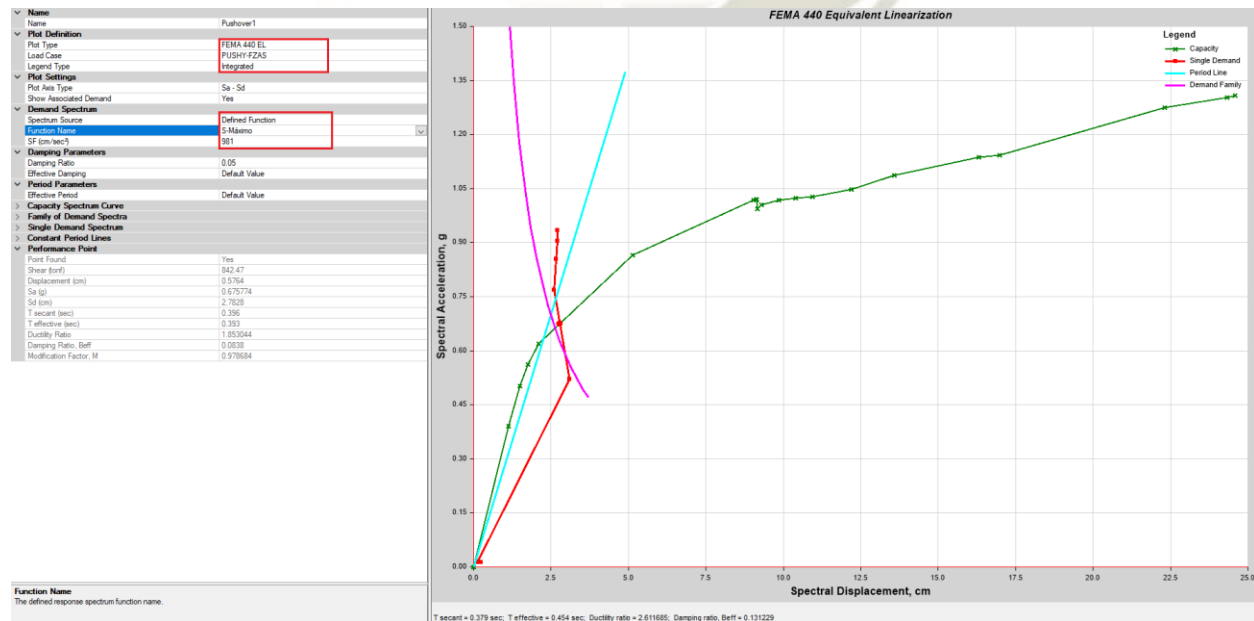
Punto de Desempeño, para sismo de Diseño, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 103

Punto de Desempeño, para Sismo Máximo, Dirección Y-Y Según FEMA 440, software ETABS V19.0.0



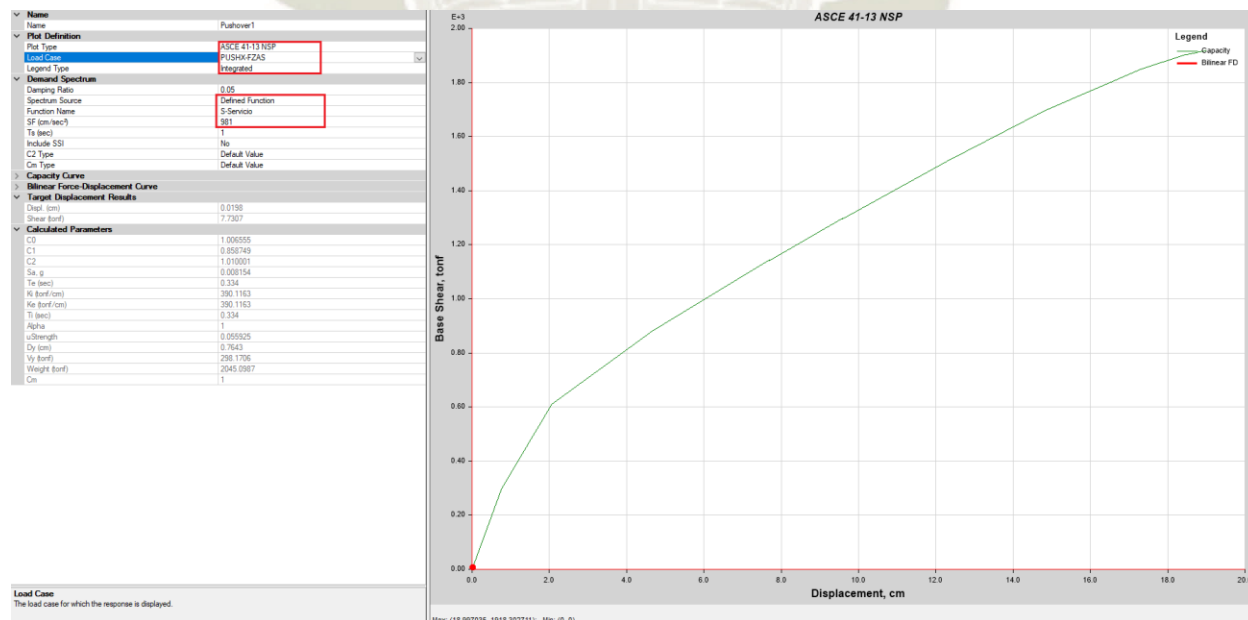
Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

7.7 Punto de desempeño según ASCE 41-13 Método de los Coeficientes de Desplazamiento

Según el ASCE 41-13, en el Método de los Coeficientes de Desplazamiento el cual establece básicamente el procedimiento mejorado propuesto por el FEMA 440, se basa en el análisis estadístico de los resultados de análisis tiempo-historia realizados en modelos de un grado de libertad de distintas tipologías. La demanda de desplazamiento calculada mediante el Método de los Coeficientes de Desplazamiento es llamada el desplazamiento objetivo, el software ETABS realiza estos cálculos de manera automática, y brinda las respuestas en forma ordenada y comprensible, como se muestra en la figuras 104 a 109.

Figura 104

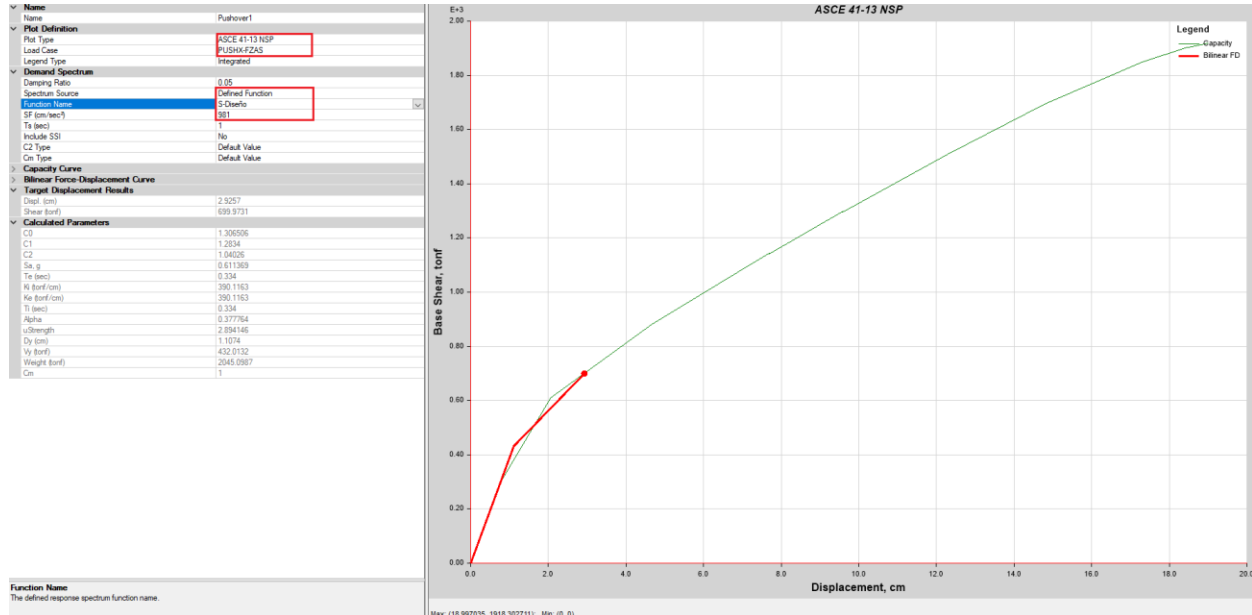
Punto de Desempeño, para sismo de Servicio, Dirección X-X Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 105

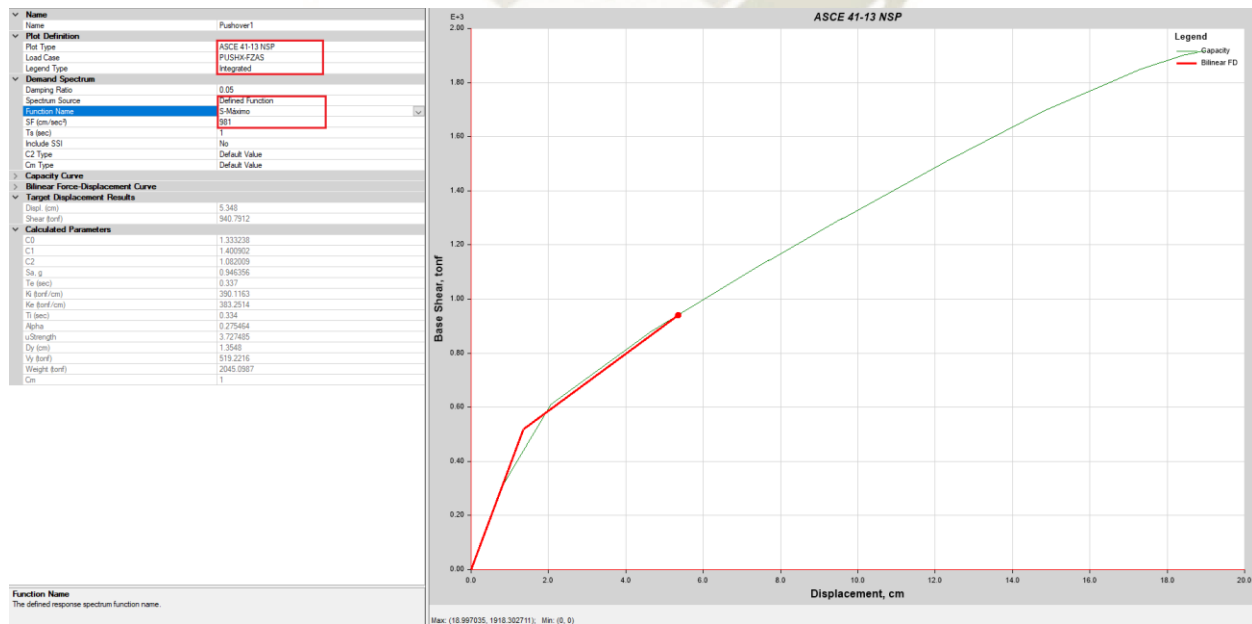
Punto de Desempeño, para sismo de Diseño, Dirección X-X Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 106

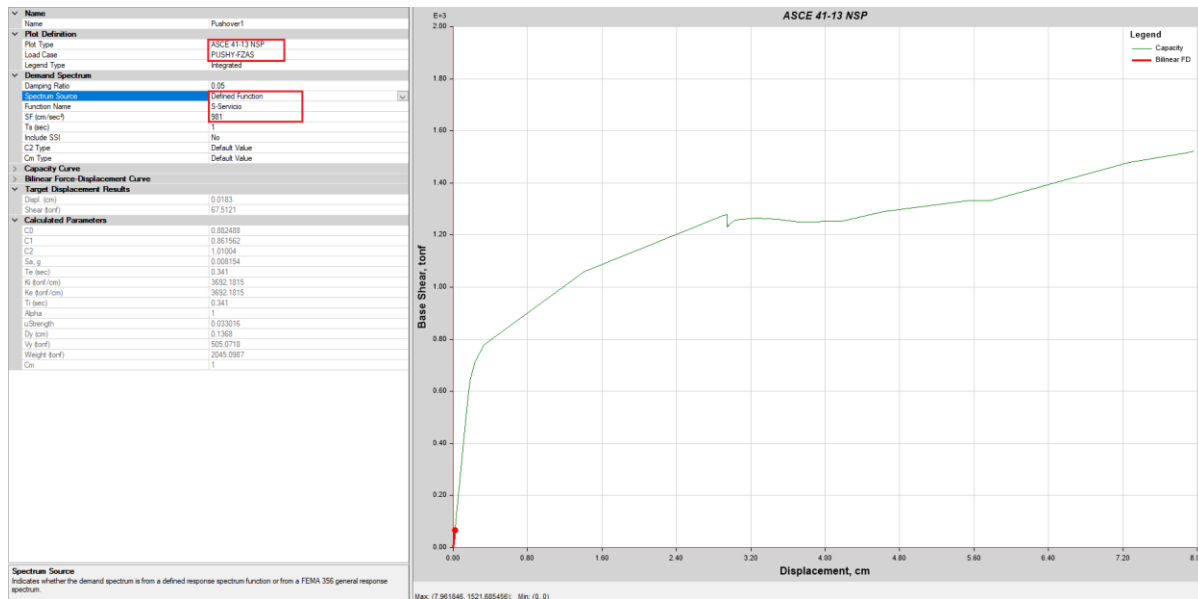
Punto de Desempeño, para Sismo Máximo, Dirección X-X Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 107

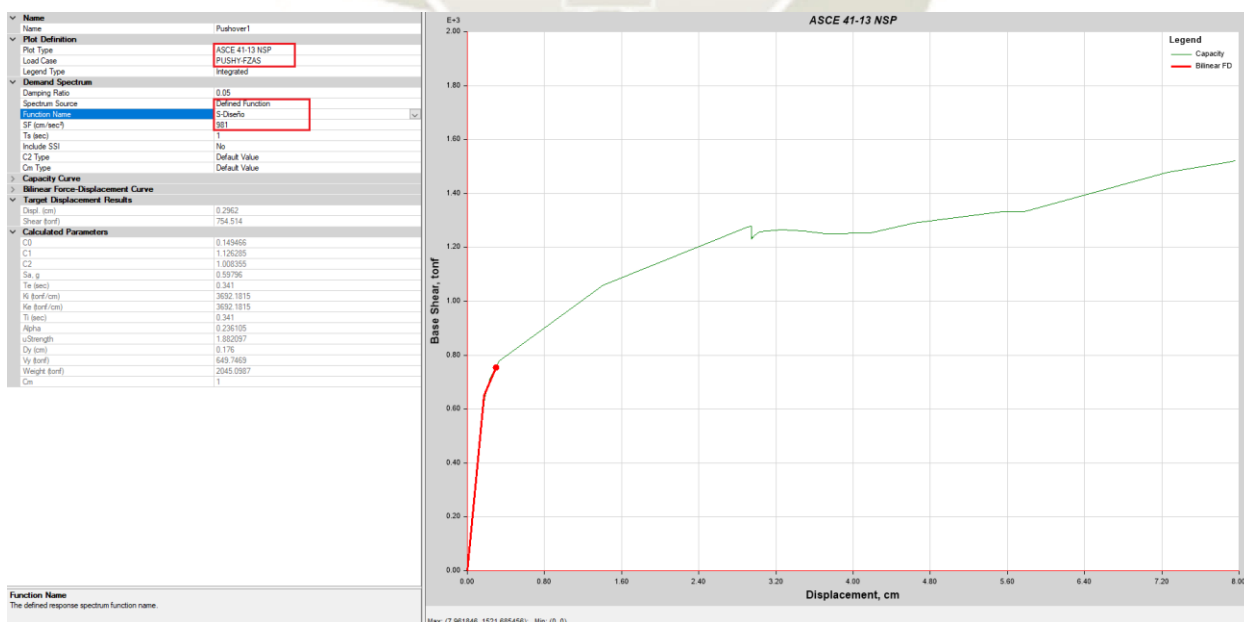
Punto de Desempeño para Sismo de Servicio, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 108

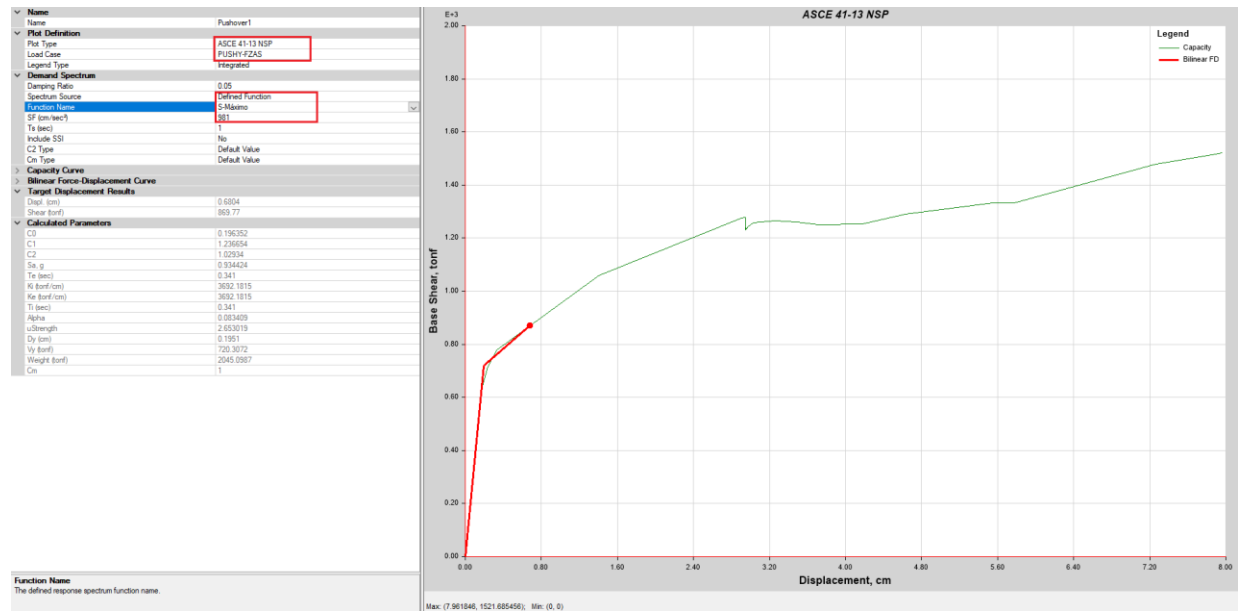
Punto de Desempeño, para Sismo de Diseño, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Figura 109

Punto de Desempeño, Para Sismo Máximo, Dirección Y-Y Según ASCE 41-13, software ETABS V19.0.0



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

7.8 Comparación de resultados punto de desempeño sísmico Método espectro Capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

En la tabla 46 se resumen los resultados para cada nivel de amenaza sísmica con el Método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento en la dirección X-X y en la dirección Y-Y realizados en el programa ETABS en las figuras anteriormente mostradas (figura 97-108).

Tabla 46

Punto de Desempeño Según FEMA 440 y ASCE 41-13.

Dirección	Nivel de Sismo	Punto de Desempeño M. Espectro de Capacidad		Punto de Desempeño M. Coeficientes de Desplazamiento		Diferencia Porcentual	
		Desp. (cm)	V (tnf)	Desp. (cm)	V (tnf)	Des. (%)	V. (%)
X-X	S. Servicio	0.000	0.000	0.020	7.731	100 %	100%
	S. Diseño	2.079	611.294	2.926	699.973	29 %	13 %
	S. Máximo	4.723	887.006	5.348	940.791	12 %	6 %
Y-Y	S. Servicio	0.000	0.000	0.018	67.512	100 %	100 %
	S. Diseño	0.223	700.753	0.296	754.514	25 %	7 %
	S. Máximo	0.576	842.470	0.680	869.770	15 %	3 %
Promedio						20.15 %	5.73%

Como se observa el punto de desempeño para un sismo de servicio en el método de espectro capacidad es despreciable puesto que no se encuentra una superposición entre el espectro de capacidad y el espectro sísmico, y brinda como resultado un punto de desempeño con desplazamiento 0.00 y cortante 0.00. Para el Método de los Coeficientes de Desplazamiento el punto de desempeño para un sismo de servicio si es considerado y da un resultado mínimo de desplazamiento de 0.020 cm y cortante de 7.731 tnf en la dirección X-X y un desplazamiento de 0.018 cm. y cortante de 67.512 tnf para la dirección Y-Y.

El punto de desempeño para un sismo de diseño en el método de espectro capacidad tiene un desplazamiento de 2.079 cm. y una cortante de 611.294 tnf en la dirección X-X, un desplazamiento de 0.223 cm. y cortante 700.753 tnf en la dirección Y-Y. Para el Método de los

Coefficientes de Desplazamiento el punto de desempeño para un sismo de diseño da un resultado de desplazamiento de 2.926 cm. y cortante de 699.973 tnf. en la dirección X-X y un desplazamiento de 0.296 cm. y cortante de 754.514 tnf. para la dirección Y-Y. El Método de los Coeficientes de Desplazamiento es mayor con una diferencia de 29% en el desplazamiento y 13% en la cortante en la dirección X-X y una diferencia del 25% en el desplazamiento y 7% en la cortante en la dirección Y-Y.

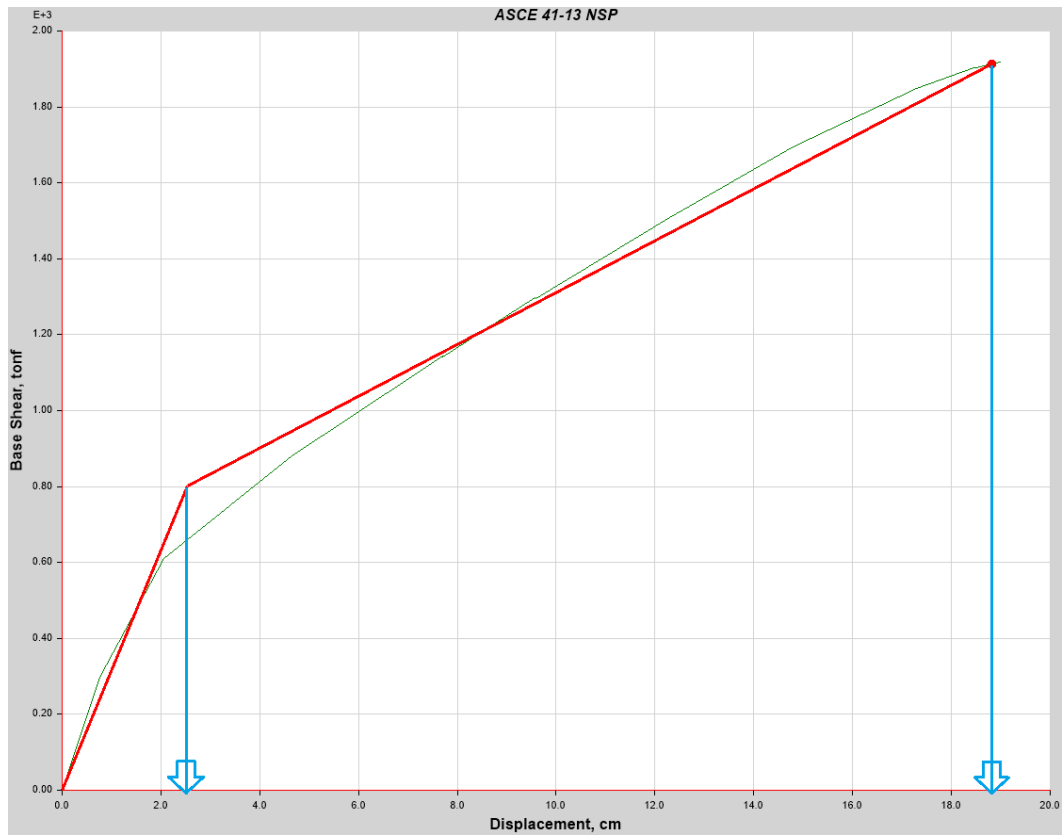
El punto de desempeño para un sismo Máximo en el método de espectro capacidad tiene un desplazamiento de 4.723 cm. y una cortante de 887.006 tnf en la dirección X-X, un desplazamiento de 0.576 cm. y cortante de 842.470 tnf. en la dirección Y-Y. Para el Método de los Coeficientes de Desplazamiento el punto de desempeño para un sismo de diseño da un resultado de desplazamiento de 5.348 cm. y cortante de 940.791 tnf. en la dirección X-X y un desplazamiento de 0.680 cm. y cortante de 869.770 tnf. para la dirección Y-Y. El Método de los Coeficientes de Desplazamiento es mayor con una diferencia de 12 % en el desplazamiento y 6 % en la cortante en la dirección X-X y una diferencia del 15% en el desplazamiento y 3% en la cortante en la dirección Y-Y.

7.9 Nivel de ductilidad

La relación de ductilidad la obtendremos de la curva de capacidad con el Método de los Coeficientes de Desplazamiento de un modelo bilineal ajustando los valores de la gravedad para un sismo de diseño llegando al punto último y el punto cedente de la curva en la dirección X-X un valor de gravedad de 3950 cm/seg² que da un desplazamiento último de 18.99 cm y una cortante máximo de 1913.80 tnf. Y ajustando los valores de la gravedad a 5450 cm/s² en la dirección Y-Y da un desplazamiento último de 7.94 cm y una cortante máximo de 1519.6 tnf. Como se muestra en la figura 110 y 111.

Figura 110

Desplazamiento Cedente y Desplazamiento Último X-X



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

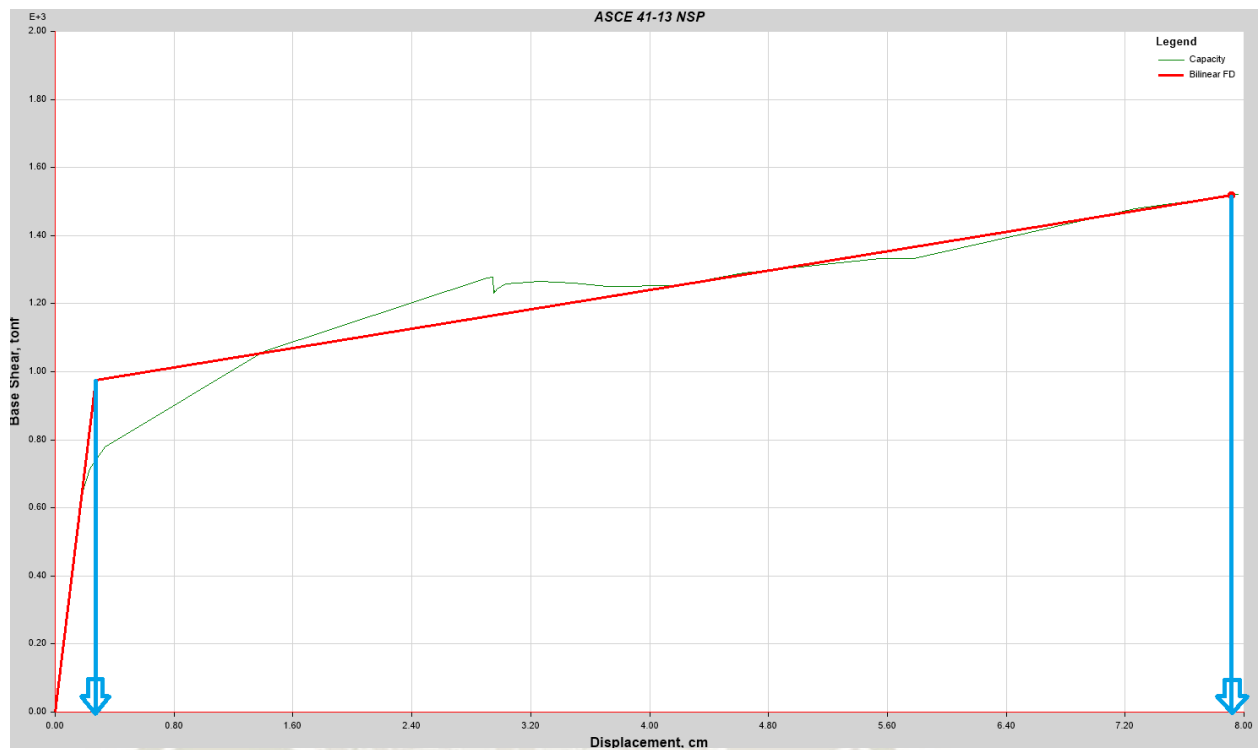
Desplazamiento cedente: 2.53 cm

Desplazamiento último: 18.99 cm

Ductilidad: 7.51

Figura 111

Desplazamiento Cedente y Desplazamiento Último Y-Y



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Desplazamiento cedente: 0.27 cm

Desplazamiento último: 7.92 cm

Ductilidad: 29.33

La ductilidad para la dirección X-X es de 7.51 y la ductilidad para la dirección Y-Y es de 29.33, donde se puede apreciar que el rango de ductilidad es mayor en el eje Y-Y, en la tabla 13 de la presente tesis de investigación que se basa en la tabla 10-6 del ASCE 41-13 donde se puede encontrar la clasificación de la demanda de ductilidad en el eje X-X que se encuentra es mayor a 4 y se clasifica como alta demanda de ductilidad, en la dirección Y-Y se encuentra como mayor a 4 y se clasifica como alta demanda de ductilidad.

7.10 Nivel de desempeño sísmico

El nivel de desempeño sísmico en la presente tesis de investigación se medirá con dos métodos propuestos por el ATC-40 y Visión 2000, para un sismo de diseño, sismo máximo y una cortante máxima permitido por la curva capacidad para el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento como podemos observar en la siguiente tabla, la cual está basada en las tablas 2 y 3 del capítulo IV.

Tabla 47

Nivel de Desempeño para el Método Espectro Capacidad

EJE	Nivel de Sismo	Método de Espectro Capacidad		Clasificación ATC-40	Clasificación SEAOC Visión 2000
		Desp. (cm)	Deriva		
X-X	S. Diseño	2.079	0.001	O. Inmediata	T. Operacional
	S. Máximo	4.723	0.003	O. Inmediata	Operacional
	M. Cortante	14.110	0.010	O. Inmediata	Seguridad
Y-Y	S. Diseño	0.223	0.0002	O. Inmediata	T. Operacional
	S. Máximo	0.576	0.0004	O. Inmediata	T. Operacional
	M. Cortante	24.598	0.018	Seguridad	Cercano al colapso

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la tabla 47 Vision 2000 es más específico en su clasificación de desempeño sísmico, para el método de espectro capacidad en un sismo de diseño con un

desplazamiento de 2.079 cm. una deriva de 0.001 Vision 2000 lo clasifica como totalmente operacional tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y.

Para un sismo máximo aplicado al eje X-X con un desplazamiento 4.723 cm. una deriva de 0.003, Vision 2000 lo clasifica como operacional y para el eje Y-Y con un desplazamiento de 0.576 cm. y una deriva de 0.0004 Vision 2000 lo clasifica como totalmente operacional.

Para un desplazamiento máximo permitido en el eje X-X de 14.110 cm. una deriva de 0.01, Vision 2000 lo clasifica como Seguridad y para el eje Y-Y con un desplazamiento de 24.598 cm. y una deriva de 0.018 Vision 2000 lo clasifica como cercano al colapso.

Tabla 48

Nivel de Desempeño para el Método de los Coeficientes de Desplazamiento

EJE	Nivel de Sismo	Método de los Coeficientes de Desplazamiento		Clasificación ATC-40	Clasificación SEAOC Visión 2000
		Desp. (cm)	Deriva		
X-X	S. Diseño	2.926	0.002	O. Inmediata	T. Operacional
	S. Máximo	5.348	0.004	O. Inmediata	Operacional
	D. Cortante	18.997	0.014	Seguridad	Seguridad
Y-Y	S. Diseño	0.296	0.0002	O. Inmediata	T. Operacional
	S. Máximo	0.680	0.0005	O. Inmediata	T. Operacional
	D. Máximo	7.962	0.006	O. Inmediata	Seguridad

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla 48 Vision 2000 es más específico en su clasificación de desempeño sísmico, para el Método de los Coeficientes de Desplazamiento en un sismo de diseño con un desplazamiento de 2.926 cm. una deriva de 0.002 Vision 2000 lo clasifica como totalmente operacional tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y.

Para un sismo máximo aplicado al eje X-X con un desplazamiento 5.348 cm. una deriva de 0.004, Vision 2000 lo clasifica como operacional y para el eje Y-Y con un desplazamiento de 0.680 cm. y una deriva de 0.0005 Vision 2000 lo clasifica como totalmente operacional.

Para un desplazamiento máximo permitido en el eje X-X de 18.997 cm. una deriva de 0.014, Vision 2000 lo clasifica como Seguridad y para el eje Y-Y con un desplazamiento de 7.962 cm. y una deriva de 0.006 Vision 2000 lo clasifica como Seguridad.

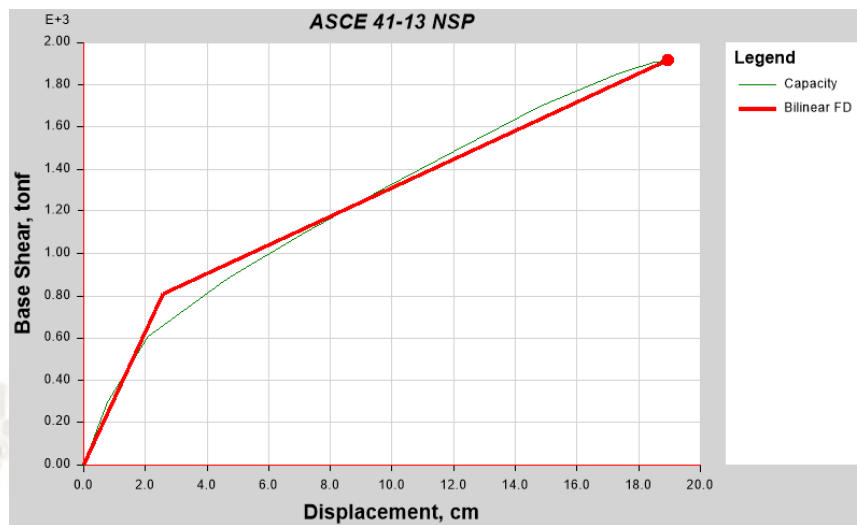
El punto desplazamiento máximo alcanzado por la estructura antes del colapso en el Método de los Coeficientes de Desplazamiento como podemos observar en las figuras 112 y 113 están dados por valores de gravedad ajustados en el ETABS para el eje X-X de 3950 cm/seg² y para el eje Y-Y de 5450 cm/seg², valores que nos dan un punto de desempeño máximo.

Desplazamiento X – X: 18.95 cm

Cortante X – X: 1916.99 tnf

Figura 112

Desplazamiento máximo, Método de los Coeficientes de Desplazamiento dirección X-X



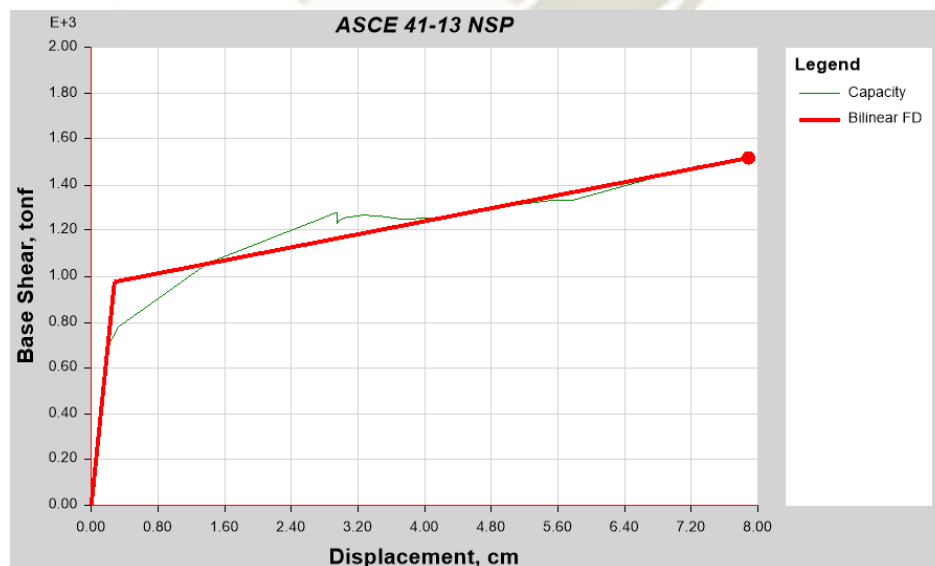
Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Desplazamiento Y – Y: 7.88 cm

Cortante Y – Y: 1515.57 tnf

Figura 113

Desplazamiento máximo, Método de los Coeficientes de Desplazamiento dirección Y-Y



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

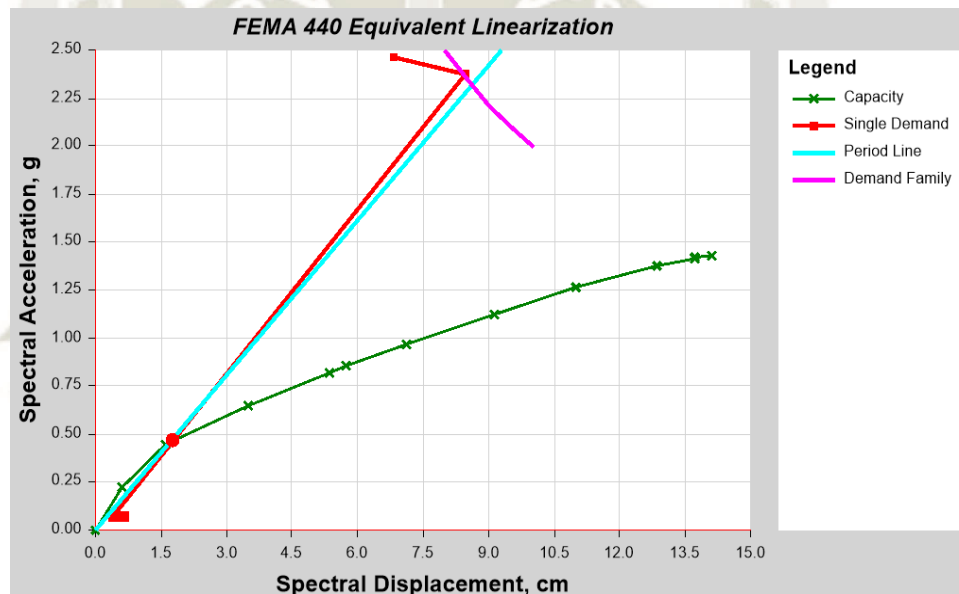
Para el método de espectro capacidad se utilizará el mismo valor de gravedad con el fin de comparar los resultados dados en el desplazamiento máximo que generan estos valores como se puede observar en las figuras 114 y 115 los valores del punto de desempeño son:

Desplazamiento X – X: 2.2939 cm

Cortante X – X: 633.79 tnf

Figura 114

Desplazamiento Máximo, Método del Espectro Capacidad Dirección X-X



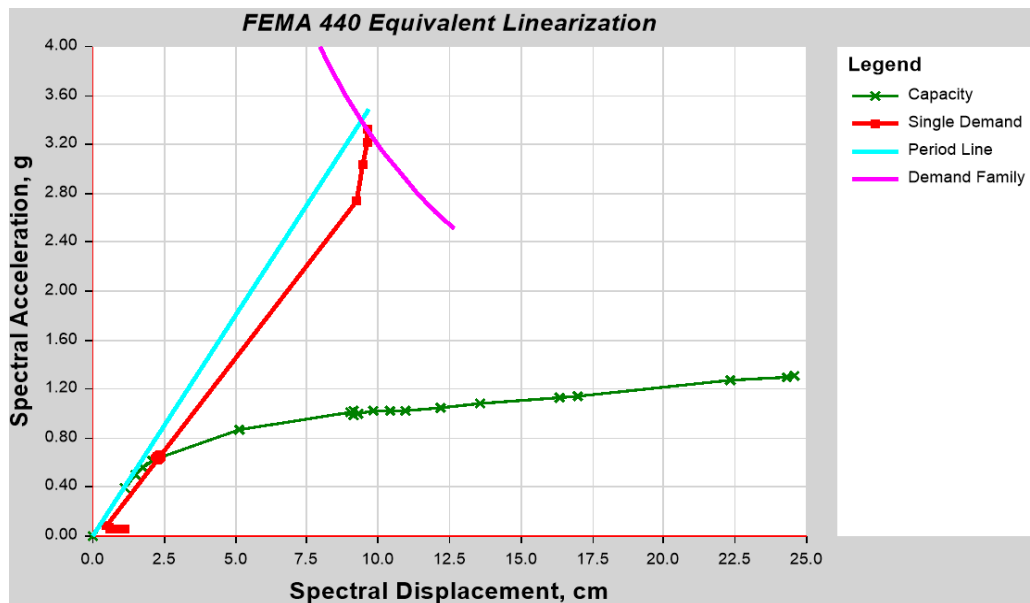
Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Desplazamiento Y – Y: 0.41 cm

Cortante Y – Y: 799.48 tnf

Figura 115

Desplazamiento Máximo, Método del Espectro Capacidad dirección Y-Y



Fuente: Elaboración Propia. ETABS V19.0.0 (2021)

Con los resultados obtenidos podemos apreciar la diferencia que encontramos en los resultados en los dos métodos para un mismo valor de gravedad, diferencia mucho más considerable a la de un sismo máximo con valor de gravedad de 981 cm/seg².

CONCLUSIONES

PRIMERA. Al culminar la investigación de comparación, considerando el método de espectro capacidad y método de los coeficientes, se valida el objetivo general al encontrar las siguientes diferencias en los dos métodos empleados: En los desplazamientos para cada sismo de demanda; sismo servicio, sismo diseño y sismo máximo. Existe una diferencia en el promedio entre los dos métodos en el desplazamiento máximo calculado de 10.74 cm. En el nivel de ductilidad es considerado por el método de los coeficientes como resultado, pero para el método de espectro capacidad al ser ductilidades mayores a 10 no se valida como respuesta. Por último, en el desempeño sísmico del método de los coeficientes de desplazamiento castiga la estructura en estudio, asimismo es el más conservador por los resultados en comparación al método del espectro capacidad.

SEGUNDA. Con respecto a las diferencias en el punto de desempeño encontrados para el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, para un sismo de servicio aplicado al pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María es máxima puesto que el método de espectro capacidad no considera el punto de desempeño ya que no encuentra superposición entre el espectro de capacidad y el espectro sísmico, por el contrario el Método de los Coeficientes de Desplazamiento considera el sismo de servicio y no generaría ningún problema en la edificación, con un desplazamiento de 0.020 cm. en el eje X-X y un desplazamiento de 0.018 cm en el eje Y-Y como máximo. Para un sismo de diseño el Método de los Coeficientes de Desplazamiento es mayor en un 29% en el desplazamiento y un 13% en la cortante en dirección X-X, un 25 % mayor en

el desplazamiento y un 7% mayor en la dirección Y-Y en comparación al método del espectro de capacidad. Para un sismo Máximo el Método de los Coeficientes de Desplazamiento es mayor con una diferencia del 12% en el desplazamiento y 6% en la cortante en la dirección X-X, un 15% mayor en el desplazamiento y 3% mayor en la cortante en la dirección Y-Y. Con ello se concluye que existen diferencias en el punto de desempeño para un sismo de servicio, de diseño y máximo aplicando el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

TERCERA. El método de espectro capacidad trabaja en formato ADRS pseudo desplazamiento y pseudo aceleración, dicho formato maximiza los datos obtenidos, por ello las diferencias encontradas fueron, en la dirección X-X, el método de espectro capacidad nos da un desplazamiento máximo de 14.11 cm. y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento de 18.99 cm. En la dirección Y-Y, el método de espectro capacidad nos da un desplazamiento máximo de 24.59 cm. y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento 8.00 cm.

CUARTA. El pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María tendrá un desplazamiento máximo antes del colapso en la dirección X-X de 18.99 cm y en la dirección Y-Y de 7.96 cm. Para alcanzar dicho desplazamiento se requiere de una cortante de 1918.30 tnf en la dirección X-X y de 1521.70 tnf en la dirección Y-Y, podemos observar que en el eje Y-Y el desplazamiento es menor ya que la edificación en estudio cuenta con ocho muros de corte que aportan mayor rigidez en comparación al eje X-X donde se cuenta con 4 muros de corte.

QUINTA. En lo referente al nivel de ductilidad del pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María es alta puesto que para la dirección X-X es de 7.51 y para

la dirección Y-Y es de 29.33 y según la tabla 18 basada en la tabla 10-6 del ASCE 41-13 clasifica a ductilidades mayores a 4 como estructuras con alta demanda de ductilidad la cual garantiza la disipación de energía proveniente de la demanda sísmica y evitando el colapso de la estructura.

SEXTA. Como se pudo hallar el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica de Santa María para un sismo máximo según Vision 2000, quedaría totalmente operacional es decir la edificación permanece completamente segura para sus ocupantes, todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requerirá reparaciones. y con ello cumple con el uso para el que fue diseñado al ser una edificación importante.

RECOMENDACIONES

- PRIMERA. Se recomienda el uso del método de los coeficientes por ser mas conservador con las respuestas en el punto de desempeño sísmico, pero con fines de comprobación se puede utilizar los dos métodos teniendo en cuenta que se dispone de los dos métodos en el software ETABS.
- SEGUNDA. Que al realizar un estudio o diseño por desempeño sísmico se recomienda tener mínimo los planos estructurales o adicional a ello las especificaciones de la edificación en estudio para poder plasmar ello en el Software de la forma más real y discretizada posible con el fin de llegar a respuestas más reales.
- TERCERA. Que para realizar un análisis Pushover se recomienda calibrar el software de trabajo con el que se realizará el estudio, con ello poder comparar respuestas del software con artículos de investigación que describan el trabajo realizado en laboratorios de estructuras de pórticos o muros de corte, con ello se tendrá una certeza de la respuesta que esta generando el software, puesto que comprobar las respuestas dadas por el software para una edificación completa no es posible.
- CUARTA. Que se implementen políticas que respalden el diseño por desempeño sísmico al ser nuestro país altamente sísmico, inicialmente se puede contemplar en dichas políticas estructuras esenciales o importantes, ya que dichas categorías deben permanecer operacionales ante un evento sísmico máximo, dicha implementación debería ser básica para obtener la licencia de construcción.
- QUINTA. Se recomienda realizar una tesis de investigación comparando los métodos del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento en un pórtico

con Excel o Matlab para poder encontrar puntualmente las diferencias de respuestas en el proceso.



REFERENCIAS

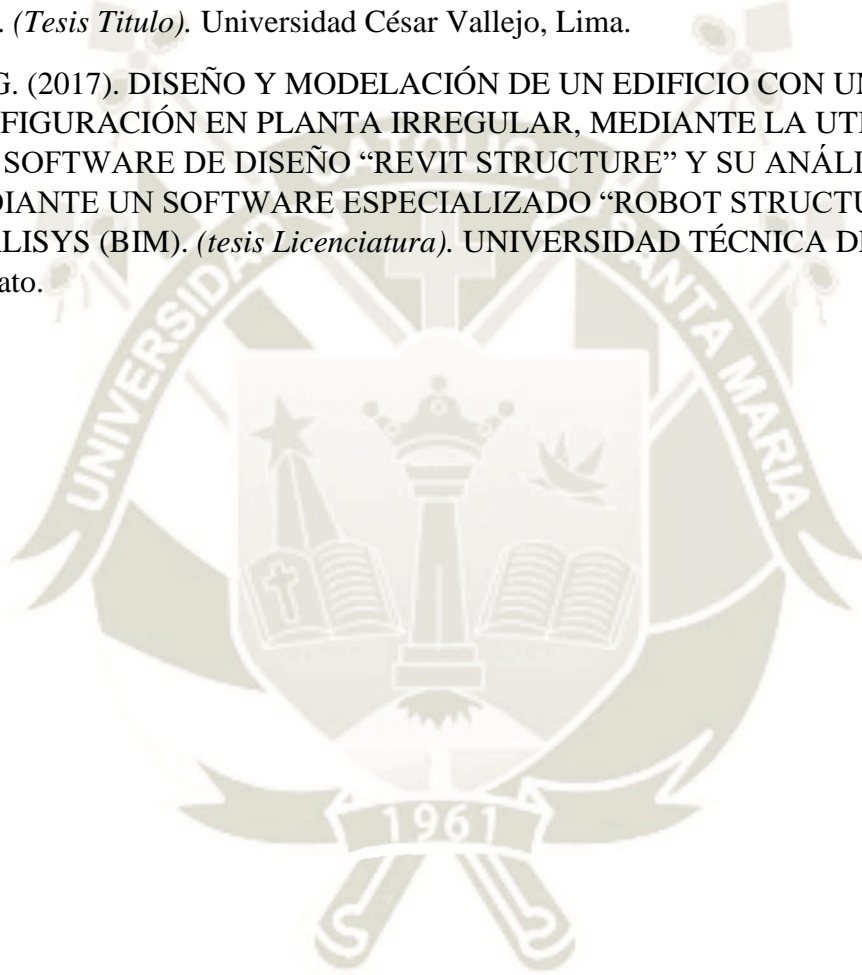
- ACI-318. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) . *ACI*.
- AGENCY, F. E. (1997). NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *FEMA 274*, 2-10.
- Aguiar Falconi, R. (2002). VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE. *Escuela Politécnica del Ejército*, 1-2.
<https://core.ac.uk/download/pdf/296524774.pdf>.
- ASCE. (2004). ASCE 31-03. *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, 4-15.
- ASCE41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers*, 1-34.
- ATC-40. (1996). SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. *CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION*, 96(1), 157-158.
- Autodesk. (2020). *PRODUCTOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ROBOTS*. Obtenido de <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2021/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-FB3C86D3-0E30-43A6-82D6-6C50F429FA0D-htm.html>
- AUTODESK. (2020). *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL*. Obtenido de <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview?plc=AECCOL&term=1-YEAR&support=ADVANCED&quantity=1#features>
- Bertero, R., & Bertero, V. (2001). *Ingeniería Sísmica basada en el Desempeño de las construcciones*. Congreso iberamericano de ingeniería sísmica, España.
- Bertolé, E., Diaz, D., & Secco, E. (2014). ESTRATEGIAS DIDÁCTICAS CON UTILIZACIÓN DE SOFTWARE ESPECÍFICO APLICADAS AL DISEÑO, MODELADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES. *Universidad Nacional de La Matanza*, 103(11), 1-2. <http://repositoriocyf.unlam.edu.ar/handle/123456789/382>.
- Bertolé, E., Diaz, D., & Secco, E. (2014). ESTRATEGIAS DIDÁCTICAS CON UTILIZACIÓN DE SOFTWARE ESPECÍFICO APLICADAS AL DISEÑO, MODELADO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES. *Universidad Nacional de La Matanza*, 103(11), 2-3. <http://repositoriocyf.unlam.edu.ar/handle/123456789/382>.
- Calla, H. (2018). EVALUACIÓN NO LINEAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO DE 6 Y 8 PISOS CON Y SIN MUROS DE CORTE”. (*Tesis para optar Título Profesional de Ingeniería civil*). Universidad Católica de Santa María, Arequipa.

- Casamayor Rios, M. L., & Vasquez Mendocilla, R. A. (2020). DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020. *TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL*. UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO, TRUJILLO.
- Castro Castro, G. B. (2016). ANÁLISIS COMPARATIVO DE SOFTWARE (SAP 2000 Y ETABS) EN EL DISEÑO DE UN GALPÓN CON ESTRUCTURAS METÁLICAS, PARA LA CUBIERTA DE UNA CANCHA MULTIUSO DEL CANTÓN GENERAL ANTONIO ELIZALDE (BUCA Y) PROVINCIA DEL GUAYAS. (*TRABAJO DE TITULACION*). UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL, Guayaquil.
- Cesar, D., Marlon, M., & Jose, S. (2017). Análisis Estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la univeersidad de el Salvador. (*tesis de Titulo*). Universidad de El Salvador, Universitaria.
- Choque Sucasaca, J., & Luque Solis, E. (2019). Análisis Estático no lineal y evaluación del desempeño sismico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. (*Tesis Título*). Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.
- Chunque Pajares, J. C. (2013). NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO "A" DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE- SEDE CAJAMARCA. *TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL*. UNIVERSIDA'D NACIONAL DE CAJAMARCA, Cajamarca.
- Computers & Structures, I. (2020). *CSI computers & Structures, Inc.; Structural and Earthquake Engineering Software*. Obtenido de <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Eduardo Villagra, D. (2019). VERIFICACION DE LA CONFIABILIDAD DEL ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MEDIANTE EL ANALISIS NO LINEAL (PUSH-OVER) DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES. (*Tesis Título*). Universidad Católica de Santa Maria, Arequipa.
- Elmer, C. M., & Evelin, H. H. (2019). Análisis y Diseño del edificio Montoya Salazar de concreto armado de 1 semisotano + 6 pisos en Arequipa interactuando los programas Revit y Robot Analysis. (*Tesis Título*). Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.
- Engineers, A. S. (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (41-06). *American Society of Civil Engineers- ASCE*, 4-15.
- FEDERAL, E. M. (1997). NEHRP PAUTAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS. *FEMA 273*, 2-8.
- FEMA. (1997). NEHRP COMMENTARY ON THE GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. *FEMA 274*, 33-65.

- FEMA-356. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. *FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY*, 8-12.
- FEMA440. (2005). IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES. *Applied Technology Council (ATC-55 Project)*, 28-64.
- Fernando, F. R. (2018). DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”. (*Tesis Título*). Universidad Nacional "Santiago Antúnez de Mayolo, Huaraz.
- Gálvez, A. (2011). Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo. *Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil*. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, Lima.
- Hernández, J. C. (2013). Comparación de la modelación, análisis y diseño de estructuras entre los programas SAP200, ETABS, STAAD PRO Y ROBOT. (*Tesina Especialista en Estructuras*). UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, México.
- Jorge, F., & Jairo, E. (2015). SOFTWARE DE APLICACIÓN PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN. (*Trabajo de grado en la modalidad de investigación*). Universidad de Mariño, San Juan de Pasto.
- Jorquera, D. A. (2017). Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero. (*Trabajo fin de Máster*). Universidad Politecnica de Cartagena, Cartagena.
- Kabir Sadeghi, N. G. (2017). Significant Guidance to Employ the Software to Analyze and Design the Reinforced Concrete Structures: State-Of-The-Art. *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*, 8(9), 1-2,, ijitee.org/download/volume-7-issue-3.
- Mahaylov, b. (2006). ANALYSIS OF CODE PROCEDURES FOR SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING BUILDINGS: ITALIAN SEISMIC CODE, EC8, ATC-40, FEMA356, FEMA440. (*Master of Science in Earthquake Engineering*). University of Pavia, Pavia.
- Marino, S., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2018). USE OF NONLINEAR STATIC PROCEDURES FOR IRREGULAR URM BUILDINGS IN LITERATURE AND CODES. *EARTHQUAKE ENGINEERING THESSALONIKI*, 10-11. https://www.researchgate.net/profile/Salvatore-Marino-2/publication/330545884_Use_of_nonlinear_static_procedures_for_irregular_URM_buildings_in_literature_and_codes/links/5c478882a6fdccd6b5c17f25/Use-of-nonlinear-static-procedures-for-irregular-URM.
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2008). Nonlinear Structural Analysis Using Software Design Patterns. *ASCE*, 11-12.

- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Universidad Católica del Norte*, 75-76.
- Pinto Barrantes, R. (2018). Software ETABS y su influencia en el aprendizaje de análisis estructural en estudiantes de ingeniería civil de la Universidad “Cesar Vallejo” filial Lima – Norte. (*Tesis Maestría*). Escuela Postgrado Universidad César Vallejo, Lima.
- Pool, B., & Jamil, A. (2018). Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano). (*Tesis de Licenciatura*). UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN, Juliaca.
- Rafael, E., & Ruiz, J. (2016). Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado. *ROP*, 35(82), http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2016/2016_diciembre_3582_04.pdf.
- Ramos, A. H. (2018). ANÁLISIS COMPARATIVO APLICANDO EL SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS Y ETABS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS AUTOCONSTRUIDAS. (*Tesis de Ingeniería*). Universidad Peruana Los Andes, Huancayo.
- Reyes Lozada, C. (2020). ESTUDIO COMPARATIVO DEL MODELO DE ROTULAS PLÁSTICAS POR EL MÉTODO DE LAS FIBRAS Y EL MODELO DE TABLAS DEL ASCE 41-13, APLICADO AL ANÁLISIS NO LINEAL DEL BLOQUE A DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA”. (*TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*). UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA, Ambato.
- Rodriguez, M. (2018). UNA REVISION CRÍTICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EL PERU: E.030 SISMO Y E.060 CONCRETO ARMADO. *Ingeniería de Estructuras*, 23(1), 18-23. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/703/541>.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000. A framework for performance based earthquake engineering*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- SEAOC. (2005). Structural Engineers Association of California. *SEAOC Seismology Committee*.
- Shah, M. D., & Patel, S. B. (2011). NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF R.C.C. FRAMES (Software Implementation ETABS 9.7). *National Conference on Recent Trends in Engineering & Technology*, 1-2. <https://www.bvmengineering.ac.in/misc/docs/published-20papers/civilstruct/struct/101063.pdf>.
- Talavera, H. (2014). ZONIFICACIÓN SÍSMICA – GEOTÉCNICA CIUDAD DE AREQUIPA - CERCADO. *Instituto Geofísico del Perú*, 6-7. <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1327>.

- Tavera, H. (2014). ZONIFICACIÓN SÍSMICA – GEOTÉCNICA CIUDAD DE AREQUIPA - CERCADO. *Instituto Geofísico del Perú*, 32-33.
<http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1327>.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. *Física de la Tierra*, 10(187-219), 2-3. <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/822>.
- Valle Lozada, E. (2019). Desempeño sismorresistente a través del análisis estático no lineal de un edificio de concreto armado de 8 pisos y un sótano, Santa Luzmila – Comas – Lima - 2019. (*Tesis Titulo*). Universidad César Vallejo, Lima.
- Zúñiga, M. G. (2017). DISEÑO Y MODELACIÓN DE UN EDIFICIO CON UNA CONFIGURACIÓN EN PLANTA IRREGULAR, MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DEL SOFTWARE DE DISEÑO “REVIT STRUCTURE” Y SU ANÁLISIS MEDIANTE UN SOFTWARE ESPECIALIZADO “ROBOT STRUCTURAL ANALISYS (BIM)”. (*tesis Licenciatura*). UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, Ambato.



ANEXO N° 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN CHAMINADE DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA CONSIDERANDO EL MÉTODO ESPECTRO CAPACIDAD Y MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<p>General: ¿Cuáles son las diferencias en el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María considerando el método espectro de capacidad y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento?</p>	<p>General: Determinar las principales diferencias en el desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María considerando el método de espectro capacidad y método de los Coeficientes de Desplazamiento.</p>	<p>Es probable que: Existen diferencias al realizar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal PUSHOVER entre el método de espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, en el pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María.</p>		<p>La presente investigación es cuantitativa porque que el desempeño se cuantifica en términos de daño. El tipo de investigación para esta tesis, es de forma descriptiva y comparativa, porque se analizará y describirá consecuentemente la información teórica de artículos y tesis existentes, con su respectiva normativa aplicando el método pushover. Diseño de la Investigación La presente investigación es NO EXPERIMENTAL porque no se manipulará las variables independientes ya que las normas en el software tienen un código ya establecido. De diseño transeccional o transversal por razón de describir las variables, el análisis que se realizara y su incidencia en un solo momento. Descriptiva porque describirá características de las normas americanas escogidas, comparativa porque compara dos métodos Espectro capacidad y Coeficientes para saber cuáles son las diferencias encontradas en el desempeño sísmico.</p>
<p>Específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿Cuáles son las diferencias en el punto de desempeño entre el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, para un sismo de servicio, de diseño y máximo? • ¿Cuáles son las diferencias en el desplazamiento máximo dado por el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María? • ¿Cuál es el desplazamiento máximo en la curva de capacidad del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María antes del colapso? • ¿Cuál es la ductilidad y desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María para un sismo máximo? 	<p>Específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> • Obtener y comparar las diferencias en el punto de desempeño entre el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento, para un sismo de servicio, de diseño y máximo. • Obtener y comparar las diferencias en el desplazamiento máximo dado por el método del espectro capacidad y Método de los Coeficientes de Desplazamiento del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María. • Obtener es el desplazamiento máximo en la curva de capacidad del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María antes del colapso. • Encontrar el nivel de ductilidad y desempeño sísmico del pabellón Chaminade de la Universidad Católica De Santa María para un sismo máximo. 		<p>Método Espectro Capacidad</p> <p>Método de los Coeficientes de Desplazamiento</p>	

ANEXO N° 2

COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PABELLÓN CHAMINADE DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA CONSIDERANDO EL MÉTODO ESPECTRO CAPACIDAD Y MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Desempeño Sísmico	Análisis estático no lineal Pushover	<ul style="list-style-type: none"> • Rótulas plásticas • Comportamiento del edificio. • Diferencias y respuestas en el desplazamiento y cortante
Método del Espectro capacidad	Modelo Matemático en ETABS	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamiento de los componentes • Rigidez de los componentes • Resistencia de los componentes • Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento • Curva de capacidad idealizada
Método de los Coeficientes de Desplazamiento	Modelo Matemático en ETABS	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamiento de los componentes • Rigidez de los componentes • Resistencia de los componentes • Coeficientes C0, C1, C2 • Curva de capacidad idealizada
Software	ETABS	<ul style="list-style-type: none"> • ATC-40 • FEMA 440 • ASCE 41-13