

UNIVERSIDAD NACIONAL

**“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**TESIS**

**DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA  
ATC-40 PARA REFORZAMIENTO DE LA FACULTAD DE  
CIENCIAS MEDICAS**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

**INGENIERO CIVIL**

**FREDDY CESAR SANCHEZ MENDEZ**

**ASESOR:**

**ING. LUIS ALBERTO ITA ROBLES**

**HUARAZ – ANCASH – PERU**

**2021**



FORMATO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN, CONDUCENTES A  
OPTAR TÍTULOS PROFESIONALES Y GRADOS ACADÉMICOS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

**1. Datos del autor:**

Apellidos y Nombres: \_\_\_\_\_

Código de alumno: \_\_\_\_\_

Teléfono: \_\_\_\_\_

E-mail: \_\_\_\_\_

D.N.I. n°: \_\_\_\_\_

*(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)*

**2. Tipo de trabajo de investigación:**

Tesis

Trabajo de Suficiencia Profesional

Trabajo Académico

Trabajo de Investigación

Tesinas (presentadas antes de la publicación de la Nueva Ley Universitaria 30220 – 2014)

**3. Para optar el Título Profesional de:**

\_\_\_\_\_

**4. Título del trabajo de investigación:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**5. Facultad de:** \_\_\_\_\_

**6. Escuela o Carrera:** \_\_\_\_\_

**7. Línea de Investigación (\*)**: ESTRUCTURAS \_\_\_\_\_

**8. Sub-línea de Investigación (\*)**: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

*(\*) Según resolución de aprobación del proyecto de tesis*

**9. Asesor:**

Apellidos y nombres \_\_\_\_\_ D.N.I n°: 31617642

E-mail: litar@unasam.edu.pe ID ORCID: \_\_\_\_\_

**10. Referencia bibliográfica:** \_\_\_\_\_

**11. Tipo de acceso al Documento:**

Acceso público\* al contenido completo.

Acceso restringido\*\* al contenido completo

*Si el autor eligió el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Santiago Antúnez de Mayolo una licencia no exclusiva, para que se pueda hacer arreglos de forma en la obra y difundirlo en el Repositorio Institucional, respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.*

En caso de que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



## 12. Originalidad del archivo digital

*Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.*



Firma del autor

## 13. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

*Para las investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia Creative Commons, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.*



*El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.*

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Recolector Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".

## 14. Para ser verificado por la Dirección del Repositorio Institucional

Seleccione la  
Fecha de Acto de sustentación:

Huaraz,

Firma:



  
Varillas William Eduardo  
Asistente en Informática y Sistemas  
- UNASAM -

**\*Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**\*\* Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



REGISTRO	
LIBRO	FOLIO
01	270

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS VIRTUAL N° 265**

En la ciudad de Huaraz, al (a los) **DIECIOCHO** día (s) del mes de

**MAYO** del **DOS MIL VEINTIDOS**, siendo las **11:30** horas, se reunieron el

Jurado Examinador integrado por:

- PRESIDENTE : **ING. FELISMERO SALINAS FERNANDEZ**
- SECRETARIO : **ING. RAMON TEODORO URTECHO CASIMIRO**
- VOCAL : **ING. JORGE LUIS VARGAS GARCIA**
- v:
- ASESOR : **ING. LUIS ALBERTO ITA ROBLES**
- CO - ASESOR : \_\_\_\_\_

Para proceder al Acto de Sustentación para optar el Título Profesional de INGENIERO(A) CIVIL,

haciendo la declaración:  Tesis  Proyecto  Proyecto de Experiencia Profesional del

(de la) Bachiller: **FREDDY CESAR SANCHEZ MENDEZ**

del (de la) (Tesis) - (Proyecto) - (Proyecto de Experiencia Profesional):

**DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA REFORZAMIENTO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS MÉDICAS**

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil; se procedió a recepcionar la exposición del aspirante; luego de las interrogantes, objeciones y aclaraciones y su absolución, el Jurado Examinador determinó la calificación de:

**APROBADO-----**

Siendo las **2:00**: **15** horas del mismo día, se dio por concluido el Acto de Sustentación, firmando la presente por triplicado en señal de conformidad

\_\_\_\_\_  
PRESIDENTE  
ING. FELISMERO SALINAS FERNÁNDEZ

\_\_\_\_\_  
SECRETARIO  
ING. RAMON TEODORO URTECHO CASIMIRO

\_\_\_\_\_  
VOCAL  
ING. JORGE LUIS VARGAS GARCÍA

\_\_\_\_\_  
ASESOR  
ING. LUIS ALBERTO ITA ROBLES

\_\_\_\_\_  
CO - ASESOR

\_\_\_\_\_  
SUSTENTANTE  
FREDDY CESAR SANCHEZ MÉNDEZ





## ***DEDICATORIA***

*A mis padres, por el apoyo y la confianza  
indudable que sustenta mi camino.*

*A mis hermanas Zenaida y Blanca que en cada momento  
de lucha supieron darme aliento y coraje para seguir con  
las metas y sueños, a mis demás hermanos por toda la  
compañía y entendimiento hacia mi especial carácter*

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por la oportunidad de existir en esta linda patria y guiarme por el camino de la ingeniería.

A mi alma mater, UNIVERSIDAD NACIONAL “SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO” en especial a la Facultad de Ingeniería civil.

## LISTA DE CONTENIDO

1.	Portada	i
2.	Acta de sustentación de tesis	ii
3.	Dedicatoria	iii
4.	Agradecimiento	iv
5.	Lista de contenido	v
6.	Índice general	vi
7.	Anexos	x
8.	Lista de tablas	xi
8.	Lista de gráficos	xiv
09.	Resumen	xviii

## INDICE GENERAL

LISTA DE TABLAS .....	xi
LISTA DE GRAFICOS .....	xiv
RESUMEN .....	xviii
ABSTRACT .....	xix
CAPITULO I INTRODUCCION.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Situación problemática .....	2
1.3. Justificación, alcances y limitaciones .....	3
1.4. Objetivos.....	3
1.4.1. Objetivo general .....	3
1.4.2. Objetivos específicos.....	3
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Desempeño estructural.....	5
2.2 Generalidades.....	5
2.3 Niveles de desempeño .....	5
2.3.1 Niveles de desempeño estructural .....	6
2.3.2 Niveles de desempeño no estructural.....	10
2.3.3 Niveles de desempeño del edificio.....	12
2.4 Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia.....	13
2.4.1 Análisis lineal.....	13
2.4.2 Análisis no lineal.....	13
2.5 Evaluación estructural según la metodología de ATC-40 .....	14
2.5.1 Objetivos de Desempeño.....	14
2.5.1.1 Niveles de desempeño. ....	14
2.5.1.2 Niveles de amenaza sísmica. ....	15

2.5.2	Determinación de deficiencias .....	17
2.5.3	Estrategias de rediseño .....	17
2.6	- Análisis estático no lineal (Pushover). .....	18
2.6.1	Curva de capacidad .....	20
2.6.2	Patrón de cargas laterales .....	21
2.6.3	Nodo de control.....	22
2.6.4	Espectro de capacidad .....	22
2.6.5	Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad .....	23
2.6.6	Conversión del espectro de respuesta a un espectro de demanda .....	25
2.6.7	Obtención del punto de desempeño .....	26
2.7	Reforzamiento estructural.....	31
2.7.1	Técnicas de Reforzamiento estructural .....	32
CAPITULO III. METODOLOGIA.....		36
3.1	Hipótesis .....	36
3.1.1	Hipótesis general .....	36
3.1.2	Hipótesis Especifica .....	36
3.2	Variables .....	37
3.3	Tipo de investigación.....	37
3.4	Diseño de Investigación.....	37
3.5	Población y muestra.....	38
CAPITULO IV. APLICACIÓN AL PROYECTO.....		39
4.1	Descripción del proyecto .....	39
4.2	Procesamiento de la información.....	42
4.3	Análisis de datos y presentación de Resultados.....	60
4.3.1	Análisis Pushover.....	61

4.3.2	Niveles Sísmicos .....	62
4.3.3	Presentación de Resultados .....	65
CAPITULO V. EVALUACION DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO .....		67
5.1	Metrado de cargas .....	67
5.2	Parámetros Sísmicos .....	68
5.3	Análisis sísmico Elástico .....	69
5.4	Patrón de cargas laterales .....	73
5.5	Definición de Rotulas Plásticas. ....	75
5.6	Curva de Capacidad de la estructura.....	86
5.7	Conversión de Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad .....	92
5.8	Espectro de Demanda .....	95
5.9	Conversión de Espectro Sísmico E-030 a Espectro de Demanda por Nivel de Daño 95	
5.10	Determinación de los Puntos de Desempeño Sísmico. ....	95
5.11	Resultado de la evaluación del Desempeño Sísmico .....	117
5.12	Verificación por Ductilidad y Coeficiente básico de Reducción R .....	120
5.13	Propuesta de Reforzamiento de la Edificación. ....	123
5.14	Verificación del comportamiento del edificio con el reforzamiento.....	144
5.15	Diseño de los amortiguadores y brazo metálico.....	152
CAPITULO VI. ANALISIS DE RESULTADOS Y DISCUSION .....		171
6.2.1	Distorsiones de entrepiso.....	171
6.2	Comparación de desplazamientos máximos.....	173
6.3	Esfuerzos máximos en elementos de corte .....	174
6.4	Contrastación de Hipótesis .....	176
VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		178

6.1 Conclusiones.....	178
6.2 Recomendaciones .....	180
BIBLIOGRAFÍA .....	181
ANEXOS .....	184



## ANEXOS

A-1 PROCEDIMIENTO DEL MODELADO, ANALISIS LINEAL, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER Y DEL METODO ESPECTRO DE CAPACIDAD, USANDO EL SOFTWARE COMPUTACIONAL DE MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS SAP2000 v20.2.0	185
A-2 PROCEDIMIENTO DE ESCALAMIENTO DE SISMOS	211
A-3 DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS PARA EL MODULOS AULAS	217
A-4 PLANOS	218

## LISTA DE TABLAS

tabla 1: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño seaoc.	9
tabla 2: Nivel de desempeño de la estructura según seaoc 1995	10
tabla 3. Combinación de niveles de desempeño estructural y no estructural para adquirir los niveles de desempeño del edificio	12
tabla 4: Niveles de sismo contemplados por el atc-40	16
tabla 5: Movimientos sísmicos de diseño	16
tabla 6: Sismo de diseño y aceleración asociada	17
tabla 7: Mínimos valores permitidos de sra y srv	30
tabla 8 Propiedades del concreto y acero de refuerzo para el análisis:	42
tabla 9: Categoría de las edificaciones y factor "u"	45
tabla 10: Sistemas estructurales	47
tabla 11: Irregularidades estructurales en altura	48
tabla 12: Sismos de diseño y aceleración asociada según atc-40 y seaoc 1995	63
tabla 13: Espectro sísmico de aceleraciones	63
tabla 14: Nivel de desempeño de la estructura	66
tabla 15: Fuerza cortante en la base	70
tabla 16: Datos del espectro de diseño – dirección x-x	71
tabla 17: Fuerza cortante dinámica en la base	72
tabla 18: Comparación de las fueras cortantes estáticas y dinámicas	72
tabla 19: Derivas del centro de masa, eje x-x, caso estático	73
tabla 20: Derivas del centro de masa, eje y-y, caso estático	73
tabla 21: Patrón de cargas laterales $f_x$ , $f_y$ por niveles en modulo aulas	73
tabla 22: Patrón de cargas laterales $f_x$ , $f_y$ por niveles en modulo auditorio	74
tabla 23: Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en vigas	78
tabla 24: Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en columnas	83
tabla 25: Límite de los rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.	87
tabla 26: Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño	88
tabla 27: Desplazamientos para cada nivel de desempeño	88
tabla 28: Límite de los rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad	91
Tabla 29: Desplazamientos para cada nivel de desempeño en el eje y	91
tabla 30: Espectro de respuesta de aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral en dirección x del modulo aulas	92
tabla 31: Espectro de respuesta de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral en dirección y del modulo aulas	93

tabla 32:Factores de nivel de demanda para para cada sismo	95
tabla 33:Niveles alcanzados de la estructura modulo aulas sismo en x.	101
tabla 34:Niveles alcanzados de la estructura modulo aulas sismo en y.	106
tabla 35:Niveles alcanzados de la estructura modulo auditorio sismos x módulo auditorio.	111
tabla 36:Niveles alcanzados de la estructura modulo auditorio sismos y	116
tabla 37:Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis tiempo historia	125
tabla 38:Desplazamiento máximo del edificio aulas por nivel modelamiento tiempo – historia, dirección x-x	130
tabla 39:Desplazamiento máximo del edificio aulas por nivel modelamiento tiempo – historia, dirección y-y	131
tabla 40:Desplazamiento máximo del edificio auditorio por nivel modelamiento tiempo – historia, dirección x-x	131
tabla 41:Desplazamiento máximo del edificio auditorio por nivel modelamiento tiempo – historia, direccion y-y	131
tabla 42:Revisión de deriva máxima edificio aulas por nivel modelamiento tiempo-historia, (dirección x)	132
tabla 43:Revisión de deriva máxima edificio aulas por nivel modelamiento tiempo-historia, (dirección y)	132
tabla 44:Revisión de deriva máxima edificio auditorio por nivel modelamiento tiempo-historia, (dirección x)	132
tabla 45:Revisión de deriva máxima edificio auditorio por nivel modelamiento tiempo-historia, (dirección y)	133
tabla 46:Revisión de derivas máximas edificio aulas	133
Tabla 47:Revisión de derivas máximas edificio auditorio	134
tabla 48:Clasificación según tipo de estructura, segun multi-hazard loss estimation	135
tabla 49:Niveles de desempeño y derivas objetivo	135
tabla 50:Dimensiones del perfil hss	139
tabla 51:Frecuencias angulares en las dos direcciones ortogonales para modulo aula	141
tabla 52:Valores del parametro $\lambda$	142
tabla 53:Coeficiente de amortiguamiento en la dirección x.	142
tabla 54:Coeficiente de amortiguamiento en la dirección y.	143
tabla 55: Control de derivas en la dirección x con disipadores.	144
tabla 56:Control de derivas en la dirección y con disipadores	144
tabla 57:Fuerzas máximas en los disipadores de energía en la direccion x	151
tabla 58:Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza, en direccion x	151
tabla 59:Fuerzas Máximas en los disipadores de energía en la direccion y	151
tabla 60:Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza, en direccion y	152

tabla 61: Elección de los disipadores de fluido viscoso	152
tabla 62: Propiedades de los dispositivos de fluido viscoso elegidos	154
tabla 63: Dimensiones de la placa base de los disipadores seleccionados.	155
tabla 64: características geométricas del perfil hss 7.50 x 0.50 seleccionado.	155
tabla 65: Dimensiones estándares de pernos y tuercas. rcsc 2014	160
tabla 66: Dimensiones del perno de 1"	161
tabla 67: Dimensiones estándares de las arandelas (astm f436)	162
tabla 68: Dimensiones de la arandela para n perno de 1"	163
tabla 69: Longitud a amentar al grip de acuerdo al diámetro del perno	163
tabla 70: Dimensiones del perno de 1 1/2"	168
tabla 71: Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/2"	169
tabla 72: Comparacion de distorsiones en el eje x-x modulo aulas	171
tabla 73: Comparacion de distorsiones en el eje y-y modulo aulas	172
tabla 74: Comparacion de desplazamientos en el eje x-x modulo aulas	173
tabla 75: Comparacion de desplazamientos en el eje y-y modulo aulas	173
tabla 76: Porcentaje de reducción de la fuerza axial en la columna c1	174
tabla 77: Porcentaje de reducción de la fuerzas cortantes en la columna c1	174
tabla 78: Porcentaje de reducción de los momentos flectores en la columna c1	175

## LISTA DE GRAFICOS

gráfico 1. Esquema de la técnica del método pushover	19
gráfico 2. Curva de capacidad	21
gráfico 3. Patrón de cargas laterales	22
gráfico 4. Curva y espectro de capacidad.	23
gráfico 5. Espectro de demanda tradicional y espectro en formato adrs	25
gráfico 6. Punto de intersección del espectros de demanda y el espectro de capacidad	26
gráfico 7: Método de espectro de capacidad, procedimiento después del paso 2	27
gráfico 8: Método de espectro de capacidad, procedimiento después del paso 3	28
gráfico 9: Método de espectro de capacidad, procedimiento después del paso 4	28
gráfico 10: Método de espectro de capacidad, después del paso 5	29
gráfico 11: Efecto de la amortiguación mejorada en el desempeño del edificio	35
gráfico 12: Planta de distribución del módulo de aulas	40
gráfico 13: Planta de distribución del módulo de auditorio	41
gráfico 14: Definición de vigas y columnas en sap2000 v20	52
gráfico 15: Diagrama de momento-curvatura generado mediante el software sap2000	53
gráfico 16: Diagrama momento - giro.	54
gráfico 17: Identificación de respuesta limite en una columna	55
gráfico 18: Identificación de respuesta limite en una viga	55
gráfico 19: Generación de rotulas plásticas para vigas (m3)	56
gráfico 20: Parámetros de modelización para procedimientos no lineales - vigas de concreto reforzado	57
gráfico 21: Parámetros de modelización y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - vigas de concreto reforzado	58
gráfico 22: Generación de rotulas plásticas para columnas (p-m2-m3)	59
gráfico 23: Parámetros de modelización para procedimientos no lineales - columnas de concreto reforzado	59
gráfico 24: : Parámetros de modelización y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - columnas de concreto reforzado	60
gráfico 25: Análisis pushover	61
gráfico 26: Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el seaoc.	65
gráfico 27: Porcentaje de cargas aplicadas	69
gráfico 28: Espectro de diseño – dirección x-x	72
gráfico 29: Curvas fuerza-deformación generalizadas para elementos o componentes de concreto reforzado	75
gráfico 30: Ubicación de rótulas plásticas en vigas	78
gráfico 31: Ubicación de rótulas plásticas en columnas	82

gráfico 32: Curva de capacidad modulo aulas (sismo en x).	86
gráfico 33:Sectorización de la curva de capacidad para el sismo en x.	89
gráfico 34:Curva de capacidad modulo aulas (sismo en y)	90
gráfico 35:Sectorización de la curva de capacidad para el sismo en y	92
gráfico 36:Espectro de capacidad de modulo aulas en x	93
gráfico 37:Espectro de capacidad del módulo aulas en y	94
gráfico 38:Obtención del punto de desempeño – sismo frecuente – dirección xx modulos aulas	96
gráfico 39:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo frecuente – dirección xx modulos aulas	96
gráfico 40:Obtención del punto de desempeño – sismo ocasional – dirección xx módulos aulas	97
gráfico 41:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo ocasional – dirección xx módulos aulas	98
gráfico 42:Obtención del punto de desempeño – sismo raro – dirección xx módulos aulas	99
gráfico 43:Obtención del punto de desempeño – sismo muy raro – dirección xx módulos aulas	100
gráfico 44:Obtención del punto de desempeño – sismo frecuente – dirección yy módulos aulas	102
gráfico 45:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo frecuente – dirección yy módulos aulas	102
gráfico 46:Obtención del punto de desempeño – sismo ocasional – dirección yy módulos aulas	103
gráfico 47:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo ocasional – dirección yy módulos aulas	104
gráfico 48:Obtención del punto de desempeño – sismo raro – dirección yy módulos aulas	105
gráfico 49:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo raro– dirección yy módulos aulas	105
gráfico 50:Obtención del punto de desempeño – sismo muy raro – dirección yy módulos aulas	106
gráfico 51: Obtención del punto de desempeño – sismo frecuente – dirección xx módulo auditorio	107
gráfico 52:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo frecuente – dirección xx módulo auditorio	108
gráfico 53:Obtención del punto de desempeño – sismo ocasional – dirección xx módulo auditorio	109
gráfico 54:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo ocasional – dirección xx módulo auditorio	110
gráfico 55:Obtención del punto de desempeño – sismo raro – dirección xx módulo auditorio	110
gráfico 56:Obtención del punto de desempeño – sismo muy raro – dirección xx módulo auditorio	111
gráfico 57:Obtención del punto de desempeño – sismo frecuente – dirección yy módulo auditorio	112
gráfico 58:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo frecuente – dirección yy módulo auditorio	113

gráfico 59:Obtención del punto de desempeño – sismo ocasional – dirección yy módulo auditorio	114
gráfico 60:Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - sismo ocasional – dirección yy módulo auditorio	115
gráfico 61:Obtención del punto de desempeño – sismo raro – dirección yy módulo auditorio	115
gráfico 62:Obtención del punto de desempeño – sismo muy raro – dirección yy módulo auditorio	116
gráfico 63: Ductilidad del módulo aulas en el eje x	120
gráfico 64:: Ductilidad del módulo aulas en el eje y	121
gráfico 65:: Ductilidad del módulo auditorio en el eje x	122
gráfico 66:: Ductilidad del módulo auditorio en el eje y	123
gráfico 67:Asignación periodo fundamental (t) máximo y mínimo - aulas	127
gráfico 68:Comparación de acelerograma original vs escalado. sismo 1966 ew -aulas	128
gráfico 69:Comparación de acelerograma original vs escalado. sismo 1966 ew -aulas	128
gráfico 70:Comparación de acelerograma original vs escalado. sismo 1966 n-s -aulas	128
gráfico 71:Comparación de acelerograma original vs escalado. sismo 1966 n-s -aulas	129
gráfico 72:Señales sísmicas normalizadas y escaladas.	130
gráfico 73:Disposicion de disipadores viscosos en los ejes x y y	138
gráfico 74:Disposicion de disipadores viscosos en una vista tridimensional	138
gráfico 75:Longitud del brazo metálico.	139
gráfico 76:Análisis de las curvas histeréticas para el disipador d5.	145
gráfico 77:Curva de histéresis para el sismo de lima del año 1966.	145
gráfico 78:Curva de histéresis para el sismo de chimbote del año 1970.	146
gráfico 79curva de histéresis para el sismo de lima del año 1974.	146
gráfico 80:Balance energético del sismo de lima del año 1966, caso1.	147
gráfico 81:Balance energético del sismo de lima del año 1966, caso2.	147
gráfico 82:Balance energético del sismo de chimbote del año 1970, caso1.	148
gráfico 83:Balance energético del sismo de chimbote del año 1970, caso2.	149
gráfico 84:Balance energético del sismo de lima del año 1974, caso1.	150
gráfico 85:Balance energético del sismo de lima del año 1974, caso2.	150
gráfico 86: Propiedades de los disipadores de fluido viscoso.	153
gráfico 87:Características geométricas de la placa base	154
gráfico 88: Dimensiones de la placa base para el disipador de 110 kip (izquierda) y 165 kip (derecha)	157
gráfico 89:Dimensiones de agujeros y pernos. ansi/aisc 360-05	157
gráfico 90: Clasificación de los pernos a325 y a490.	159
gráfico 91: Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia, de acuerdo a la tabla n° 65	160
gráfico 92: Detalle de las dimensiones del perno de 1”	161

gráfico 93: Detalle de las dimensiones la tuerca a emplear	161
gráfico 94: Esquema de la longitud del perno	164
gráfico 95: Dimensiones de los pernos a325 a emplear en la conexión extensor – disipador	164
gráfico 96: Ubicación de los dispositivos en la estructura (primer nivel modulo aulas)	165
gráfico 97: Conexión brazo metálico – disipador viscoso (165 kip).	166
gráfico 98: Detalle de la conexión placa base – disipador de energía.	166
gráfico 99: Detalle de la conexión placa base – brazo metálico hss 7.50 x 0.50.	167
gráfico 100: Detalle de la conexión barra de conexión – brazo metálico.	167
gráfico 101: Detalle de la conexión inferior de brazo metálico	168
gráfico 102: Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/2"	169
gráfico 103: Comparación de fuerzas axiales columna c1	174
gráfico 104: Comparación de fuerzas cortantes columna c1	175
gráfico 105: Comparación de momentos flectores en la columna c1	176

## RESUMEN

La presente investigación comprende en la evaluación de desempeño estructural de los módulos Aulas y auditorio de la Facultad de Ciencias Médicas aplicando la norma ATC-40 y propuesta de reforzamiento, para ello se llevó a cabo en dos etapas la evaluación de desempeño y la propuesta de reforzamiento.

Para la evaluación se tomó datos de los planos, verificación de dimensiones de columnas, vigas, alturas de entrepiso y el estado de las mismas; luego se analizó con la metodología del ATC-40 para determinar el desempeño estructural, Para lo cual se utilizó el programa SAP2000 para el modelamiento y el análisis estático no lineal (Pushover) para diferentes sismos, estableciendo el punto de desempeño utilizando el método de espectro de capacidad, para los sismos establecidos en el ATC-40 y en el Comité visión 2000 en los cuales se establecen matriz de desempeño según el tipo de la estructura y los sismos de diseño son; sismo Frecuentes, sismos ocasionales, sismos raros y sismos muy raros; con los cuales se determina la necesidad de reforzamiento.

La propuesta de reforzamiento se escogió los disipadores Taylor para que cumplan los rangos de desempeño como estructura esencial que sigue operacional después de un sismo de diseño (sismo raro), para ello se determinó disipadores viscosos, 4 en dirección X y 4 en dirección Y, para el diseño se determinó las derivas máximas con el análisis tiempo historia y la deriva objetivo con la metodología Hazus que según el tipo de estructura de concreto indica el 5% de deriva con lo cual se estableció disipadores de 110 y 165 Kip de capacidad.

Palabras clave: Pushover, Desempeño, reforzamiento, disipador, Taylor, ATC

## **ABSTRACT**

The present investigation includes in the evaluation of structural performance of the Faculty of Medical Sciences applying the ATC-40 standard and proposal of reinforcement. For this purpose, the performance evaluation and the proposal of reinforcement were carried out in two stages.

For the evaluation, data was taken from the plans, verification of dimensions of columns, beams, mezzanine heights and the state of the same; Then it was analyzed with the methodology of the ATC-40 to determine the structural performance, for which the program SAP2000 was used for the modeling and the nonlinear static analysis (Pushover) for different earthquakes, establishing the point of performance using the method of spectrum of capacity, for the earthquakes established in the ATC-40 and in the Committee vision 2000 in which they establish performance matrix according to the type of the structure and the earthquakes of design are; Frequent earthquakes, occasional earthquakes, rare earthquakes and very rare earthquakes; with which the need for reinforcement is determined.

The proposal of reinforcement was chosen the Taylor heatsinks so that they fulfill the ranges of performance like essential structure that continues operating after a design earthquake (rare earthquake), for it viscous heatsinks were determined, 4 in direction X and 4 in direction Y, for the design the maximum drifts were determined with the analysis time history and the objective drift with the methodology Hazus that according to the type of structure of concrete indicates the 5% of drift with which heatsinks of 110 and 165 Kip of capacity were established.

Keywords: Pushover, Performance, Retrofit, Dissipater, Taylor, ATC

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCION**

#### **1.1. Generalidades**

El Perú está ubicado en una zona de alta amenaza sísmica y con frecuencia se ven afectado por terremotos de gran poder destructivo, por lo que necesariamente todas las edificaciones deben diseñarse y construirse con criterios Sismorresistente, por ellos las infraestructuras de las universidades y centros educativos requieren de una adecuada evaluación de su estructura, ya que este tipo de edificaciones son consideradas esenciales porque puede servir de refugio después de un desastre.

Las normas y códigos de estructuras van mejorando el conocimiento sobre el comportamiento de estructuras frente a sollicitaciones de gravedad y sísmicas, por ello en las edificaciones existentes se debe evaluar su desempeño según su importancia y el nivel de daño que se puede originar post evento sísmico de diseño y un sismo severo.

La Facultad de Ciencias Médicas es una edificación que no ha sido evaluada bajo ningún método cuantitativo (como un análisis de vulnerabilidad o desempeño de la

propia edificación), estos métodos son más precisos, y nos dan una mejor idea de cómo podría desempeñarse la estructura ante un sismo severo y tener una mejor propuesta de reforzamiento en sus zonas más vulnerables, para que pueda seguir funcionando como una estructura esencial después del evento.

Esta edificación en estudio fue diseñada en el año 1981, época en la cual se había establecido un código de diseño Sismorresistente, la cual se tuvo que ir modificando por que no consideraba todos los efectos de un evento sísmico, y que aún no se tomaban en cuenta diversos factores como la ductilidad de los materiales, el tipo de suelo y el control de desplazamiento de la edificación, que en la actualidad son criterios establecidos en nuestra Norma Técnica Peruana (NTP) E.030.

## **1.2. Situación problemática**

Las edificaciones que fueron diseñadas y construidas bajo concepciones de los métodos y normas existentes en su época no se evaluó el desempeño de las estructuras con eventos sísmicos severos y de diseño, ya que no se conocía en su época, por ello se diseñaron con estructuras con pórticos de concreto reforzado ya que se enfocaban en las solicitaciones de gravedad y se daba una revisión por sismo, sin embargo las solicitaciones sísmicas son de la misma o mayor importancia que las de gravedad que teniendo una probabilidad de ocurrencia durante su vida útil, también puede definir su integridad estructural post evento y la seguridad de sus ocupantes. A tal situación se diseñaron metodologías para evaluar edificaciones existentes en su desempeño y definir su nivel de respuesta y estado post evento sísmico según a importancia de la edificación, cargas existentes, ubicación, nivel de daño esperado; luego de esta evaluación se espera analizar metodologías, tecnologías de reforzamiento para que la estructura pueda continuar con el servicio según características y tipo de edificación; estas metodologías de rediseño pueden ser métodos tradicionales como agregar muros de concreto, encamisado de columnas o también las más modernas que son amortiguadores de diferentes tipos. Esta evaluación se realiza para determinar la operatividad del edificio existente sometiéndoles a esta evaluación de desempeño Sismorresistente para determinar si

necesita reforzamiento para que pueda seguir cumpliendo su función durante su vida resguardando la integridad de sus ocupantes.

### **1.3. Justificación, alcances y limitaciones**

La presente investigación, busca mantener la operatividad estructural del pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo ante un evento sísmico severo, mediante la aplicación de los procedimientos establecidos por la Norma ATC-40 y a la vez dar a conocer en qué magnitud se aplica la misma para la evaluación y rediseño estructural de edificaciones existentes.

La importancia de nuestra investigación, es dar a conocer los beneficios de utilizar los estándares de la Norma ATC-40 que permite hacer posible, un análisis estructural cada vez más cercano a como ocurre en la realidad, para así evaluar una edificación y determinar un adecuado reforzamiento que garantice la seguridad de las personas que residen y acuden a este establecimiento de salud, brindándoles una edificación segura, en especial antes, durante y después de un evento sísmico.

### **1.4. Objetivos**

#### **1.4.1. Objetivo general**

Determinar el aporte de la Norma ATC- 40, en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento en el pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo

#### **1.4.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar el aporte de la Norma ATC- 40, en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, desde la selección del objetivo de rendimiento, en el

pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo

- b) Determinar el aporte de la Norma ATC- 40, en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, desde el proceso de determinación de deficiencias, en el pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo
  
- c) Determinar el aporte de la Norma ATC- 40, en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, desde las estrategias de rediseño, en el pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo

## **CAPITULO II.**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Desempeño estructural**

Según el ATC-40 menciona: El desempeño de una estructura depende de la manera en que su capacidad maneje la demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto, tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. Una vez que se ha determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. A través del desempeño se podrá verificar que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño (ATC 40, 1996).

#### **2.2 Generalidades**

#### **2.3 Niveles de desempeño**

El ATC 40 define los niveles de desempeño una combinación de sus elementos estructurales y no estructurales, tal que estos niveles definen el estado operacional del edificio después de sucedido el evento sísmico (ATC 40, 1996).

### 2.3.1 Niveles de desempeño estructural

Los niveles de desempeño estructural se definen por niveles y rangos los cuales son nominados con la abreviación SP-n (structural performance; el n es un numero designado de desempeño) (ATC 40, 1996), el cual para cada nivel tiene definido el estado de daño sufrido en la estructura, lo cual se define en lo siguiente:

**Ocupación Inmediata, SP-1:** Es el estado en que ocurre un limitado daño estructural. El sistema básico de resistencia a fuerzas laterales del edificio conserva casi toda sus características y capacidades iniciales. El riesgo de amenaza a la vida por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para su ocupación.

**Control de Daño, SP-2:** Este término no es en realidad un nivel específico, pero es un rango de daño que varía desde SP-1 (Ocupación Inmediata) a SP-3 (Seguridad de Vida). Ejemplo de control de daño incluye protección de la arquitectura de edificios históricos de contenido valioso.

**Seguridad de Vida, SP-3:** Es el estado en el que pudiera haber ocurrido daño significativo a la estructura, pero donde permanece algún margen contra el colapso total o parcial. El nivel de daño es menor que aquel para el nivel de Estabilidad Estructural. Las componentes estructurales principales no fallan. Mientras que pudiera ocurrir daños durante el terremoto, el riesgo de amenaza a la vida por el daño estructural es muy bajo. Se espera probablemente que grandes reparaciones estructurales sean necesarias antes de la reocupación del edificio, aunque en algunas ocasiones pueda que el daño no sea económicamente reparable. Este nivel de comportamiento estructural está proyectado a ser el nivel de comportamiento esperado de todos los códigos para nuevos edificios.

**Seguridad Limitada, SP-4:** Este término no es realmente un nivel específico de desempeño, pero es un rango de estado de daño que es por lo menos como SP-3 (Seguridad de Vida) pero no más que SP-5 (Estabilidad Estructural). Provee una

definición para las situaciones donde el reforzamiento puede no satisfacer todos los requerimientos estructurales del nivel de Seguridad de Vida.

**Estabilidad Estructural, SP-5:** Este nivel es el límite de estado de daño estructural en que el sistema estructural del edificio está al borde de experimentar colapso parcial o total. Un daño sustancial a la estructura ha ocurrido, a ocurrido también significativa degradación en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral. Sin embargo, todos los componentes de su sistema resistente a cargas de gravedad continúan para soportar sus demandas de gravedad. Aunque el edificio permanece

totalmente estable, existe riesgo significativo debido a falla que puede existir dentro y fuera del edificio. Se espera que una reparación significativa de la estructura principal sea necesario antes de la reocupación. En antiguos edificios de concreto es muy probable que el daño no sea técnicamente o económicamente reparable.

**No Considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero provee una descripción para situaciones donde se ejecuta una evaluación sísmica o reforzamiento. La explícita inclusión de un Nivel de comportamiento Estructural No Considerado es una herramienta útil de comunicación entre el diseñador y el propietario.

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), tiene una de las principales propuestas que viene del Comité visión 2000 para cuantificar el desempeño de las edificaciones (SEAOC, 1995, pág. 171)

Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo y del comportamiento de la edificación, como se explica a continuación.

- Eventuales daños físicos en elementos estructurales y no estructurales,
- Cuando se compromete la seguridad de los ocupantes de la edificación, producto de estos daños
- La operatividad de la edificación luego del evento sísmico [SEAOC, 1995; ATC, 1996].

**TOTALMENTE OPERACIONAL:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. 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 requieren reparaciones.

**OPERACIONAL:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requiere algunas reparaciones menores.

**RESGUARDO DE VIDAS:** está asociada a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

**PROXIMO AL COLAPSO:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallas locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

**COLAPSO:** la estructura no puede ya resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad.

Además, en el informe del comité VISION 2000 nos presenta niveles de daño permisibles asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño que consideran, se puede resumir en la siguiente tabla 1.

*Tabla 1: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño SEAOC.*

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>	<b>DESCRIPCION</b>
<b>TOTALMENTE OPERACIONAL</b>	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entre en funcionamiento inmediatamente.
<b>OPERACIONAL</b>	No hay daño significativo a la estructura, los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
<b>RESGUARDO DE VIDAS</b>	Daño significativo a los componentes estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros pero con daño, la edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.
<b>CERCA AL COLAPSO</b>	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de la resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.
<b>COLAPSO</b>	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC, 1995, pág.171).

La Tabla 2 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados.

Tabla 2: Nivel de desempeño de la estructura según SEAOC 1995

Movimientos sísmico de diseño	Nivel de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
<b>Frecuente (43 años)</b>	1	0	0	0
<b>Ocasional (72 años)</b>	2	1		0
<b>Raro (475 años)</b>	3	2	1	0
<b>Muy raro (970 años)</b>	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras Básicas				
2. Estructuras Esenciales/riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

El SEAOC 1995 comité visión 2000 clasifica en 3 tipos de edificaciones para determinar su desempeño al tipo de sismo y su comportamiento postismo.

- Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.
- Estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
- Estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.

### 2.3.2 Niveles de desempeño no estructural

Los niveles de desempeño estructural es aquella referida a los elementos que componen el edificio sin que aporten al desempeño estructural; siendo los niveles

de desempeño no estructural – operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y peligro reducido (Delgadillo, 2005).

**Operacional, NP-A:** Es el estado de daño donde los elementos no estructurales y sistemas están generalmente en el mismo lugar y operativos. Aunque se espera daño mínimo, toda maquinaria y equipamiento está en funcionamiento. Sin embargo, algunos servicios externos, pueden no estar disponibles debido a un significativo daño.

**Ocupación Inmediata, NP-B:** Es el estado de daño en el que elementos no estructurales y sistemas están generalmente en su sitio, se espera daño menor, particularmente debido a daño en sus contenidos. Aunque los equipamientos y maquinarias estén anclados o arriostrados, su capacidad para funcionamiento después del sismo puede sufrir algunas limitaciones.

**Seguridad de Vida, NP-C:** Este estado incluye daño considerable a componentes no estructurales y sistemas, pero no incluye colapso o falla suficiente como para causar daño severo dentro o fuera del edificio. Los sistemas no estructurales, equipamientos y maquinarias puede no funcionar sin reparación o reemplazo. Mientras que los perjuicios pueden ocurrir durante el terremoto, el riesgo de amenaza de vida a partir del daño no estructural es muy pequeño.

**Peligro Reducido, NP-D:** Este estado incluye daño extensivo a componentes no estructurales y sistemas, pero no incluye colapso o falla de grandes y considerables componentes que cause significativo perjuicio a las personas, tal como parapetos, muros exteriores de albañilería, cielo raso. Ocurren serios perjuicios aislados, es muy pequeño el peligro de falla que pondría a gran número de personas en riesgo dentro o fuera del edificio.

**No Considerado, NP-E:** Este no es un nivel de desempeño, pero provee una designación para el caso común donde elementos no estructurales no son evaluados o son evaluados a menos que ellos tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, tal como muros portantes de albañilería o tabiquerías. La designación es necesaria para describir exactamente el comportamiento del edificio en el nivel de

Estabilidad estructural donde elementos no estructurales no son, de hecho, considerados.

### 2.3.3 Niveles de desempeño del edificio

Los niveles de desempeño estructural del edificio es la suma del desempeño estructural y desempeño no estructural dando por los niveles de desempeño mostrado en el siguiente cuadro.

Tabla 3. Combinación de niveles de desempeño estructural y no estructural para adquirir los niveles de desempeño del edificio

Building Performance Levels						
Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control (Range)	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety (Range)	SP-5 Structural Stability	SP-6 Not Considered
Np-A Operational	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy	1-B Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not considered	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural Stability	Not Applicable

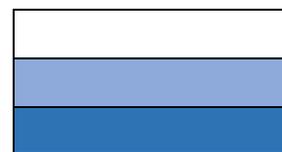
Fuente: tabla 3-1; Combinations of structural and Nonstructural performance levels to form Building Performance Levels, ATC-40

Leyenda:

Niveles de rendimiento del edificio comúnmente referidos

Otras posibles combinaciones de SP-NP

Combinaciones no recomendadas e SP-NP



## 2.4 Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia

Para evaluar una estructura existente frente a las solicitaciones durante la vida de la estructura y su comportamiento frente a estos eventos existen los procedimientos de análisis lineales y no lineales para determinar su desempeño del edificio.

### 2.4.1 Análisis lineal

Para la evaluación de estructura por los métodos de análisis lineal (Chavesta, 2019) menciona: Los procedimientos lineales son apropiados cuando la expectativa para el nivel de no linealidad es bajo, manteniendo el uso tradicional de la relación fuerza-deformación en su rango lineal, pero incorporando ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, para permitir una mejor consideración de probables características no lineales en la respuesta sísmica. También se menciona que este método se utiliza cuando la estructura tiene regularidad estructural en planta y vertical ya que en edificios irregulares se obtiene resultados inexactos

### 2.4.2 Análisis no lineal

Según Chavesta (2019) el análisis no lineal es cuando se tiene en cuenta la respuesta no lineal de los materiales, incluido la no linealidad de su geometría; con el uso de estos procedimientos, es posible, en cierta manera, aproximarse a lo que realmente podría suceder en el edificio, pues la idealización del comportamiento de las estructuras tienen mayor certeza y así, se podrían estimar los mecanismos de falla y el potencial de un posible colapso progresivo.

## 2.5 Evaluación estructural según la metodología de ATC-40

EL ATC-40 tiene una metodología para evaluación sísmica de estructuras existentes para su rehabilitación o reforzamiento en caso no cumplierse la demanda sísmica, para ello primero se determina los objetivos de desempeño, la demanda sísmica, determinación de deficiencias para luego determinar las estrategias de rediseño, teniendo como base el análisis no lineal (Pushover).

### 2.5.1 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño especifican el comportamiento deseado e la estructura bajo la demanda sísmica. Se describe definiendo el máximo estado permisible de daño (nivel de desempeño) para una amenaza sísmica (nivel de amenaza sísmica) (ATC 40, 1996).

#### 2.5.1.1 Niveles de desempeño.

Un nivel de desempeño describe una condición de daño límite que puede considerarse satisfactoria para un edificio determinado y un movimiento del terreno determinado. La condición límite se describe por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de los ocupantes del edificio creada por el daño, y la capacidad de servicio del edificio después del sismo.

Los niveles de desempeño objetivo para los sistemas estructurales y no estructurales se especifican de forma independiente Los niveles de rendimiento estructural reciben nombres y designaciones numéricas, mientras que los niveles de rendimiento no estructural reciben nombres y letras (ATC 40, 1996).

#### Nivel de desempeño estructural

**SP-1:** Ocupación inmediata

**SP-2:** Control de daño

**SP-3:** Protección de vida

**SP-4:** Seguridad Limitada

**SP-5:** Prevención de colapso

#### Nivel de desempeño no estructural

**NP-A:** Operacional

**NP-B:** Ocupación Inmediata

**NP-C:** Protección de vida

**NP-D:** Amenaza reducida

**SP-6:** No considerado

**NP-E:** No considerado

### **2.5.1.2 Niveles de amenaza sísmica.**

El movimiento sísmico del suelo se combina con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. El movimiento sísmico del suelo puede expresarse especificando un nivel de movimiento sísmico asociado con una probabilidad de ocurrencia dada (un enfoque probabilístico), o en términos del movimiento sísmico máximo esperado de un solo evento de una magnitud especificada en una falla de una fuente específica (un enfoque determinístico). El nivel de movimiento del terreno se expresa en términos de características de ingeniería para su uso en el diseño. Para ello se utilizan espectros de respuesta o una serie equivalente de registros simulados de movimientos sísmicos (ATC 40, 1996).

Por ello se infiere que: nivel de amenaza sísmica es igual a Espectros de respuesta/Registros de movimientos el terreno; de igual manera se tiene los tres niveles de amenaza sísmica:

Sismo de Servicio (SE): Movimiento del suelo con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 75 años. Este nivel de sismo es típicamente cerca de 0,5 veces el nivel del Sismo de diseño (ATC 40, 1996, pág. 66)

Sismo de diseño (DE): Movimiento del suelo con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 500 años.

Sismo Máximo (ME): Nivel máximo de movimiento del terreno esperado dentro del marco geológico conocido debido a un solo evento específico (atenuación media), o el movimiento del terreno con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Este nivel de sismo es típicamente alrededor de 1,25 a 1,5 veces el nivel de sismo de Diseño.

Tabla 4: Niveles de sismo contemplados por el ATC-40

Sismo de diseño		Aceleración asociada para la costa de Perú (g)
Sismo de Servicio	SE	Sd/2
Sismos de diseño	DE	Sd
Sismo Máximos	ME	(1.25 a 1.5)*Sd

A la vez el SEAOC 1995, tiene la propuesta de los movimientos sísmicos de diseño en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retomo "TR" (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia "pe" para un número específico "t" de años, mediante la siguiente ecuación

$$TR = \frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (1)$$

La Tabla 2.4. muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

Tabla 5: Movimientos sísmicos de diseño

Movimiento Sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	43 años	69%
Ocasional	72 años	50%

<b>Raro</b>	475 años	10%
<b>Muy Raro</b>	950 años	5%

Fuente: SEAOC Visión 2000 Comité, 1995

El SEAOC también define estos sismos en valores que se adaptan en la tabla siguiente:

*Tabla 6: Sismo de diseño y aceleración asociada*

<b>Tipo Sismo</b>	<b>Aceleración Máxima en la Roca</b>
Sismo Frecuente (SF)	$Sa1 = Sd/3$
Sismo Ocasional (SO)	$Sa2 = 1.4 * Sa1$
Sismo Raro (SR)	$Sa3 = Sd$
Sismo Muy Raro (SM)	$Sa4 = 1.5 * Sd$

Fuente: SEAOC Visión 2000 Comité, 1995

### 2.5.2 Determinación de deficiencias

Según (Alcantara & Navarte, 2016) menciona sobre la determinación de deficiencias en base al ATC-40 lo siguiente: “Consiste en la obtención de datos del edificio, la revisión de la amenaza sísmica, la identificación de los atributos de construcción, y la caracterización de las posibles deficiencias estructurales ante la acción de un sismo” (pág. 22).

Con datos suficientes de documentos, pruebas y visitas al lugar, un conjunto de posibles deficiencias sísmicas se puede identificar y utilizar para tomar decisiones de ingeniería o investigaciones más detalladas.

### 2.5.3 Estrategias de rediseño

Realizada una evaluación y se detecta la presencia de deficiencias de comportamiento sísmico que son inaceptables de acuerdo a las normas y códigos actuales, se discute una estrategia de rediseño aceptables que son factibles y aplicables según los objetivos de desempeño del edificio,

Una estrategia de rehabilitación es un enfoque básico adoptado para mejorar el rendimiento sísmico probable del edificio o para reducir el riesgo existente a un nivel aceptable. Tanto las estrategias técnicas como las estrategias de gestión pueden emplearse para obtener la reducción del riesgo sísmico. Las estrategias técnicas incluyen enfoques tales como el aumento de la resistencia del edificio, la corrección de deficiencias críticas, la modificación de la rigidez y la reducción de la demanda. Las estrategias de gestión incluyen enfoques tales como el cambio de ocupación, la mejora incremental y la construcción por etapas (ATC 40, 1996, pág. 107).

## **2.6 - Análisis estático no lineal (Pushover).**

Un análisis del edificio, incluyendo medidas de rehabilitación, deberá ser conducido para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes del edificio por el movimiento del suelo correspondiente al nivel de peligrosidad sísmica, o por otros peligros de sitio geológicos sísmicos.

Los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional de una relación esfuerzo-deformación, pero incorporan ajustes a la deformación total del edificio y los criterios de aceptación del material para permitir una mejor consideración de las probables características no lineales de la respuesta sísmica. El análisis estático no lineal (AENL), a menudo llamado “análisis pushover”, usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones estructurales sísmicas. El análisis dinámico no lineal (ADNL), comúnmente conocido como análisis tiempo historia no lineal, requiere de considerables juicios y experiencia para su desarrollo.

El análisis Pushover consiste en “aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales en forma monótonica, es decir, en un solo sentido, teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura. Una ilustración del Pushover se puede observar en la siguiente figura” (Paredes , 2016, págs. 26-27):

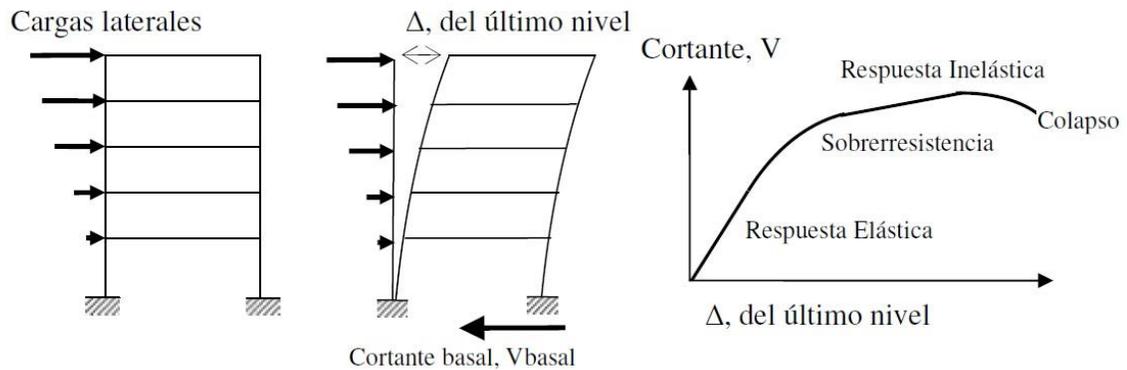


Gráfico 1. Esquema de la técnica del método Pushover

El Pushover data alrededor del año 1970, al principio no tuvo aceptación, pero en los últimos 15 años tuvo gran aplicación debido a su fácil aplicación y buenas aproximaciones en sus resultados (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006, pág. 78).

Este método consiste en “llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce la forma de su armado, esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga” (Cabanillas & Rondan, 2018, pág. 61).

De lo definido líneas arriba podemos resumir como una apreciación conceptual del AENL Pushover que sirve para:

- Determinar la capacidad de la estructura más allá de su respuesta elástica
- Determinar las secuencias en la formación de mecanismos y fallas en los elementos estructurales.
- Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos, tomando en cuenta la pérdida de rigidez en cada elemento.
- El AENL se efectúa por medio de incrementos en la carga lateral, hasta que la estructura alcance ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable.
- Incursionar las propiedades de esfuerzo – deformación no lineal a los elementos en la estructura.

En el AENL hay procedimientos como es el método de espectro de capacidad, el método de coeficientes, de los cuales en esta investigación se utilizara el método del espectro de capacidad; que es un procedimiento estático no lineal no lineal que proporciona una representación gráfica de fuerza-desplazamiento de la curva de capacidad de la estructura (Pushover) y la compara con las representaciones de los espectros de respuesta de las demandas sísmicas, es una herramienta muy útil en la evaluación y el diseño de rehabilitación de los edificios de concreto existentes (ATC 40, 1996, págs. 8-3).

De manera general el procedimiento de AENL Pushover se define en los siguientes pasos.

- Determinación de la curva de capacidad.
- Conversión de la curva de capacidad a Espectro de capacidad
- Determinación de la demanda.
- Obtención del espectro de demanda
- Intersección del espectro de respuesta con el espectro de demanda
- Verificación del desempeño

### 2.6.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad Pushover aproxima como se comportarán las estructuras luego e exceder su límite elástico. Esto se logra registrando el corte en la base y el desplazamiento en el techo producto de la aplicación progresiva de un determinado patrón de cargas laterales. Como menciona Guevara, Osorio, & Arturo (2006) “esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural” (pág. 110), en el caso de estructuras más flexibles o irregulares, debe tomarse en cuenta los efectos en la respuesta producto de la contribución de los modos de vibración mayores.

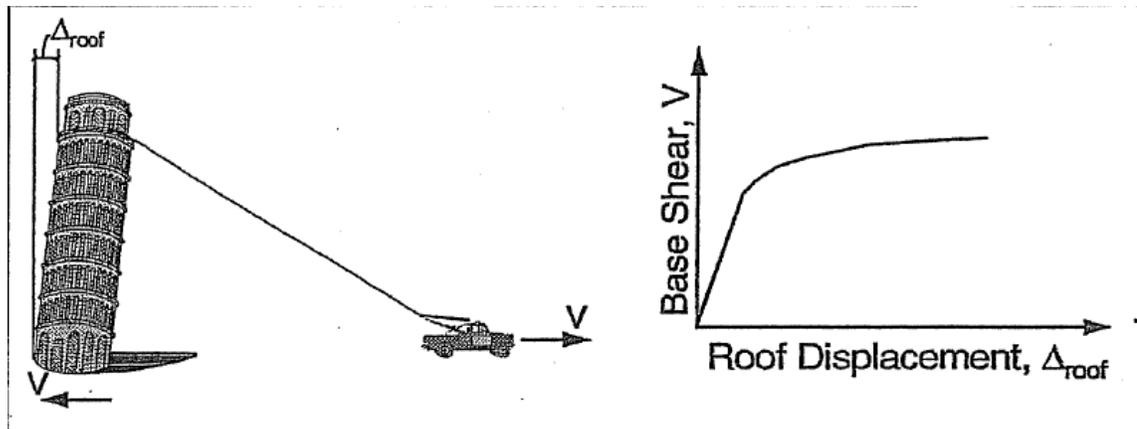


Gráfico 2. Curva de capacidad

Fuente: ATC-40 (1996), pag. 8-4.

Para determinar la curva de capacidad se utilizan “el patrón de cargas laterales mayormente usado en el análisis “Pushover” es la distribución triangular invertida, esto representa la respuesta del primer modo y es frecuentemente sugerida por normas sismo resistente cuando las masas de los pisos son iguales” (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006, pág. 83).

En esta curva de capacidad En esta curva se puede identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de la estructura, así como el historial de deformaciones y cortantes en la estructura (Robles, 2018, pág. 43).

### 2.6.2 Patrón de cargas laterales

En el método del Pushover primero se halla un patrón de cargas laterales aplicados a los niveles del edificio, estas se obtienen mediante un análisis estático lineal especificadas en las normas, en caso del Perú la norma E.030 Norma Peruana de Diseño Sismo resistente 2018, para que luego estas se incrementen monótonicamente llevando al colapso la estructura. Partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta las cargas gravitacionales, se aplican el patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1(modos fundamental)

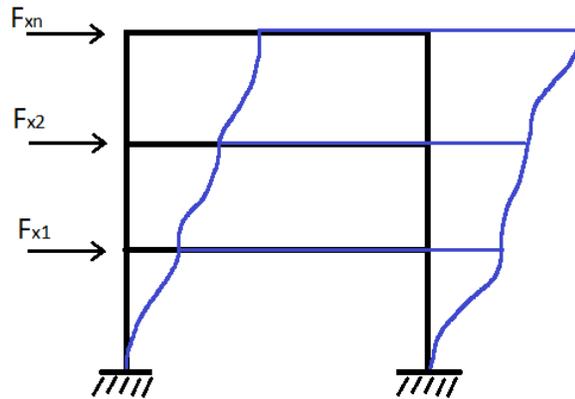


Gráfico 3. Patrón de cargas laterales

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} \cdot V \quad (2)$$

### 2.6.3 Nodo de control

Al aplicar el patrón de cargas laterales se debe controlar el desplazamiento en el lugar llamado nodo de control respecto Cabanillas & rondan (2018) afirma:

El nodo de control es aquel que será monitoreado en cuanto a sus desplazamientos que presente, mediante el incremento de cargas laterales, por lo general se ubicará en el centro de masas del diafragma del piso superior de la edificación o en su defecto, cualquiera que pertenezca al diafragma rígido de ese piso (pág. 182).

### 2.6.4 Espectro de capacidad

EL espectro de capacidad según Muñoz (2008) es “la relación fuerza desplazamiento de una estructura. Esta curva constituye el espectro de capacidad de la edificación y tiene el eje horizontal, el desplazamiento estructural, referido como desplazamiento espectral (\$S\_d\$), y en el eje vertical (\$S\_a\$)” (Villareal, 2018, págs. 22-23). En la figura 03 se muestra la curva de capacidad y el espectro de capacidad.

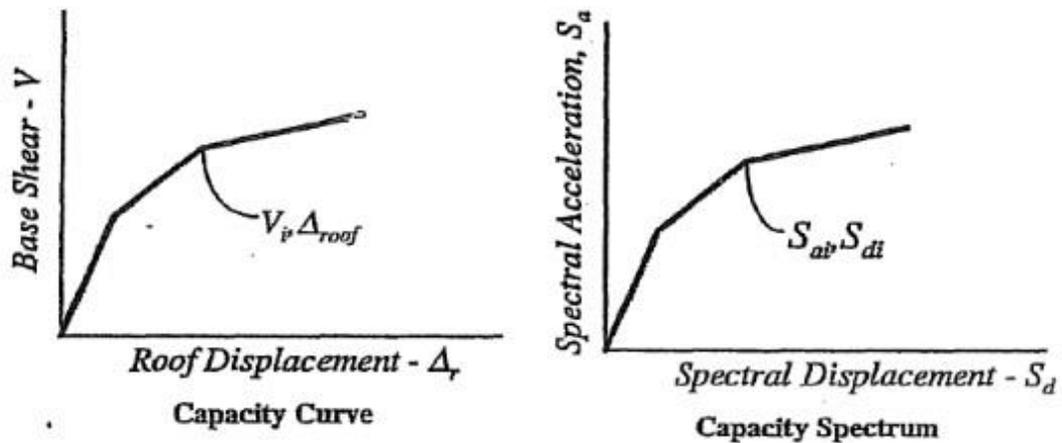


Gráfico 4. Curva y espectro de capacidad.

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-12)

Donde en la izquierda se muestra la curva de capacidad resistente sísmica de una estructura, en función del cortante basal  $V$  y del desplazamiento en el tope  $\Delta_r$ . A la derecha se indica el espectro de capacidad, que relaciona el desplazamiento espectral  $S_d$ , con la aceleración espectral  $S_a$ .

### 2.6.5 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el Método de Espectro de Capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, dado en términos de cortante basal ( $V$ ) y desplazamiento del techo ( $D_t$ ), a un espectro de capacidad, que relaciona la aceleración espectral ( $S_a$ ) respecto del Desplazamiento espectral ( $S_d$ ).

El espectro de capacidad es “la base para estudios de desempeño estructural, que ha desarrollado el ATC 40 y se lo determina a partir de la curva de capacidad resistente y del análisis estático no lineal, utilizando las siguientes ecuaciones” (Aguilar, 2001, pág. 37).

$$S_{di} = \frac{D_{ti}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (3)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (4)$$

Donde el subíndice  $i$ , corresponde a los puntos del diagrama que se consideran. Es importante destacar que para cada punto  $i$ , existe un desplazamiento máximo en el tope que se ha denominado  $D_{ti}$  y un vector de desplazamientos laterales de cada uno de los pisos a partir de lo cual se obtiene el vector  $\phi$ , sobre de la cual se determina  $\phi_{t1}$  que es la amplitud en el tope de la estructura asociada al primer modo;  $PF_i$ , es el factor de participación modal para el primer modo,  $\alpha_1$ , es el coeficiente de masa modal para el primer modo natural;  $W$ , es el peso total de la estructura. Finalmente,  $V_i$ , es el cortante basal asociado al punto  $D_{ti}$  además:

$$PF_1 = \frac{\left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right]}{\quad} \quad (5)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (6)$$

Donde:

$PF_1$  = factor de participación modal para el primer modo

$\alpha_1$  = coeficiente de masa modal para el primer modo

$w_i/g$  = Masa asignada al nivel  $i$

$\phi_{i1}$  = amplitud del modo 1 en el nivel  $i$ .

$N$  = nivel  $N$ , el nivel más alto en la parte principal de la estructura.

$V$  = Cortante basal.

$W$  = peso del edificio considerando el peso muerto más cargas vivas probables.

$D_{ti}$  = desplazamiento del techo ( $V$  y el desplazamiento del techo asociado constituyen puntos en la curva de capacidad).

$S_a$  = Aceleración espectral.

$S_d$  = desplazamiento espectral ( $S_a$  y  $S_d$  asociados forman puntos en el espectro de capacidad).

## 2.6.6 Conversión del espectro de respuesta a un espectro de demanda

Un espectro de respuesta se le conoce en un trazado de formato Sa-T para los diseños estructurales, sin embargo, en la metodología del Pushover formulado en el ATC 40 se hace una conversión a un formato ADRS (Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento) para hacer una comparación con el espectro de capacidad para determinar el punto de desempeño.

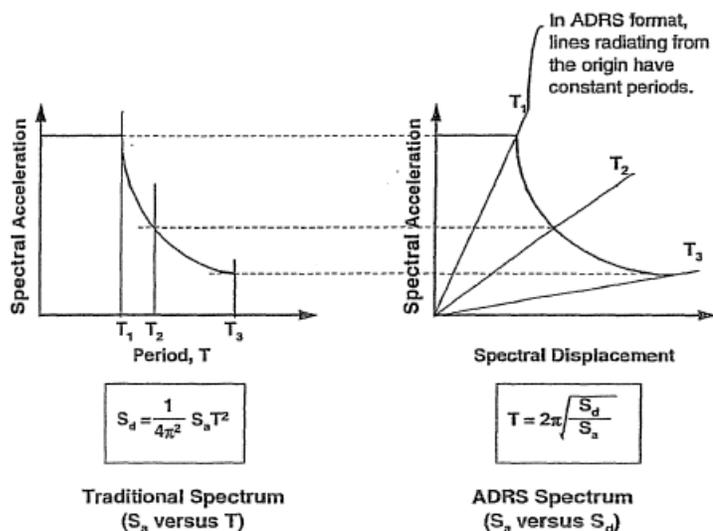


Gráfico 5. Espectro de demanda tradicional y espectro en formato ADRS

Fuente: Figure 8-6 Response spectra in traditional and ADRS formats (ATC 40, 1996, págs. 8-11)

El espectro de respuesta debe de ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral ( $S_a$ ) respecto el desplazamiento espectral ( $S_d$ ), y los periodos se representan con rectas inclinadas. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores ( $S_a, T$ ) a un formato equivalente ( $S_a, S_d$ ), se debe determinar cada desplazamiento espectral  $S_{di}$  para cada  $T_i$  con las siguientes ecuaciones:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (7)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai}}} \quad (8)$$

## 2.6.7 Obtención del punto de desempeño

El punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo. (Calcina, 2017, pág. 65)

Para ubicar el punto de desempeño si tiene que el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad,  $d_i$ , está dentro del 5 por ciento ( $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$ ) del desplazamiento del punto de desempeño de la prueba,  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ,  $d_{pi}$  se convierte en el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia aceptable, entonces se selecciona un nuevo punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  y el proceso se repite. La Figura 8-22 ilustra este concepto. El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el exigente movimiento de tierra por sismos.

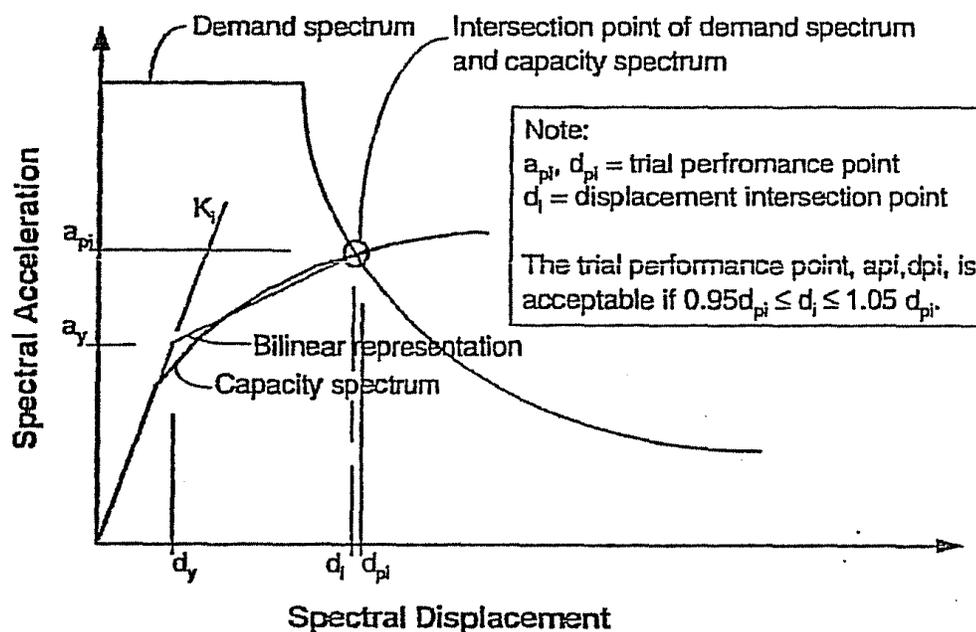


Gráfico 6. Punto de intersección del Espectros de Demanda y el Espectro de Capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-21)

Donde:  $a_{pi}$ ;  $d_{pi}$  Punto de desempeño tentativo

$d_i$ : Desplazamiento de punto de intersección.

En la nota se muestra que el punto  $a_{pi}$ ;  $d_{pi}$  es aceptable cuando  $d_i$  esta entre el rango  $(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi})$ .

#### 2.4.8. Procedimiento para la obtención del punto de desempeño según ATC 40.

Según el ATC 40 se menciona el procedimiento que es de directa aplicación que incluye los siguientes pasos.

1. Desarrollar un Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
2. Transformar la Curva de Capacidad en un Espectro de Capacidad. Poner el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda en el mismo gráfico.

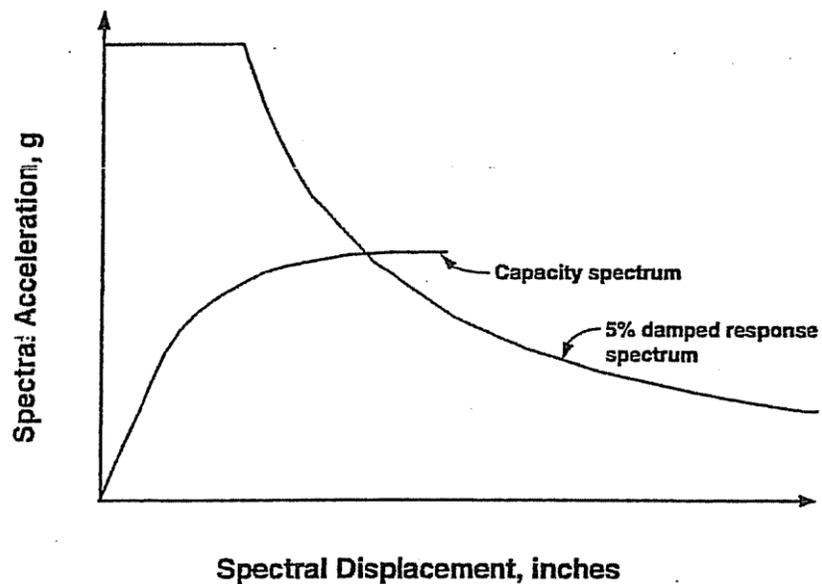


Gráfico 7: Método de Espectro de capacidad, procedimiento después del paso 2

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-21)

3. Seleccionar un punto de desempeño tentativo  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ . Un primer punto de  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  puede ser el desplazamiento obtenido usando el método de aproximación del desplazamiento igual (equal displacement approximation), o puede ser el punto

final del espectro de capacidad, o cualquier otro punto escogido según el juicio del diseñador.

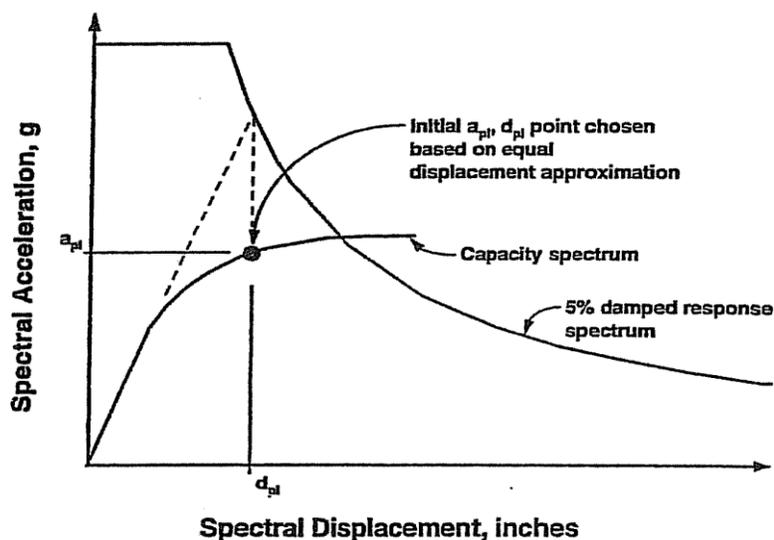


Gráfico 8: Método de Espectro de capacidad, procedimiento después del paso 3

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-21)

4. Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad.

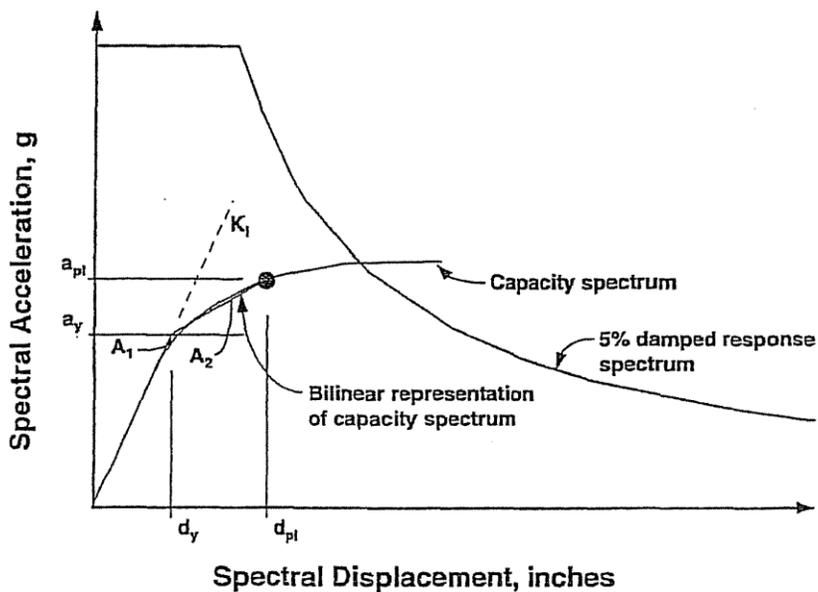


Gráfico 9: Método de Espectro de capacidad, procedimiento después del paso 4

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-21)

- Calcular los factores de reducción espectral  $SR_A$  Y  $SR_B$  . Desarrollar el Espectro de Demanda Reducido como se muestra:

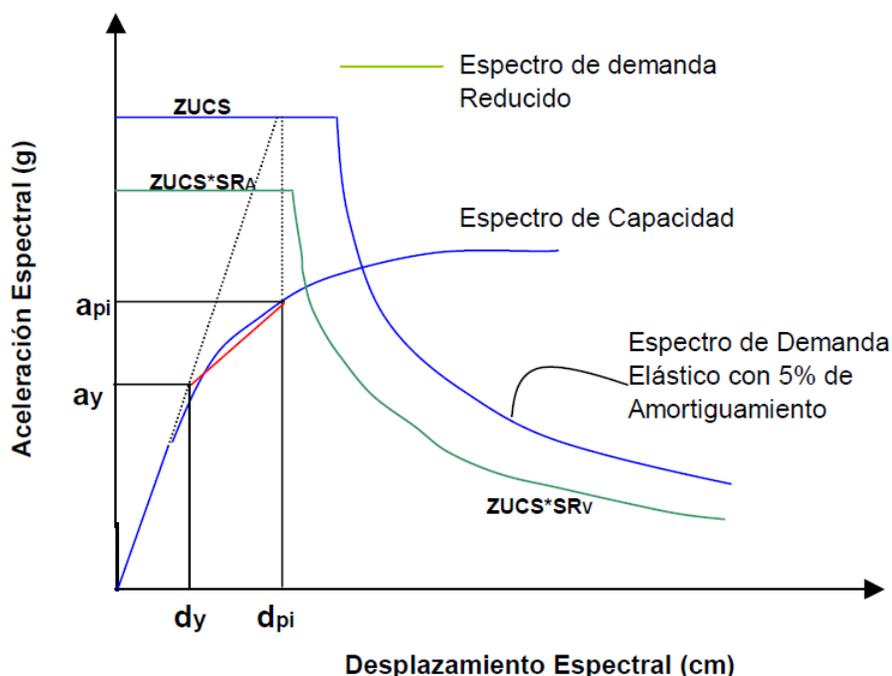


Gráfico 10: Método de Espectro de capacidad, después del paso 5

Fuente: (Delgadillo, 2005, pág. 49)

- Determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ , o si el desplazamiento en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad,  $d_i$ , está dentro de la aceptable tolerancia como muestra en el gráfico 06.
- Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de una aceptable tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  y volver al paso 4. Un nuevo punto de  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6.
- Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño tentativo  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  es el punto de desempeño  $a_p$ ,  $d_p$ , y el desplazamiento  $d_p$ , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

### 2.5.3.- Cálculo de los Factores de Reducción Espectral

Las ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral  $SRA$  y  $SRV$  son:

$$SRA = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eff}}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (9)$$

$SRA \geq$  a valores dados en la tabla 2

$$SRV = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (10)$$

$SRB \geq$  a valores dados en la tabla 2

Nótese que los valores para  $SRA$  y  $SRV$  deben ser mayores o iguales a los valores dados en la siguiente tabla:

Tabla 7: Mínimos valores permitidos de  $SRA$  y  $SRV$

Tipo de comportamiento estructural	$SRA$	$SRV$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 8-17)

- Comportamiento estructural tipo A es esencialmente para edificios nuevos.
- Comportamiento estructural tipo B es para edificios en promedio existentes.
- Comportamiento estructural tipo C es para edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.

Para el presente trabajo se considera comportamiento estructural tipo A.

## 2.7 Reforzamiento estructural.

El reforzamiento estructural es el proceso de incrementar la capacidad de una estructura, aumentando elementos o añadiendo nuevos, En el refuerzo de una estructura (con o sin daño) se mejoran las características estructurales sobre las originales. Es toda operación para incrementar el desempeño estructural del elemento por encima de su desempeño original (Soto , 2008).

Este incremento de capacidad de la capacidad de carga y serviciabilidad de estructura se realizan cuando hay nuevas solicitudes debido a actualización a nuevos reglamentos, cambio de uso, diseño inadecuado, errores y defectos en la construcción, daños estructurales por sismo anteriores o por corrosión por acero de refuerzo.

Además, (Rosero, 2013), agrega su aporte en su investigación las razones del reforzamiento de una estructura existente:

- a. Cambio de uso en la edificación. - Esta acción supone soportar cargas superiores a las previstas en el diseño original o, que la distribución de las mismas sea totalmente distinta a las consideradas inicialmente. Por ejemplo, si se tiene inicialmente ambientes destinados a oficinas, y se cambia por almacenes o bodegas los cuales tienen la carga de servicio mayor.
- b. Asentamientos diferenciales. - Este fenómeno produce fallas en la cimentación por problemas de suelos no considerados en el correspondiente estudio y diseño.
- c. Errores en la fase de proyecto o diseño. - Que comprometen la resistencia y durabilidad de la estructura.
- d. Errores que se producen durante la fase de ejecución o construcción.-. Provocados por la falta de personal calificado en construcción o por falta de fiscalización.
- e. Problemas debidos a la degradación y deterioro de los materiales de construcción. - Pueden tener dos causas; el paso del tiempo o la exposición a agentes químicos ambientales como por ejemplo la oxidación, fenómeno que produce corrosión del refuerzo que se encuentra expuesto por alguna situación.
- f. Modificación y eliminación parcial o total de ciertos elementos estructurales. - Ejemplo: el caso de nuevas aberturas en losas de entrepiso, por necesidad de una

grada de último momento o un ducto de basura o una conexión de entrepisos, entre otras.

- g. Daños producidos por causas accidentales.- Explosión, fuego, impacto, etc. que disminuyen o anulan la capacidad resistente de la estructura en su totalidad, parte de ella, o en algunos elementos.
- h. Modificación de criterios ante la respuesta sísmica.
- i. Modificación de las normativas de construcción, códigos y reglamentos de diseño.

Todos estos factores conducen a evaluar una estructura y la forma técnica más adecuada de intervenirla. Las acciones necesarias para realizar el refuerzo mediante la utilización de diferentes materiales y métodos hacen de la misma, una estructura segura y confiable.

### **2.7.1 Técnicas de Reforzamiento estructural**

El reforzamiento estructural es el proceso que se realiza con el fin de conseguir una respuesta aceptable ante un evento sísmico. Dicho refuerzo dependerá de las condiciones en las que se encuentren las estructuras y se consigue mediante modificaciones en el diseño (refuerzos en los componentes estructurales)

Las Técnicas de Reforzamiento se obtienen de un proceso de recopilación de información de campo, de trabajos empíricos, planteamiento de los objetivos, de una delimitación del alcance y las limitaciones del proyecto (Raigosa, 2010).

Según Tello M. (2006), el reforzamiento de edificaciones puede ser realizado por:

- Introducción de nuevos elementos (Reforzamiento sísmico)
  - ✓ Inclusión de muros de corte
  - ✓ Pórticos de concreto armado
  - ✓ Pórticos metálicos o adición de arrostros
  - ✓ Adición de contrafuertes
  - ✓ Sistemas de disipación de energía
- Refuerzo a elementos estructurales existentes:
  - ✓ Encamisado a secciones con concreto armado
  - ✓ Refuerzo con FRP (Polímeros reforzados con fibras)

- ✓ Adición de chapas o perfiles metálicos. (Tello, 2006)

### **Inclusión de muros de corte**

La introducción de muros de corte en una estructura de concreto existente es uno de los enfoques más comúnmente empleados para el reforzamiento sísmico. Es un método extremadamente eficaz para aumentar tanto la resistencia como la rigidez del edificio. Un sistema de muros de corte es a menudo económico y tiende a ser fácilmente compatible con la mayoría de las estructuras de concreto existentes (ATC 40, 1996, págs. 6-14).

Según el comentario del ATC 40 (1996) la adición de muros de corte puede afectar la arquitectura de la estructura, así mismo puede aumentar la masa de la estructura y, por lo tanto, aumentar las fuerzas sísmicas y los requisitos de resistencia.

### **Pórticos metálicos o adición de arrostros**

Los pórticos de acero reforzado son otro método común para mejorar la rigidez y la resistencia de una construcción existente. Típicamente, los marcos reforzados proporcionan niveles más bajos de rigidez y resistencia que los muros de corte, pero agregan mucha menos masa a la estructura que los muros de corte, pueden ser construidos con menos impacto en la edificación, resultan en menos pérdida de luz y tienen un efecto menor en los patrones de tráfico dentro de la edificación (ATC 40, 1996, págs. 6-14).

### **Adición de contrafuertes**

La adición de los contrafuertes son marcos reforzados o muros de corte instalados perpendicularmente a una pared exterior de la estructura para proporcionar una rigidez y resistencia suplementarias. Este sistema es a menudo conveniente cuando un edificio debe permanecer ocupado durante la construcción, ya que la mayor parte del trabajo de construcción se puede realizar en el exterior del edificio, minimizando las molestias para los ocupantes del mismo. A veces una adición al edificio con la intención de proveer espacio adicional en el piso puede ser usada para reforzar la estructura original para mayor resistencia sísmica.

## Sistemas de disipación de energía

Los sistemas de disipación de energía aumentan directamente la capacidad de la estructura para amortiguar el sismo respuesta de manera benigna, ya sea a través de amortiguamiento viscoso o histérico. Este enfoque requiere la instalación de unidades de disipación de energía (EDU) dentro del sistema de resistencia de fuerza lateral (ATC 40, 1996, págs. 6-19).

Las EDDs disipan la energía y en el proceso reducir las demandas de desplazamiento en la estructura. La instalación de EDUs a menudo requiere la instalación de marcos arriostrados verticales para servir como plataforma de montaje para las unidades y por lo tanto, típicamente resulta en un aumento simultáneo de la rigidez del sistema. Sistemas de disipación de energía típicamente tienen un costo mayor que los convencionales sistemas para rigidizar y fortalecer un edificio, pero tienen el potencial de proporcionar un mejor rendimiento (ATC 40, 1996, págs. 6-19).

El grafico 11 ilustra el efecto de la disipación de energía en las curvas de capacidad y demanda de una estructura reforzada. La curva A-B-C-D es el espectro de capacidad para la estructura sin unidades de disipación de energía. Un punto de desempeño ocurre para esta estructura no reforzada a un desplazamiento espectral de aproximadamente 5 pulgadas resultando en un desempeño estructural de **Estabilidad Estructural**. La curva A-B'-C' -D'-E' es la capacidad para la estructura después de la instalación de la EDUs. Esta curva indica una estructura que tiene ambos añaden rigidez, el periodo elástico inicial tiene pasó de aproximadamente 1,5 segundos a aproximadamente 0,75 segundos, y también algo mayor fuerza. El efecto más importante sin embargo está en el espectro de la demanda. La eficiencia de las EDUs en disipar la energía resulta en mucho mayor una amortiguación eficaz en cualquier desplazamiento. Esto se evidencia en los valores  $d/p$  inferiores comparados a los valores de  $dp$  para los espectros de demanda. El resultado es que el punto de desempeño para la estructura reforzada se desplaza a un desplazamiento espectral que es un poco menos de tres pulgadas, lo que resulta en consecución de un nivel de desempeño estructural de **seguridad de vida**.

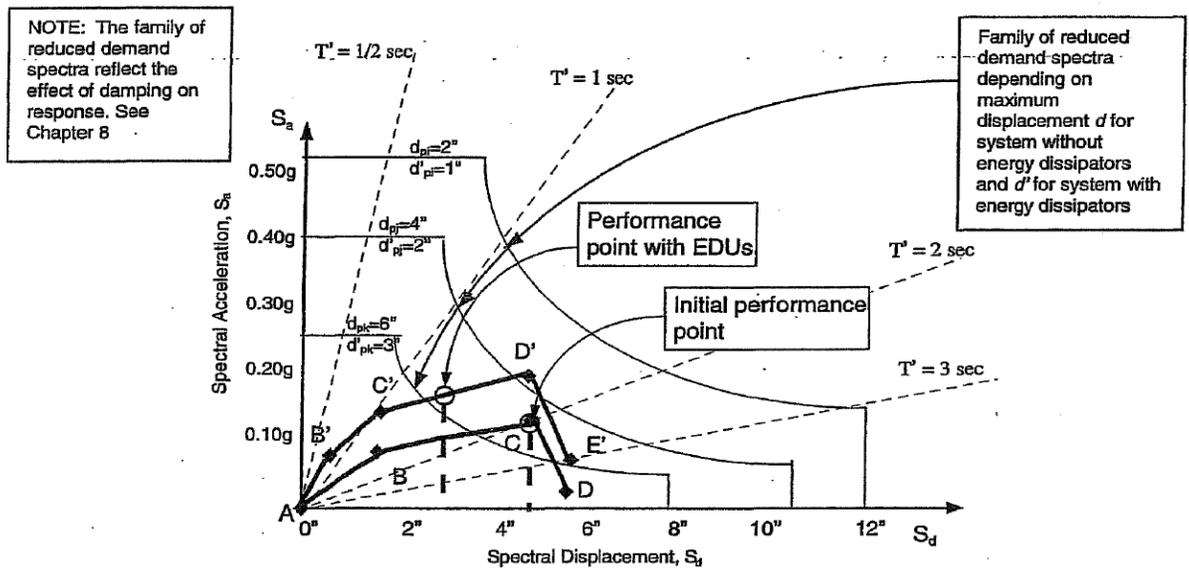


Gráfico 11: Efecto de la amortiguación mejorada en el desempeño del edificio

Fuente: Figura 6-9 de la norma (ATC 40, 1996, págs. 6-20)

## **CAPITULO III.**

### **METODOLOGIA**

#### **3.1 Hipótesis**

##### **3.1.1 Hipótesis general**

Al aplicar la Norma ATC-40 para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural el pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

##### **3.1.2 Hipótesis Especifica**

- a) Al aplicar la Norma ATC-40, desde la selección del objetivo de rendimiento, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

- b) Al aplicar la Norma ATC-40, desde el proceso de determinación de deficiencias, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.
- c) Al aplicar la Norma ATC-40, desde las estrategias de rediseño, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

### 3.2 Variables

### 3.3 Tipo de investigación

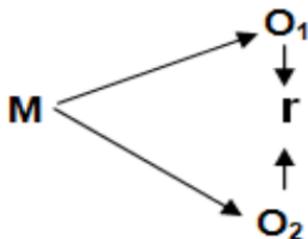
**Por su propósito fundamental:** Es una investigación aplicada, por que busca solucionar a un problema practico de reforzamiento de estructuras existentes para mejorar su desempeño para continuar brindando servicio con calidad y seguridad.

**Por su alcance:** La investigación es de tipo descriptiva debido que analiza la estructura existente y sus propiedades para luego verificar su desempeño sin alterar sus propiedades para dar una propuesta de reforzamiento estructural.

**Por su enfoque:** Cuantitativo, porque sus características es la de prueba de hipótesis, hace un análisis de causa-efecto y el proceso es de manera secuencial generando resultados.

### 3.4 Diseño de Investigación

El diseño de nuestra investigación correlacional descriptivo.



Donde:

M = Muestra

$O_1$  = Observación de la muestra sin Reforzamiento

$O_2$  = Observación de la muestra con Reforzamiento

$r$  = Comparación entre de muestra de observaciones

### **3.5 Población y muestra**

#### 3.5.1 Población:

En la presente investigación la población será las edificaciones esenciales Tipo A2 dese 1 piso hasta 15 pisos en la provincia de Huaraz, distrito de Huaraz, Región Ancash Perú.

#### 3.5.2 Muestra

La muestra para la presente investigación, serán edificaciones educativas del tipo superior universitario, pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo. Esta edificación está conformada por 5 módulos de los cuales se tomarán 02 módulos representativos en el estudio (modulo aulas y Auditorio), ya que los restantes son de similares características estructurales.

## **CAPITULO IV.**

### **APLICACIÓN AL PROYECTO**

#### **4.1 Descripción del proyecto**

En la concepción de sistemas estructurales la normativa peruana plantea diferentes sistemas estructurales como pórticos, muros estructurales, duales, edificaciones de muros de ductilidad limitada estructuras de acero, estructuras de madera de los cuales para las edificaciones esenciales en las zonas 4 y 3 restringe al uso de sistemas estructurales de concreto del tipo dual, muros de concreto armado, albañilería armada y confinada, estructura de acero tipo SCBF y EBF.

Antes de las normas sismo resistentes la estructura más utilizada era del tipo aporticado donde los desplazamientos laterales son considerables frente a sollicitaciones sísmicas, sin embargo, después de los eventos sísmicos importantes sucedidos en el Perú la tendencia

actual es la de plantear estructuras con aislamiento sísmico, disipadores de energía o muros de concreto armado para el control de desplazamientos frente a eventos sísmicos.

La estructura de estudio (aulas universitarias) consta de tres niveles, de 5 módulos de los cuales los módulos en estudio son el de las aulas con planta típica de 16.40 m por 17.40 m, ejes espaciados a 6.35 m variables en la dirección X-X y a 4.25 m en la dirección Y-Y; en el caso del módulo de auditorios consta con una planta típica de 12.40 m por 10.00 m, ejes espaciados a 9.50 m en la dirección X-X y a 4.0 m en la dirección Y-Y. La altura de los entrepisos de las aulas son 3.20 m y en el caso de los auditorios la altura de los entrepisos es de 3.35 m.

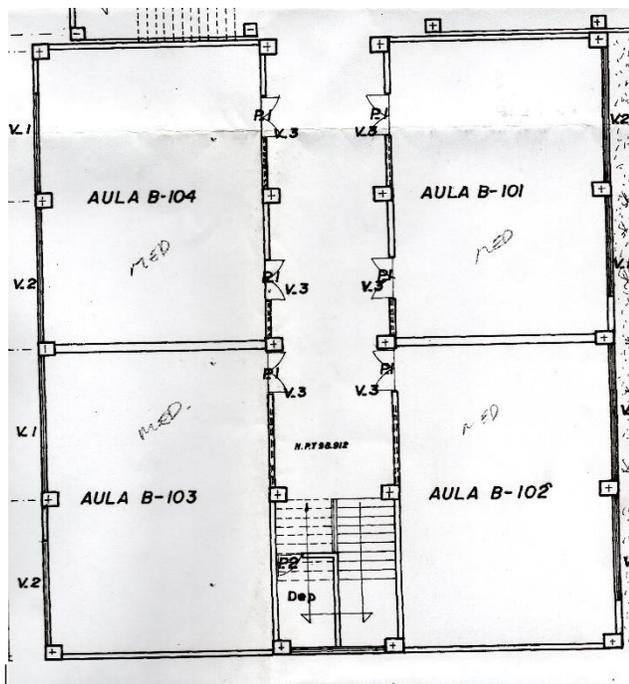


Gráfico 12: Planta de distribución del módulo de Aulas

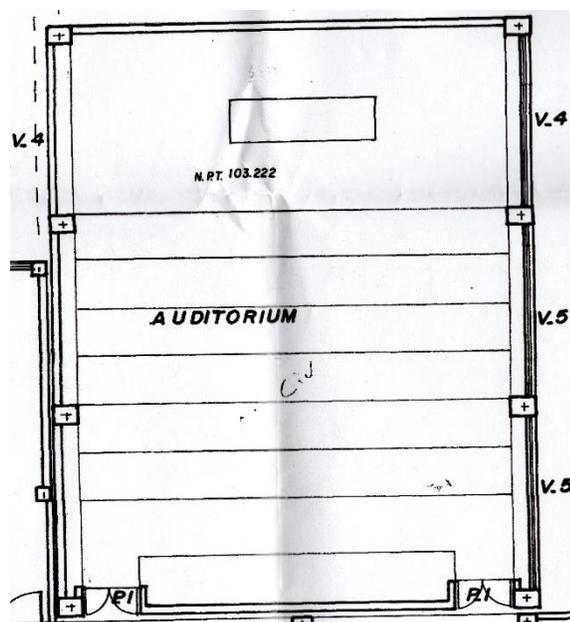


Gráfico 13: Planta de distribución del módulo de Auditorio

#### 4.1.1. Ubicación

La ubicación del proyecto en estudio se encuentra localizado en Huaraz – Ancash. En Av. Gamarra 1227, Distrito de Huaraz, provincia de Huaraz – región Ancash.

Las Condiciones ambientales climáticas y sísmicas del lugar son las siguientes:

Datum : WGS-84

Huso : 18

Zona : L

Coordenadas UTM : E: 222519.00

N: 8945042.00

Altura : 3080.00 m.s.n.m

Temperatura ambiente: 4 °C/ 21 °C

Calificación sísmica : Zona III

La información que se cuenta para realizar la presente investigación son los planos de construcción, en lo cual se detalla las dimensiones de las subestructuras y superestructuras que conforman la edificación. En esta investigación se utilizó como instrumento de análisis estructural, el software Etabs v17 y SAP 2000 v20, para lo cual se necesita los siguientes datos.

#### 4.1.2 Características de los materiales

Para la evaluación de los módulos se utilizó las siguientes propiedades de los materiales.

*Tabla 8 Propiedades del concreto y acero de refuerzo para el análisis:*

<b>Concreto</b>	<b>Acero de refuerzo</b>
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$E_c = 15100\sqrt{f'c} = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$	$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$\nu = 0.20$ (Modulo de Poisson)	
$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 91174.91 \text{ kg/cm}^2$	

#### 4.1.3 Descripción de la estructura.

La Edificación en estudio corresponde a una de las infraestructuras de la Universidad Santiago Antúnez de Mayolo que está constituido de 05 módulos donde funciona la Facultad de Ciencias Médicas, que fue construida en el año 1981, son estructuras de tres niveles, del tipo aporticado. Los entresijos están constituidos por losas aligeradas en una dirección con ladrillos de arcilla. El techo de esta edificación está constituido por losas aligeradas y cobertura con tijerales y teja andina; además la conexión entre niveles y módulos es mediante escaleras de concreto armado.

La categoría de esta edificación de acuerdo a la norma peruana E.030 es del tipo esencial A2, puesto que es una institución educativa del tipo universidad y debe permanecer en servicio antes, durante y después de un desastre natural como es el sismo.

## 4.2 Procesamiento de la información

Para el procesamiento de la información primero se revisa la literatura referente al tema en estudio como libros, investigaciones anteriores, revistas y tesis sobre desempeño sísmico, reforzamiento estructural, determinación del punto de desempeño según el ATC 40 y su clasificación según el tipo de edificación.

La investigación se basa sobre la metodología del análisis estático no lineal, por ello se revisa las documentaciones existentes que describen y detallan los pasos y consideraciones para su aplicación en la evaluación de edificaciones existentes que se denomina análisis PUSHOVER.

Para su aplicación de esta metodología se recoge la información de la edificación como planos de construcción, especificaciones técnicas, materiales, detalles conexión y detalles de cimentación para luego elaborar un modelo estructural (idealizar la edificación) mediante programas computacionales como en este caso lo es ETABS y SAP 2000; teniendo en cuenta las características de los materiales utilizados y propiedades no lineales considerando las solicitaciones actuantes sobre la edificación (carga viva y carga muerta).

La estructura idealizada se somete a un análisis estático no lineal (PUSHOVER) en la dirección X y en la dirección Y, previamente se define las rotulas plásticas de las vigas y columnas según las recomendaciones del ATC-40.

Del análisis PUSHOVER se obtiene el punto de desempeño de la edificación de la intersección de las curvas de espectro de capacidad y el espectro de demanda, utilizando el método indicado en el ATC 40.

El desempeño sísmico se determina clasificando el punto de desempeño calculado dentro de los rangos establecidos según los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40.

#### **4.2.1 Características no lineales de los materiales de construcción.**

Los materiales que se utilizan principalmente en la construcción de una edificación son el concreto y el acero de refuerzo ASTM A 615 grado 60, los cuales tienen comportamiento inelástico referente a sus curvas de esfuerzo – deformación tanto del concreto como del acero, donde se puede apreciar el comportamiento elástico, de fluencia hasta alcanzar la capacidad última (falla).

#### 4.2.2 Espectro de respuesta para la edificación

La norma E.030 se usa para la obtención del espectro de respuesta según el tipo de importancia de la edificación, tipo de suelo, factores de zona, regularidad de la estructura y demás factores que a continuación se determina toda la información para la obtención para elaborar el espectro de respuesta de la edificación ubicada en Huaraz.

##### a. Factor de Zona (Z)

Ubicación de la estructura: Huaraz

Zona: 3

Factor de Zona (Z): 0.35

##### b) Factor de Suelo (S)

Tipo de perfil del suelo: S2 (Suelos intermedios).

TP (s): 0,6

TL(s): 2.0

Factor de suelo (S): 1.15

##### b. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica será determinado usando las siguientes fórmulas y aplicando los factores necesarios de acuerdo a las características del sitio que anteriormente fueron hallados.

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad (11)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (12)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (13)$$

Donde:

C: Factor de amplificación sísmica.

T: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

T<sub>P</sub>: Periodo que define la plataforma del factor C.

T<sub>L</sub>: Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

### c. Factor de Uso e Importancia (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla que se muestra. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla se usará según la clasificación que se haga. (Norma Técnica E-030)

Tabla 9: CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1,5

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</li> </ul>	
<b>B</b> Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
<b>C</b> Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
<b>D</b> Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones

Nota 1. Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2. En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

De acuerdo a la tabla anterior la edificación en estudio corresponde a instituciones educativas del tipo universidad por lo cual corresponde a la categoría A.

Categoría: A

Factor de Uso e Importancia (U): 1,50

d. Coeficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla que se muestra a continuación.

Tabla 10: Sistemas Estructurales

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coefficiente Básico de reducción <math>R_o</math> (*)</b>
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF) I	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7(**)

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones – E.030

(\*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(\*\*) Para diseño por esfuerzos admisibles.

La estructura en estudio está construido a base de concreto armado con pórticos, entonces el coeficiente de reducción  $R_o$  será:

Coefficiente de reducción de Solicitaciones Sísmicas ( $R_o$ ): 8.00

Para determinar el coeficiente sísmico se determina como el producto del coeficiente  $R_o$  y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  que se determina de acuerdo a las irregularidades en altura y en planta correspondientemente:

Tabla 11: Irregularidades estructurales en altura

Descripción de irregularidad en altura	Factor de Irregularidad $I_a$
<p><b>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</b></p> <p>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</b></p> <p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento</p>	0,50

<p>relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N' 10)</b></p> <p>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b></p> <p>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos</p>	0,90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b></p> <p>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b></p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones – E.030

Descripción de irregularidad en Planta	Factor de
--	-----------

	<b>Irregularidad <math>I_p</math></b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b></p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>A_{prom}</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>A_{prom}</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 (del E.030 2019 del RNE)</p>	0,60
<p><b>Esquinas Entrantes</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.</p>	0,85

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	0,90

Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones – E.030

De lo revisado en las anteriores tablas de irregularidad en planta y altura se verifica que hay una regularidad en planta y altura por lo que los valores de  $I_a$  e  $I_p$  es igual a 1,0 y el valor del coeficiente de reducción R es igual a 7,00.

#### e. Determinación de la Aceleración Espectral

El valor de la aceleración espectral se determinará usando la siguiente formula del artículo 29.2.1 Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del reglamento nacional de Edificaciones:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (14)$$

#### 4.2.3 Modelamiento de la Estructura

El modelo de la estructura se realiza con la idealización de sus elementos estructurales básicos: vigas, columnas, losas aligeradas, placas; que se realiza mediante el software SAP2000 v20. En este modelamiento se tiene en cuenta las solicitaciones que actúan sobre la estructura según el tipo y la categoría de edificación (cargas muertas y cargas vivas).

Los elementos frame corresponde al modelamiento de las vigas, columnas y placas en tanto que los elementos no estructurales como la tabiquería: muros de ladrillo de arcilla,

muros de ladrillo pandereta son transformados en cargas distribuidas como carga muerta, que serán actuados a los elementos básicos estructurales.

Los elementos frame han sido ingresados al software SAP200 v20, mediante el modulo “frame section” para secciones regulares y el modulo “Section designer” para secciones de cualquier forma; donde se asignan las características del concreto armado y los refuerzos longitudinales y transversales, según sus características no lineales. Se considera el confinamiento de las secciones de concreto armado según el modelo de Mander, el cual toma en cuenta tanto el refuerzo longitudinal como el transversal (estribos) y también su disposición. Esto permite obtener diagramas de esfuerzo - deformación para cada sección de concreto armado, donde se puede observar un aumento considerable, tanto de la resistencia como de la deformación unitaria con respecto al concreto no confinado.

Es necesaria la asignación de brazos rígidos en las intersecciones de los elementos "frame", en especial las correspondientes a placas y vigas, puesto que influye en la rigidez global de la estructura.

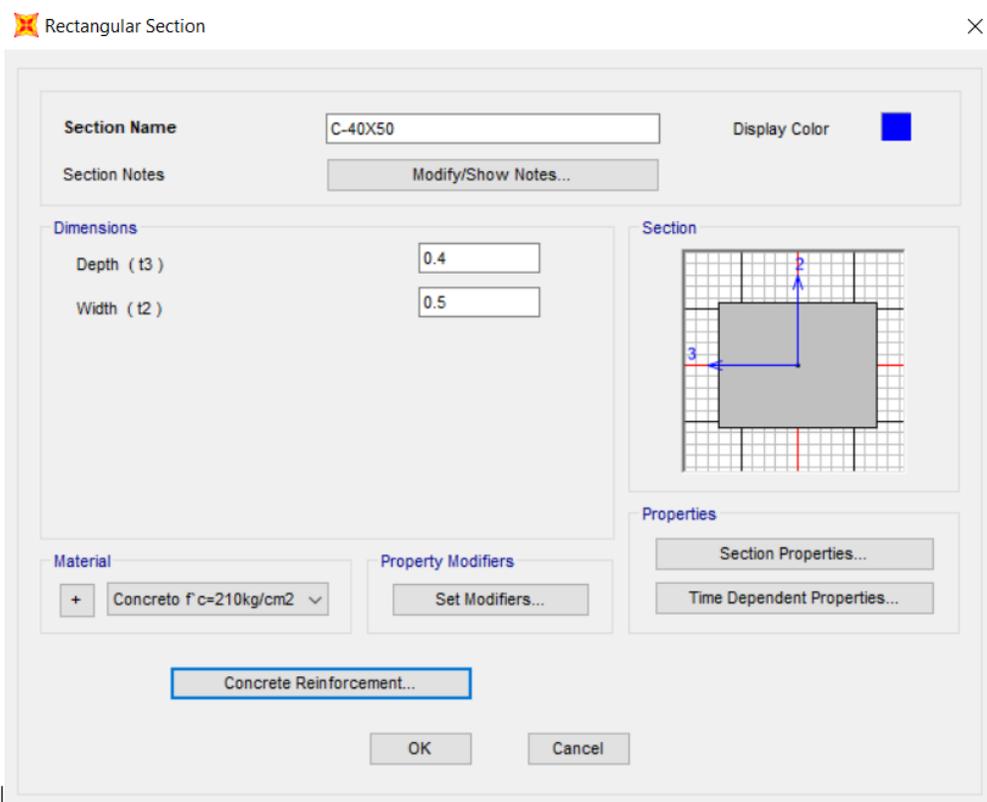


Gráfico 14: Definición de vigas y columnas en Sap2000 v20

#### 4.2.4 Diagramas Momento-Curvatura y Momento-Giro

Los diagramas de momento-curvatura son generados en SAP2000 v14, mediante su módulo Section Designer, de acuerdo al tipo de sección dibujada bajo este asistente y provista de las características de los materiales constitutivos.

Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -441.447, P(ten.) = 88.178)

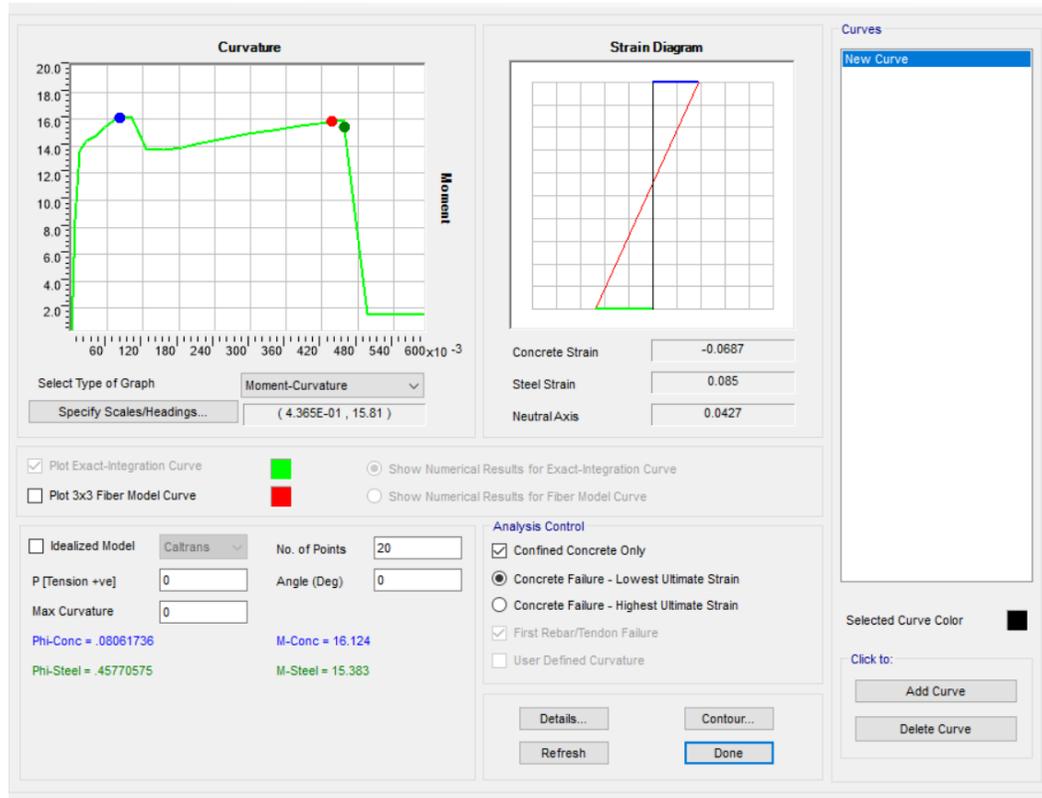


Gráfico 15: Diagrama de Momento-Curvatura generado mediante el software SAP2000

#### 4.2.5 Rotulas Plásticas.

En el software de modelamiento, la fluencia y post-fluencia puede ser modelada usando rótulas discretas definidas por el usuario, además permite insertar rótulas plásticas en un número ilimitado de posiciones a lo largo de la luz de elementos frame. Rótulas causadas por: momento no acoplado, torsión, axial y corte están disponibles.

Las características de cada rótula plástica asignada, se define a través de curvas fuerza versus deformación generalizadas.

Los parámetros de modelación pueden representar relaciones carga deformación o relaciones carga-razón de deformación. Esta razón de deformación se define como el cociente entre el desplazamiento horizontal experimentado por un elemento y su longitud. Típicamente la flexión se asocia con la deformación y el corte con la razón de deformación.

Para determinar los diagramas momento-giro de las secciones de columnas y vigas en análisis, se emplearon los diagramas momento curvatura, los cuales son generados en el Sap2000 con la aplicación de la función "Section Designer".

Los diagramas momento giro se obtuvieron multiplicando la curvatura por la longitud de rotula plástica  $L_p$  de cada sección. Este diagrama representa la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

El código FEMA356 (2000) plantea un diagrama momento giro simplificado con trazos rectos definidos por los puntos notables A, B, C, D y E como se muestra en la figura.

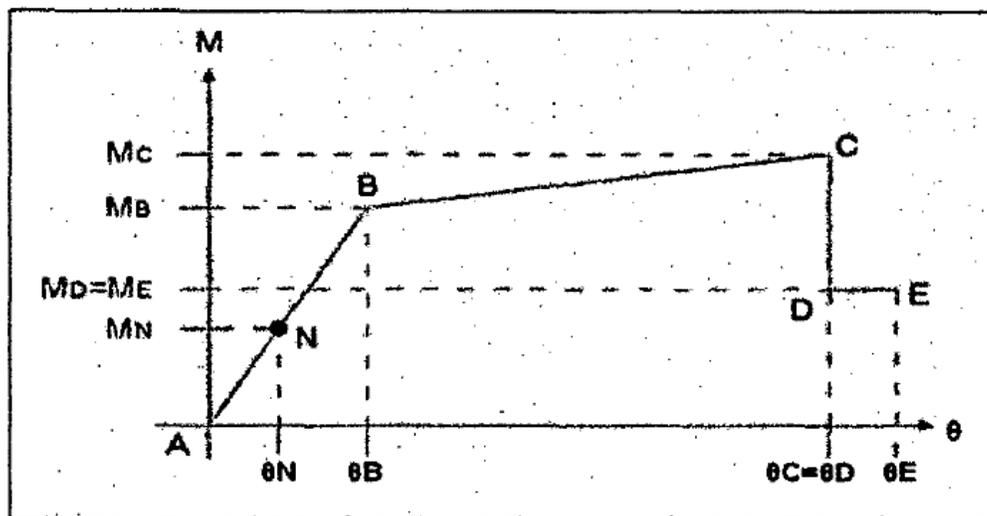


Gráfico 16: Diagrama momento - giro.

En el punto N corresponde al momento último obtenido con las combinaciones de carga establecidas en la norma peruana; en el punto B representa la fluencia efectiva; en el punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula. Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima se produce una reducción súbita de momento (hasta el 40%), conformando el punto D. luego, el momento se mantiene constante por un tramo

muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobreviene la rótula, punto E

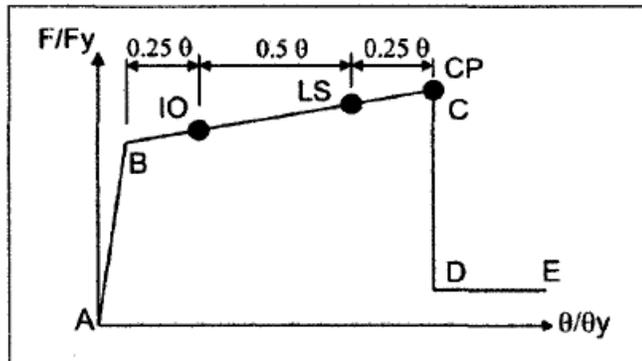


Gráfico 17: Identificación de respuesta límite en una columna

Fuente: Fema 356 (2000)

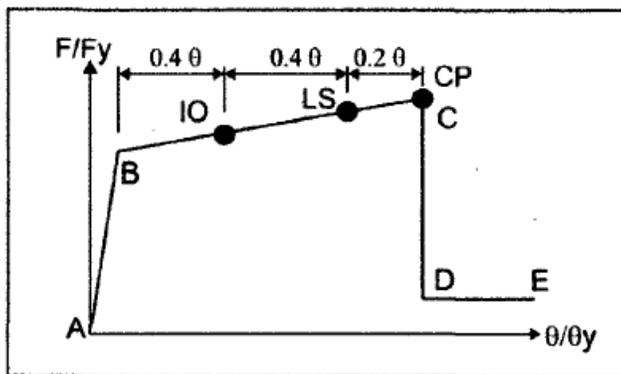


Gráfico 18: Identificación de respuesta límite en una viga

Fuente: Fema 356 (2000)

Los valores de los parámetros numéricos A, B, e y D; y de aceptación  $10_{ep}$  y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos según los diagramas de Momento-giro calculados y que son normalizados según los valores de fluencia ( $M_y$ ) de las secciones de cada elemento estructural.

Siguiendo las consideraciones anteriores, concentramos el comportamiento inelástico del modelo en la zona de alta demanda sísmica, representadas por las rotulas plásticas, en las ubicaciones indicadas:

- ✓ Columnas: En los extremos de los elementos.
- ✓ Vigas: En los extremos y en la zona central de las mismas.

### Rotula Plásticas en Vigas

Se definen un solo tipo de articulación plástica, la que predomina a flexión (M3), y son asignadas al principio y final de la luz de cada viga.

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos según los diagramas de Momento-giro que son normalizados según los valores de fluencia ( $M_y$ ) de las secciones de cada elemento estructural.

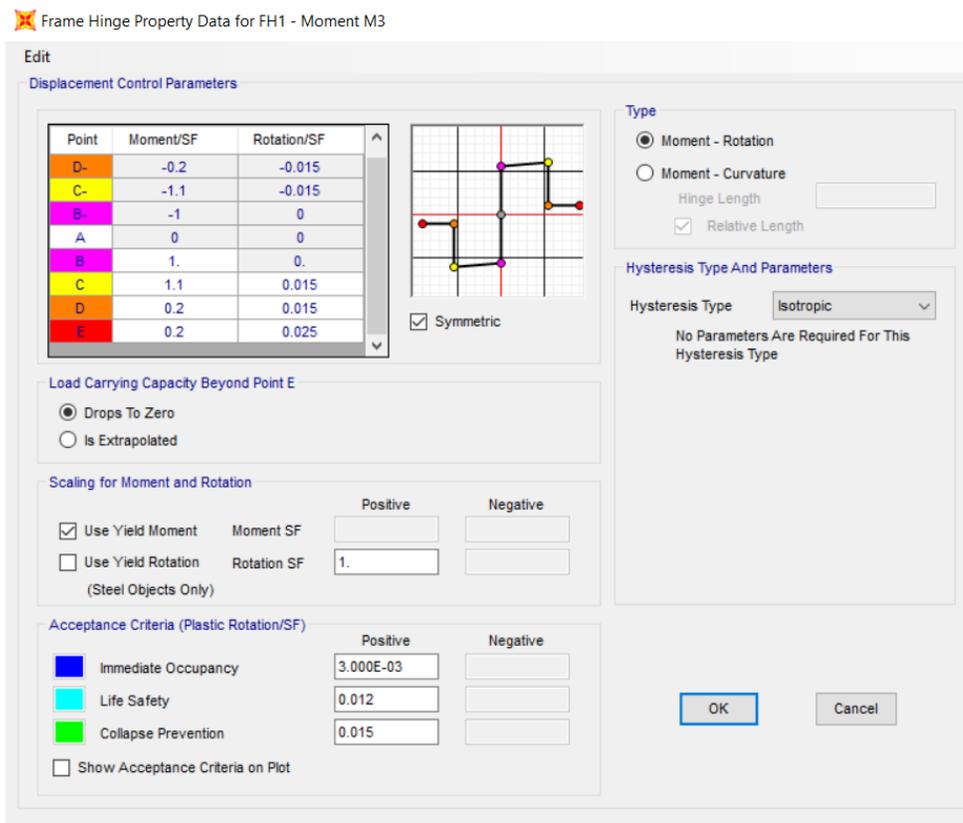


Gráfico 19: Generación de rotulas plásticas para Vigas (M3)

Esta generación de rótulas plásticas está basada en las establecidas de la norma ATC-40 en la tabla 9-6 y en la tabla 10-7 de la norma ASCE41-13.

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

Component Type			Modeling Parameters <sup>a</sup>		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
			a	b	c
<b>1. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>					
$\frac{p-p'}{p_{bal}}$	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>a</sup>			
≤ 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
<b>2. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>					
stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.2
stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.2
<b>3. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>					
stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.0
stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.0
<b>4. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>					
			0.015	0.03	0.2

Gráfico 20: Parámetros de modelización para procedimientos no lineales - Vigas de concreto reforzado

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

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

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{\text{min}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
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 <sup>b</sup>								
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 <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in  $\text{lb/in.}^2$  (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>"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.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Gráfico 21: Parámetros de modelización y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - Vigas de concreto reforzado

Fuente: Tabla 10-7 del ASCE 41-13

### Rotulas Plásticas en Columnas

Se definen un solo tipo de articulación plástica, correspondiente a flexocompresión (P-M2-M3), debido a que los esfuerzos (carga axial y momentos) que actúan en estos elementos están relacionados mediante sus correspondientes curvas de interacción. Estas rotulas son asignadas al principio y final de la luz de cada columna.

Los valores de los parámetros numéricos A, B, C y D; y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexo-compresión son extraídos según los diagramas de Momento-giro que son normalizados según los valores de fluencia ( $M_y$ ) de las secciones de cada elemento estructural. Además, se debe tener en cuenta que las cargas axiales consideradas para la generación de estas rotulas plásticas provienen de las cargas de servicio.

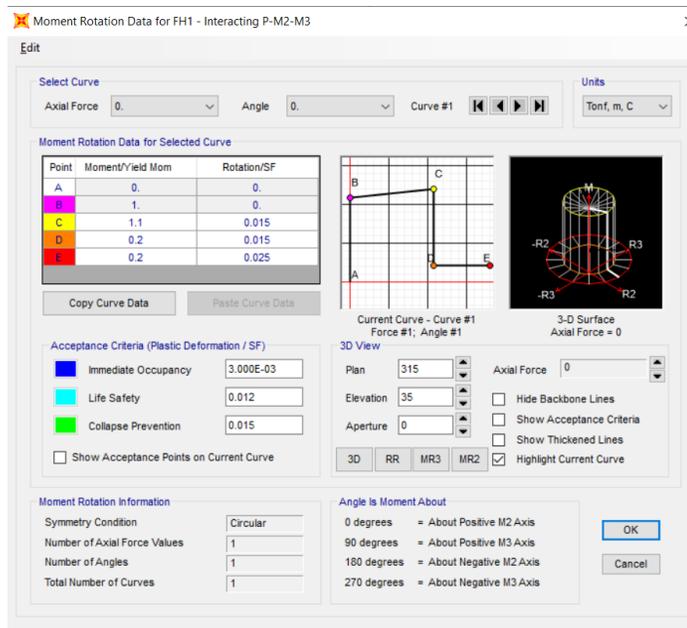


Gráfico 22: Generación de rotulas plásticas para columnas (P-M2-M3)

Esta generación de rótulas plásticas está basada en las establecidas de la norma ATC-40 en la tabla 9-7 y en la tabla 10-8 de la norma ASCE41-13.

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

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

Gráfico 23: Parámetros de modelización para procedimientos no lineales - Columnas de concreto reforzado

Fuente: Tabla 9-7 del ATC-40 (1996)

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

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤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
<b>Condition ii.<sup>b</sup></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	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤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
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤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.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Refer 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.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , 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.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Gráfico 24: : Parámetros de modelización y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - Columnas de concreto reforzado

Fuente: Tabla 10-8 del ASCE41-13

### 4.3 Análisis de datos y presentación de Resultados.

Para determinar el desempeño de la estructura en estudio se ha sometido a un análisis estático no lineal (Pushover), para ello se utilizó el programa Sap 2000. Para este análisis se hace el modelamiento de la estructura, los elementos que lo componen.

### 4.3.1 Análisis Pushover.

El análisis estático no lineal (Pushover) puede ser utilizado para una amplia variedad de propósitos, tales como analizar una estructura a partir de un material o geometría no lineal, para estudiar una construcción según sus etapas, o para realizar un análisis de cargas incrementales (Navarro , 2014, pág. 54).

SAP2000 permite aplicar tres tipos de solicitaciones monotónicas; a partir de un estado de carga estático (previamente definido), un patrón modal (dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada) o un patrón de aceleraciones (Navarro , 2014).

El análisis estático no lineal se realiza para un desplazamiento controlado en la dirección del primer modo fundamental hasta alcanzar el colapso, donde se aprecia el mecanismo de progresión de las rotulas plásticas; obteniéndose así la curva de capacidad estructural de la edificación como una función de la Carga lateral y el desplazamiento (Navarro , 2014).

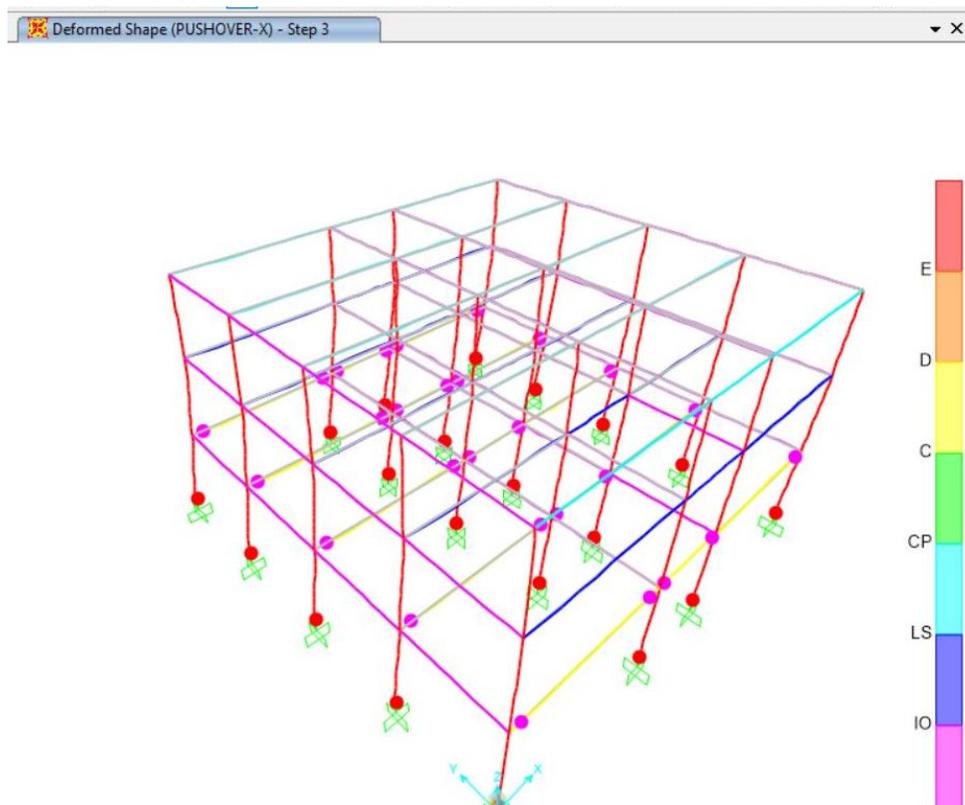


Gráfico 25: Análisis Pushover

## **Combinaciones de carga**

### **Carga Gravitacionales**

En el análisis estático no lineal para valorar el desempeño de las estructuras bajo cargas incrementales, se considera el efecto de las cargas gravitacionales.

El análisis para las cargas de gravedad, contempla que durante la acción de un sismo actúa una carga de servicio que se puede definir como: la totalidad de la carga muerta más un porcentaje de carga viva que puede variar entre 25% y 50% normalmente.

En la presente investigación se considera una edificación esencial, por lo que se elegirá el 50% de la carga viva.

Así entonces la combinación previamente descrita se utiliza para definir un estado de carga estático no lineal de la cual sólo interesa su etapa final. El estado estructural provocado por la combinación de cargas gravitacionales descrita por la ecuación (3.3) sirve como condición inicial del estado de carga estático no lineal monotónicamente creciente que se define en los siguientes puntos.

### **Patrón de cargas aplicado**

El patrón de cargas aplicado sobre el edificio es del tipo triangular, es decir, cargas puntuales que solicitan los nodos de cada pórtico en la dirección correspondiente. La elección de este patrón se sustenta sobre la base que las estructuras de periodos cortos (periodos cercanos a un segundo) tienden a deformarse ante solicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de este modo un patrón de cargas triangular es una aproximación de éste.

#### **4.3.2 Niveles Sísmicos**

En la evaluación del desempeño del edificio en estudio, el peligro sísmico se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad. En la presente tesis, para la evaluación de la estructura en estudio, usaremos el espectro elástico de la norma E-030-2016.

Para construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima en cada nivel de peligro. De acuerdo a los estudios de peligro esta aceleración en roca sería la mostrada en la siguiente tabla.

Tabla 12: Sismos de diseño y aceleración asociada según ATC-40 y SEAOC 1995

Sismo de diseño		Aceleración asociada a la ZONA 3
ATC-40	SEAOC 1995	
	Sismo Frecuente (SF)	$Sa1=Sd/3$
Sismo de Servicio (SE)	Sismo Ocasional (SO)	$Sa2=Sd/2$
Sismos de diseño (DE)	Sismo Raro (SR)	$Sa3=Sd$
Sismo Maximos (SM)	Sismo Muy Raro (SM)	$Sa4=1.5*Sd$

Donde  $Sd$  es la aceleración dada por la norma E-030. Cabe mencionar que a esta aceleración no se le ha aplicado el factor de reducción  $R$ , por tal motivo, el sismo raro expuesto en la tabla 12 es el sismo severo planteado en el objetivo de la norma peruana.

En el siguiente cuadro se muestran los resultados de los cálculos realizados, los periodos se han tomado cada 0.02 hasta un valor de 10 segundos, siendo los parámetros sísmicos:

$T_p = 0.6$  segundos,  $Z = 0.35$ ,  $U = 1.5$  y  $S = 1.15$ .

Tabla 13: Espectro sísmico de aceleraciones

Espectro Sísmico de Aceleración elástico según Norma E-0.30			Espectro sísmico de aceleraciones			
			Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
C	T (s)	Sa/g	Sa1	Sa2	Sa3	Sa4
2.50	0.00	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.02	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.04	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.06	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.08	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.10	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.12	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.14	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.16	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.18	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.20	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641

2.50	0.25	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.30	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.35	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.40	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.45	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.50	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.55	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.50	0.60	1.5094	0.5031	0.7547	1.5094	2.2641
2.31	0.65	1.3933	0.4644	0.6966	1.3933	2.0899
2.14	0.70	1.2938	0.4313	0.6469	1.2938	1.9406
2.00	0.75	1.2075	0.4025	0.6038	1.2075	1.8113
1.88	0.80	1.1320	0.3773	0.566	1.1320	1.6980
1.76	0.85	1.0654	0.3551	0.5327	1.0654	1.5982
1.67	0.90	1.0063	0.3354	0.5031	1.0063	1.5094
1.58	0.95	0.9533	0.3178	0.4766	0.9533	1.4299
1.50	1.00	0.9056	0.3019	0.4528	0.9056	1.3584
1.36	1.10	0.8233	0.2744	0.4116	0.8233	1.2349
1.25	1.20	0.7547	0.2516	0.3773	0.7547	1.1320
1.15	1.30	0.6966	0.2322	0.3483	0.6966	1.0450
1.07	1.40	0.6469	0.2156	0.3234	0.6469	0.9703
1.00	1.50	0.6038	0.2013	0.3019	0.6038	0.9056
0.94	1.60	0.5660	0.1887	0.283	0.5660	0.8490
0.88	1.70	0.5327	0.1776	0.2664	0.5327	0.7991
0.83	1.80	0.5031	0.1677	0.2516	0.5031	0.7547
0.79	1.90	0.4766	0.1589	0.2383	0.4766	0.7150
0.75	2.00	0.4528	0.1509	0.2264	0.4528	0.6792
0.62	2.20	0.3742	0.1247	0.1871	0.3742	0.5613
0.52	2.40	0.3145	0.1048	0.1572	0.3145	0.4717
0.44	2.60	0.2679	0.0893	0.134	0.2679	0.4019
0.38	2.80	0.2310	0.077	0.1155	0.2310	0.3465
0.33	3.00	0.2013	0.0671	0.1006	0.2013	0.3019
0.19	4.00	0.1132	0.0377	0.0566	0.1132	0.1698
0.12	5.00	0.0725	0.0242	0.0362	0.0725	0.1087
0.08	6.00	0.0503	0.0168	0.0252	0.0503	0.0755
0.06	7.00	0.0370	0.0123	0.0185	0.0370	0.0554
0.05	8.00	0.0283	0.0094	0.0142	0.0283	0.0425
0.04	9.00	0.0224	0.0075	0.0112	0.0224	0.0335
0.03	10.00	0.0181	0.006	0.0091	0.0181	0.0272

### 4.3.3 Presentación de Resultados

El ATC-40 no indica los desplazamientos asociados a cada nivel de daño en función a la curva de capacidad de cada elemento para evaluar estructuras existentes. Sin embargo, el SEAOC (1995) sí nos indica los desplazamientos asociados a cada nivel de daño y además considera niveles de daños similares a los del ATC-40, esto debido a que fue uno de los estudios que se tomó como base para su elaboración

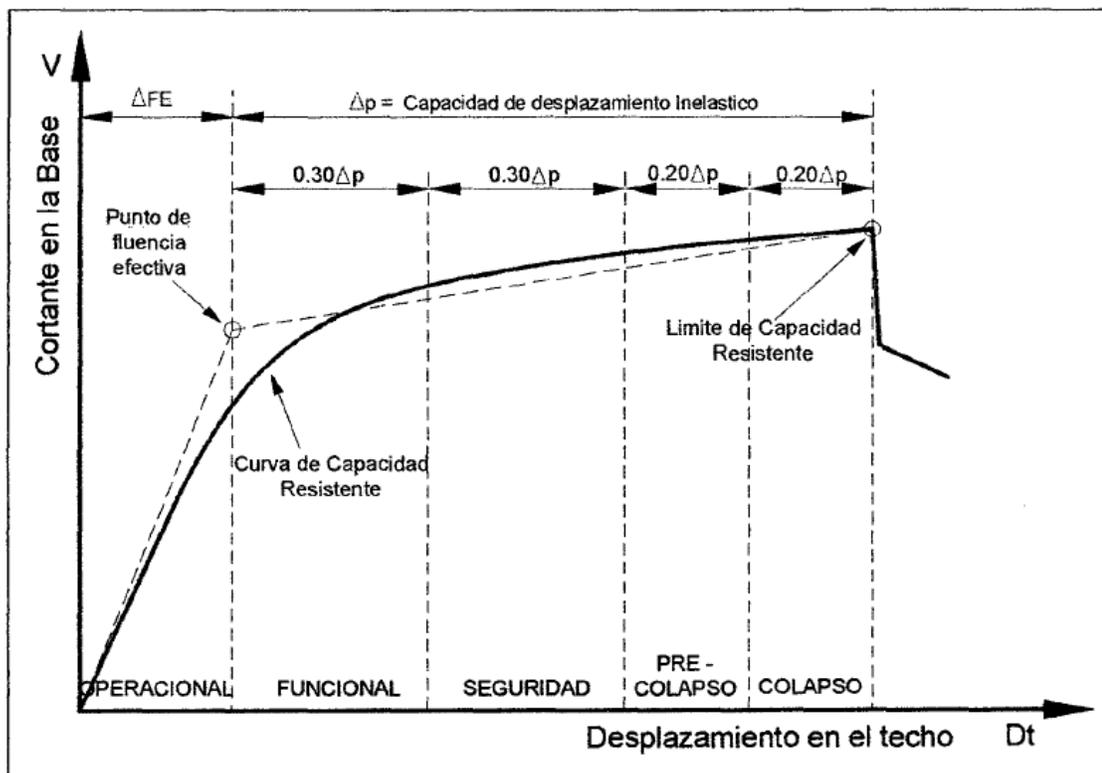


Gráfico 26: Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el SEAOC.

El nivel de desempeño se ha determinado y comparado con la tabla 2 en la cual se indica el objetivo del nivel de desempeño esperado para una estructura ante un determinado tipo de sismo.

Tabla 14: Nivel de desempeño de la estructura

Movimientos sísmico de diseño	Nivel de desempeño			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
<b>Frecuente (43 años)</b>	1	0	0	0
<b>Ocasional (72 años)</b>	2	1		0
<b>Raro (475 años)</b>	3	2	1	0
<b>Muy raro (970 años)</b>	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras Básicas				
2. Estructuras Esenciales/riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995

De la tabla 13 se puede determinar la selección del desempeño de acuerdo al tipo de edificación en estudio que corresponde al de una Estructura esencial por tratarse de una Institución Educativa.

## **CAPITULO V.**

### **EVALUACION DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO**

#### **5.1 Metrado de cargas**

Las cargas consideradas consisten en Carga muerta y carga viva o sobrecarga según la norma E-020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

##### **Carga Muerta**

Peso específico en el concreto Armado = 2.40 Ton/m<sup>3</sup>

Peso Específico de piso Terminado = 0.10 Ton/m<sup>3</sup>

##### **Carga Viva:**

S/C Aulas = 0.25 Ton/m<sup>2</sup>

S/C pasadizos y escalera = 0.40 Ton/m<sup>2</sup>

S/C Auditorio = 0.40 Ton/m<sup>2</sup>

S/C (techo) = 0.10 Ton/m<sup>2</sup>

## 5.2 Parámetros Sísmicos.

Se determinó según los parámetros del E.030, las cargas sísmicas.

Zona.- La edificación se encuentra en Zona 3 (Huaraz - Ancash) por lo que el factor a considerar es  $Z = 0.35$ .

Suelo.- Según el estudio de suelos la clasificación del perfil del suelo se clasifica como tipo S2 (Suelo Intermedio), en base a los resultados del estudio de suelo realizado en merito a ello corresponde un suelo de tipo  $S = 1.15$  y un periodo de vibración de  $T_p = 0.60$  seg y  $T_L = 2.00$  seg.

Uso.- Por ser una institución educativa pública se clasifica como categoría A (edificaciones Esenciales) y le corresponde un factor de  $U = 1.5$

Factor de Reducción Sísmica.- En este caso particular la estructura en estudio corresponde a un sistema estructural compuesto básicamente de pórticos en ambas direcciones existiendo continuidad vertical, por ende se toma los siguientes valores.

$R_{ox} = 8$  (Pórtico – regular)

$R_{oy} = 8$  (Pórtico – regular)

Para determinar el coeficiente de reducción sísmico se determina como el producto del coeficiente  $R_o$  y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  que se determina de acuerdo a las irregularidades en altura y en planta, que en nuestro caso presenta regularidad en ambos casos, siendo su valor a 1.00, por tanto queda:

$R_x = 8 \times 1.00 = 8$  (Pórtico – regular)

$R_y = 8 \times 1.00 = 8$  (Pórtico – regular)

Peso: En la presente investigación se aplica  $CM + 0.50*CV$ , que corresponde a una edificación esencial.

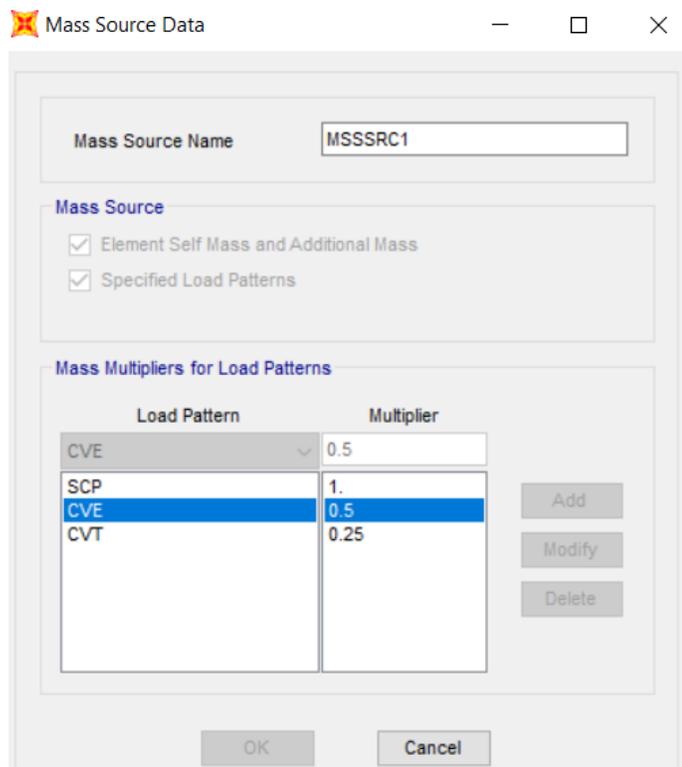


Gráfico 27: Porcentaje de cargas aplicadas

Fuente: Sap 2000

### 5.3 Análisis sísmico Elástico

Antes de incursionar en el rango inelástico, la estructura debe de ser analizada y evaluada en el rango lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas, y de este modo obtener las cortantes en la base y las distorsiones de entrepiso (derivadas) que exige la norma E-030. Como se mencionó anteriormente uno de los instrumentos para el desarrollo de la presente tesis es el software computacional de modelado, análisis y diseño de estructuras SAP2000 v20.2.0

#### 5.3.1 Análisis estático

Según la norma E-030, para cada una de las direcciones horizontales, la fuerza cortante en la base se determina por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad \frac{C}{R} > 0.11 \quad T = \frac{hn}{CT}$$

Además:

$$\text{Si: } T < T_P, C = 2.5 \quad T_P < T < T_L, C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad T > T_L, C = 2.5 \left( \frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

$$Z = 0.35 \quad C_{T_x} = 35 \quad T_P = 0.6$$

$$U = 1.5 \quad C_{T_y} = 35 \quad T_L = 2$$

$$S = 1.15 \quad T_x = 0.274 \quad C_x = 2.5$$

$$R_x = 8 \quad T_y = 0.274 \quad C_y = 2.5$$

$$R_y = 8 \quad hn = 9.60 \text{ m}$$

P: Peso total de la edificación= 675.197 Tn. – Modulo Aulas

P: Peso total de la edificación= 329.483 Tn. – Modulo Auditorio

Tabla 15: Fuerza Cortante en la Base

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient						
Direccion	Direction	Exccentricity %	C	K	Aulas	Auditorio
SX_EST (Tn)	X	5	0.1887	1.00	127.4097	62.1734
SY_EST (Tn)	Y	5	0.1887	1.00	127.4097	62.1734

Fuente: SAP v20.2.0

### 5.3.2 Analisis Modal Espectral

Aceleración espectral.- Según la norma E-030, para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (15)$$

Este espectro es expresado en factores  $S_a$  vs  $T$

Además:

$$\text{Si: } T < T_P, C = 2.5 \quad T_P < T < T_L, C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad T > T_L, C = 2.5 \left( \frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

$$Z = 0.35 \quad T_P = 0.6$$

$$U = 1.5 \quad T_L = 2$$

$$S = 1.15 \quad R_x = 8$$

$$R_y = 8$$

Tabla 16: Datos del espectro de diseño – Dirección X-X

SISMO DE DISEÑO X-X		SISMO DE DISEÑO X-X		SISMO DE DISEÑO X-X	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.00	0.18867	0.55	0.18867	1.80	0.06289
0.02	0.18867	0.60	0.18867	1.90	0.05958
0.04	0.18867	0.65	0.17416	2.00	0.05660
0.06	0.18867	0.70	0.16172	2.20	0.04678
0.08	0.18867	0.75	0.15094	2.40	0.03931
0.10	0.18867	0.80	0.14150	2.60	0.03349
0.12	0.18867	0.85	0.13318	2.80	0.02888
0.14	0.18867	0.90	0.12578	3.00	0.02516
0.16	0.18867	0.95	0.11916	4.00	0.01415
0.18	0.18867	1.00	0.11320	5.00	0.00906
0.20	0.18867	1.10	0.10291	6.00	0.00629
0.25	0.18867	1.20	0.09434	7.00	0.00462
0.30	0.18867	1.30	0.08708	8.00	0.00354
0.35	0.18867	1.40	0.08086	9.00	0.00280
0.40	0.18867	1.50	0.07547	10.00	0.00226
0.45	0.18867	1.60	0.07075		
0.50	0.18867	1.70	0.06659		

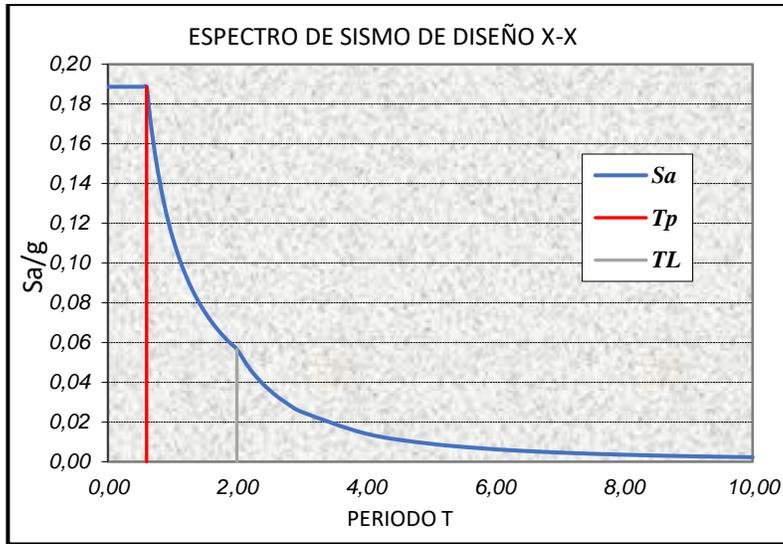


Gráfico 28: Espectro de diseño – dirección X-X

Tabla 17: Fuerza cortante Dinámica en la base

TABLE: Cortante Dinámico				
OutputCase	CaseType	StepType	Vx Tn	Vy Tn
Sismo-Din x	LinRespSpec	Max	110.921	4.98
Sismo-Din y	LinRespSpec	Max	4.98	112.796

### 5.3.3 Comparación de las fuerzas cortantes

Debido a que la fuerza cortante obtenida con el método dinámico no es menor que el 80% de la fuerza cortante obtenida con el método estático para estructuras regulares, se aceptan los cortantes dinámicos.

Tabla 18: Comparación de las fueras cortantes estáticas y Dinámicas

Piso	Caso de carga	Cortante Dinamica (CD)		Cortante Estática (CE)		CD/CE	Obser.
		Cortante X (Tn)	Cortante Y (Tn)	Cortante X (Tn)	Cortante Y (Tn)		
Nivel 1	Sismo X	110.921		127.4097		0.87	Cumple

Nivel 1	Sismo Y		112.796		127.4097	0.88	Cumple
---------	---------	--	---------	--	----------	------	--------

#### 5.3.4 Revisión de las distorsiones de entrepiso (derivadas)

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Tabla 19: Derivas del centro de masa, eje X-X, Caso Estático

DERIVAS EN X-X						
Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta$ elástica	Derivas inelásticas $\Delta$ inelástica	Derivas inelásticas $\Delta$ (%)	Deriva límite $\Delta$ límite
Piso 3	9.6	6.063	0.000454	0.002045	0.204	0.700
Piso 2	6.4	4.609	0.000782	0.003517	0.352	0.700
Piso 1	3.2	2.108	0.000659	0.002964	0.296	0.700
Base	0	0		-	0	0.7

Tabla 20: Derivas del centro de masa, eje Y-Y, Caso Estático

DERIVAS EN Y-Y						
Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta$ elástica	Derivas inelásticas $\Delta$ inelástica	Derivas inelásticas $\Delta$ (%)	Deriva límite $\Delta$ límite
Piso 3	9.6	10.934	0.000728	0.003275	0.328	0.700
Piso 2	6.4	8.605	0.001415	0.006366	0.637	0.700
Piso 1	3.2	4.078	0.001274	0.005735	0.573	0.700
Base	0	0		-	0	0.7

#### 5.4 Patrón de cargas laterales

Del análisis elástico se obtienen las fuerzas cortantes que serán usados como sistemas de cargas laterales del primer modo fundamental.

Tabla 21: Patrón de Cargas laterales  $F_x$ ,  $F_y$  por niveles en modulo Aulas

Patrón de cargas laterales en la dirección X						
PISO	$P_i$ (Tn)	$h_i$ (m)	$P_i * h_i$ (Tn-m)	$F_i$ (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)
3	133.97	9.60	1286.10	43.72	43.72	43.72

2	268.95	6.40	1721.26	<b>58.51</b>	102.23	<b>58.51</b>
1	272.28	3.20	871.30	<b>29.62</b>	131.85	<b>29.62</b>
	675.20		3878.66			
<i>Patrón de cargas laterales en la dirección Y</i>						
PISO	Pi (Tn)	hi (m)	Pi*hi (Tn-m)	Fi (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)
3	133.97	9.60	1286.10	<b>43.72</b>	43.72	<b>43.72</b>
2	268.95	6.40	1721.26	<b>58.51</b>	102.23	<b>58.51</b>
1	272.28	3.20	871.30	<b>29.62</b>	131.85	<b>29.62</b>
	675.20		3878.66			

Tabla 22: Patrón de Cargas laterales Fx, Fy por niveles en modulo Auditorio

<i>Patrón de cargas laterales en la dirección X</i>							<i>Distribución por nudos</i>	
PISO	Pi (Tn)	hi (m)	Pi*hi (Tn-m)	Fi (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)	D/12	D/6
3	91.43	12.55	1147.41	24.51	24.51	<b>24.51</b>	2.042	4.085
2	134.96	8.825	1191.04	25.44	49.95	<b>25.44</b>	2.120	4.240
1	103.09	5.55	572.17	12.22	62.17	<b>12.22</b>	1.019	2.037
	329.48		2910.62					

<i>Patrón de cargas laterales en la dirección Y</i>							<i>Distribución por nudos</i>	
PISO	Pi (Tn)	hi (m)	Pi*hi (Tn-m)	Fi (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)	D/12	D/6
3	91.43	12.55	1147.41	24.51	24.51	<b>24.51</b>	2.042	4.085
2	134.96	8.825	1191.04	25.44	49.95	<b>25.44</b>	2.120	4.240
1	103.09	5.55	572.17	12.22	62.17	<b>12.22</b>	1.019	2.037
	329.48		2910.62					

En el módulo de Auditorio existe un desnivel en los niveles de entresijos por ello no se puede aplicar un diafragma donde se pueda aplicar las cargas laterales, por ello se optó aplicar las cargas laterales de forma distribuida en cada nodo de unión viga – columna tal que se pueda incrementar al aplicar el método Pushover.

## 5.5 Definición de Rotulas Plásticas.

Las características de las rótulas plásticas, para el procedimiento estático no lineal (Pushover), se definen mediante el uso de curvas fuerza versus deformación generalizadas, como se muestra a continuación:

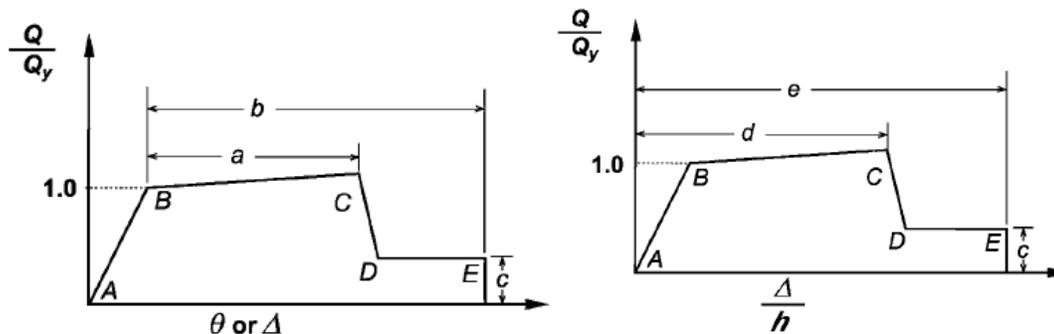


Gráfico 29: Curvas fuerza-deformación generalizadas para elementos o componentes de concreto reforzado

Fuente: ASCE 41-13

Las curvas de la figura 73 son definidas mediante parámetros de modelamiento ( $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  y  $e$ ) y describen el comportamiento de elementos de concreto armado de la siguiente manera: desde el punto A (condición sin carga) hasta el punto de fluencia efectiva B representa la respuesta lineal, a continuación del punto B al C representa una respuesta lineal en reducción de rigidez, luego una repentina reducción en la resistencia a cargas laterales hasta el punto D, y mantendrá esta resistencia reducida hasta E, para finalmente una pérdida total de la resistencia.

Los parámetros de modelamiento de las rótulas plásticas pueden representar relaciones fuerza-deformación, que se asocian con la respuesta a flexión, o relaciones fuerza-razón de deformación, asociada al corte.

- Relación fuerza-deformación asociada a la flexión: en esta curva, la deformación es expresada directamente ya sea como deformación, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros  $a$  y  $b$  se refieren a las deformaciones que ocurren

después de la fluencia (deformaciones plásticas). El parámetro  $c$  es la resistencia reducida luego de la súbita pérdida desde  $C$  a  $D$ .

- b. Relación fuerza-razón de deformación asociada al corte: en esta curva, la deformación es expresada en términos tales como ángulo de corte y deriva. Los parámetros  $d$  y  $e$  se refieren a las deformaciones totales, medidas desde el origen.

Los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  y  $e$  son definidos numéricamente en las tablas denominadas “Parámetros de modelamiento y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales” de FEMA-356. En dicha norma, se muestran tablas para los distintos componentes estructurales de concreto reforzado.

### 5.5.1 Vigas

Las rótulas plásticas en vigas tendrán una respuesta predominante a la falla por flexión ( $M3$ ) y se ubicarán en los extremos del elemento. Es decir, la relación fuerza-deformación que los represente será del tipo momento-rotación. Para determinar la posición donde se pueden generar estas rótulas plásticas es necesario estimar primero la longitud de rótula plástica ( $l_p$ ).

Para una columna en voladizo, Paulay y Priestley (Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, 1992) sugieren la siguiente expresión para calcular  $l_p$ :

$$l_p = 0.08L + 0.022dbf_y \quad (16)$$

Donde:

$l_p$  = Longitud de la rótula plástica (m).

$L$  = Longitud del voladizo (distancia desde la sección crítica al punto de inflexión en una viga o columna) (m).

$db$  = Diámetro de la barra de refuerzo (m).

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

Para las proporciones típicas de viga y columna, la ecuación anterior resulta aproximadamente:

$$l_p = 0.5h \quad (17)$$

Donde:

$h$  = Altura de la sección (m).

En el presente trabajo de tesis, se consideró la anterior simplificación  $l_p = 0.5h$  para calcular la longitud de rótula plástica en vigas.

Considerando que el comportamiento inelástico se concentra a la mitad de la longitud de la rótula plástica, entonces la distancia relativa de la rótula plástica en vigas se determina de la siguiente manera:

$$p_i = \frac{b_i + \frac{l_p}{2}}{L} \quad (18)$$

$$p_j = 1 - \frac{b_j + \frac{l_p}{2}}{L} \quad (19)$$

Donde:

$p_i$  = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo i de la viga.

$p_j$  = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo j de la viga.

$b_i$  = Brazo rígido en el extremo i de la viga (m).

$b_j$  = Brazo rígido en el extremo j de la viga (m).

$L$  = Longitud total de la viga a ejes de columna, viga o muro de corte (m).

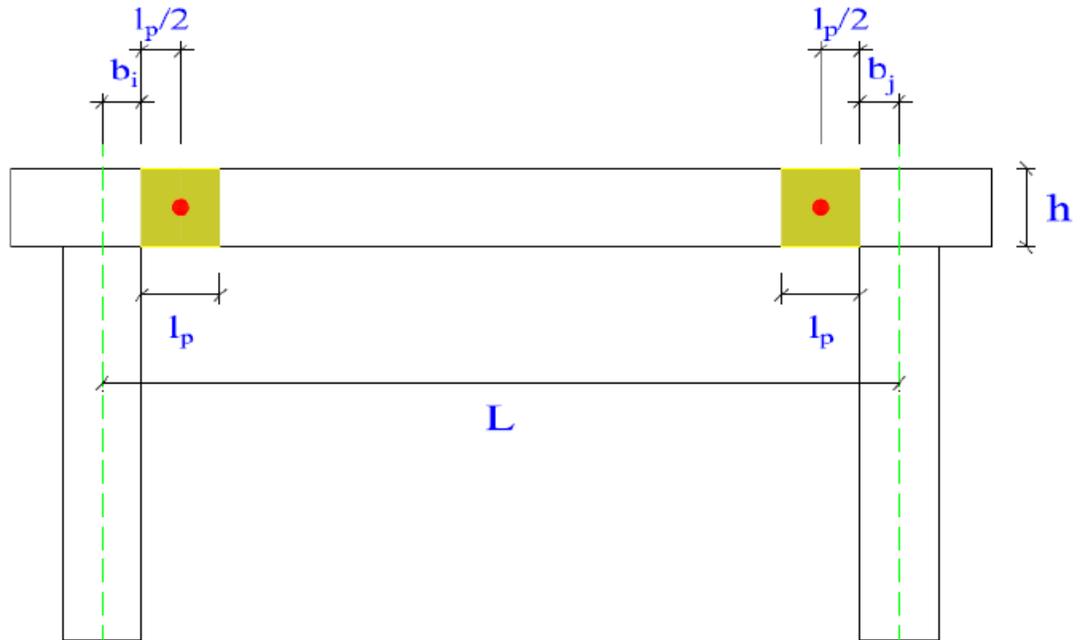


Gráfico 30: Ubicación de rótulas plásticas en vigas

Se presentan algunos ejemplos, correspondientes a la estructura en estudio, del cálculo de la distancia relativa para rótulas plásticas en vigas.

Tabla 23: Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en vigas

Vigas X entre los ejes A-B	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 6.50 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.65 m	lp = 32.50 cm	lp = 32.50 cm
bi = 0.25 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
bj = 0.25 m	Pi = 6.35 %	Pj = 93.65 %
Vigas X entre los ejes B-C	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.40 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.65 m	lp = 32.50 cm	lp = 32.50 cm
bi = 0.25 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
bj = 0.25 m	Pi = 12.13 %	Pj = 87.87 %
Vigas Y entre los ejes 1 - 5	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 4.25 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.50 m	lp = 25.00 cm	lp = 25.00 cm
bi = 0.20 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)

$b_j = 0.20 \text{ m}$	$P_i = 7.65 \%$	$P_j = 92.35 \%$
------------------------	-----------------	------------------

Determinada la posición probable de la rótula plástica, es necesario definir el diagrama momento-rotación asociado a ella.

Los parámetros de modelamiento mediante los cuales se obtiene el diagrama momento-rotación para la asignación en rótulas plásticas de vigas se encuentran en la tabla 10-7 de ASCE41-13.

Considerando que la falla de las vigas es controlada por flexión, los parámetros de modelamiento serán extraídos del ítem i de dicha tabla.

Los datos de entrada en esta parte de la tabla son los siguientes:

- Relación de cuantías de la sección transversal de la viga:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$$

Donde:

$\rho$  = Cuantía del acero en tracción

$\rho'$  = Cuantía del acero en compresión

$\rho_{bal}$  = Cuantía balanceada

- Conformidad del refuerzo transversal: acorde a la nota 2 de la tabla 10-7 de ASCE41-13, se denota como “C” al refuerzo transversal conforme y “NC” al no conforme. Una viga tiene refuerzo transversal conforme cuando el espaciamiento de estribos en la longitud de rótula plástica es  $\leq d/3$  ( $d$ : peralte de la viga).
- Relación de cortante:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$$

Donde:

$V$  = Cortante correspondiente a la combinación de carga crítica para la viga

$bw$  = Ancho de la viga

$d$  = Peralte de la viga

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto de la viga

Se ingresa en la tabla con estos tres valores y si es necesario se interpola, para obtener los valores de los parámetros de modelamiento (a, b y c).

Asimismo, se pueden definir los criterios de aceptación, distinguiendo si se trata de un componente primario o secundario. Estos valores son utilizados posteriormente, para la evaluación del desempeño del elemento estructural.

Este mismo procedimiento lo realiza de forma automática el software usado para el análisis del modelo analítico.

Considerando que la rótula es del tipo “rigid-plastic”, es decir con rotación de fluencia en el punto B igual a cero ( $\theta y = 0$ ); y en base a información ingresada previamente (características no lineales de materiales y de la sección de viga, distancia relativa de la rótula plástica, combinación de carga crítica, conformidad del refuerzo transversal, entre otros necesarios), el software genera el diagrama momento-rotación extrayendo los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación de la tabla 10-7 de ASCE41-13 que forman parte de su base de datos.

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

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{\text{bal}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
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 <sup>b</sup>								
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 <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>"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.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

### 5.5.2 Columnas

Las rótulas plásticas en columnas tendrán una respuesta predominante a la falla por carga axial y flexión biaxial (P-M2-M3) y se ubicarán en los extremos del elemento. Es decir, la relación fuerza-deformación que los represente será del tipo momento-rotación.

Para determinar la posición donde se pueden generar estas rótulas plásticas es necesario estimar la longitud de rótula plástica ( $lp$ ). Para el caso de columnas, se consideró usar la expresión de Paulay y Priestley, descrita previamente. Considerando que el comportamiento inelástico se concentra a la mitad de la longitud de la rótula plástica, entonces la distancia relativa de la rótula plástica en columnas se determina de la siguiente manera:



$$p_i = \frac{l_p}{L} \quad (20)$$

$$p_j = 1 - \frac{h + \frac{l_p}{2}}{L} \quad (21)$$

Donde:

$p_i$  = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo i de la columna.

$p_j$  = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo j de la columna.

$L$  = Altura total de la columna medida entre niveles de piso (m).

$h$  = Altura de la viga que se apoya sobre la columna (m).

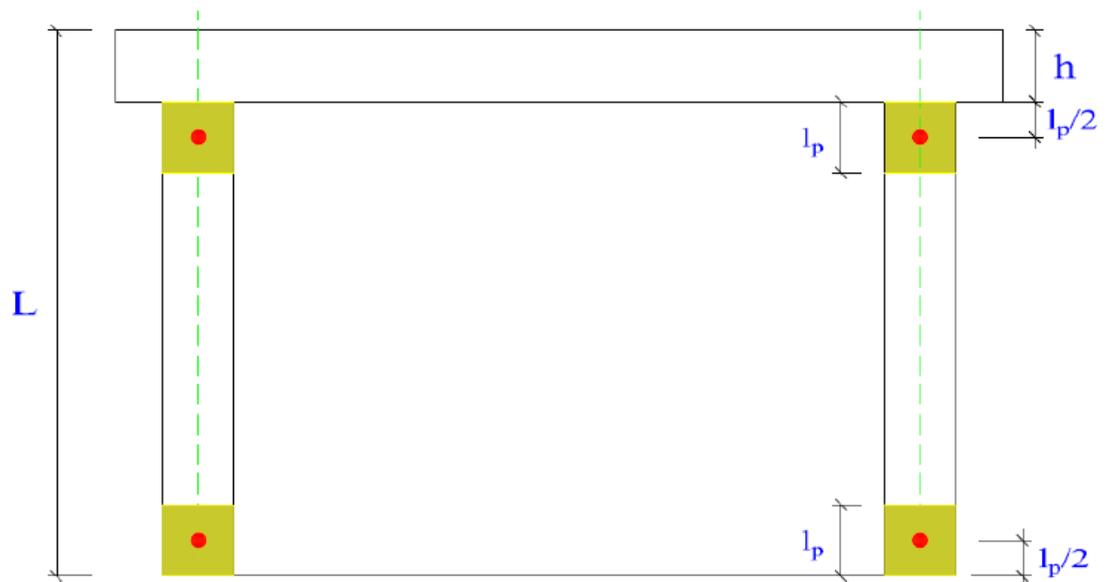


Gráfico 31: Ubicación de rótulas plásticas en columnas

Se presentan algunos ejemplos, correspondientes a la estructura en estudio, del cálculo de la distancia relativa para rótulas plásticas en columnas.

Tabla 24: Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en columnas

Columnas del 1er, 2do nivel	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.20 m	Inicio (cm)	Final (cm)
	lp = 32.50 cm	lp = 32.50 cm
h = 0.65 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
	Pi = 5.08 %	Pj = 74.61 %
Columnas del 3er nivel	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.20 m	Inicio (cm)	Final (cm)
	lp = 30.00 cm	lp = 30.00 cm
h = 0.60 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
	Pi = 4.69 %	Pj = 76.56 %

Determinada la posición probable de la rótula plástica, es necesario definir el diagrama momento-rotación asociado a ella.

La tabla 10-8 de ASCE41-13 nos proporciona los parámetros de modelamiento del diagrama momento-rotación para la asignación en rótulas plásticas de columnas.

Considerando que la falla de las columnas es controlada por flexión biaxial y carga axial, los parámetros de modelamiento serán extraídos del ítem i de dicha tabla. Los datos de entrada en esta parte de la tabla son los siguientes:

- Relación de carga axial:

$$\frac{P}{A_g f'c}$$

Donde:

$P$  = Carga axial correspondiente a la combinación de carga crítica para la columna (una carga axial para tracción y la otra para compresión)

$A_g$  = Área de la sección transversal de la columna

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto de la columna

- Conformidad del refuerzo transversal: acorde a la nota 2 de la tabla 6-8 de FEMA-356, se denota como “C” al refuerzo transversal conforme y “NC” al no conforme. Una columna tiene refuerzo transversal conforme cuando el espaciamiento de estribos en la longitud de rótula plástica es  $\leq d/3$  ( $d$ : peralte a flexión de la columna).
- Relación de cortante:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$$

Donde:

$V$  = Cortante correspondiente a la combinación de carga crítica para la columna

$b_w$  = Ancho de la columna

$d$  = Peralte a flexión de la columna

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto de la columna

Para el caso de columnas se obtendrán diagramas momento-rotación en base al número de curvas de iteración que sean necesarias para definir el comportamiento de la columna. Por cada curva de iteración se elegirá una carga axial de compresión y otra de tracción, ambos para la combinación de carga crítica.

Por ejemplo: si se trata de una columna circular, bastará con definir una sola curva de iteración; esto nos llevaría a dos diagramas momento-rotación.

Para cada caso, se ingresa en la tabla con estos tres valores y si es necesario se interpola, para obtener los valores de los parámetros de modelamiento ( $a$ ,  $b$  y  $c$ ). Asimismo, se pueden definir los criterios de aceptación, distinguiendo si se trata de un componente primario o secundario. Estos valores son utilizados posteriormente, para la evaluación del desempeño del elemento estructural.

Este mismo procedimiento lo realiza de forma automática el software usado para el análisis del modelo analítico.

Considerando que la rótula es del tipo “rigid-plastic”, es decir con rotación de fluencia en el punto B igual a cero ( $\theta_y = 0$ ); y en base a información ingresada previamente (características no lineales de materiales y de la sección de columna, distancia relativa de la rótula plástica, combinación de carga crítica, conformidad del refuerzo transversal, entre otros necesarios), el software genera el número necesario de diagramas momento-rotación extrayendo los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación de la tabla 10-8 de ASCE41-13 que forman parte de su base de datos.

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

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
<b>Condition i.<sup>c</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Refer 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.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_y f'_c$ , 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 ( $V_c$ ) 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.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

## 5.6 Curva de Capacidad de la estructura

Luego de haber obtenido la fuerza cortante que actuara en la base, y haber revisado las distorsiones de entrepiso (derivadas), se procede a evaluar el desempeño de la estructura.

Se obtuvieron las curvas de capacidad representativa, una para cada sentido del sismo, ya que se realizó el análisis de las estructuras modulo Aulas y Auditorio aplicando el sismo tanto en dirección X, como en la dirección del eje Y. para llevar a cabo el análisis estático no lineal se definieron los siguientes casos o combinaciones de carga.

### 5.6.1 Curva de capacidad de la estructura módulo Aulas para sismo en dirección del eje X.

Se modeló a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje X se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura modulo A continuación se muestran la figura que contiene dichos valores.

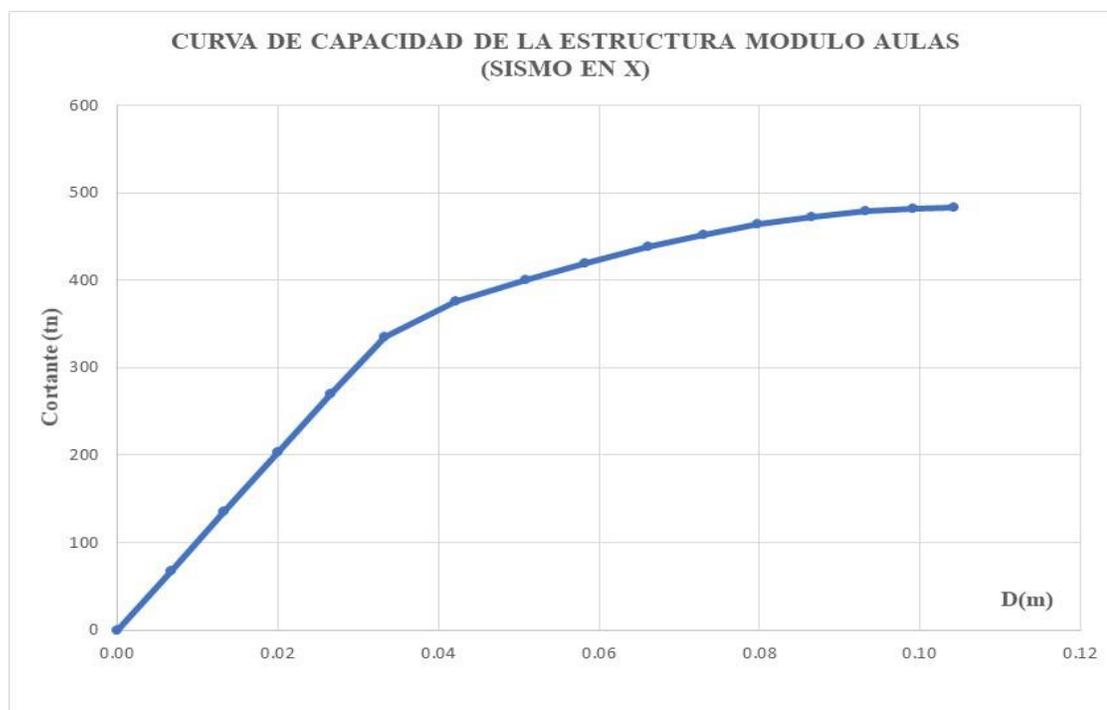


Gráfico 32: Curva de capacidad modulo Aulas (sismo en X).

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el módulo A es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

### **Sectorización de la Curva de Capacidad**

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 es necesario sectorizar la curva de capacidad para así poder limitar a cada nivel de desempeño, asignándole a cada uno un rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

El punto de Fluencia efectiva para el módulo Aulas que se ha obtenido es:

PFE : (0.0274, 368.5704)

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

*Tabla 25: Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad.*

<b>RANGO</b>	<b>DESPLAZAMIENTO</b>	
	<b>Límite inferior (m)</b>	<b>Límite Superior (m)</b>
Rango Elástico	0	0.0274
Rango Plástico	0.274	0.1075

La sectorización de la curva de capacidad en el rango plástico se realizó según el criterio propuesto por la SEAOC conforme a lo que indica la tabla siguiente:

Tabla 26: Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño

NIVEL DE DESEMPEÑO	RANGO DE DESPLAZAMIENTO	
	Límite inferior	Límite Superior
Operacional	0	$\Delta FE$
Funcional	$\Delta FE$	$\Delta FE + 0.3\Delta p$
Seguridad	$\Delta FE + 0.3\Delta p$	$\Delta FE + 0.6\Delta p$
Cerca al colapso	$\Delta FE + 0.6\Delta p$	$\Delta FE + 0.8\Delta p$
Colapso	$\Delta FE + 0.8\Delta p$	$\Delta FE + \Delta p$

$\Delta FE$ : Desplazamiento' correspondiente al punto de Fluencia Efectiva

Es el desplazamiento en el rango inelástico de la estructura

$\Delta p$  : Rango Plástico

Los valores del desplazamiento del nudo de control asociados a cada nivel de desempeño calculado según la tabla 26 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 27: Desplazamientos para cada nivel de desempeño

NIVEL DE DESEMPEÑO	RANGO DE DESPLAZAMIENTO	
	Límite inferior	Límite Superior
Operacional	0.0000	0.0274
Funcional	0.0274	0.0514
Seguridad	0.0514	0.0755
Cerca al colapso	0.0755	0.0915
Colapso	0.0915	0.1075

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

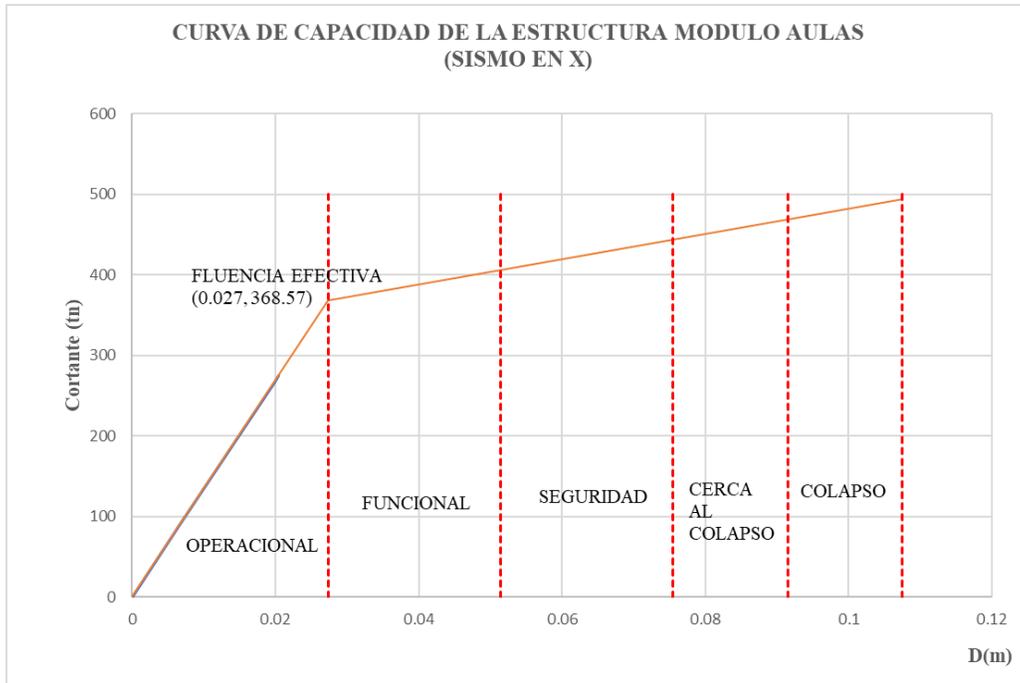


Gráfico 33: Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en X.

### 5.6.2 Curva de capacidad de la estructura módulo Aulas para sismo en dirección del eje Y.

Se modeló a la estructura en el SAP 2000 y se sometió a un análisis incremental cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje Y se obtuvieron los valores de desplazamiento en el nudo de control ubicado en la parte más alta de la estructura módulo Aulas continuación se muestran la figura que contiene dichos valores.

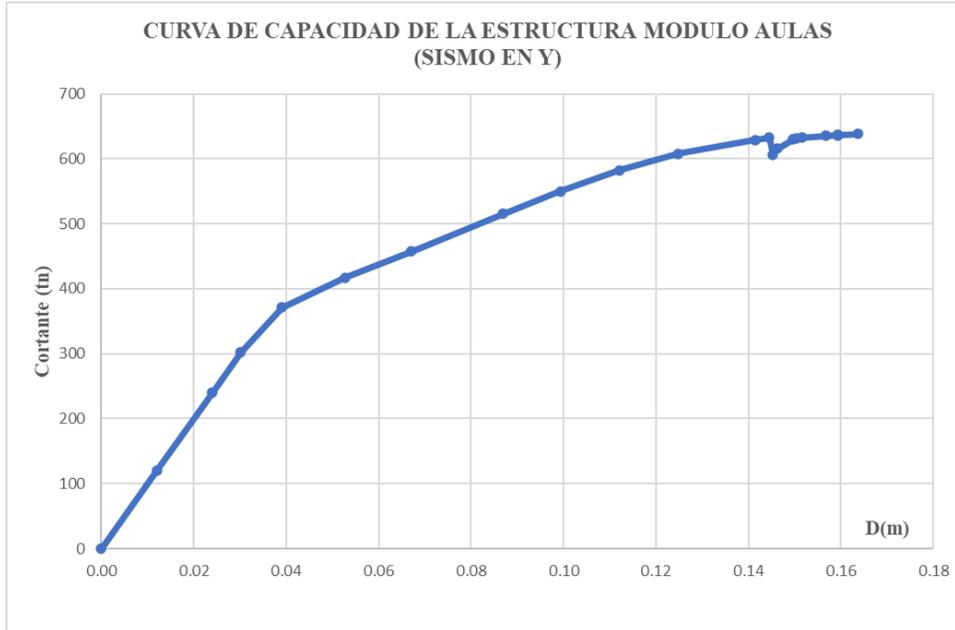


Gráfico 34: Curva de capacidad modulo Aulas (sismo en Y)

Para sectorizar la curva usaremos los cinco niveles de desempeño propuesto por la SEAOC en su documento VISION 2000 para así poder limitar a cada nivel de desempeño, para poder ubicarlos en el rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

La sectorización de la estructura que para este caso es el modulo Aulas es necesaria para poder determinar el nivel de desempeño frente a los diferentes sismos.

Se inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad, luego se usa el criterio de rigideces tangentes, para poder determinar el punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

### Sectorización de la Curva de Capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 es necesario sectorizar la curva de capacidad para así poder limitar a cada nivel de desempeño, asignándole a cada uno un rango con respecto al desplazamiento del nudo de control.

El punto de Fluencia efectiva que se ha obtenido es:

PFE : (0.0362, 363.4676)

Los rangos elásticos y plásticos son los siguientes.

*Tabla 28: Límite de los Rangos elásticos y plásticos según la curva de capacidad*

<b>RANGO</b>	<b>DESPLAZAMIENTO</b>	
	<b>Límite inferior (m)</b>	<b>Limite Superior (m)</b>
Rango Elástico	0	0.0362
Rango Plástico	0.0362	0.1463

Los valores del desplazamiento del nudo de control asociados a cada nivel de desempeño calculado según la tabla 26 determinan los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla siguiente.

*Tabla 29: Desplazamientos para cada nivel de desempeño en el eje Y*

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>	<b>RANGO DE DESPLAZAMIENTO</b>	
	<b>Límite inferior</b>	<b>Limite Superior</b>
Operacional	0.0000	0.0362
Funcional	0.0362	0.0692
Seguridad	0.0692	0.1023
Cerca al colapso	0.1023	0.1243
Colapso	0.1243	0.1463

Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura de acuerdo al punto de desempeño que se evaluara más adelante.

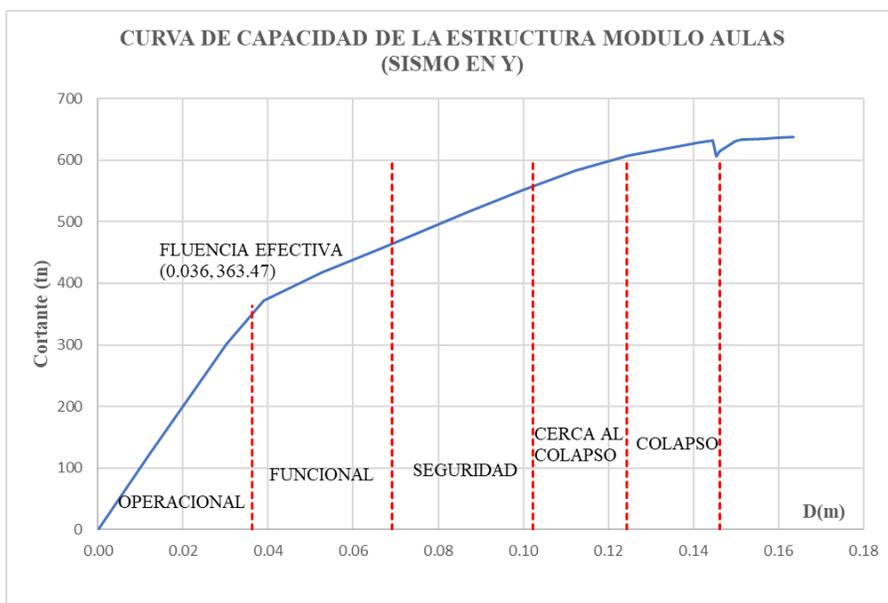


Gráfico 35: Sectorización de la Curva de Capacidad para el Sismo en Y

### 5.7 Conversión de Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad

En el gráfico N°32 se tiene la curva de capacidad y tiene la relación de fuerza cortante en la base y su desplazamiento, para la conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad siendo estos la aceleración espectral versus el desplazamiento espectral, se muestra a continuación los datos para graficar el espectro.

Tabla 30: Espectro de respuesta de aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral en dirección X del Modulo Aulas

Sd	Sa
0	0
0.006148	0.132101
0.012296	0.264202
0.018444	0.396303
0.018978	0.407779
0.025398	0.515875
0.033376	0.570896
0.040492	0.606416
0.050034	0.643685
0.057288	0.670102
0.065503	0.693421
0.073495	0.704592
0.077541	0.709239
0.087151	0.718382

0.092289	0.721311
0.095088	0.72174
0.103293	0.721104
0.10517	0.721004
0.110225	0.718828
0.112123	0.71819
0.115549	0.717304
0.11646	0.717131

Con la data de la tabla N°30, se procede realizar la respectiva gráfica, denominada espectro de capacidad en X.

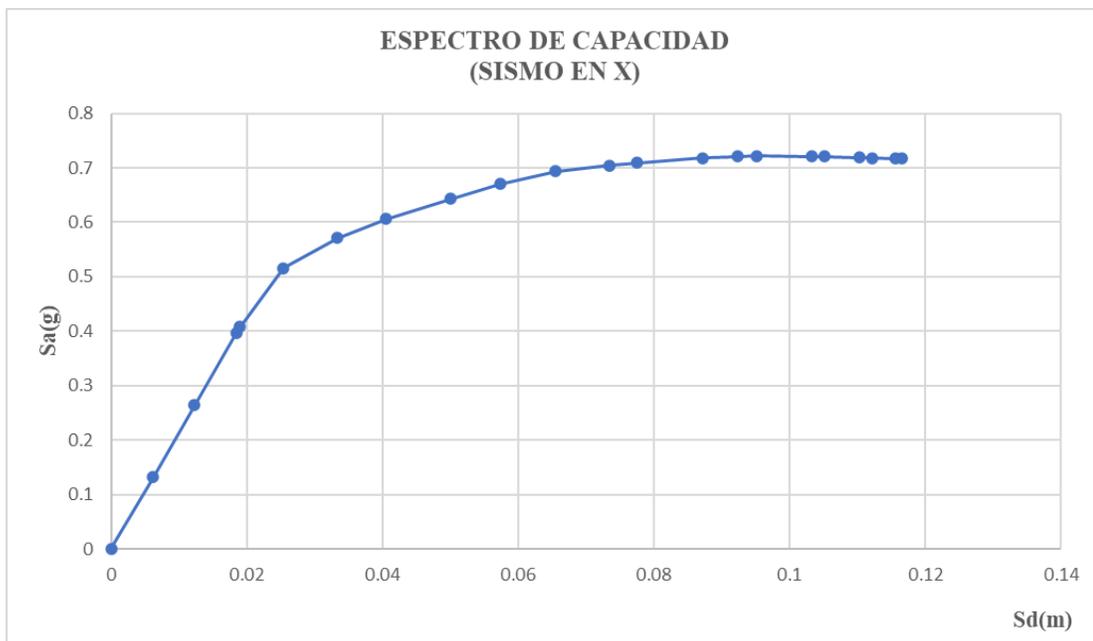


Gráfico 36: Espectro de Capacidad de modulo Aulas en X

Tabla 31: Espectro de respuesta de aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral en dirección Y del Modulo Aulas

Sd	Sa
0	0
0.008765	0.183329
0.01753	0.366658
0.022056	0.461307
0.028179	0.565325

0.037998	0.631775
0.048752	0.683962
0.064254	0.768623
0.073628	0.814785
0.083551	0.858735
0.093392	0.893466
0.106375	0.921557
0.108619	0.92515
0.109237	0.88878
0.109977	0.902394
0.112581	0.924353
0.11314	0.927038
0.11406	0.928782
0.118251	0.932422
0.120265	0.932938
0.120284	0.932651
0.12366	0.934005

Con la data de la tabla N°31, se procede realizar la respectiva gráfica, denominada espectro de capacidad en Y.

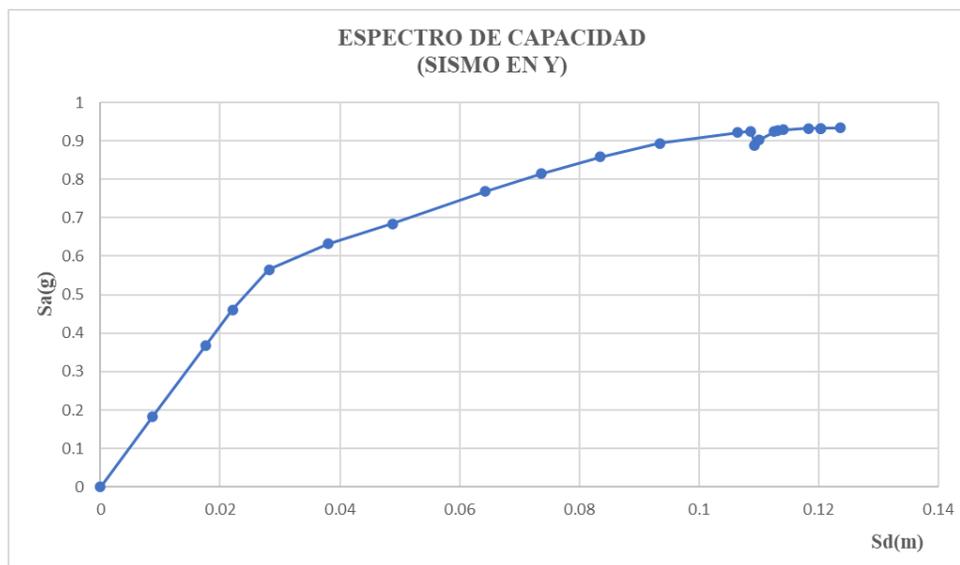


Gráfico 37: Espectro de Capacidad del módulo Aulas en Y

## 5.8 Espectro de Demanda

En base a la normativa peruana E-030 Diseño Sismorresistente, el espectro sísmico se rige bajo la aceleración y el periodo, por ende, caso similar la curva de capacidad en el cual se realiza la conversión a un formato de aceleración espectral versus desplazamiento espectral ( $S_a$  vs.  $S_d$ ), para ello se aplica el código ATC-40 el cual propone fórmulas para realizar la conversión, y siendo específicos para 3 espectros para los niveles de daño que contempla el código ATC-40.

## 5.9 Conversión de Espectro Sísmico E-030 a Espectro de Demanda por Nivel de Daño

Tabla 32: Factores de nivel de demanda para para cada sismo

Sismo de diseño		Aceleración asociada a la ZONA 3
ATC-40	SEAOC 1995	
	Sismo Frecuente (SF)	0.5031g
Sismo de Servicio (SE)	Sismo Ocasional (SO)	0.7547g
Sismos de diseño (DE)	Sismo Raro (SR)	1.5094 g
Sismo Maximos (SM)	Sismo Muy Raro (SM)	2.2641g

En la tabla anterior se aprecia la aceleración que se rige bajo la normativa peruana E-030 ( $S_d$ ), también se precisa que a la aceleración no se le considere el factor de reducción sísmico  $R$ , por ende, el sismo raro representado en la tabla N°32, es el sismo de diseño que contempla como objetivo la normativa peruana.

### 5.10 Determinación de los Puntos de Desempeño Sísmico.

Se calculó los puntos de desempeño para los sismos de Frecuente, servicio (ocasional), sismo de diseño (raro) y sismo máximo (muy raro), para el caso del sismo aplicado en la dirección X y para el sismo aplicado en la dirección Y.

#### 5.10.1 Puntos de desempeño de la estructura modulo "Aulas" para sismo en X.

A continuación se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección X, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son, el desplazamiento del nudo de control versus la cortante basal y también las coordenadas ADRS.

## A. Punto de desempeño para sismo Frecuente – dirección XX

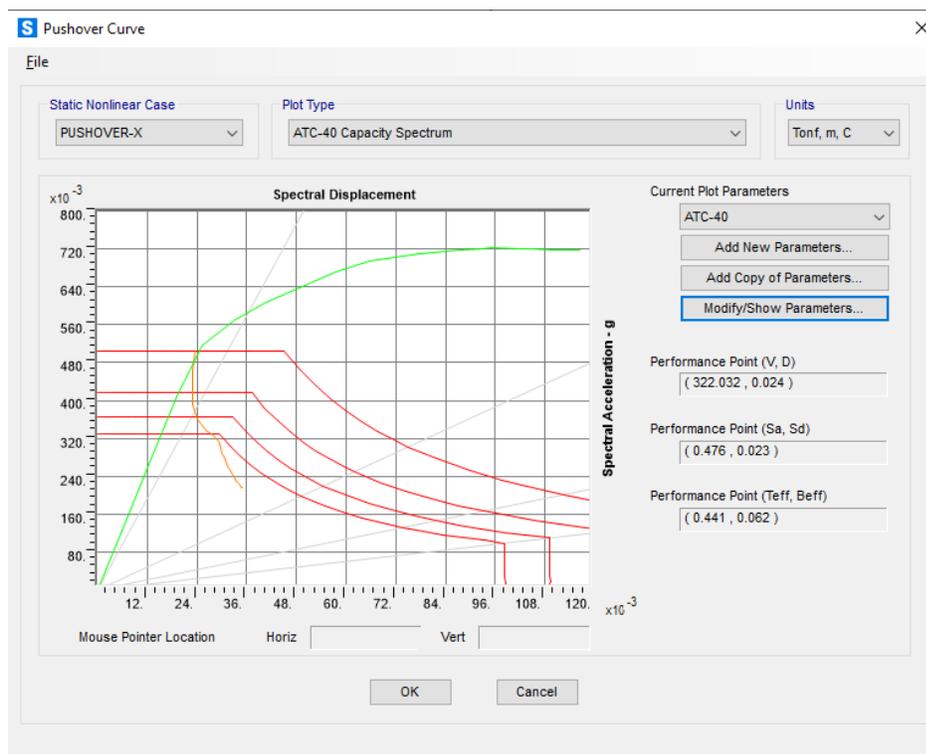


Gráfico 38: Obtención del punto de desempeño – Sismo Frecuente – dirección XX Modulos Aulas  
(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

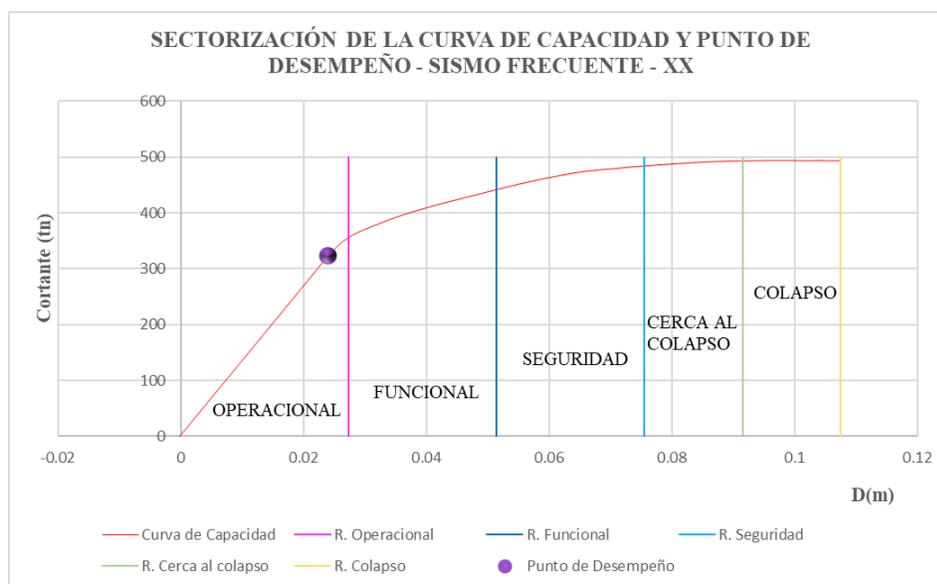


Gráfico 39: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo Frecuente – dirección XX Modulos Aulas

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 2.425 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Operacional** cuyo rango esta  $0 < \Delta = 2.425 \text{ cm} < 2.737 \text{ cm}$

### B. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección XX

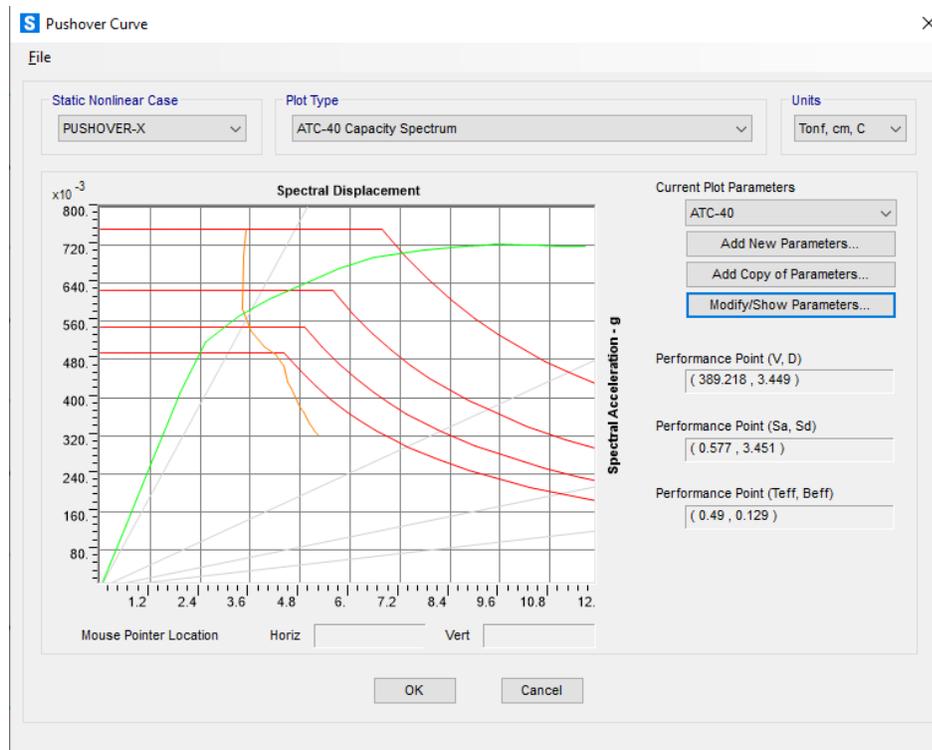
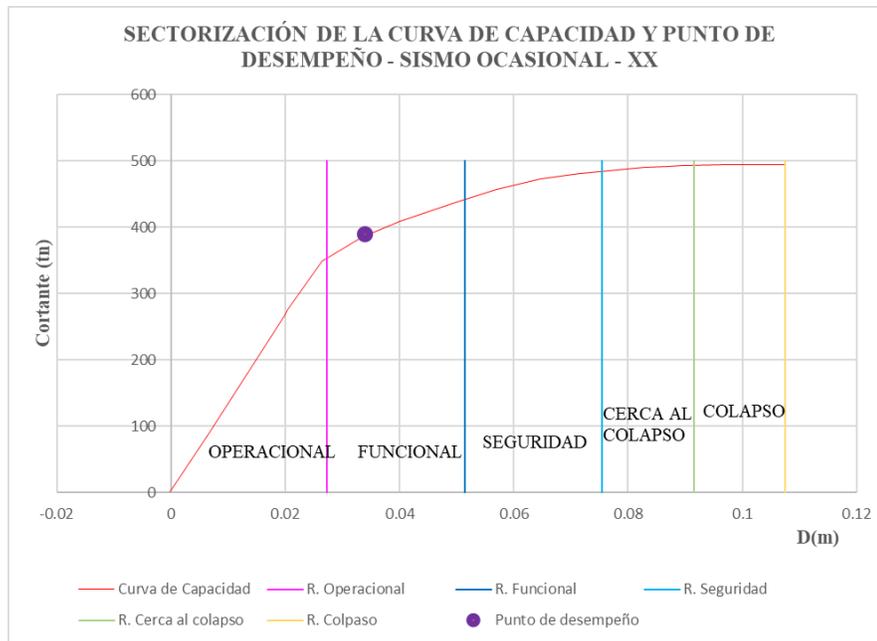


Gráfico 40: Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección XX Módulos Aulas  
(Fuente: SAP2000 v20.2.0)



*Gráfico 41: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección XX Módulos Aulas*

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 3.45 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel de **Funcional** cuyo rango esta  $2.74 \text{ cm} < \Delta = 3.45 \text{ cm} < 5.14 \text{ cm}$

### **C. Punto de desempeño para sismo Raro – dirección XX**

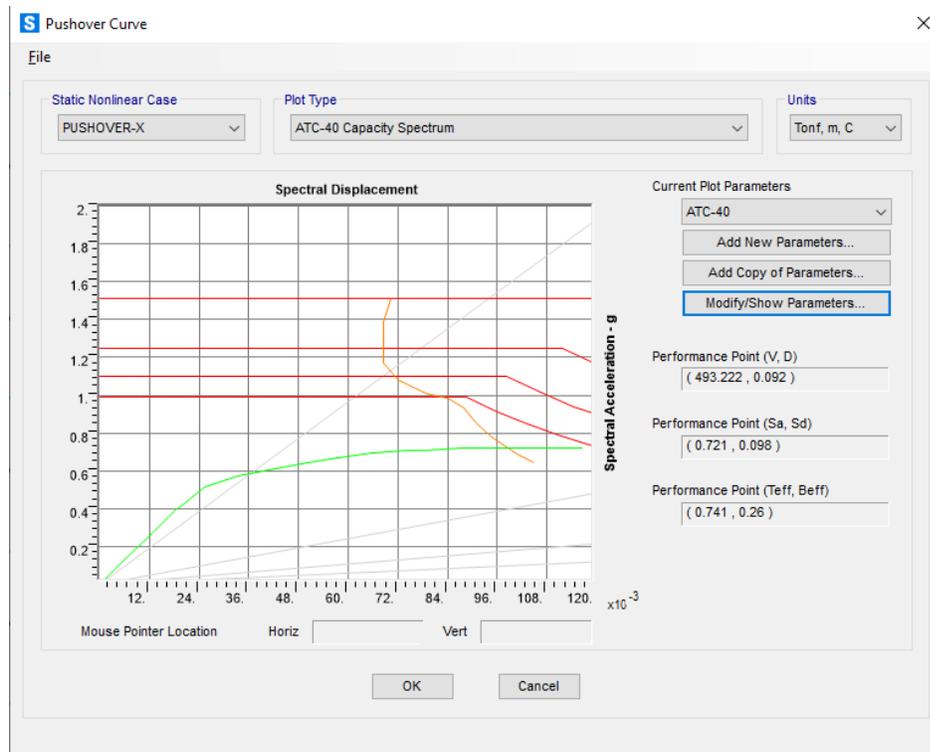


Gráfico 42: Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección XX Módulos Aulas  
(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

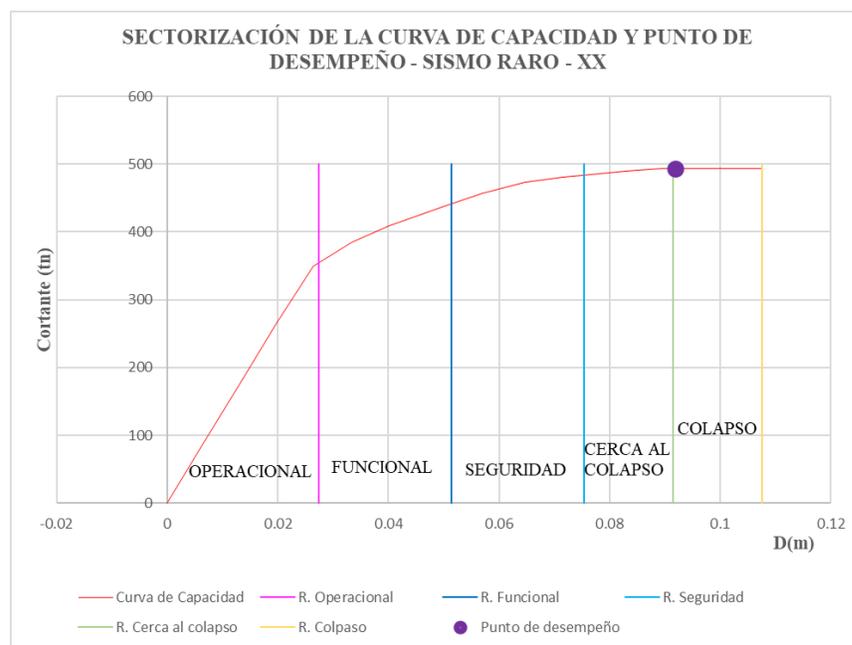


Gráfico 43: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo raro – dirección XX Módulos Aulas

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=9.21\text{cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel de **Colapso** cuyo rango esta  $9.15 \text{ cm} < \Delta = 9.21 \text{ cm} < 10.75 \text{ cm}$

#### D. Punto de desempeño para sismo muy Raro – dirección XX

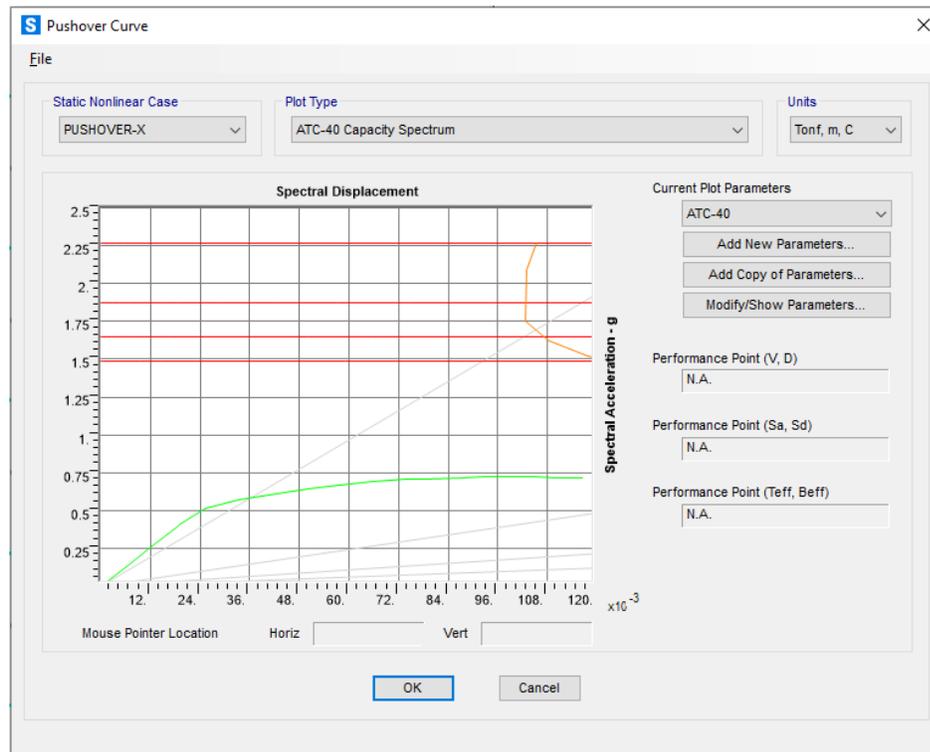


Gráfico 44: Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección XX Módulos Aulas

(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

En la siguiente Tabla 33 muestra el desempeño alcanzado por la estructura.

Tabla 33: Niveles alcanzados de la estructura modulo Aulas sismo en X.

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente		X			
Ocasional	Sismo de servicio		X		
Raro	Sismo de Diseño				X
Muy raro	Sismo máximo				

### 5.10.2 Puntos de desempeño de la estructura modulo "Aulas" para sismo en Y.

A continuación, se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección Y, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son, el desplazamiento del nudo de control versus la cortante basal y también las coordenadas ADRS.

#### A. Punto de desempeño para sismo Frecuente – dirección YY

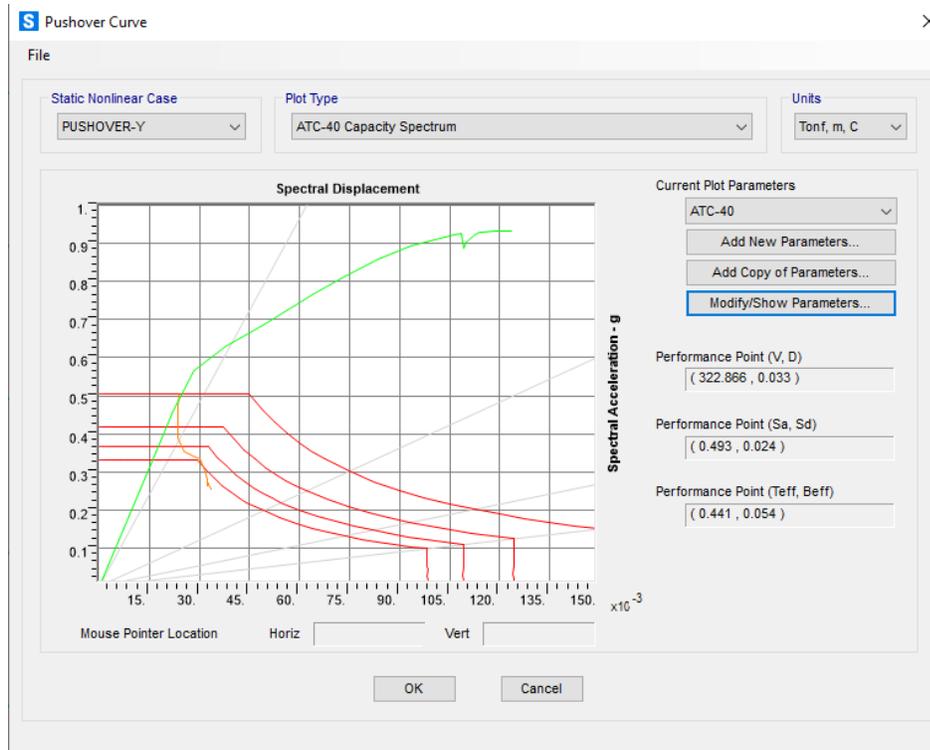


Gráfico 45: Obtención del punto de desempeño – Sismo Frecuente – dirección YY Módulos Aulas (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

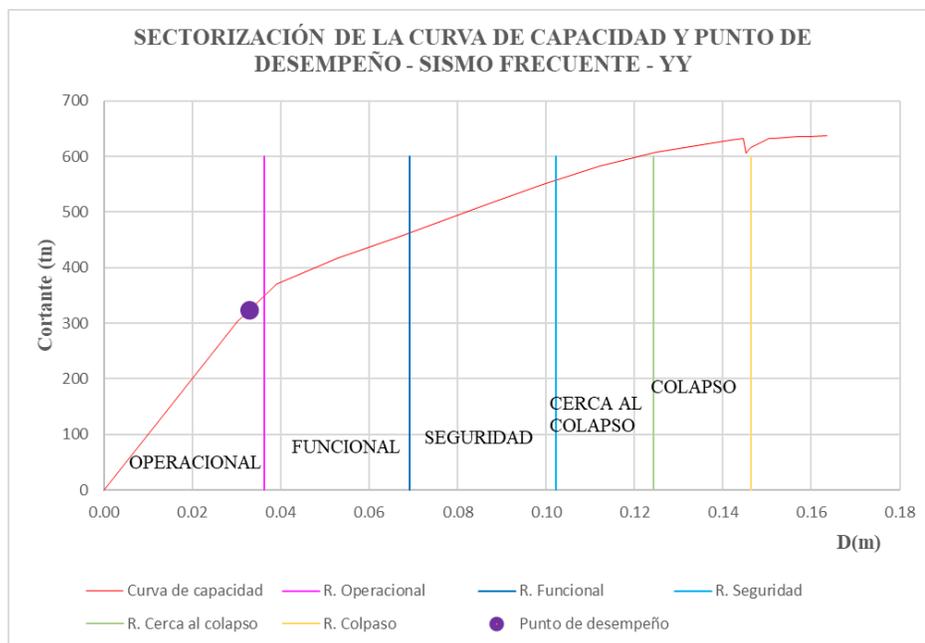


Gráfico 46: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo frecuente – dirección YY Módulos Aulas

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta=3.28\text{cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Operacional** cuyo rango esta  $0.00 < \Delta = 3.28 \text{ cm} < 3.62 \text{ cm}$

### B. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección YY

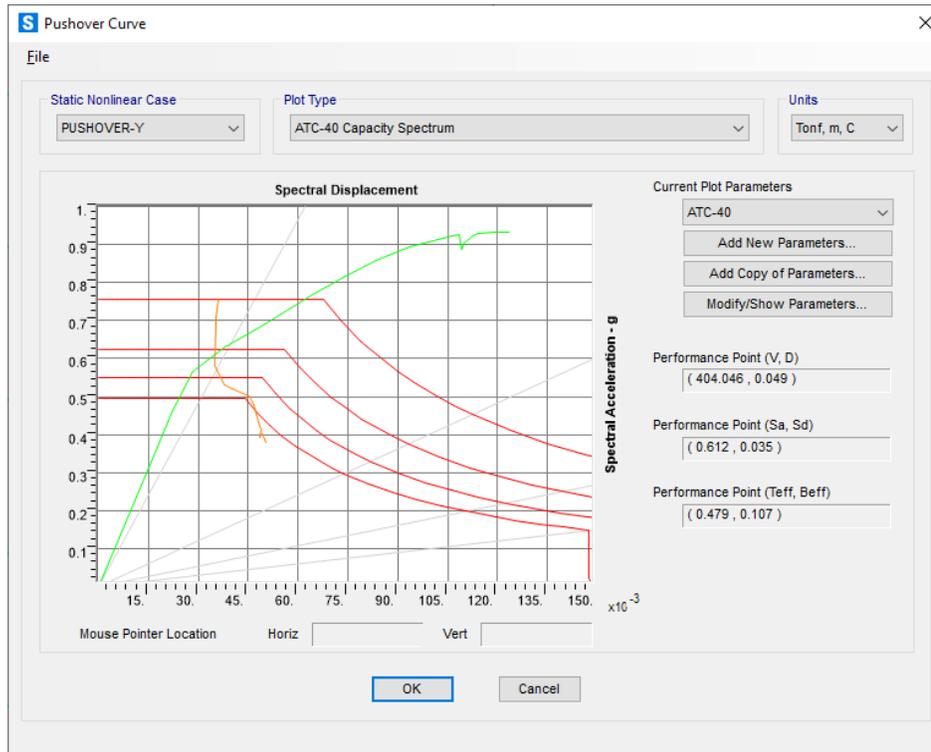


Gráfico 47: Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección YY Módulos Aulas  
(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

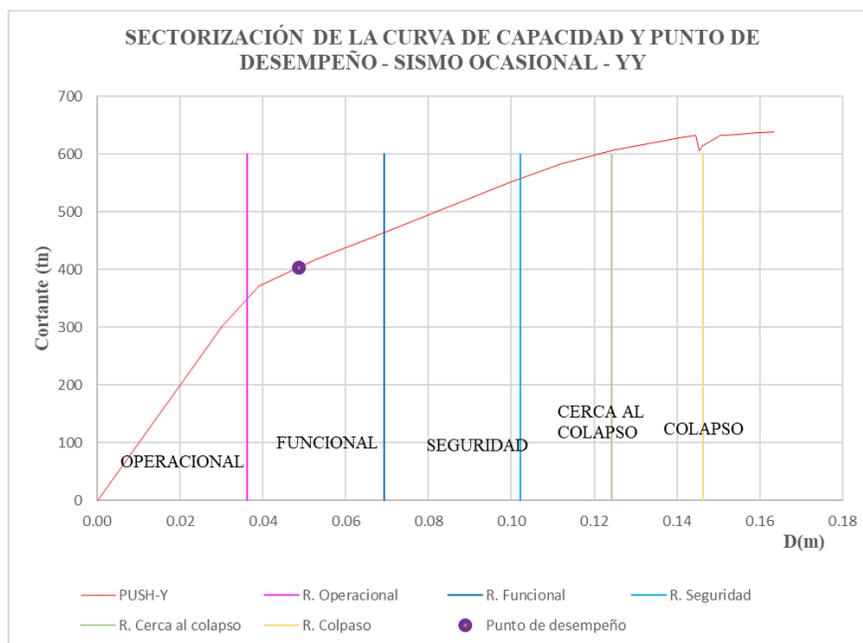


Gráfico 48: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección YY Módulos Aulas

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 4.88 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Seguridad** cuyo rango esta  $3.62 < \Delta = 4.88 \text{ cm} < 6.92 \text{ cm}$

### C. Punto de desempeño para sismo Raro – dirección YY

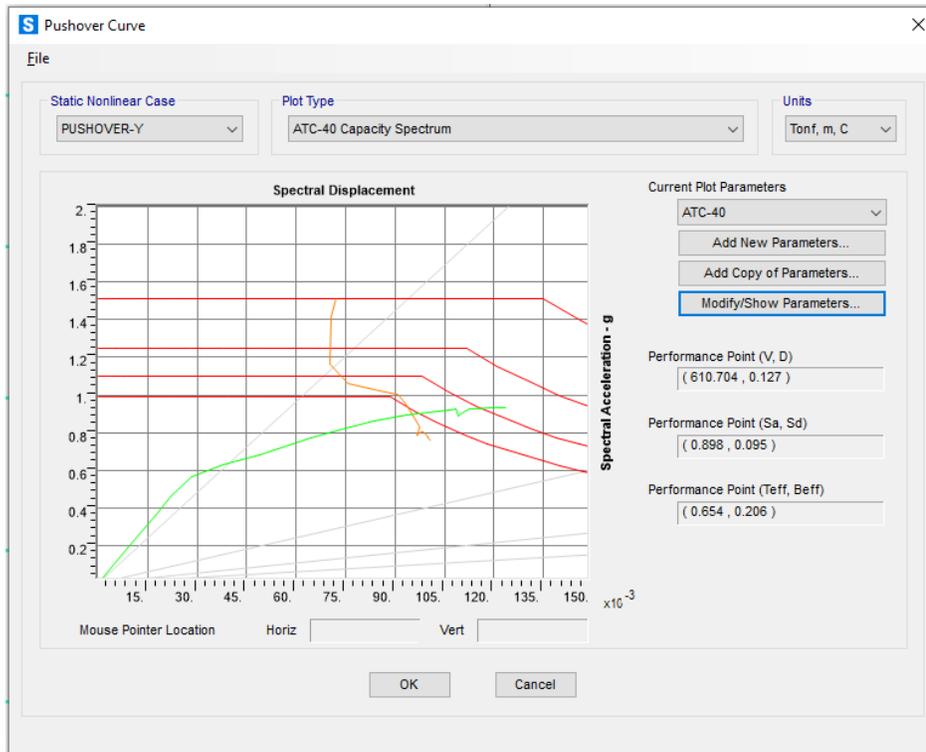


Gráfico 49: Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección YY Módulos Aulas (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

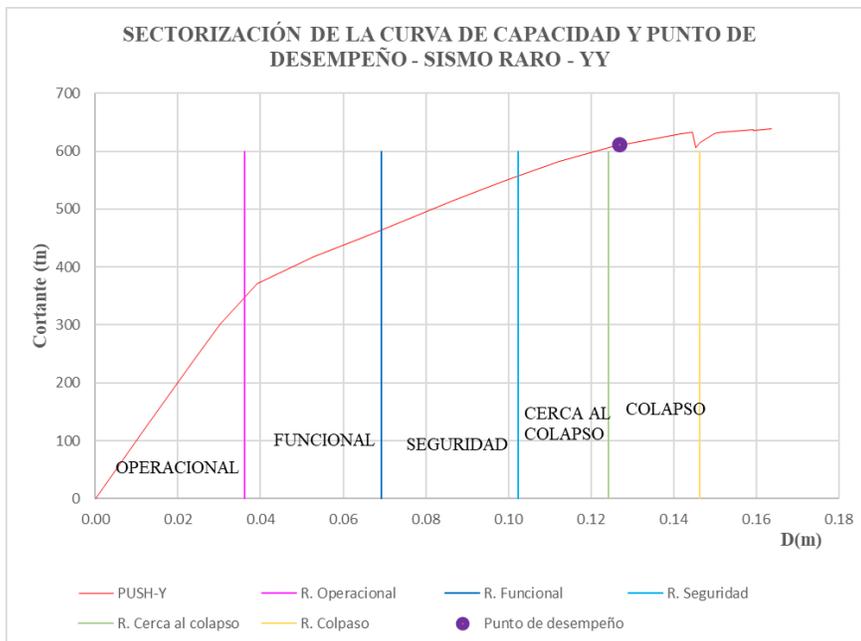


Gráfico 50: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo raro– dirección YY Módulos Aulas

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 12.73 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Colapso** cuyo rango esta  $12.43 < \Delta = 12.73 \text{ cm} < 14.63 \text{ cm}$

#### D. Punto de desempeño para sismo muy Raro – dirección YY

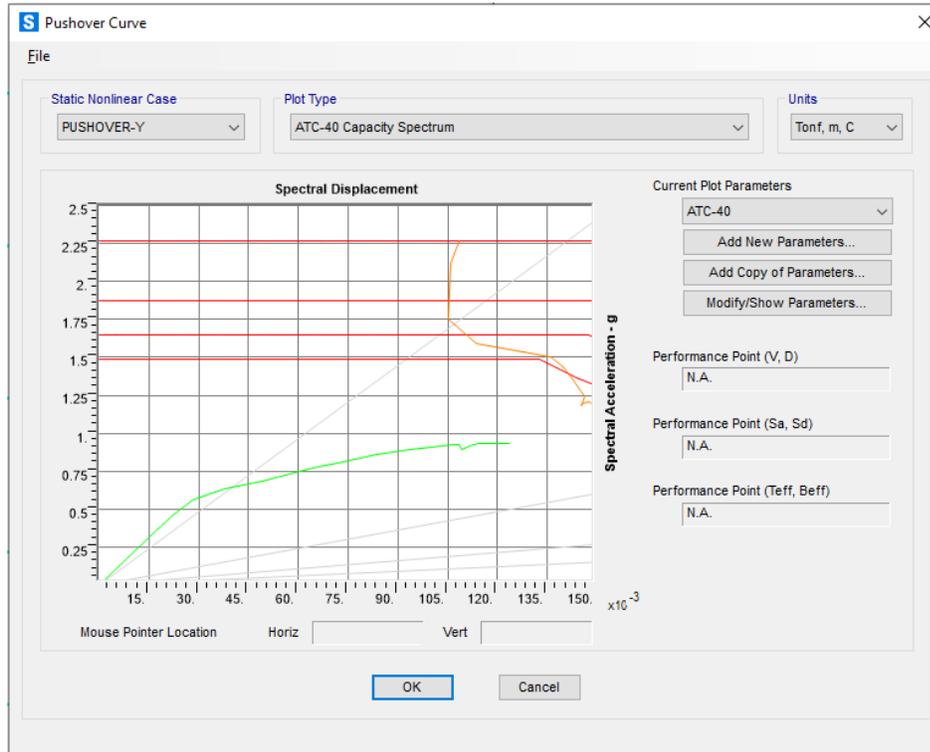


Gráfico 51: Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección YY Módulos Aulas (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

En la siguiente Tabla 34 muestra el desempeño alcanzado por la estructura.

Tabla 34: Niveles alcanzados de la estructura modulo Aulas sismo en Y.

SEAOC	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
1995					
Frecuente		X			

Ocasional	Sismo de servicio		X		
Raro	Sismo de Diseño				X
Muy raro	Sismo máximo				

### 5.10.3 Puntos de desempeño de la estructura modulo "Auditorio" para sismo en X.

A continuación, se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección X, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son, el desplazamiento del nudo de control versus la cortante basal y también las coordenadas ADRS.

#### A. Punto de desempeño para sismo Frecuente – dirección XX

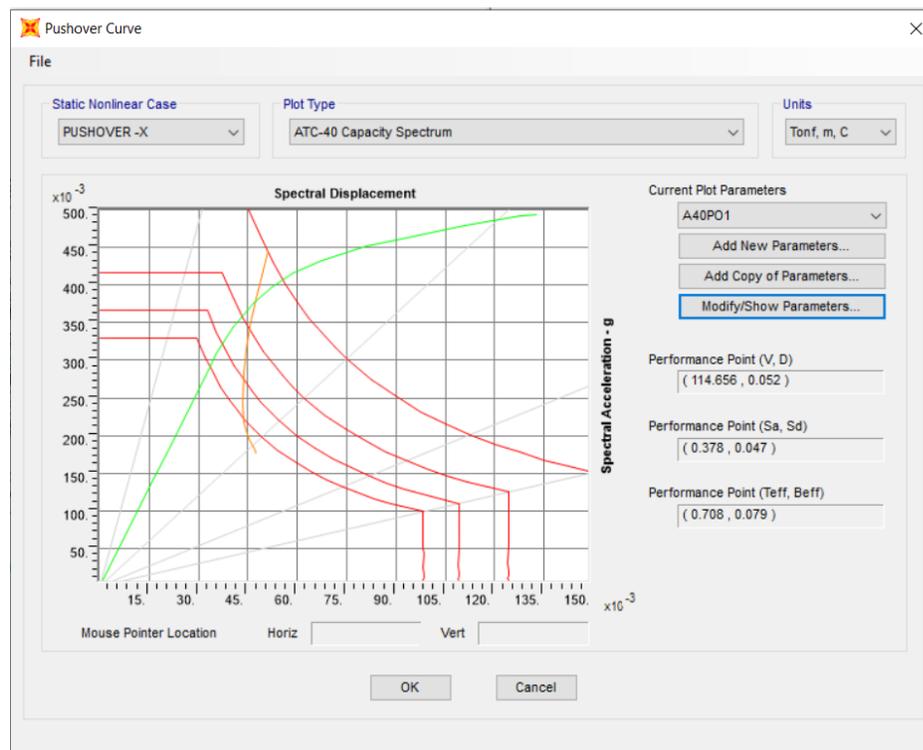


Gráfico 52: Obtención del punto de desempeño – Sismo Frecuente – dirección XX Módulo Auditorio

(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

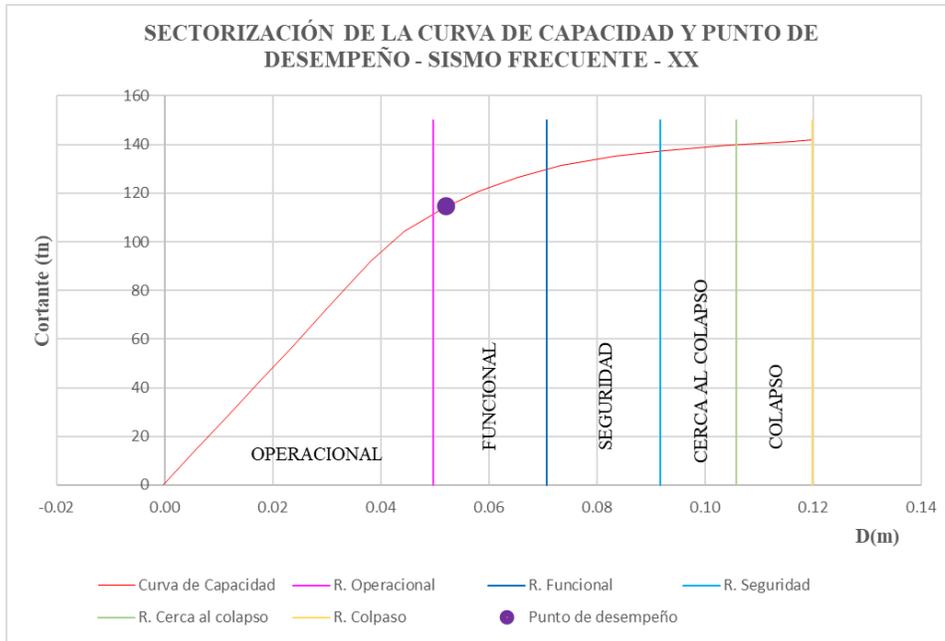


Gráfico 53: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo frecuente – dirección XX Módulo Auditorio

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 5.24 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Funcional** cuyo rango está  $4.97 < \Delta = 5.24 \text{ cm} < 7.07 \text{ cm}$

## B. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección XX

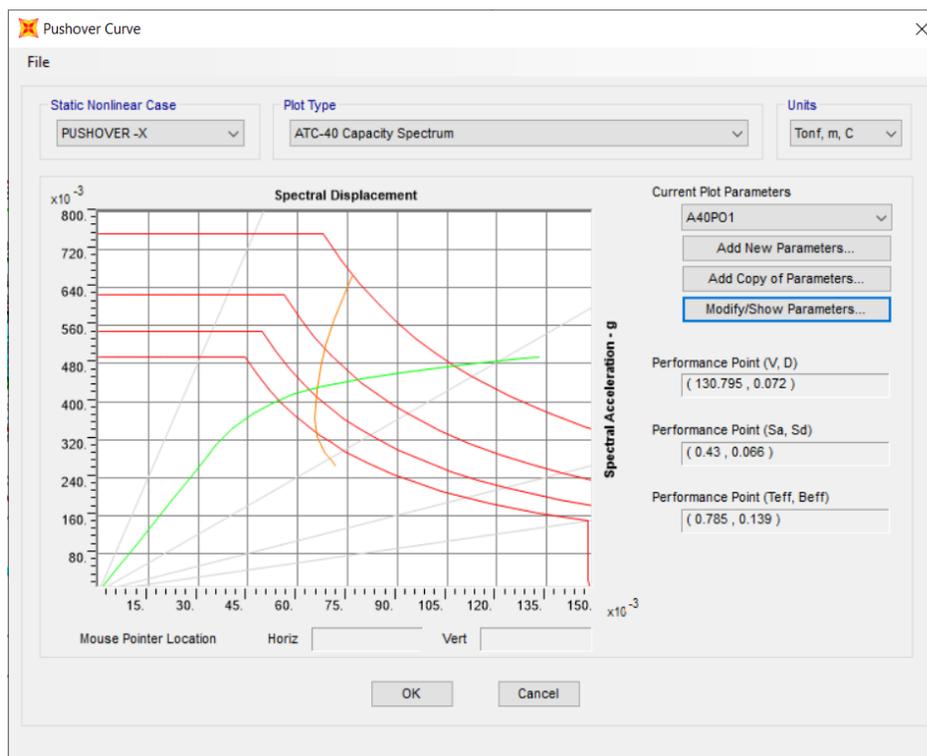


Gráfico 54: Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección XX Módulo Auditorio  
(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

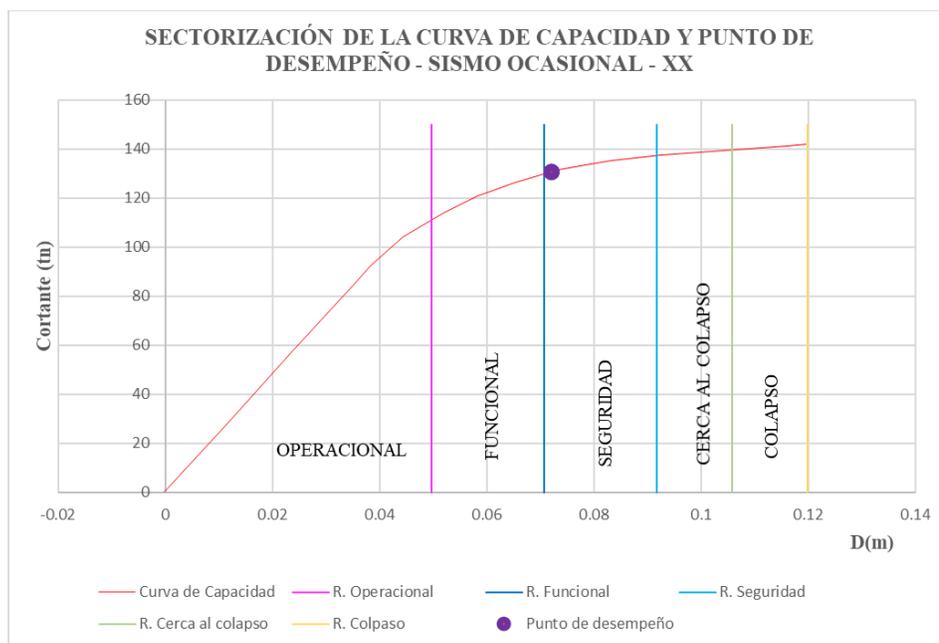


Gráfico 55: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección XX Módulo Auditorio

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 7.21 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel de **Seguridad** cuyo rango esta  $7.07 \text{ cm} < \Delta = 7.21 \text{ cm} < 9.17 \text{ cm}$

### A. Punto de desempeño para sismo Raro – dirección XX

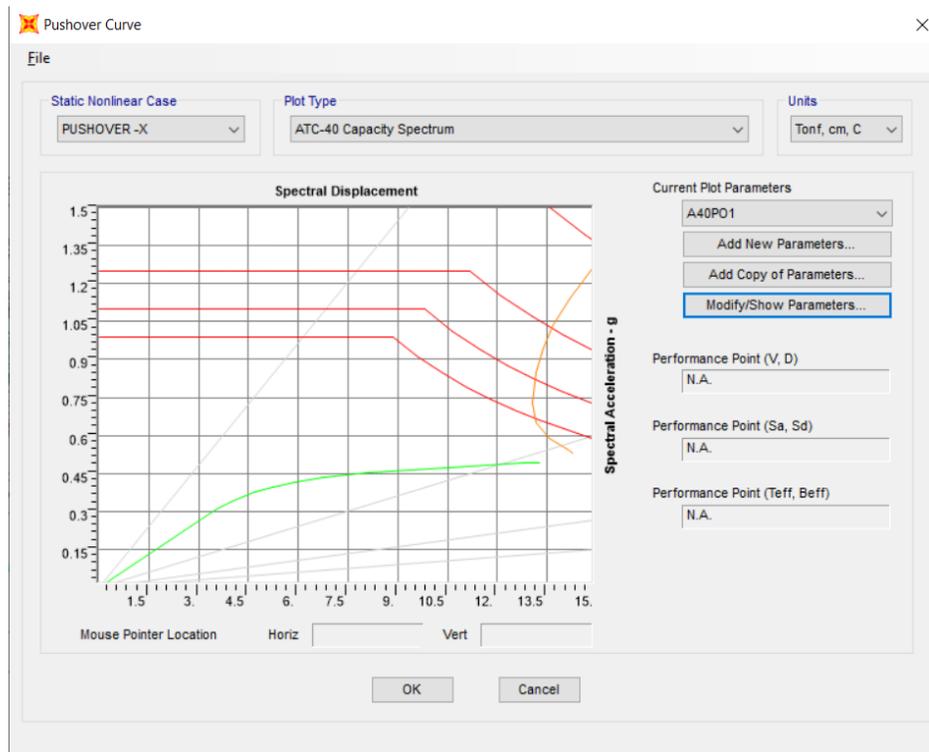


Gráfico 56: Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección XX Módulo Auditorio (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

## B. Punto de desempeño para sismo muy Raro – dirección XX

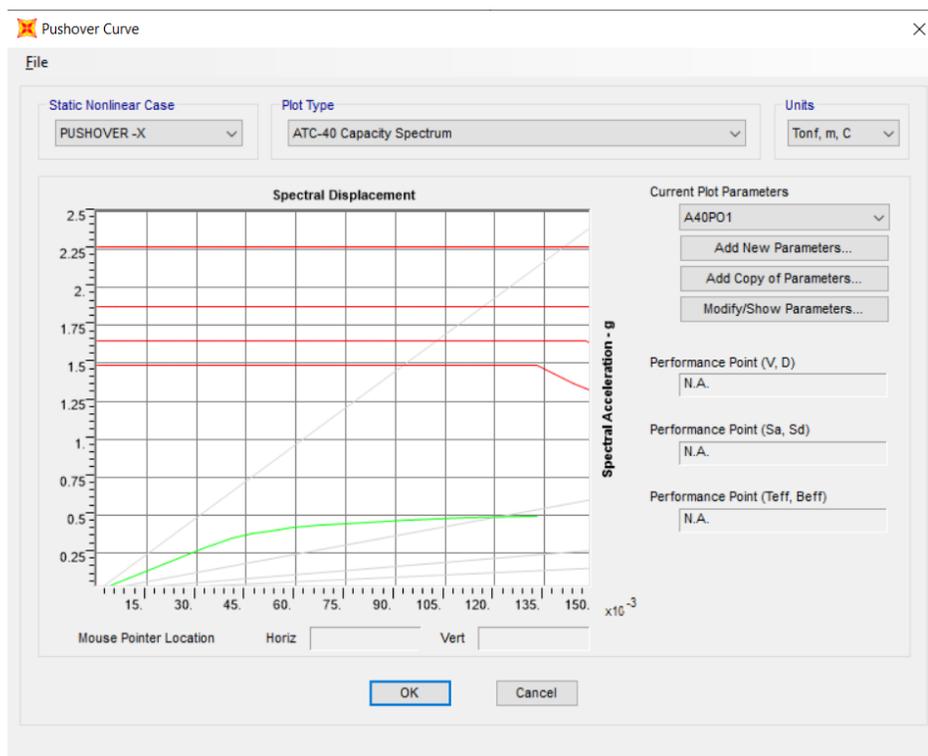


Gráfico 57: Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección XX Módulo Auditorio

(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

En la siguiente Tabla 35 muestra el desempeño alcanzado por la estructura del módulo Auditorio en la dirección X.

Tabla 35: Niveles alcanzados de la estructura modulo Auditorio sismos X Módulo Auditorio.

SEAO	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
1995			X		
Frecuente					
Ocasional	Sismo de servicio			X	

Raro	Sismo de Diseño				
Muy raro	Sismo máximo				

#### 5.10.4 Puntos de desempeño de la estructura modulo "Auditorio" para sismo en Y.

A continuación, se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección Y, los cuales están representados en dos tipos de coordenadas que son, el desplazamiento del nudo de control versus la cortante basal y también las coordenadas ADRS.

##### A. Punto de desempeño para sismo Frecuente – dirección YY

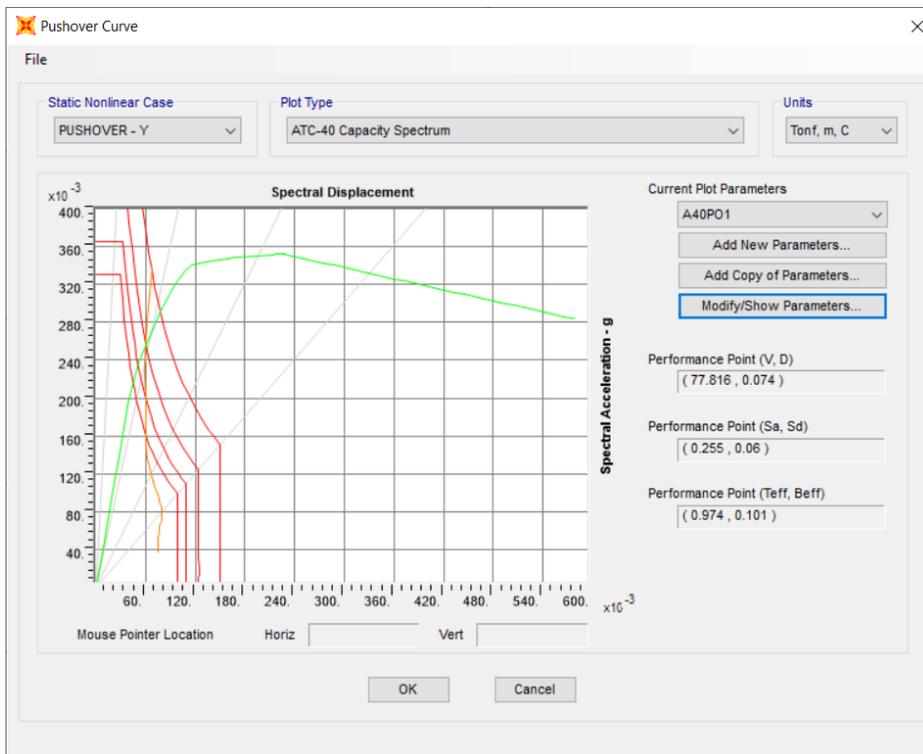


Gráfico 58: Obtención del punto de desempeño – Sismo Frecuente – dirección YY Módulo Auditorio

(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

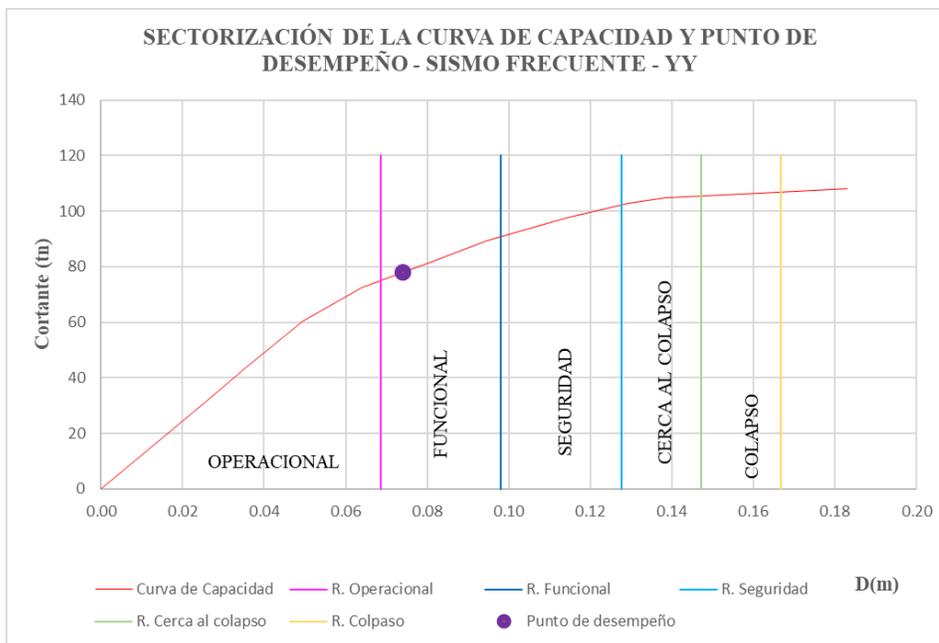


Gráfico 59: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo frecuente – dirección YY Módulo Auditorio

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 7.38 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel **Funcional** cuyo rango está  $6.87 < \Delta = 7.38 \text{ cm} < 9.81 \text{ cm}$

### C. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección YY

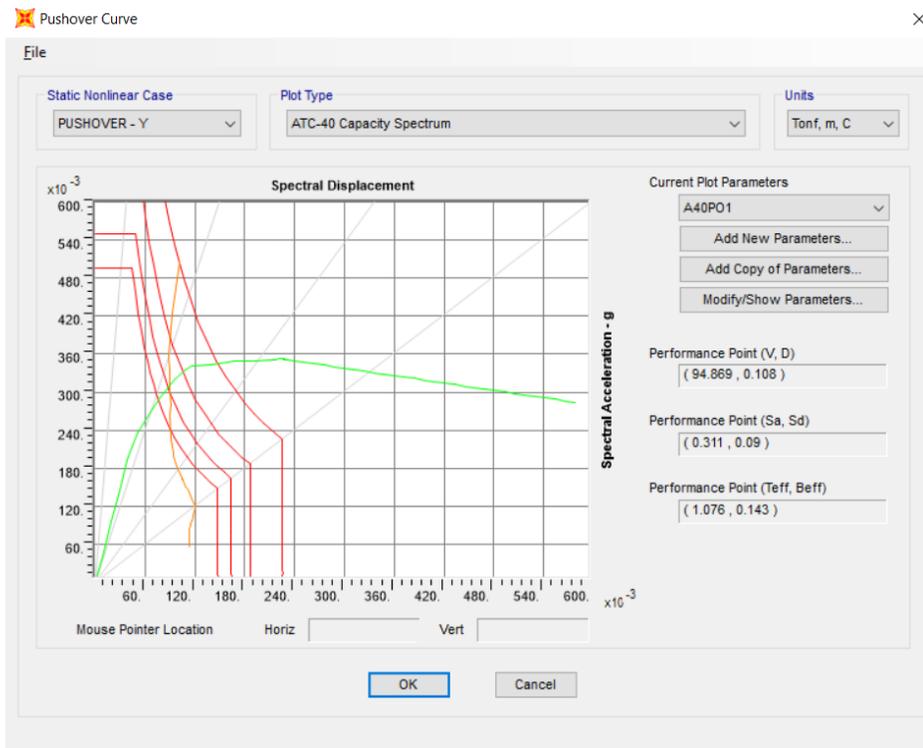


Gráfico 60: Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección YY Módulo Auditorio

(Fuente: SAP2000 v20.2.0)

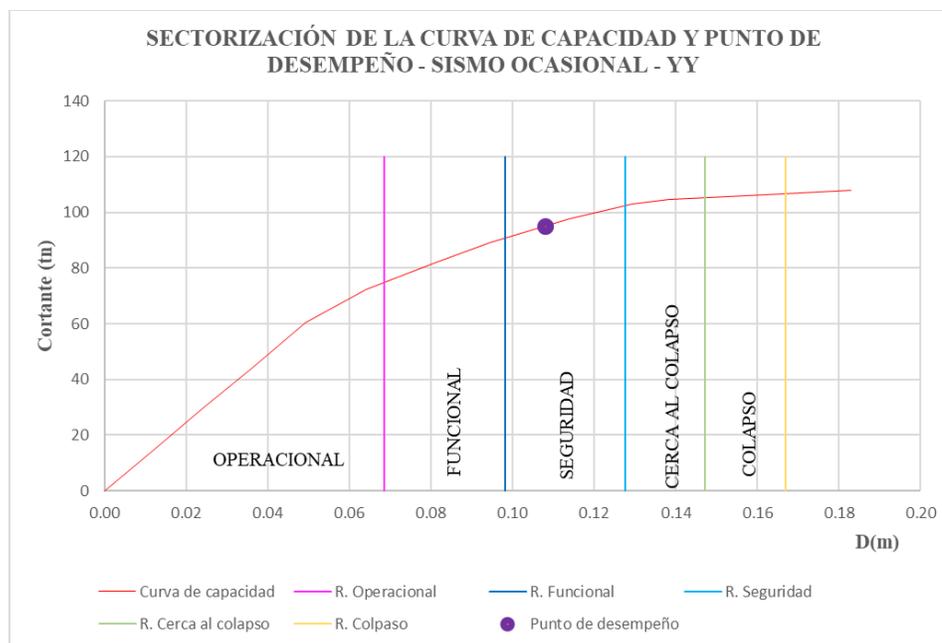


Gráfico 61: Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección YY Módulo Auditorio

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño que es:

$$\Delta = 10.77 \text{ cm.}$$

De acuerdo a este resultado el desplazamiento se encuentra en el rango del nivel de **Seguridad** cuyo rango esta  $9.81 \text{ cm} < \Delta = 10.77 \text{ cm} < 12.76 \text{ cm}$

### C. Punto de desempeño para sismo Raro – dirección YY

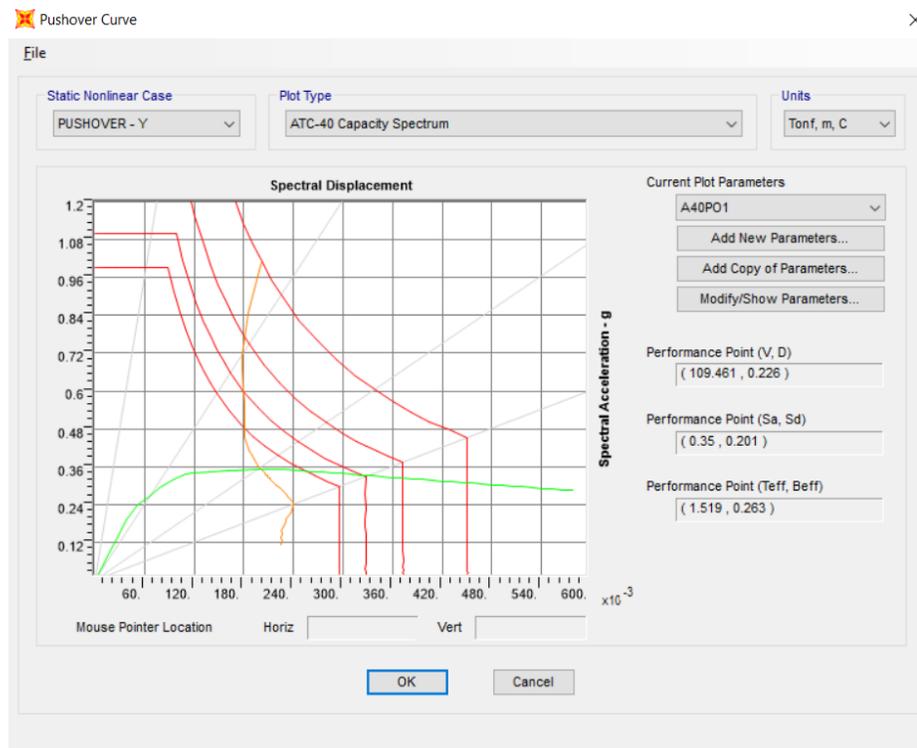


Gráfico 62: Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección YY Módulo Auditorio (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

### D. Punto de desempeño para sismo muy Raro – dirección YY

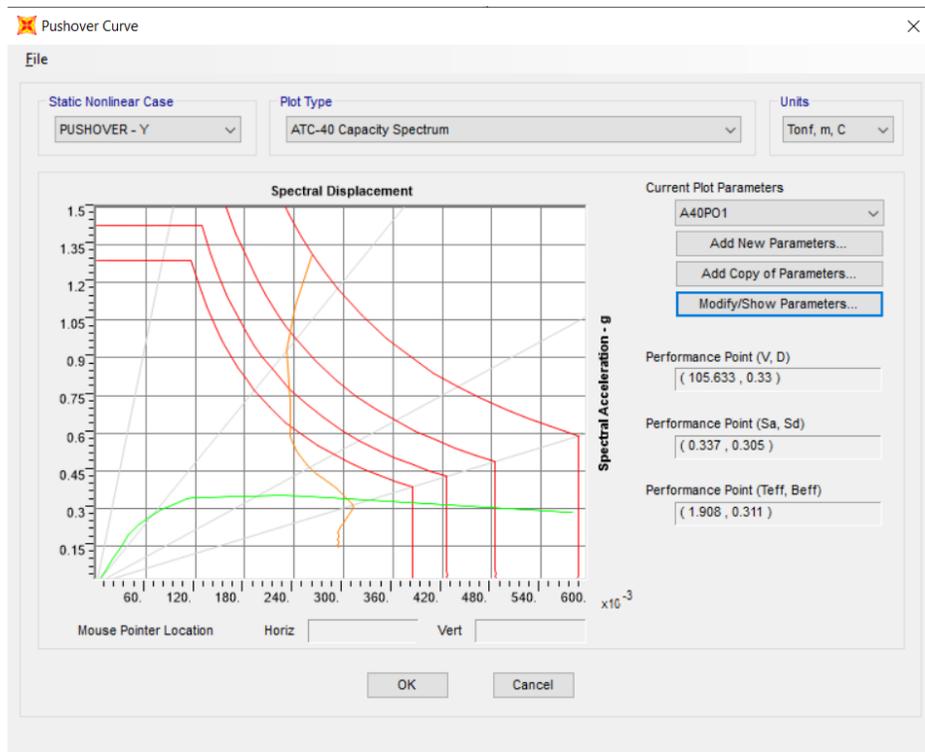


Gráfico 63: Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección YY Módulo Auditorio (Fuente: SAP2000 v20.2.0)

Se encontró el desplazamiento del punto de desempeño esta fuera de los límites del colapso.

En la siguiente Tabla 36 muestra el desempeño alcanzado por la estructura modulo Auditorio en la dirección Y.

Tabla 36: Niveles alcanzados de la estructura modulo Auditorio sismos Y

SEAO C 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente			X		
Ocasional	Sismo de servicio			X	

Raro	Sismo de Diseño				
Muy raro	Sismo máximo				

### 5.11 Resultado de la evaluación del Desempeño Sísmico

En la siguiente tabla se presente los niveles de desempeño sísmico que debería cumplir una estructura, según la norma ATC-40 y el SEAOC de 1993

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente					
Ocasional	Sismo de servicio				
Raro	Sismo de Diseño				
Muy raro	Sismo máximo				

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995 y la norma ATC-40

De la anterior expuesto en la tabla 13 se puede determinar la selección del desempeño de acuerdo al tipo de edificación en estudio que corresponde al de una Estructura esencial por tratarse de una Infraestructura Educativa.

Después de haber realizado el análisis de desempeño sísmico con el método Pushover se obtiene los siguientes niveles de Desempeño para cada Módulo en estudio.

**A) MODULO AULAS (RESULTADO DE DESEMPEÑO SISMICO)**

- En la direccion X-X

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente		X			
Ocasional	Sismo de servicio		X		
Raro	Sismo de Diseño				X
Muy raro	Sismo máximo				

- En la dirección Y

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente		X			
Ocasional	Sismo de servicio		X		
Raro	Sismo de Diseño				X
Muy raro	Sismo máximo				

## B) MODULO AUDITORIO (RESULTADO DE DESEMPEÑO SISMICO)

- En la dirección X-X

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente			X		
Ocasional	Sismo de servicio			X	
Raro	Sismo de Diseño				
Muy raro	Sismo máximo				

- En la dirección Y

SEAOC 1995	ATC-40	NIVELES DE DESEMPEÑO			
		Operacional	Funcional (Ocupacion Inmediata)	Seguridad de vida	Cerca al colapso (Estabilidad estructural)
Frecuente			X		
Ocasional	Sismo de servicio			X	
Raro	Sismo de Diseño				
Muy raro	Sismo máximo				

Para los dos módulos en estudio de las facultad de Ciencias médicas, el desempeño sísmico no cumple con los niveles propuestos por el ATC-40 y el SEAOC-1993, por lo

tanto se necesita reforzamiento para que tenga niveles de desempeño sísmico adecuado según el tipo de edificación en estudio.

## 5.12 Verificación por Ductilidad y Coeficiente básico de Reducción R

### a) Para el módulo "Aulas" para sismo en X.

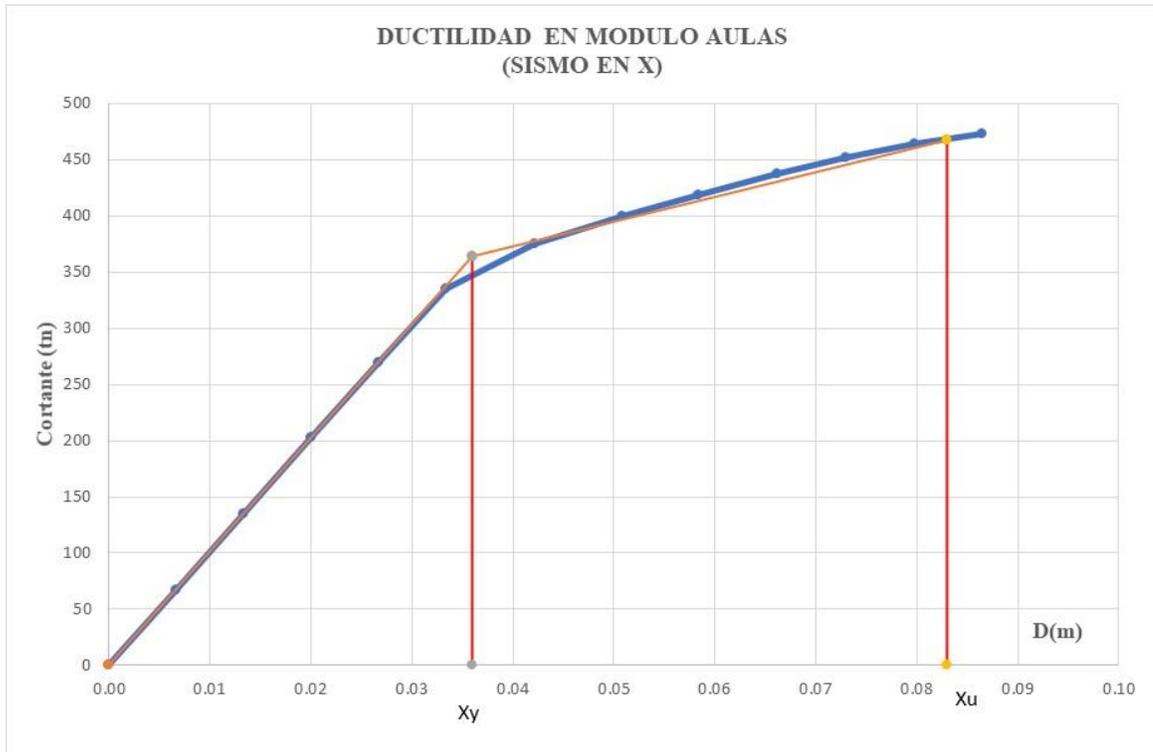


Gráfico 64: Ductilidad del Módulo Aulas en el Eje X

$$\mu = \frac{x_u}{x_y}$$

$$\mu = \frac{0.0830}{0.0359} = 2.30$$

Donde:  $R = 1.25\mu = 1.25 \times 2.30 = 2.88$  el cual es menor que 5 con el que fue diseñado la estructura, por tanto necesita ser reforzado.

### b) Para el modulo "Aulas" para sismo en Y.

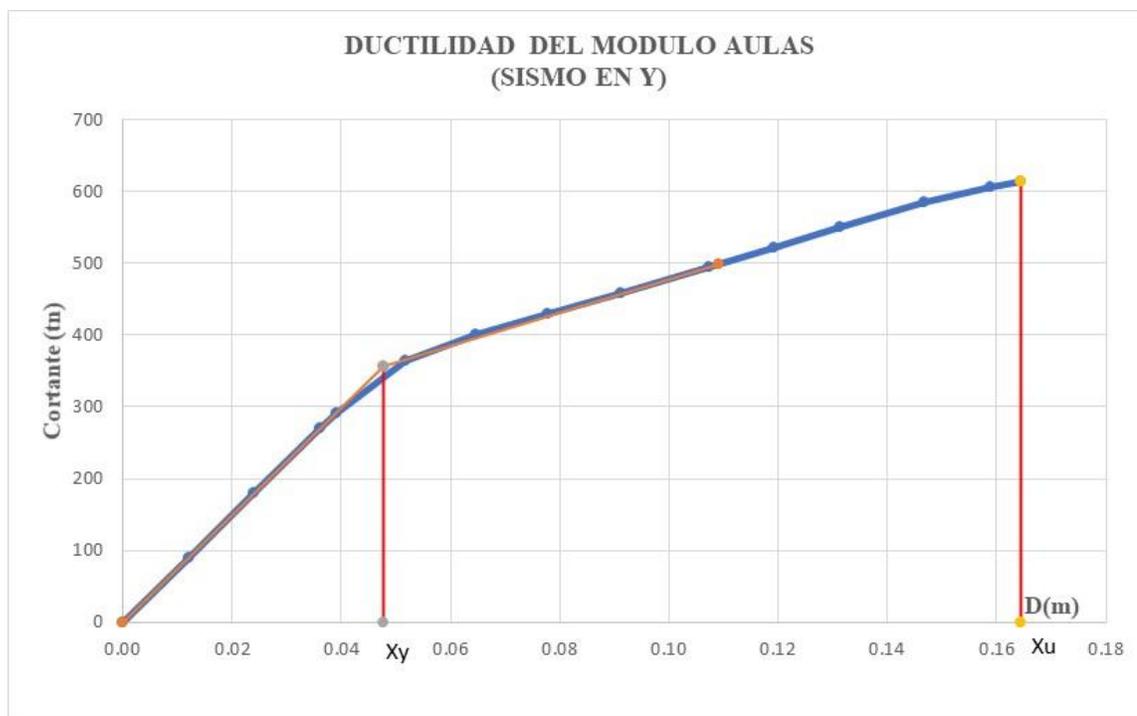


Gráfico 65:: Ductilidad del Módulo Aulas en el Eje Y

$$\mu = \frac{x_u}{x_y}$$

$$\mu = \frac{0.1645}{0.0476} = 3.46$$

Donde:  $R = 1.25\mu = 1.25 \times 3.46 = 4.32$  el cual es menor que 5 (Norma sísmica 1977) con el que fue diseñado la estructura, por tanto, necesita ser reforzado.

c) Para el modulo "Auditorio" para sismo en X.

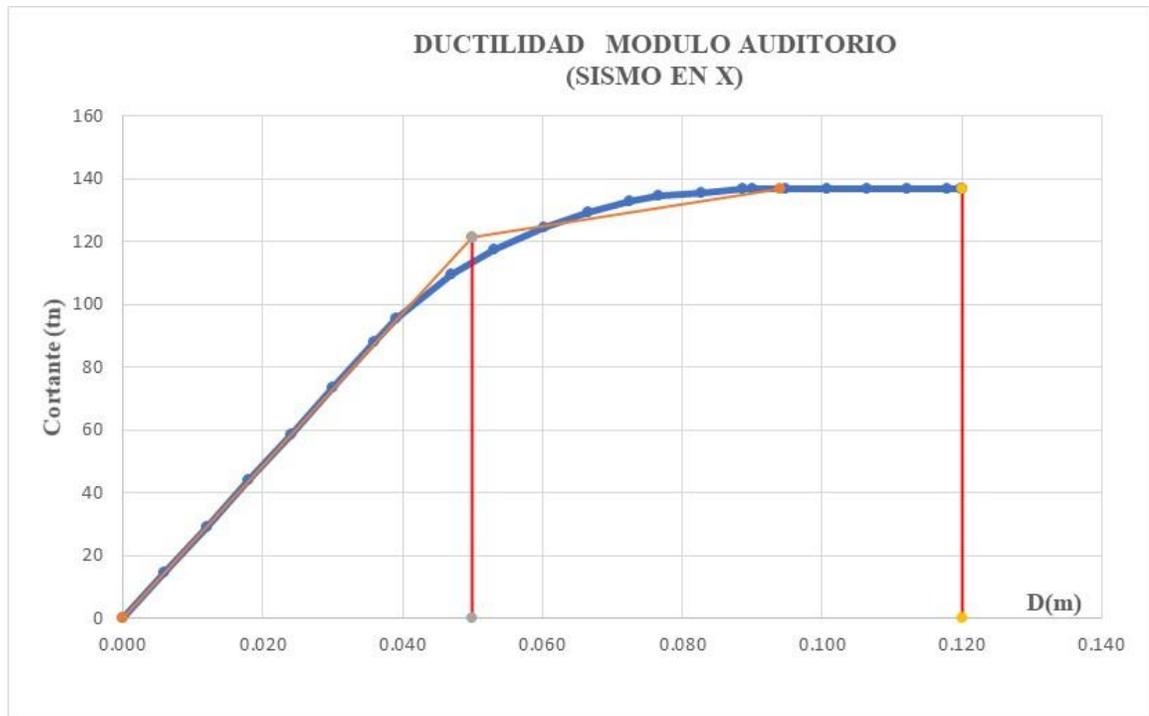


Gráfico 66:: Ductilidad del Módulo Auditorio en el Eje X

$$\mu = \frac{x_u}{x_y}$$

$$\mu = \frac{0.1200}{0.0499} = 2.40$$

Donde:  $R = 1.25\mu = 1.25 \times 2.40 = 3.00$  el cual es menor que 5 (Norma sísmica 1977) con el que fue diseñado la estructura, por tanto, necesita ser reforzado.

**a) Para el modulo "Auditorio" para sismo en Y.**

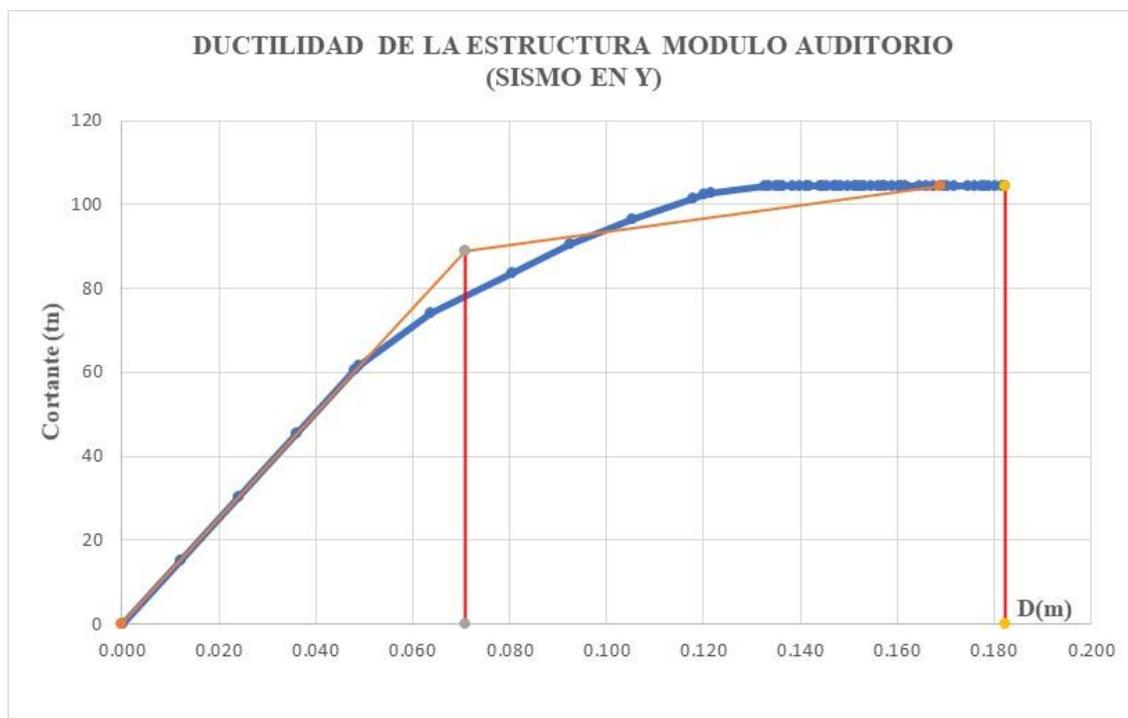


Gráfico 67.: Ductilidad del Módulo Auditorio en el Eje Y

$$\mu = \frac{x_u}{x_y}$$

$$\mu = \frac{0.1823}{0.0708} = 2.57$$

Dónde:  $R = 1.25\mu = 1.25 \times 2.57 = 3.22$  el cual es menor que 5 (Norma sísmica 1977) con el que fue diseñado la estructura, por tanto, necesita ser reforzado.

### 5.13 Propuesta de Reforzamiento de la Edificación.

#### 5.11.1 Selección del tipo de Reforzamiento.

De lo mostrado en el marco teórico y mencionado en el ATC-40, los sistemas de disipación de energía aumentan directamente la capacidad de la estructura a través del amortiguamiento viscoso o histérico, como se menciona anteriormente se requiere la instalación de unidades de disipación de energía (EDU) en la dirección donde se requiera. Este tipo de reforzamiento es de fácil colocación sin afectar la arquitectura ni los elementos estructurales existentes. El uso de muros de concreto armado obstruye la

ventilación e iluminación de los ambientes, así como la inclusión de masa adicional al sistema.

El reforzamiento de muros de corte requiere de mayor cimentación y un procedimiento constructivo más detallado, de igual manera el encamisado de concreto requiere un procedimiento más detallado y necesita bastante cuidado en la construcción.

Según el ing. Ricardo Oviedo Sarmiento en su investigación "EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGIA" indica el ahorro en costo de reforzamiento con disipadores de energía.

La estructura con disipadores de energía tendría un ahorro debido a que no es necesario un aumento de la sección de las columnas como alternativa de solución para rigidizar la estructura nueva. En cambio, si se rigidiza la estructura, se tendría un incremento en el costo, incluyendo concreto, acero y encofrado. La estructura con la inclusión de disipadores de energía, un disipador por nivel, tendría un costo solo de los disipadores. Esta comparación se dio en el supuesto caso de una estructura nueva, en cambio, si fuera una estructura existente y se reforzaría con la alternativa tradicional, los costos se incrementarían, pudiendo variar según las características propias de la estructura y considerando el tiempo de construcción.

Esto quiere decir, que la estructura con disipadores de energía tendría un ahorro debido a que no sería necesario un reforzamiento de la estructura, en cambio para el caso del esquema tradicional, se tendría que rigidizar la estructura, cuyo costo aproximado sería de \$80/m<sup>2</sup> (del 11% al 20% del costo total).

El costo de un departamento en promedio en el distrito de Jesús María es de \$36000 (\$400/m<sup>2</sup>) y en el distrito de Miraflores de \$63000 (\$700/m<sup>2</sup>). En resumen, nos brinda un costo de \$400 a \$700/m<sup>2</sup>. Los disipadores de energía costarían \$8000 por piso, \$4000 por departamento, lo que nos brinda un costo de \$47/m<sup>2</sup> (del 6% al 11% del costo total). El costo solamente de la estructura es aproximadamente de \$150/m<sup>2</sup>, lo que nos brinda un costo del 21% al 38% del costo total. El costo de reparación de las estructuras es de \$65/m<sup>2</sup> (del 9% al 16% del costo total), el de reparación y

reforzamiento puede ser aproximadamente de \$80/m<sup>2</sup> (del 11% al 20% del costo total), sin considerar acabados e instalaciones.

Para el reforzamiento de las estructuras con disipadores de energía se necesita conocer la distorsión máxima, para ello se realiza un análisis dinámico tiempo historia.

### 5.11.2 Análisis Dinámico Tiempo Historia

Para el análisis tiempo historia se usaron las señales sísmicas de tres terremotos ocurrido en nuestro país (1966, 1970, 1974).

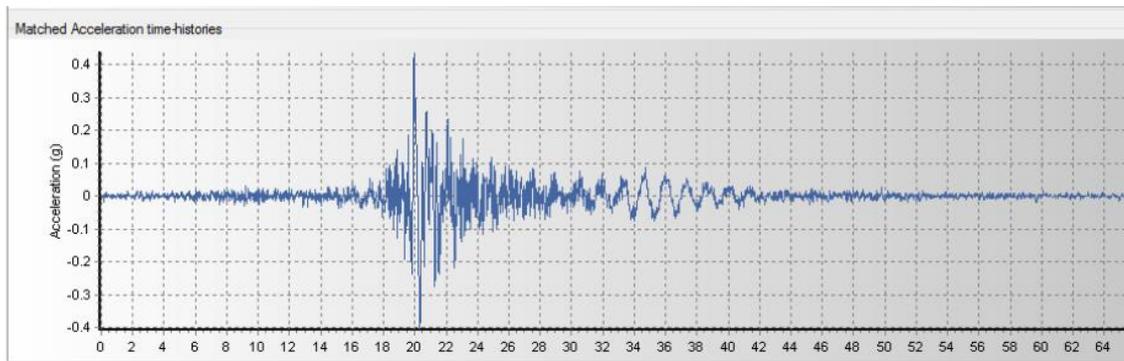
Los registros sísmicos empleados en el análisis tiempo historia fueron los siguientes:

*Tabla 37: Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis tiempo historia*

Sismo	Ubicación de la estación	Magnitud
17 de Octubre 1966	Parque de la reserva (Lima)	8.2Mw
31 de Mayo 1970	Parque de la reserva (Lima)	7.9Mw
3 de Octubre de 1974	Parque de la reserva (Lima)	8.1Mw

Localización	Componentes	Aceleración máxima (cm/s <sup>2</sup> )	Duración (s)
Lima	E – W	-180.56	65.64
	N - S	-268.24	
Chimbote	E – W	-105.05	45.08
	N - S	-97.81	
Lima	E – W	-194.21	97.96
	N - S	180.09	

Sismos de Lima 1966



Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales, Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre  $0,2 T$  y  $1,5 T$  (siendo  $T$  el período fundamental).

La Norma Peruana señala que estos registros deben ser escalados a un espectro de diseño, este espectro de pseudo-aceleraciones debe ser calculado fijando el valor del coeficiente de reducción sísmica  $R=1$ .

- Para el Modulo Aulas:

$$T = 0.405s$$

$$0.2T = 0.081s$$

$$1.5T = 0.6075s$$

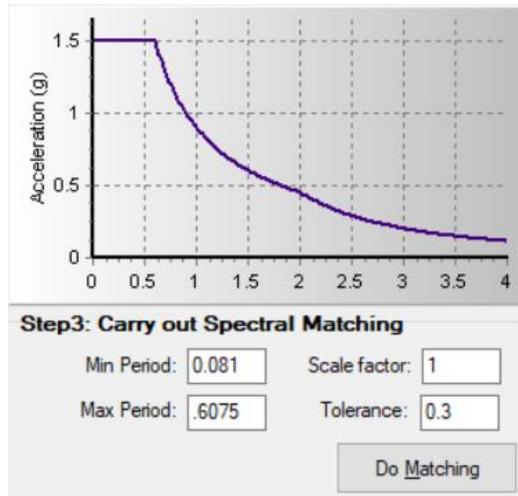


Gráfico 68:Asignación Periodo fundamental (T) máximo y mínimo - Aulas

Para nuestro espectro de pseudo aceleraciones se tomará la siguiente formula teniendo en cuenta  $R=1$ :

$$S_a = \frac{ZxUxCxS}{R} xg$$

$$S_a = \frac{0.35x1.50x2.50x1.15}{1} xg = 1.5094g$$

Las imágenes 68, 69, 70 y 71 muestran los unos pares de registros escalados utilizados en el modelamiento:

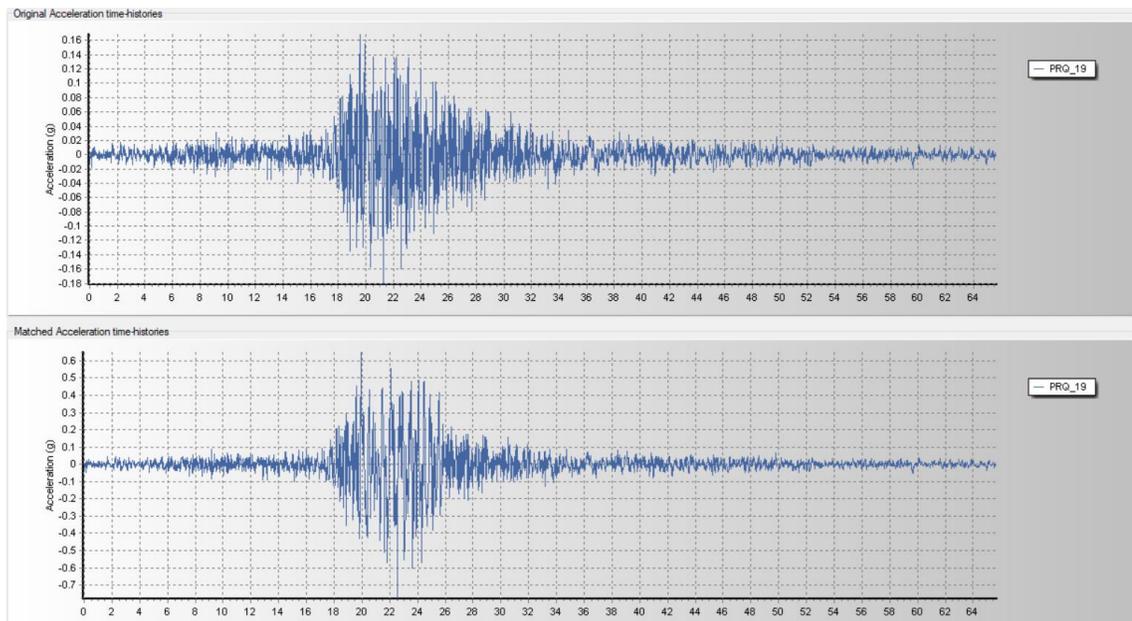


Gráfico 69: Comparación de acelerograma original vs escalado. Sismo 1966 EW -Aulas

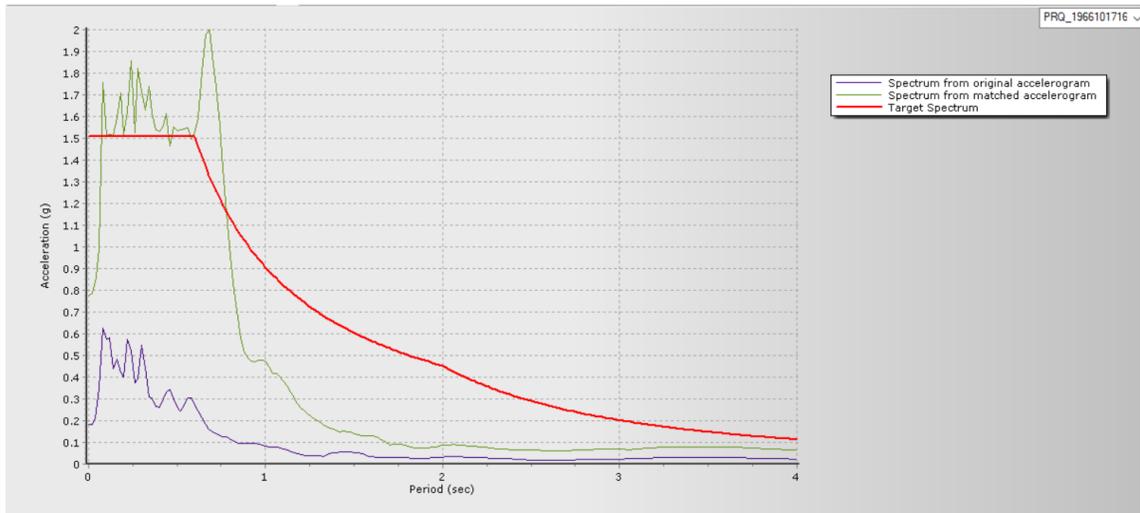


Gráfico 70: Comparación de acelerogramas original vs escalado. Sismo 1966 EW -Aulas

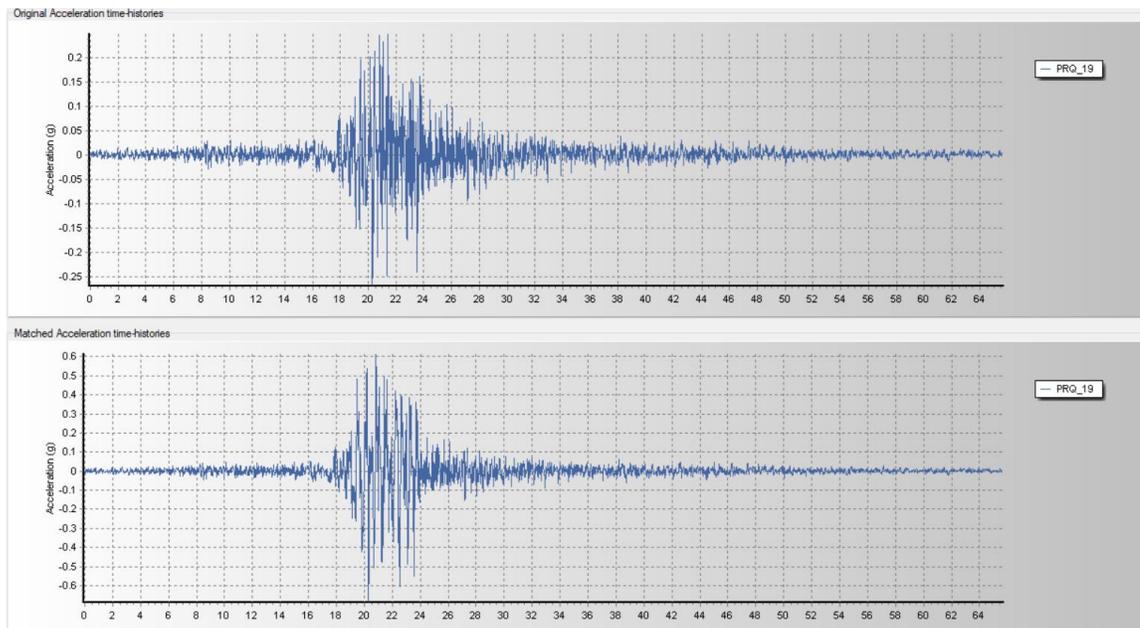


Gráfico 71: Comparación de acelerogramas original vs escalado. Sismo 1966 N-S -Aulas

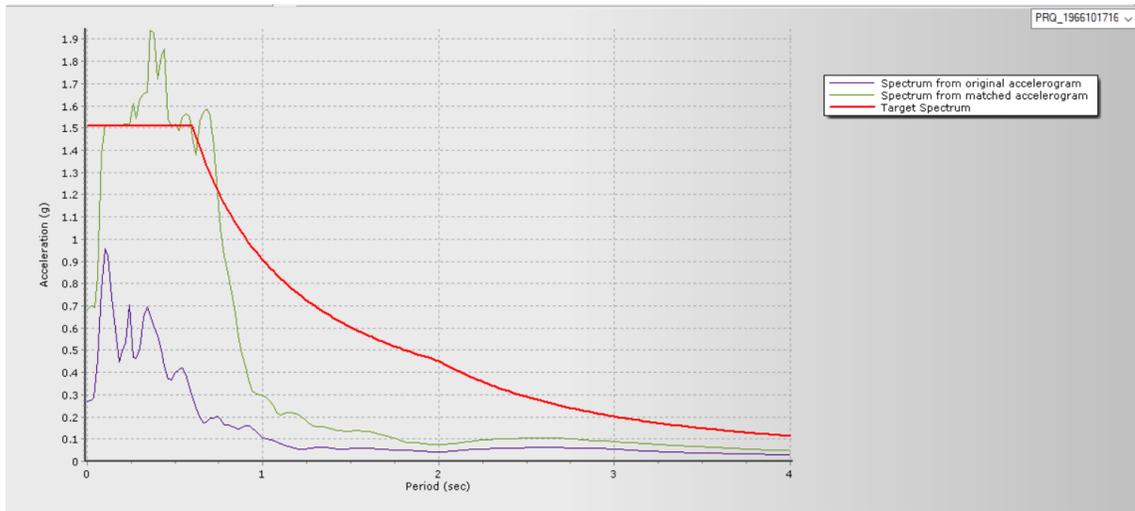
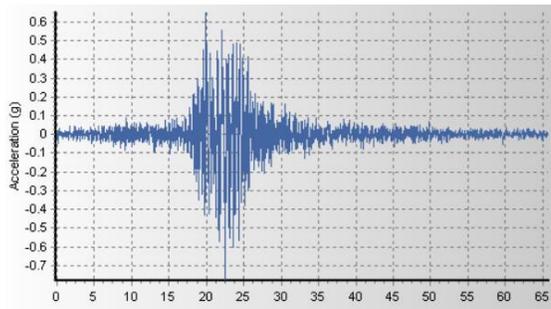


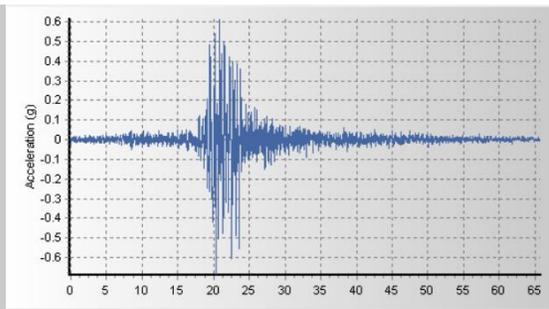
Gráfico 72: Comparación de acelerogramas original vs escalado. Sismo 1966 N-S -Aulas

las señales sísmicas escaladas para cada dirección ortogonal que se ingresarán al programa SAP 2000 se muestran más adelante, Se puede visualizar que las aceleraciones sobrepasan a la aceleración de 0.35g, esto comprueba que el escalamiento es correcto (ver Figura 70).

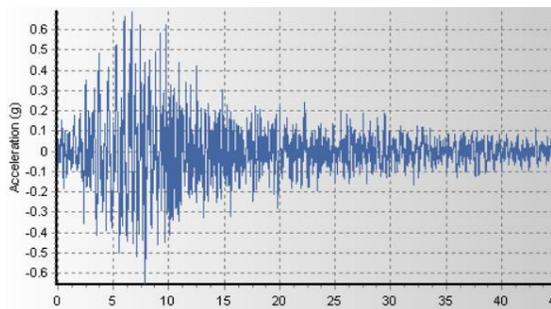
**LIMA 1966 E - W**



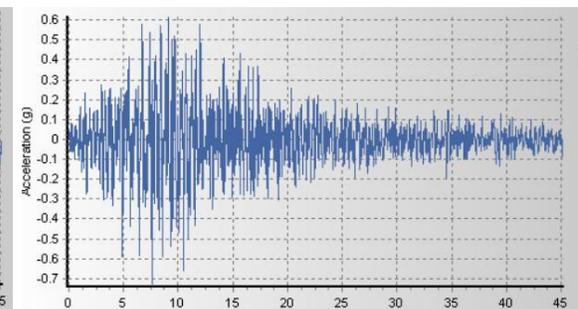
**LIMA 1966 N - S**

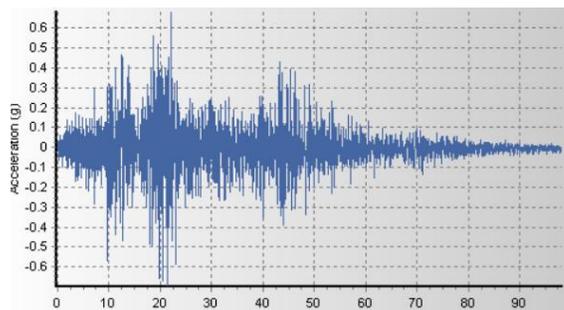
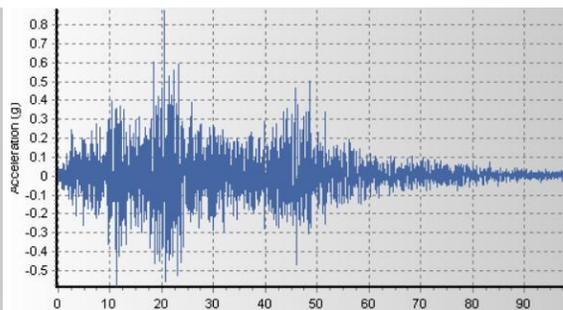


**CHIMBOTE 1970 E - W**



**CHIMBOTE 1970 N - S**



**LIMA 1974 E - W****LIMA 1974 N – S***Gráfico 73: Señales sísmicas normalizadas y escaladas.*

### 5.11.3 Respuesta de las estructuras con el Análisis Tiempo Historia

Como los registros sísmicos han sido tomados en dos componentes ortogonales, la estructura debe analizarse en dos casos separados. Para el Caso 1, cuando la componente E-W del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X de la estructura; la dirección Y-Y lo hace la componente N-S. Para el Caso 2, la componente N-S del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente E-W.

Una vez que tengamos nuestros acelerogramas escalados al espectro de diseño en sus dos componentes podremos realizar el Modelamiento Lineal Tiempo- Historia.

Los desplazamientos máximos obtenidos en la edificación Aula se muestran en el Cuadro 38 y 39, mientras que para el edificio Auditorio se detalla en el Cuadro 40 y 41.

*Tabla 38: Desplazamiento máximo del edificio Aulas por nivel modelamiento tiempo – historia, Dirección X-X*

<b>DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm) EN X</b>							
<b>Nivel</b>	<b>ATH-66-EW</b>	<b>ATH-66-NS</b>	<b>ATH-70-EW</b>	<b>ATH-70-NS</b>	<b>ATH-74-EW</b>	<b>ATH-74-NS</b>	<b>MAX</b>
<b>3</b>	77.62	85.88	85.84	75.88	91.46	77.07	91.46
<b>2</b>	62.03	69.5	68.87	59.98	72.24	60.44	72.24
<b>1</b>	32.55	37.35	36.78	30.68	37.7	31.87	37.7

Tabla 39: Desplazamiento máximo del edificio Aulas por nivel modelamiento tiempo – historia, dirección Y-Y

DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm) EN Y							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX
3	70.78	85.68	74.9	73.4	85.55	71.97	85.68
2	55.29	66.69	57.17	56.64	66.15	55.84	66.69
1	26.43	32.4	26.72	26.82	31.53	26.94	32.4

De la misma manera se obtiene los desplazamientos máximos del edificio Auditorio, tanto en dirección X como en dirección Y.

Tabla 40: Desplazamiento máximo del edificio Auditorio por nivel modelamiento tiempo – historia, dirección X-X

DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm) EN X							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX
3	164.10	157.90	177.20	187.80	169.50	169.80	187.80
2	141.10	136.10	152.50	160.90	145.30	145.70	160.90
1	107.40	104.10	116.70	122.80	111.10	111.10	122.80

Tabla 41: Desplazamiento máximo del edificio Auditorio por nivel modelamiento tiempo – historia, Dirección Y-Y

DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm) EN Y							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX
3	229.10	178.70	251.4	161.50	222.70	246.70	251.40
2	204.50	158.40	223.9	143.90	196.30	218.40	223.90
1	155.70	121.20	172.0	110.60	149.20	167.10	172.00

Las derivas máximas calculados para el edificio Aulas se detallan en el Cuadro 42 y 43 mientras que para el edificio Auditorio se muestran en las Cuadros 44 y 45.

Tabla 42: Revisión de deriva máxima edificio Aulas por nivel modelamiento tiempo-historia, (Dirección X)

REGISTROS TIEMPO HISTORIA DERIVA % EN X							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX
3	0.0049	0.0051	0.0053	0.0050	0.0060	0.0052	0.0060
2	0.0092	0.0100	0.0100	0.0092	0.0108	0.0089	0.0108
1	0.0102	0.0117	0.0115	0.0096	0.0118	0.0100	0.0118

Tabla 43: Revisión de deriva máxima edificio Aulas por nivel modelamiento tiempo-historia, (Dirección Y)

REGISTROS TIEMPO HISTORIA DERIVA % EN Y							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX
3	0.0048	0.0059	0.0055	0.0052	0.0061	0.0050	0.0061
2	0.0090	0.0107	0.0095	0.0093	0.0108	0.0090	0.0108
1	0.0083	0.0101	0.0084	0.0084	0.0099	0.0084	0.0101

De la misma manera se obtiene las derivas máximas del edificio Auditorio, tanto en dirección X como en dirección Y.

Tabla 44: Revisión de deriva máxima edificio Auditorio por nivel modelamiento tiempo-historia, (Dirección X)

REGISTROS TIEMPO HISTORIA DERIVA % EN X							
Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS	MAX

<b>3</b>	0.0054	0.0051	0.0058	0.0063	0.0057	0.0057	0.0063
<b>2</b>	0.0101	0.0096	0.0107	0.0114	0.0102	0.0103	0.0114
<b>1</b>	0.0217	0.0210	0.0236	0.0248	0.0224	0.0224	0.0248

Tabla 45: Revisión de deriva máxima edificio Auditorio por nivel modelamiento tiempo-historia, (Dirección Y)

<b>REGISTROS TIEMPO HISTORIA DERIVA ‰ EN Y</b>							
<b>Nivel</b>	<b>ATH-66-EW</b>	<b>ATH-66-NS</b>	<b>ATH-70-EW</b>	<b>ATH-70-NS</b>	<b>ATH-74-EW</b>	<b>ATH-74-NS</b>	<b>MAX</b>
<b>3</b>	0.0058	0.0048	0.0065	0.0041	0.0062	0.0067	0.0067
<b>2</b>	0.0146	0.0111	0.0155	0.0099	0.0141	0.0153	0.0155
<b>1</b>	0.0315	0.0245	0.0347	0.0223	0.0301	0.0338	0.0347

#### 5.11.4 Resumen de los desplazamientos relativos de entrepiso

La investigación se enfoca en esta parte pues es el objetivo principal reducir las derivas, por tal motivo se procede a la revisión de desplazamientos laterales con los análisis que se desarrollaron anteriormente. Distorsión de entrepiso permitida  $\leq 0.007$ .

Tabla 46: Revisión de derivas máximas edificio Aulas

<b>Drift-Tiempo-Historia (Dirección X-X)</b>	<b>Drift-Tiempo-Historia (Dirección Y-Y)</b>
0.0060	0.0061
0.0108	0.0108
0.0118	0.0101

$\Delta_{\max x-x} = 0.0118$ ;  $\Delta_{\max y-y} = 0.0108$

Tabla 47: Revisión de derivas máximas edificio Auditorio

Drift-Tiempo-Historia (Dirección X-X)	Drift-Tiempo-Historia (Dirección Y-Y)
0.0063	0.0067
0.0114	0.0155
0.0248	0.0347

$\Delta_{\max_{x-x}}=0.0248$ ;  $\Delta_{\max_{y-y}}=0.0347$

### 5.11.5 Elección de objetivo de desempeño.

Los objetivos del diseño sismorresistente se pueden definir estableciendo el desempeño estructural que debe tener cada tipo de edificios en cada sismo de diseño.

#### Nivel de amenaza sísmica

Los movimientos sísmicos de diseño según el comité VISION 2000 son expresados en términos de intervalos de ocurrencia y en función de la probabilidad de excedencia como se muestra en la tabla 5.

Para presente caso en estudio, se ha considerado como sismo de diseño a un sismo raro con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y con un periodo de retorno de 475 años.

#### Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño los cuales representa una condición en función a posibles daños físicos en elementos estructurales y no estructurales, la seguridad de los ocupantes de la edificación y la operatividad de la edificación luego del evento sísmico.

De acuerdo a la tabla 1 se va considerar a la edificación en un nivel de desempeño de Operacional.

#### Nivel de comportamiento sísmico esperado

El nivel de desempeño de la edificación será de operacional, teniendo un daño no significativo, donde los componentes estructurales son seguros y mantienen su función, con la cual se garantizará la continuidad del servicio luego del evento sísmico.

### Deriva objetivo

Para obtener la deriva objetivo, se tomó el documento Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS, elaborado por la FEMA. La cual está en función al sistema estructural y altura de la edificación, la clasificación se muestra la siguiente tabla.

Tabla 48: Clasificación según tipo de Estructura, según Multi-Hazard Loss Estimation

Descripción	Nombre	Número de pisos	Designación
Pórticos de concreto armado (C1)	Bajos	1-3	C1L
	Medianos	4-7	C1M
	Altos	8+	C1H
Muros de corte de concreto (2)	Bajos	1-3	C2L
	Medianos	4-7	C2M
	Altos	8+	C2H
Pórticos de concreto Armado rellenos con muros de Albañilería (C3)	Bajos	1-3	C3L
	Medianos	4-7	C3M
	Altos	8+	C3H

Fuente: (Hazus, 2010)

La clasificación según la tabla 30 la estructura se clasifica como un tipo C1L, donde la deriva para un daño leve es de 0.005 que es la deriva límite. para nuestra edificación a desarrollar (ver tabla 49). Cabe señalar que la Norma Peruana E-030 para edificios de concreto armado, fija la deriva máxima en 0.007, no se usará la E-030, se desarrollará mediante la metodología Hazus.

Tabla 49: Niveles de desempeño y derivas objetivo

Nivel de diseño	tipo	Distorsión Angular de entrepiso en el límite de daño estructural, en edificios de concreto armado

		Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo
Alto	CIL	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800
	CIM	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
	CIH	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400
	C2L	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800
	C2M	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533
	C2H	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400
Moderado	CIL	0.0050	0.0087	0.0230	0.0600
	CIM	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	CIH	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
	C2L	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	C2M	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	C2H	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
Bajo	CIL	0.0050	0.0080	0.0020	0.0500
	CIM	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
	CIH	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250
	C2L	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500
	C2M	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333
	C2H	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250
	C3L	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350
	C3M	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233
	C3H	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175
Pre-codigo	CIL	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
	CIM	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
	CIH	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200
	C2L	0.0032	0.0061	0.0158	0.0400
	C2M	0.0021	0.0041	0.0105	0.0267
	C2H	0.0016	0.0031	0.0079	0.0200
	C3L	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280
	C3M	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187
	C3H	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140

Fuente: (Hazus, 2010), (SEAOC, 1995)

#### 5.11.6 Deriva y amortiguamiento objetivo

Para la presente investigación se considera una distorsión objetivo  $D_{objetivo}=0.005$  para un daño leve, para edificaciones de pórticos de concreto armado con una altura baja, según el manual Multi-hazard Loss Estimation Methodology; los cálculos se realizaron para ambos ejes, tanto en XX y YY.

Para determinar el amortiguamiento viscoso se han realizado los siguientes pasos:

A. Determinar el factor de reducción de respuesta (B) en base a la siguiente ecuación

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}}$$

$$B_{xx} = \frac{0.0094}{0.005} = 2.36; B_{yy} = \frac{0.0086}{0.005} = 1.73$$

B. Determinar el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  en base a la siguiente ecuación

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_0)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

$\beta_0$  es el amortiguamiento inherente de la estructura, usualmente se usa 5% para estructuras de concreto armado:

donde se obtiene los valores de  $\beta_{eff}$  en los ejes XX y YY.

$$\beta_{effxx} = 33.12\%, \beta_{effyy} = 27.39 \%,$$

Luego se descuenta el amortiguamiento inherente para obtener el amortiguamiento viscoso que se establecerá.

$$\beta_{Hxx} = 33.12 - 5 = 28.12\%, \beta_{Hyy} = 27.39 - 5 = 22.39 \%$$

Para mantener un margen de seguridad y asegurar que se logre un amortiguamiento viscoso del 28.12 y 22.39% los cálculos se redondearon al 30 y 25%. Según los fabricantes, es recomendable que los disipadores tengan un amortiguamiento viscoso entre el 20% y 40%.

#### **5.11.7. Ubicación de los dispositivos de amortiguación.**

El ASCE 7-10 exige como mínimo 2 dispositivos por dirección de análisis en cada piso y en arreglo tal que no genere torsión. Considerando un margen razonable de seguridad proponemos 4 dispositivos por piso, ubicados en los pórticos exteriores del edificio. Esta ubicación y disposición de los amortiguadores puede observarse en las elevaciones del edificio (ver gráfico 73) y la vista 3D en la en el grafico 74

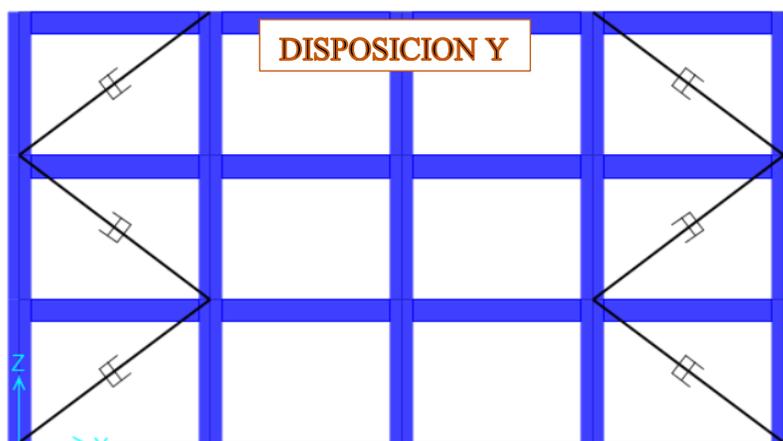
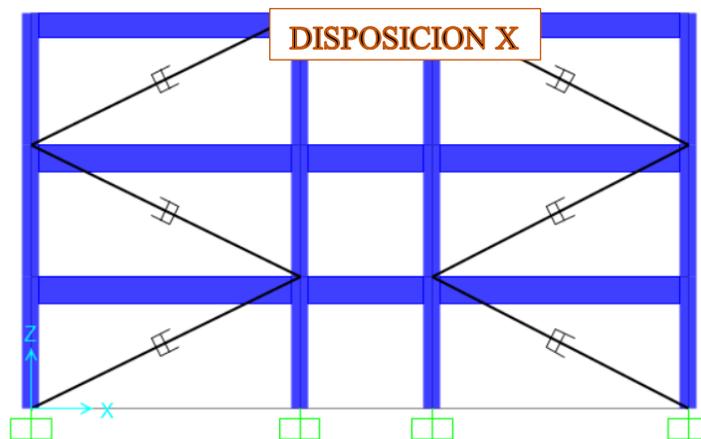


Gráfico 74: Disposición de Disipadores Viscosos en los ejes X y Y

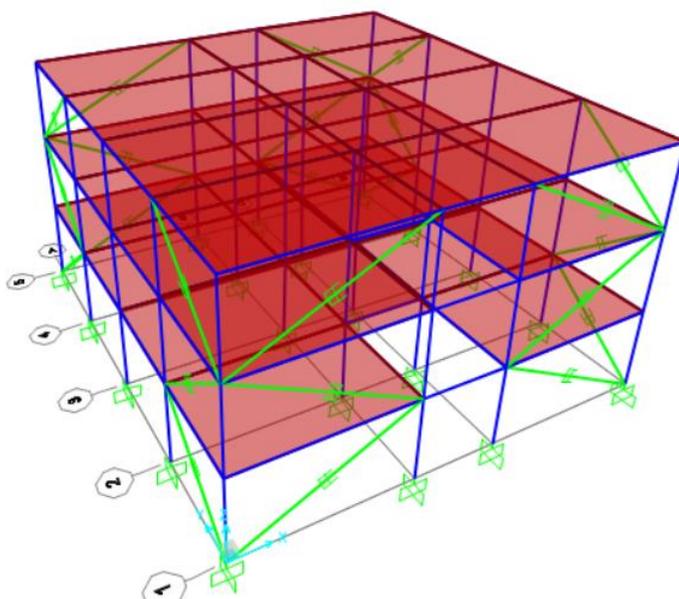


Gráfico 75: Disposición de Disipadores Viscosos en una vista Tridimensional

### 5.11.8 Cálculo preliminar de la rigidez del brazo metálico (K).

Se inicia la interacción considerando un perfil metálico estándar HSS o PIPE STD, para la presente tesis se partió de un perfil del tipo HSS 7.50 X 0.50, el cual presenta las siguientes características.

Tabla 50: Dimensiones del perfil HSS

PERFIL HSS 7.50 x 0.50				
D ext. (in)	D int. (in)	Espesor (in)	Area (in <sup>2</sup> )	Inercia (in <sup>4</sup> )
7.5	7.035	0.465	10.3	63.9

Para determinar la rigidez del brazo metálico, empleamos la siguiente ecuación:

$$k = \frac{EA}{L}$$

Donde:

$$E = 29000 \text{ ksi} = 20.43 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 10.30 \text{ in}^2 = 66.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Para determinar el valor de “L” se considera la longitud del brazo metálico más la longitud mínima del disipador ( $L_{\text{disipador}} = 0.79\text{m}$ ) como se muestra en el grafico

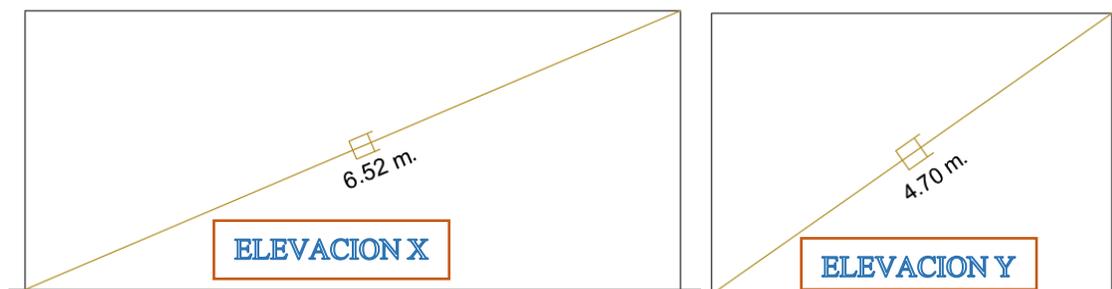


Gráfico 76: Longitud del brazo metálico.

Por lo tanto:

$$L_1=6.52 - 0.79 = 5.73 \text{ m}; \quad L_2=4.70 - 0.79 = 3.91 \text{ m}$$

$$K_x = 23695.07 \frac{tn}{m} \quad K_y = 34724.48 \frac{tn}{m}$$

### 5.11.9 Calculo de Coeficiente de Amortiguamiento.

Para estimar el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) para dispositivos no lineales se puede emplear la siguiente ecuación del FEMA 274 desarrollada en el documento Seismic Design of Structures with Viscous Dampers – escrito por Hwang, Jenn-Shin en el año 2002.

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad \longrightarrow \quad \sum C_j = \frac{\beta_H 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

$\beta_H$  = Amortiguamiento viscoso de la estructura.

$\lambda$  = Parámetro Lambda.

$C_j$  = Coeficiente de amortiguamiento del disipador.

$\phi_{rj}$  = Desplazamiento relativo normalizado del primer modo.

$\theta_j$  = Ángulo de inclinación del disipador (j).

A = Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal de la losa del ultimo nivel).

$\omega$  = Frecuencia angular.

$m_i$  = Masa del nivel (i).

$\phi_i$  = Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

$\alpha$  = Exponente de velocidad.

Si :

$$A = \frac{10gr_1S_{a1}T_1}{4B_{iD}\pi^2}$$

Donde:

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$r_1$  = Factor de participación modal.

$S_{a1}$  = Aceleración espectral máxima del sismo de diseño.

$T_1$  = Periodo del primer modo de vibración.

$B_{iD}$  = Coeficiente de amortiguamiento

#### 5.11.9.1 Frecuencia angular

La frecuencia angular se calcular con la (Ec. 22) en base a los periodos de la estructura.

En la tabla 28 se muestran los resultados en las direcciones X e Y.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (22)$$

Tabla 51: Frecuencias angulares en las dos direcciones ortogonales para modulo Aula

Dirección	T(s)	$\omega$ (rad/s)
X - X	0.299	21.01
Y - Y	0.405	15.51

#### 5.11.9.2 Parámetro lambda ( $\lambda$ ):

El FEMA 274 facilita el valor de lambda relacionándolo con el exponente “ $\alpha$ ”. Por lo que ( $\lambda$ ) toma un valor de 3.5 según la Tabla 52.

Tabla 52: Valores del Parametro  $\lambda$

Exponent $\alpha$	Parameter $\lambda$
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Fuente: FEMA 274

### 5.11.9.3 Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (A).

La amplitud del desplazamiento del modo fundamental (Desplazamiento modal del techo del último nivel).

$$A_x = 0.146\text{m}; A_y = 0.146 \text{ m}$$

### 5.11.9.4 Ángulo de inclinación del disipador ( $\theta$ )

El ángulo de inclinación de los disipadores en arreglo diagonal es:

$$\theta_x = 23.00 ; \theta_y = 35.00$$

Una vez culminado la elección de los parámetros se procede a calcular el coeficiente (C). En la Tabla 53 se determina el valor de (C) para los disipadores viscosos en la dirección X, y en la Tabla 46 en la dirección Y.

Tabla 53: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección X.

Piso	Masa (Tn-s <sup>2</sup> /m)	$\theta$	$\cos\theta$	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$\phi_{rj}^{1+\alpha} x \cos\theta j^{1+\alpha}$	$m_1 \phi_i^2$
3	16.400	23.0	0.9205	0.145854	0.031185	0.00486	0.34888
2	27.255	23.0	0.9205	0.114669	0.057501	0.01218	0.35837
1	27.595	23.0	0.9205	0.057168	0.057168	0.01207	0.09019
					$\Sigma =$	0.02911	0.79744

$$\theta_x = 23.00$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\lambda = 3.5$$

$$\omega^{2-\alpha} = 96.33$$

$$A = 0.146 \text{ m}$$

$$A^{1-\alpha} = 0.3819$$

$$\sum C_j = 542.72 \text{ Tn.s/m}$$

Numero de disipadores por piso = 4

$C_{jx-x} = 135.68 \text{ Tn.s/m}$ , Se tomara por seguridad de  $C_{jx-x} = 140.00 \text{ Tn.s/m}$

Tabla 54: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y.

Piso	Masa (Tn-s <sup>2</sup> /m)	$\theta$	$\cos\theta$	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$\phi_{rj}^{1+\alpha} x \cos\theta j^{1+\alpha}$	$m_1 \phi_i^2$
3	16.400	35.0	0.8192	0.144711	0.034518	0.00475	0.34344
2	27.255	35.0	0.8192	0.110193	0.060258	0.01097	0.33094
1	27.595	35.0	0.8192	0.049935	0.049935	0.00827	0.06881
					$\Sigma =$	0.02399	0.74319

$$\theta_y = 35.00$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\lambda = 3.5$$

$$\omega^{2-\alpha} = 61.11$$

$$A = 0.146 \text{ m}$$

$$A^{1-\alpha} = 0.3819$$

$$\sum C_j = 324.41 \text{ Tn.s/m}$$

Numero de disipadores por piso = 4

$C_{jy-y} = 81.10 \text{ Tn.s/m}$ , Se tomara por seguridad de  $C_{jy-y} = 85 \text{ Tn.s/m}$

Finalmente, el resultado del coeficiente de amortiguamiento, rigidez y exponente de amortiguamiento se ingresan al programa en las dos direcciones de análisis.

## 5.14 Verificación del comportamiento del edificio con el reforzamiento.

### 5.12.1 Distorsiones máximas de entrepiso.

Luego de realizar el análisis, se verificaron las derivas de entrepiso de los sismos de 1966, 1970 y 1974. En la tabla 55 se muestra el resumen de las distorsiones para el eje X y en la Tabla 56 para el eje Y.

Tabla 55: Control de derivas en la dirección X con disipadores.

Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS
3	0.0012	0.0013	0.0013	-0.0013	0.0013	0.0014
2	0.0029	0.0032	0.0031	-0.0031	0.0033	0.0033
1	0.0037	0.0041	0.0039	-0.0040	0.0042	0.0041

Tabla 56: Control de derivas en la dirección Y con disipadores

Nivel	ATH-66-EW	ATH-66-NS	ATH-70-EW	ATH-70-NS	ATH-74-EW	ATH-74-NS
3	0.0026	0.0027	0.0023	0.0025	0.0028	0.0024
2	0.0050	0.0051	0.0044	0.0047	0.0049	0.0046
1	0.0048	0.0051	0.0043	0.0043	0.0046	0.0045

Como se puede observar la distorsión máxima en la dirección X es de 4.20% y en la dirección Y de 5.10%, Estos valores son menores al valor de la deriva objetivo ( $D_{\text{objetivo}}$ ) de 5.00%, verificándose así que este diseño es correcto ya que cumple con la deriva objetivo.

### 5.12.2 Respuesta fuerza desplazamiento.

La curva histórica tiene que tener una tendencia elíptica, esto comprueba que aportan significativamente en el incremento del amortiguamiento y en la reducción de las distorsiones. En la Figura 76 muestra el dissipador elegido y las figuras 77, 78 y 79 la respuesta histerética del dissipador DX5 para los 3 sismos.

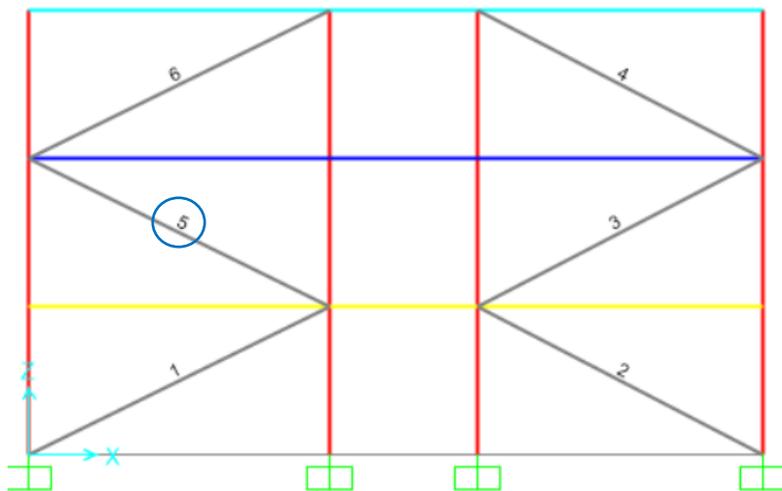


Gráfico 77: Análisis de las curvas histeréticas para el dissipador D5.

En las siguientes figuras, se muestran las curvas fuerza-desplazamiento para los 3 registros sísmicos.

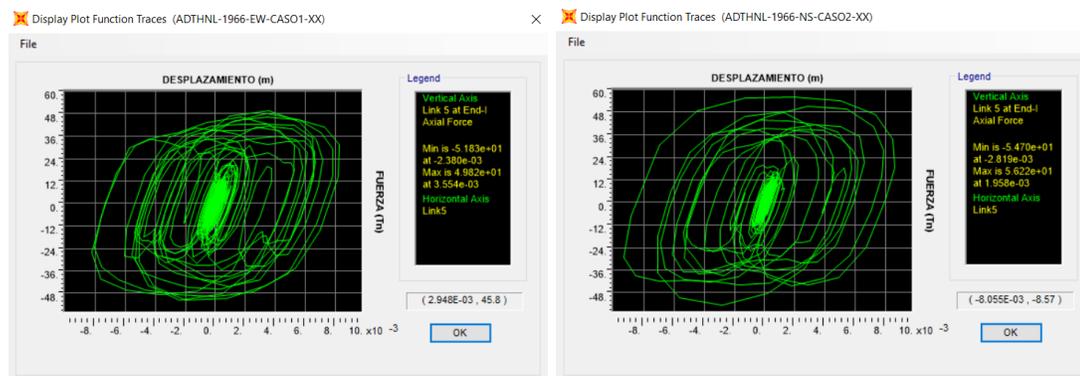


Gráfico 78: Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1966.

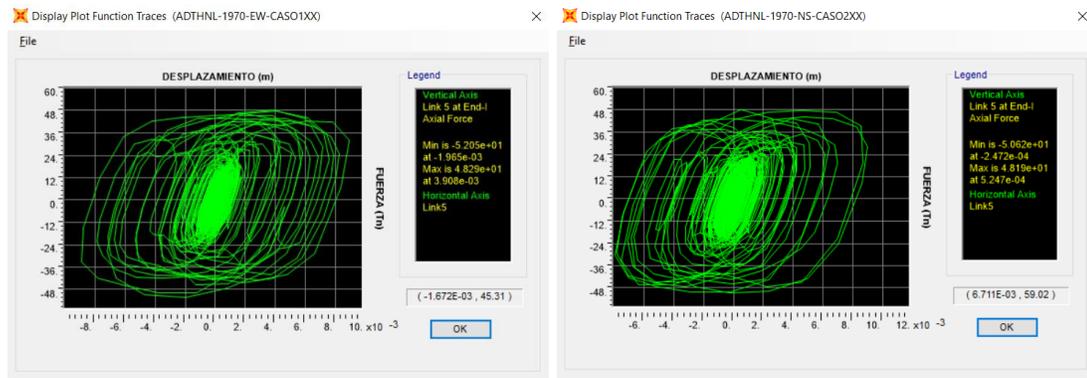


Gráfico 79: Curva de histéresis para el sismo de Chimbote del año 1970.

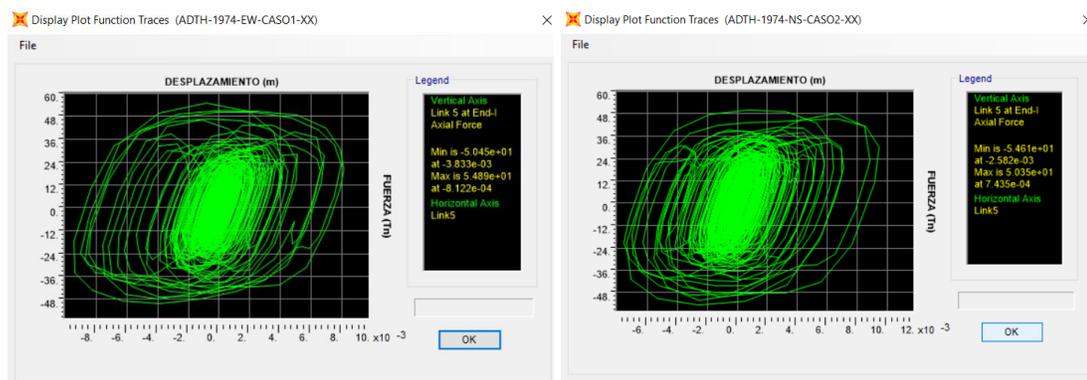


Gráfico 80 Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1974.

Como se aprecia en las figuras anteriores, la curva fuerza-desplazamiento para el disipador K33 tiene una tendencia elíptica, esto comprueba su efectividad para incrementar el amortiguamiento y reducir las distorsiones de entrepiso.

### 5.12.3. Balance energético.

Un balance energético gráfico permite apreciar la participación de los amortiguadores y de la estructura en la disipación de la energía total. Además, puede evaluarse la efectividad de la ubicación y disposición de los amortiguadores. En las siguientes figuras se muestra el balance de energía para los 3 registros sísmicos, energía cinética, energía potencial, amortiguamiento por parte de la estructura y amortiguamiento por parte los disipadores.

Sabiendo que El porcentaje de disipación de energía se calcula de la siguiente manera:

$$\% \text{ disipación de energía} = \frac{\text{Energía del sistema de amortiguamiento}}{\text{Energía de entrada del sismo}}$$

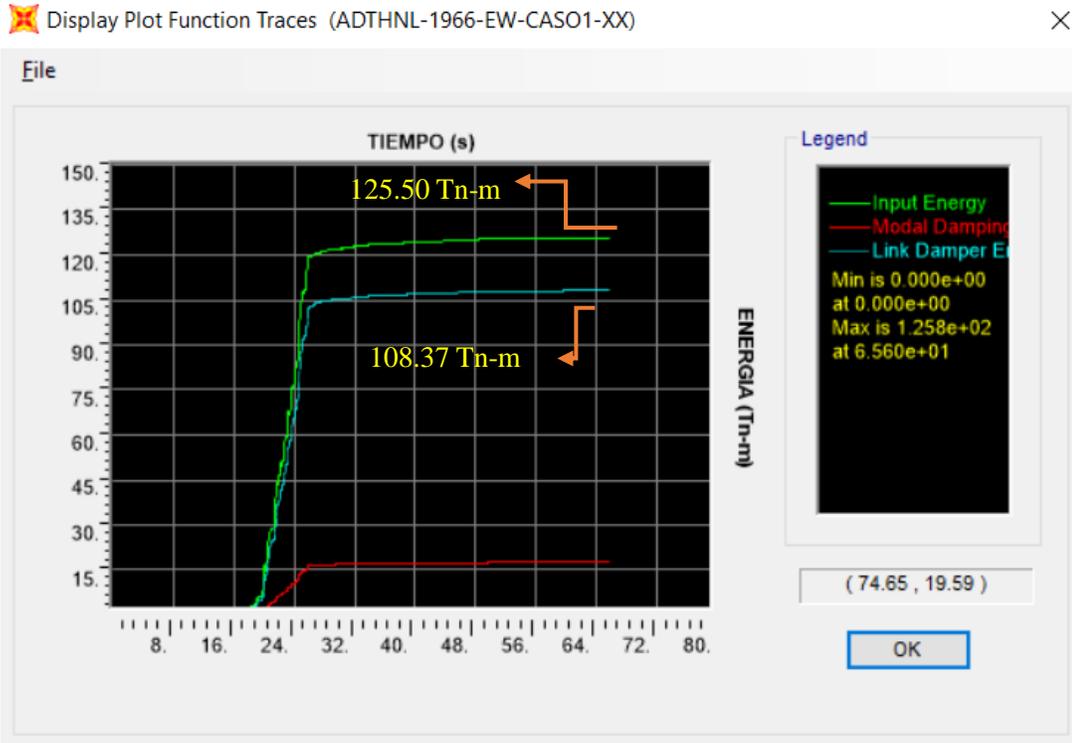


Gráfico 81: Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso1.

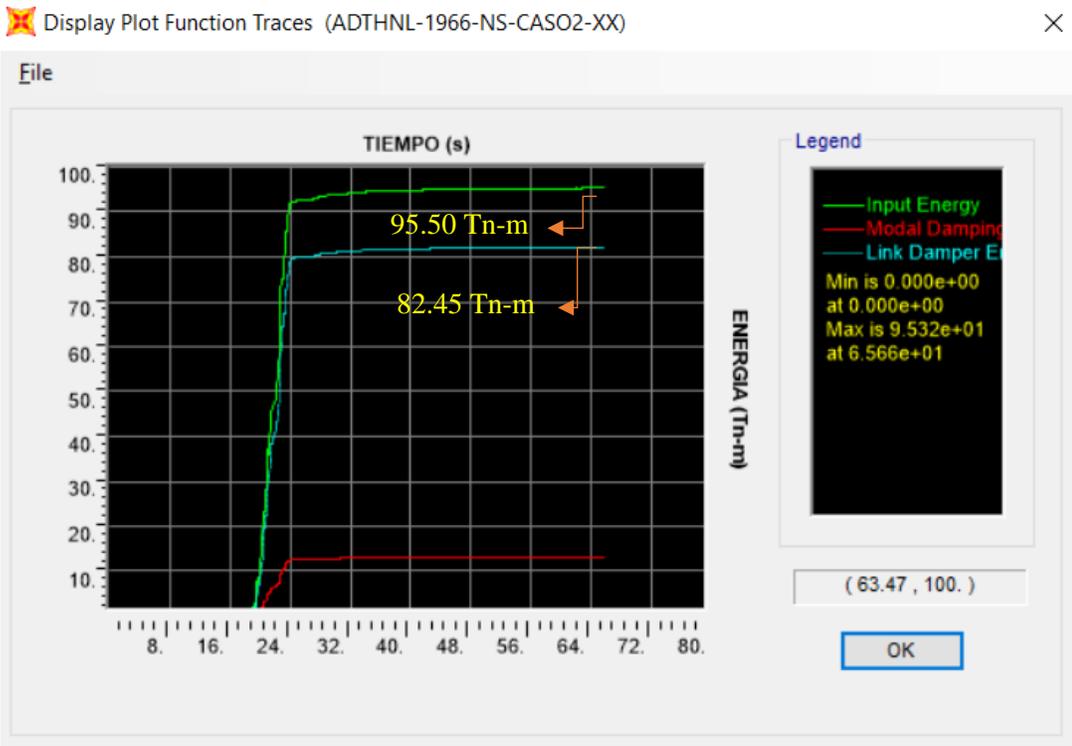


Gráfico 82: Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso2.

Para determinar el porcentaje de disipación, se divide la energía disipada por los disipadores viscosos (color celeste) con la energía de entrada (color verde). Para el Caso 1 el porcentaje de disipación es 86.35% y para el Caso 2 es 86.34%.

✖ Display Plot Function Traces (ADTHNL-1970-EW-CASO1XX)

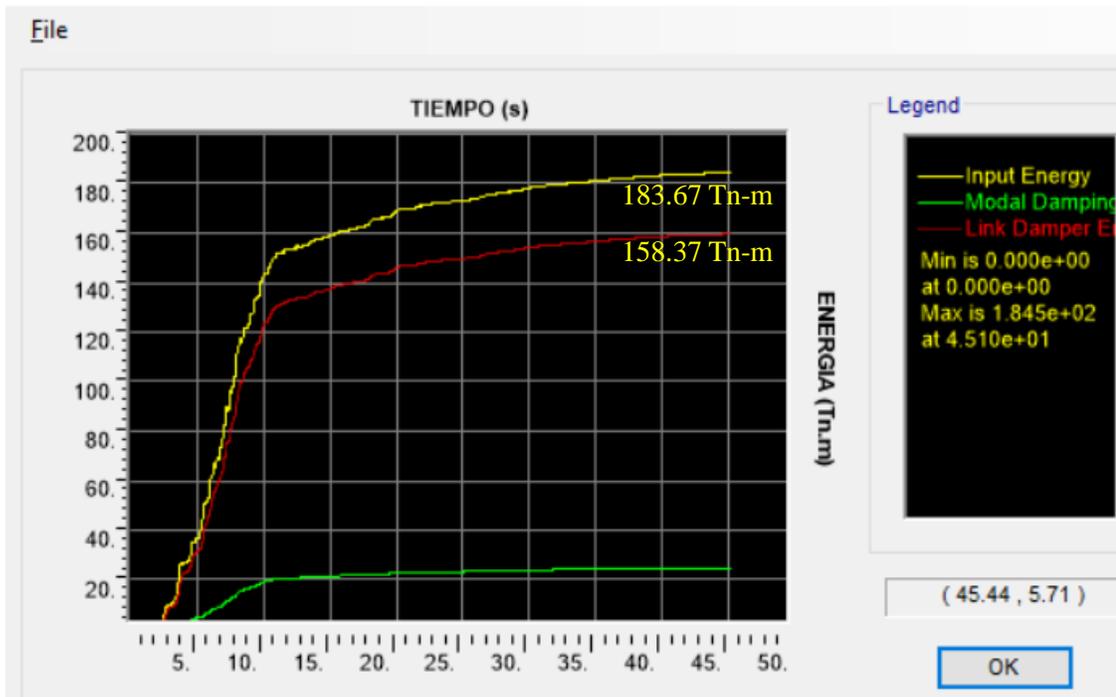


Gráfico 83: Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso 1.

Display Plot Function Traces (ADTHNL-1970-NS-CASO2XX)

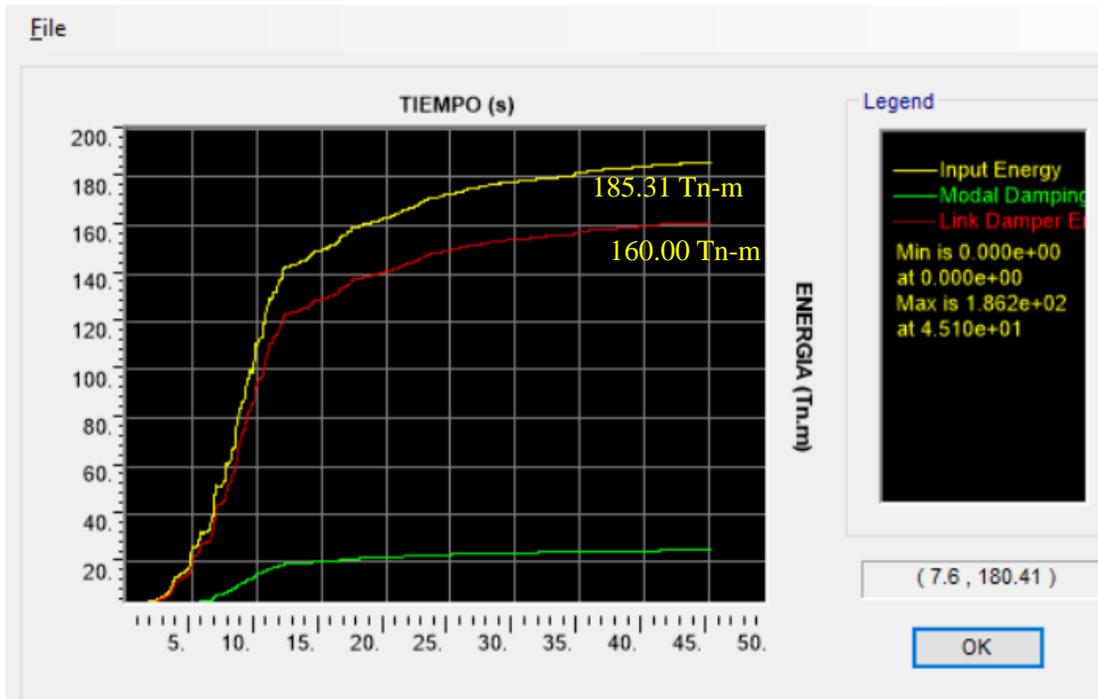


Gráfico 84: Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso2.

Como se aprecia en la figura 82 y 83 el porcentaje de disipación de energía para el Caso 1 es de 86.23% y para el Caso 2 es 86.34%. Donde, la energía de entrada es de color amarillo y la energía disipada por los amortiguadores es de color rojo.

✘ Display Plot Function Traces (ADTH-1974-EW-CASO1-XX)

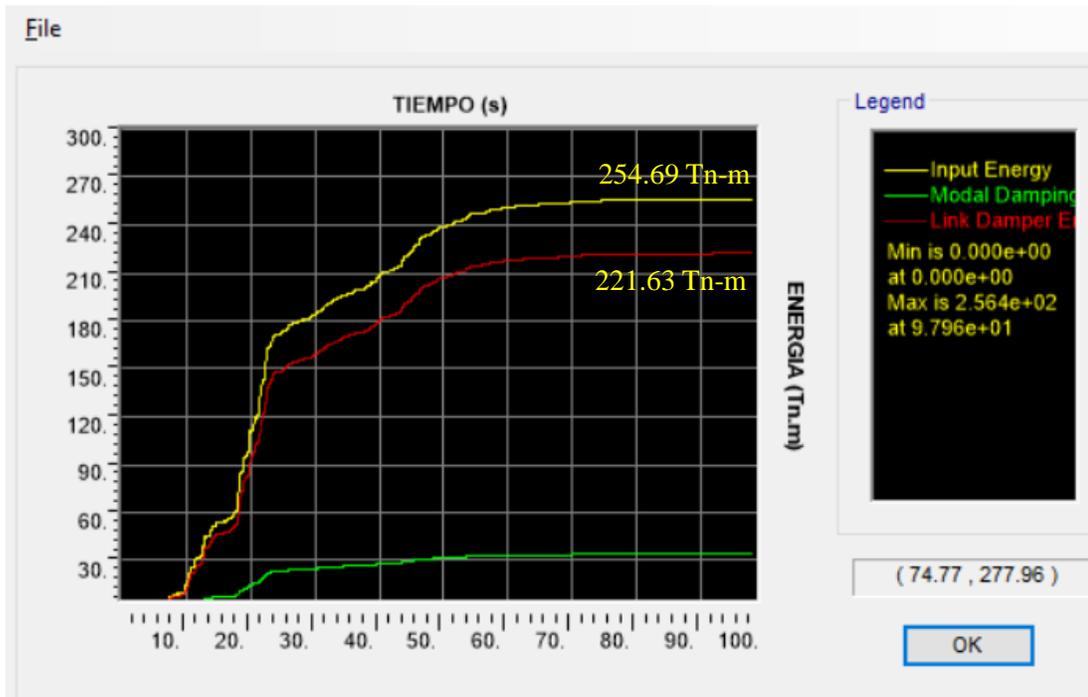


Gráfico 85: Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso1.

✘ Display Plot Function Traces (ADTH-1974-NS-CASO2-XX)

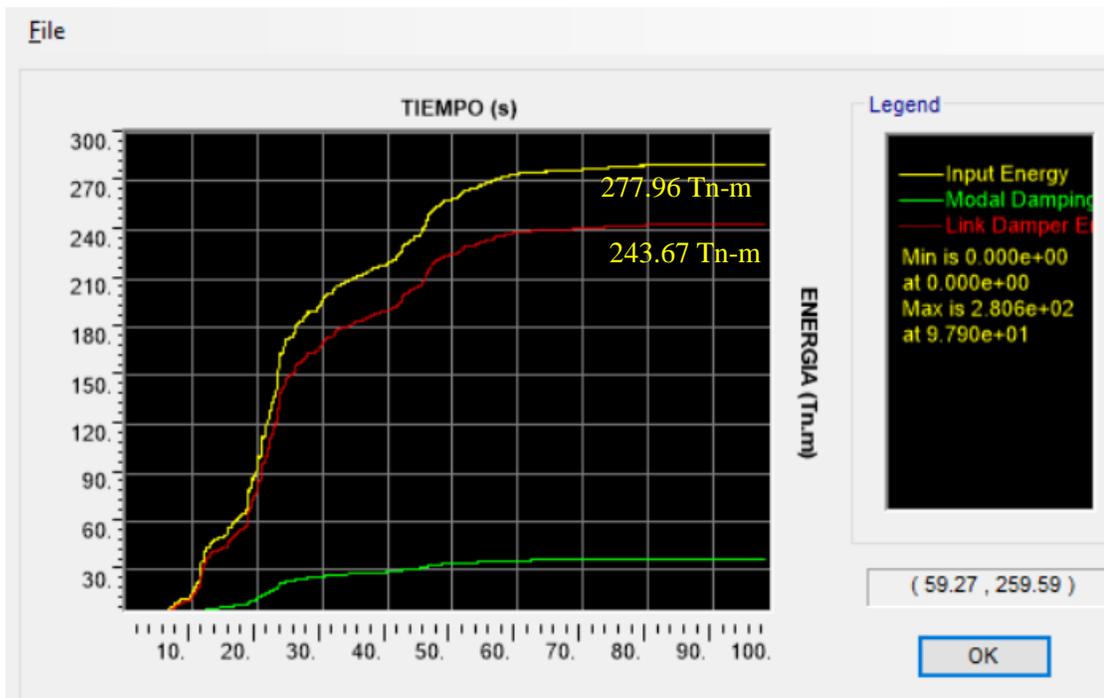


Gráfico 86: Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso2.

Como se aprecia en la figura 84 y 85 el porcentaje de disipación de energía para el Caso 1 es de 87.02% y para el Caso 2 es 87.66%. Donde, la energía de entrada es de color amarillo y la energía disipada por los amortiguadores es de color rojo.

#### 5.12.4 Fuerzas axiales generadas por los disipadores.

Una vez obtenido el comportamiento histerética de todos los disipadores y verificando su tendencia elíptica, se procede a extraer las fuerzas axiales (tracción y compresión) existentes para cada disipador. En las tablas siguientes se muestran las fuerzas axiales de todos los disipadores.

Tabla 57: Fuerzas máximas en los disipadores de energía en la dirección X

Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
1	66.050	145.640	165
2	65.729	144.932	165
3	54.590	120.370	165
4	36.917	81.403	110
5	56.222	123.970	165
6	37.175	81.971	110
7	65.877	145.259	165
8	56.378	124.314	165
9	37.214	82.056	110
10	36.958	81.492	110
11	56.074	123.643	165
12	65.556	144.552	165

Tabla 58: Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza, en dirección X

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	4
165	8
TOTAL	12

Tabla 59: Fuerzas máximas en los disipadores de energía en la dirección Y

Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
13	40.438	89.165	110
14	41.679	91.903	110

15	32.620	71.927	110
16	32.620	71.927	110
17	41.679	91.903	110
18	40.438	89.165	110
19	40.368	89.012	110
20	41.595	91.717	110
21	32.569	71.814	110
22	32.569	71.814	110
23	41.595	91.717	110
24	40.368	89.011	110

Tabla 60: Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza, en dirección Y

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	12
TOTAL	12

## 5.15 Diseño de los amortiguadores y brazo metálico.

### 5.13.1 Elección de los disipadores de energía.

Obtenido los niveles de fuerza, se determina los dispositivos a emplear de acuerdo a su capacidad de carga. La Tabla 61 muestra los disipadores elegidos (ver tablas 60, 59, 58 y 57) y la cantidad según la carga axial generada por los mismos.

Tabla 61: Elección de los disipadores de Fluido Viscoso

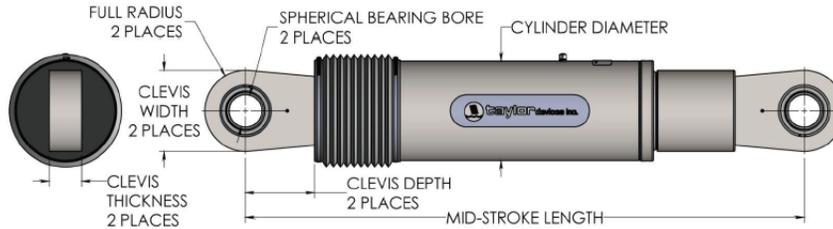
Amortiguadores	Cantidad
110 Kip	16
165 Kip	8

Fuente: Elaboración Propia

Los disipadores que se emplearán son manufacturados por la corporación TAYLOR DEVICES INC. En la figura 83 se muestra las dimensiones provistas por este fabricante para diferentes niveles de fuerza.



**FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES**  
**CLEVIS – CLEVIS CONFIGURATION**



NOTE:  
 VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM  $\pm 2$  TO  $\pm 36$  IN.  
 FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE  
 LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY  
 STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE  
 VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE  
 LENGTH BY 5 IN. PER  $\pm 1$  IN. OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP  $\pm 4$  IN STROKE, MID-STROKE LG IS 48.75  
 220 KIP  $\pm 6$  INCHES STROKE, 6-4=2, 2\*5=10  
 48.75+10 = 58.75 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS  
 DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT  
 TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER  $\pm 12$  INCHES  
 AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER  
 THAN LISTED IN TABLE.

FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)
55	17120	1.50	34.13	$\pm 3$	1.67	1.31	4	3.25	4½	90
110	17130	2.00	42.00	$\pm 4$	2.16	1.75	5	4.00	5½	180
165	17140	2.25	47.00	$\pm 4$	2.31	1.97	6	5.10	7¼	300
220	17150	2.75	48.75	$\pm 4$	2.78	2.40	7¼	5.88	8¼	425
330	17160	3.00	51.75	$\pm 4$	3.03	2.62	8	6.38	9½	550
440	17170	3.50	62.00	$\pm 5$	3.56	3.06	9¼	7.50	11¼	900
715	17180	4.00	62.00	$\pm 5$	4.60/4.38*	3.50	11¼/12¾*	9.00/8.25*	13¾	1550
900	17190	5.00	74.00	$\pm 5$	5.56	4.38	12¾	10.75	16¾	2700
1450	17200	6.00	84.00	$\pm 5$	6.06	4.75	13¾	12.00	20¾	4100
1800	17210	7.00	90.25	$\pm 5$	7.00	5.25	16¾	13.50	22¾	5500

Gráfico 87: Propiedades de los disipadores de fluido viscoso.

Fuente: Taylor devices inc.

Para elegir la placa base, el mismo fabricante proporciona una tabla donde se muestra las características geométricas según la carga axial de los disipadores.

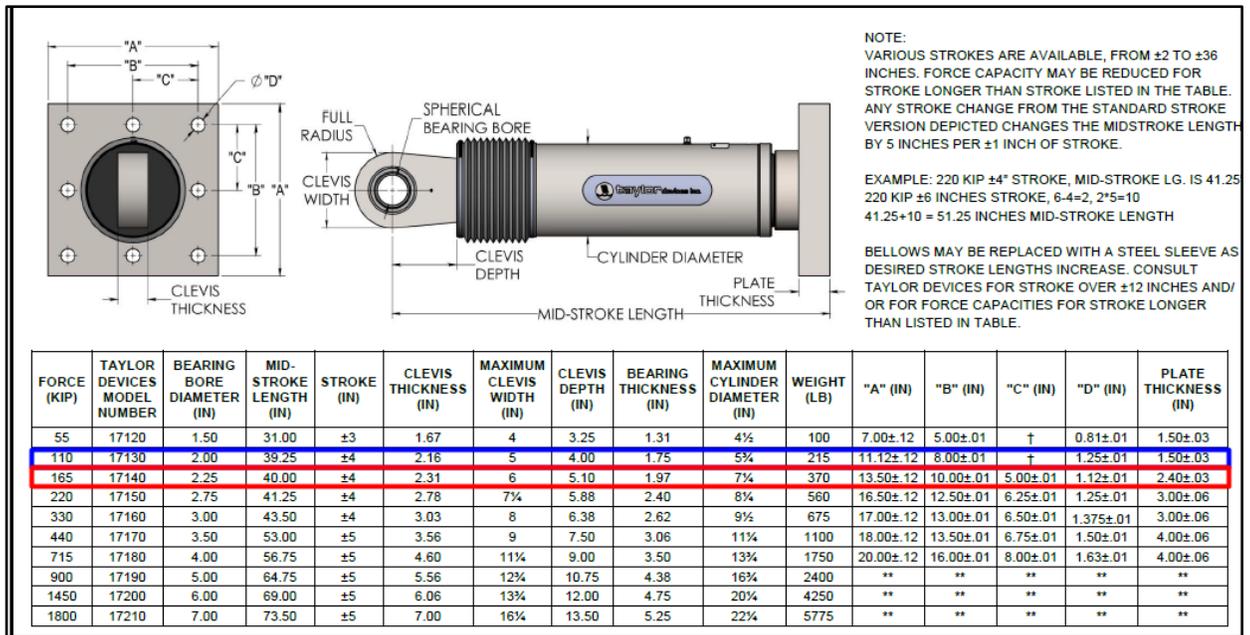


Gráfico 88: Características geométricas de la placa base

Fuente: Taylor devices inc.

El fabricante propone valores estándar para el mercado, el proyectista deberá brindarle únicamente los valores de las fuerzas obtenidas, por otro lado, este cuenta con su propio factor de seguridad de manera que los valores no requerirán de ninguna amplificación. En la Tabla 62 se muestran las propiedades de los dispositivos elegidos y en la tabla 63 las características de la placa bases. Luego de la elección se procede a diseñar el brazo metálico.

Tabla 62: Propiedades de los Dispositivos de fluido viscoso elegidos

Fuerza (Kip)	Numero de modelo-Taylor Devices	Diámetro de agujero esférico (mm)	Longitud media del brazo (mm)	Movimiento (mm)	Espesor de horquilla (mm)
110	17130	50.80	997	$\pm 100$	55
165	17140	57.15	1016	$\pm 100$	59
Ancho máximo de horquilla (mm)	Profundidad de horquilla (mm)	Espesor de rodamiento (mm)	Diámetro máximo del cilindro (mm)	Peso (kg)	
127	102	44	146	98	
152	129	50	184	168	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 63: Dimensiones de la Placa Base de los Disipadores Seleccionados.

Fuerza (Kip)	“A” (mm)	“B” (mm)	“C” (mm)	“D” (mm)	Espesor de la placa (mm)
110	282±3	203±.25	-	31.8±.25	38±.76
165	343±3	254±.25	127±.25	28.7±.25	61±.76

Fuente: Elaboración Propia

### 5.13.2. Diseño del brazo metálico.

Los disipadores de fluido-viscosos se encuentran contenidos dentro de perfiles metálicos, su importancia de diseño radica en la variable “K” a emplear dentro del modelamiento. Se considera la rigidez del brazo metálico como la rigidez del sistema de amortiguamiento por ser mucho mayor a la rigidez de la diagonal del disipador. A continuación, se muestra la tabla con las propiedades del brazo metálico seleccionado (HSS 7.50x0.50).

Tabla 64 Características geométricas del perfil HSS 7.50 x 0.50 seleccionado.



Nominal Size		Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area					Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot
Outside Diameter	Wall					I	S	r	Z			
in.	in.	lb.	in.		in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	ft. <sup>2</sup>
7.625	x 0.375	29.06	0.349	21.8	7.98	52.9	13.9	2.58	18.5	106	27.8	2.00
	0.328	25.59	0.305	25.0	7.01	47.1	12.3	2.59	16.4	94.1	24.7	2.00
	0.125	10.02	0.116	65.7	2.74	19.3	5.06	2.66	6.54	38.6	10.1	2.00
	x 0.500	37.42	0.465	16.1	10.3	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	1.96
7.500	0.375	28.56	0.349	21.5	7.84	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	1.96
	0.312	23.97	0.291	25.8	6.59	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	1.96
	0.250	19.38	0.233	32.2	5.32	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	1.96
	0.188	14.70	0.174	43.1	4.00	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	1.96
7.000	x 0.500	34.74	0.465	15.1	9.55	51.2	14.6	2.32	19.9	102	29.3	1.83
	0.375	26.56	0.349	20.1	7.29	40.4	11.6	2.35	15.5	80.9	23.1	1.83
	0.312	22.31	0.291	24.1	6.13	34.6	9.88	2.37	13.1	69.1	19.8	1.83
	0.250	18.04	0.233	30.0	4.95	28.4	8.11	2.39	10.7	56.8	16.2	1.83
0.188	13.69	0.174	40.2	3.73	21.7	6.21	2.41	2.41	8.11	43.5	12.4	1.83
	9.19	0.116	60.3	2.51	14.9	4.25	2.43	2.43	5.50	29.7	8.49	1.83

Fuente: Steel Tube Institute.

Se está empleando el perfil metálico Round HSS 7.5 x 0.50, el cual tiene las siguientes características para su verificación y posterior diseño.

- Área del perfil metálico:  $A = 10.3 \text{ in}^2$
- Radio del perfil metálico:  $r = 2.49 \text{ in}$
- Longitud de diseño:  $L = 225.57 \text{ in}$
- Módulo de elasticidad del acero:  $E_{ac} = 29000 \text{ ksi}$
- Esfuerzo de fluencia:  $F_y = 35 \text{ ksi}$

Con ello tenemos:

$$F_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 29000}{\left(\frac{225.57}{2.49}\right)^2} = 34.88 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) x F_y = \left(0.658^{\frac{35}{34.88}}\right) x 35 = 23.00 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi x F_{cr} x A = 0.9 x 23.00 x 10.3 = 213.17 \text{ kips} \\ &= 96.68 \text{ Tn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi x F_y x A = 0.9 * 35 x 10.3 = 324.45 \text{ kips} \\ &= 147.14 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Con estos valores se puede concluir que :

$$\phi P_n = 96.68 \text{ Tn} > 66.05 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 147.14 \text{ Tn} > 66.05 \text{ Tn}$$

### 5.13.2. Diseño de la conexión Brazo Metálico - Disipador.

Las dimensiones de la placa base para un disipador de fluido viscoso de 110 kip y 165 kip se muestra en la figura 88

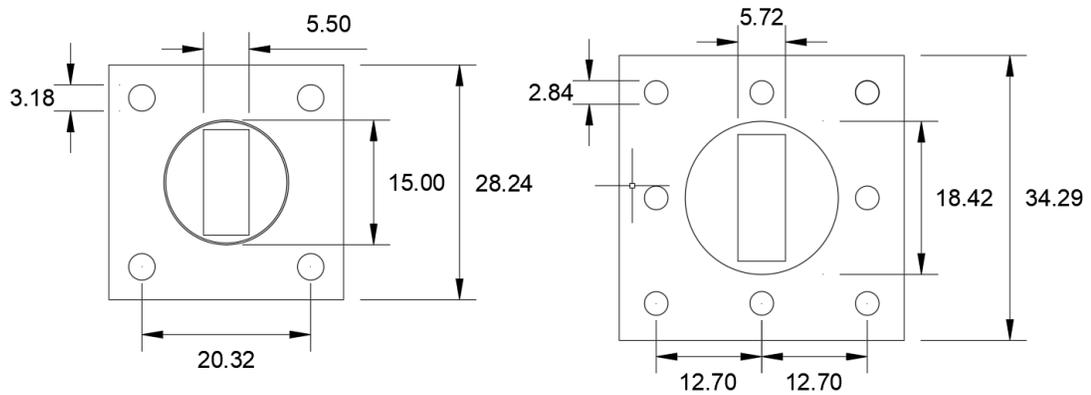


Gráfico 89: Dimensiones de la placa base para el dissipador de 110 kip (izquierda) y 165 Kip (derecha)

De acuerdo a la siguiente tabla:

<b>TABLE J3.3 Nominal Hole Dimensions, in.</b>				
Bolt Diameter	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-slot (Width × Length)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) × (d + 3/8)$	$(d + 1/16) × (2.5 × d)$

Gráfico 90: Dimensiones de agujeros y pernos. ANSI/AISC 360-05

Tomaremos en cuenta que estamos trabajando con un agujero estándar (STD), el cual es recomendado por la AISC para la mayoría de aplicaciones.

Entonces:

$$db + 1/16'' = dh$$

Donde:

db : Diametro del perno

dh : Diametro del agujero

De lo cual se obtiene:  $db = dh - 1/16''$

Para Placas bases de Amortiguadores de 165 kip

$$db = 1.12'' - 1/16'' = 1.06''$$

Por tanto, se emplea:  $db = 1''$

Para determinar el tipo de pernos, arandelas y tuercas se han seguido las especificaciones de los códigos AISC, ASTM y RCSC, los cuales son empleados como guías de diseño para conexiones emperradas.

#### **A. Tipo de perno a emplear**

Los pernos de alta resistencia pueden satisfacer las disposiciones de las normas ASTM 325 y A490.

Los pernos A325 son de acero con mediano contenido de carbono, tratados al calor, su resistencia mínima a la tensión es de 120 ksi (entre ½'' y 1'') y una resistencia máxima de 105 ksi (entre 1 1/8'' y 1 ½'').

Los pernos A490 son también tratados al calor, pero son de acero aleado, tienen una resistencia mínima a la tensión entre 150 a 170 ksi para diámetros de ½'' a 1 ½''.

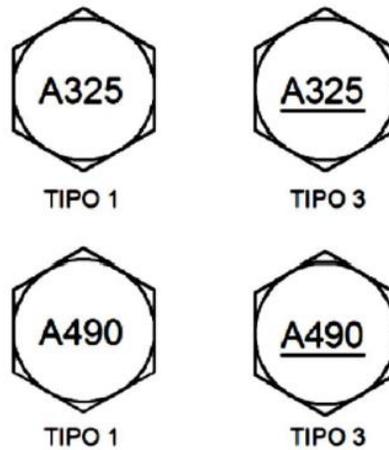
Los pernos A325 y A490 están divididos en dos grupos según su clasificación metalúrgica.

El grupo 1 es el más usual, se usan a altas temperaturas.

El grupo 3 es resistente a la corrosión, son de alta resistencia.

Los pernos del tipo 2 han sido removidos de las especificaciones RCSC, los cuales aparecen en ediciones anteriores.

En la figura N°22 se muestra la nomenclatura en la cabeza de los pernos ASTM A325 y A490.



*Gráfico 91: Clasificación de los pernos A325 y A490.*

## **B. Longitud de los pernos, tuercas y arandelas**

Las dimensiones de los pernos y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo al código RCSC. Las dimensiones de estos se encuentran en la tabla C-2.1 de la RCSC 2004, son las que se muestran a continuación.

Tabla 65: Dimensiones estándares de pernos y tuercas. RCSC 2014

Diámetro Nominal del Perno $d_b$ , in.	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a través de cara plana F, plg.	Altura H1, plg.	Longitud Roscada T, plg.	Ancho a través de cara plana W, plg.	Altura H2, plg.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

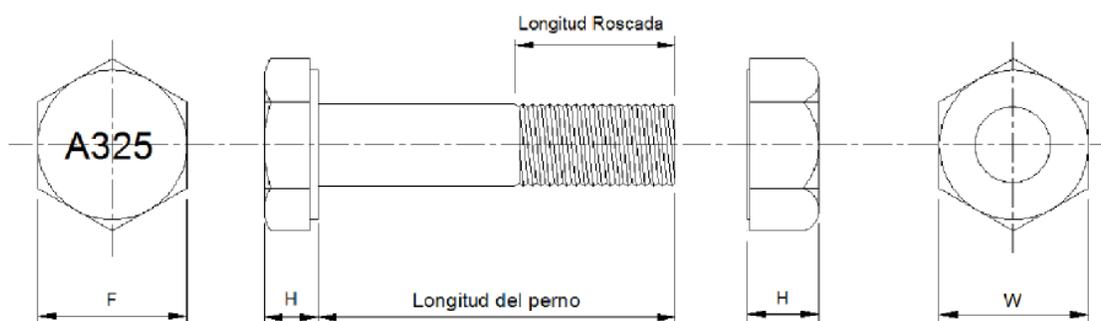


Gráfico 92: Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia, de acuerdo a la tabla N° 65

De acuerdo a la tabla N°65, se fijan las dimensiones del perno de 1", que como se mencionó anteriormente serán los que se empleen en la conexión brazo metálico – disipador, las dimensiones de este perno se muestran en la tabla N°66 y se detallan en las figuras 92 y 93.

Tabla 66: Dimensiones del perno de 1"

Unidades	Diámetro Nominal del perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la tuerca	
		Ancho a través de la cara plana (F)	Altura (H1)	Longitud Roscada (T)	Ancho a través de la cara Plana (W)	Altura (H2)
in	1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
cm	2.54	4.128	1.548	4.445	4.128	2.5

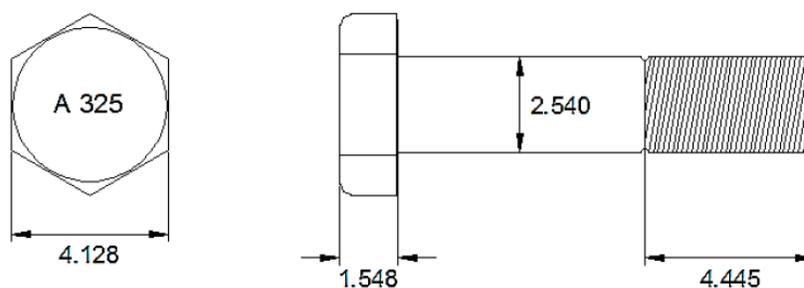


Gráfico 93: Detalle de las dimensiones del perno de 1"

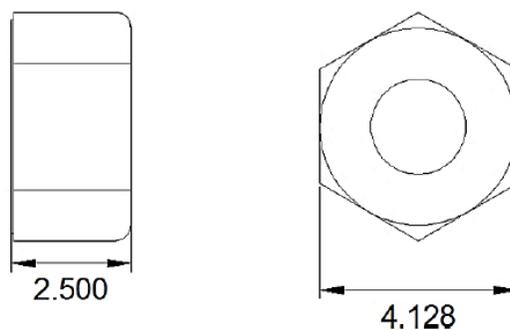
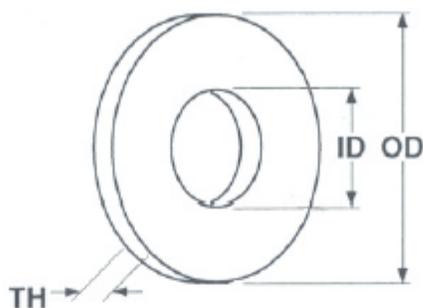


Gráfico 94: Detalle de las dimensiones la tuerca a emplear

Tabla 67; Dimensiones estándares de las arandelas (ASTM F436)



Size	OD	ID	Thickness	
	Nominal	Nominal	Min.	Max.
1/4	.625	.281	.051	.080
5/16	.688	.344	.051	.080
3/8	.813	.406	.051	.080
7/16	.922	.469	.051	.080
1/2	1.063	.531	.097	.177
9/16	1.188	.625	.110	.177
5/8	1.313	.688	.122	.177
3/4	1.468	.813	.122	.177
7/8	1.750	.938	.136	.177
1	2.000	1.063	.136	.177
1 1/8	2.250	1.188	.136	.177
1 1/4	2.500	1.375	.136	.177
1 3/8	2.750	1.500	.136	.177
1 1/2	3.000	1.625	.136	.177
1-5/8	3.250	1.750	.178	.280
1 3/4	3.375	1.875	.178	.280
1 7/8	3.468	1.937	.178	.196
2	3.750	2.125	.178	.280
2 1/4	4.000	2.375	.240	.340
2 1/2	4.500	2.625	.240	.340
2 3/4	5.000	2.875	.240	.340
3	5.500	3.125	.240	.340
3 1/4	6.000	3.375	.240	.340
3 1/2	6.500	3.625	.240	.340
3 3/4	7.000	3.875	.240	.340
4	7.500	4.125	.240	.340

OD Tolerances	ID Tolerances
< 1 = +/- .032	< 1 = -0 / +.032
1 ≤ 3 = +/- .063	1 ≤ 3 = -0 / +.063
> 3 = +/- .125	> 3 = -0 / +.125
See ASTM F436 Table 3 for other dimensional requirements	

Tabla 68: Dimensiones de la arandela para n perno de 1"

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Diámetro Exterior (OD)	Diámetro Interior (LD)	Espesor Máximo (T Max)
In	1	2.00	1.063	0.177
cm	2.54	5.08	2.70	0.449

Teniendo las dimensiones de la tuerca y de la arandela podemos determinar la longitud del perno.

La longitud del perno es igual a la suma de las placas a unir (Grip), más los espesores de las arandelas, más el valor dado en la tabla C-2.2 del RCSC y por último se redondea al siguiente valor de ¼" para longitudes de Grip menores a 5", e incrementamos de ½" para pernos con Grip mayores a 5" de 72 longitud. La tabla C-2.2 del RCSC 2004, se expresa a continuación como tabla N°69.

Tabla 69: Longitud a amentar al Grip de acuerdo al diámetro del perno

Diámetro Nominal del Perno <i>db, plg.</i>	Para Determinar la Longitud requerida, Anadir al Grip, <i>plg.</i>
1/2	11/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

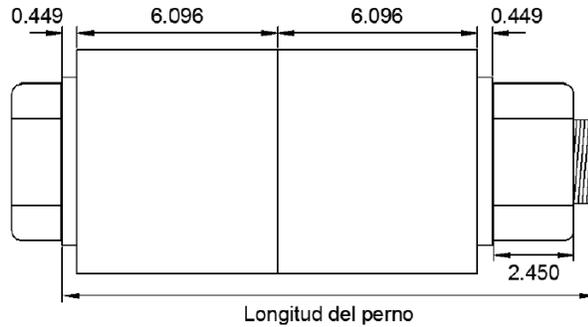


Gráfico 95: Esquema de la longitud del perno

Entonces:

$$\text{Long. del perno} = 2(\text{arandelas}) + \text{Grip} + 1 \frac{1}{4}''$$

$$\text{Long. del perno} = 2(0.449\text{cm}) + 2(6.096 \text{ cm}) + 3.175\text{cm}$$

$$\text{Long. del perno} = 16.265 \text{ cm o } 6.40''$$

Este valor se debe redondear al valor de  $\frac{1}{4}''$  ya que la longitud del Grip (6.35 ó 2.5") es menor a 5".

$$\text{Longitud del perno} = 6.40''$$

Teniendo definidas las dimensiones del perno, podemos mostrar el siguiente gráfico.

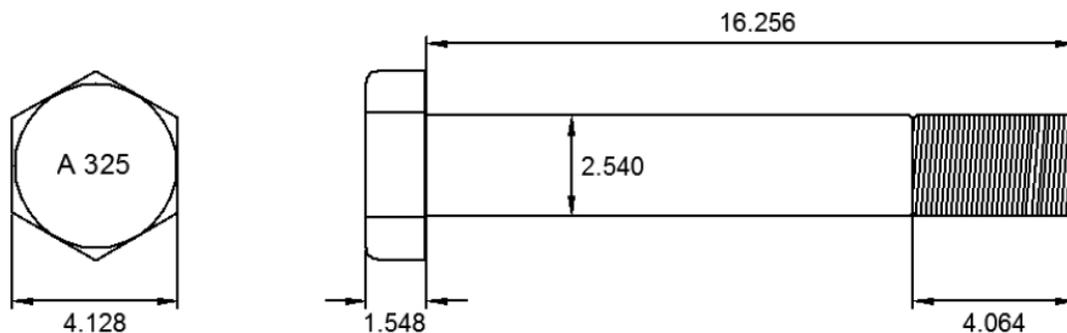


Gráfico 96: Dimensiones de los pernos A325 a emplear en la conexión Extensor – Disipador

La resistencia mínima a la tensión de los pernos A325 para diámetros de  $1 \frac{1}{8}'' - 1 \frac{1}{2}''$  es de 120 ksi, en consecuencia la resistencia de diseño de cada uno de ellos será:

$$\phi R_n = \phi x A_b x F_u$$

Donde:

$\phi R_n$  : Resistencia de diseño de tracción y de corte

$\phi$  : Factor de resistencia, 0.75 (LRFD)

$A_b$  : Área bruta del perno

$$A_b = \frac{\pi x d^2}{4}$$

$F_u$  : Tensión nominal

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.785 \times 120$$

$$\phi R_n = 70.69 \text{ kip} = 32.06 \text{ tn}$$

Entonces, verificando la resistencia frente a las fuerzas de tensión tenemos:

$$\phi R_n \geq T_u$$

$$\phi R_n = 4 \text{ pernos} \times 32.06 \text{ tn/perno} = 128.16 \text{ tn}$$

$$128.16 \text{ tn} \geq 66.05 \text{ tn}$$

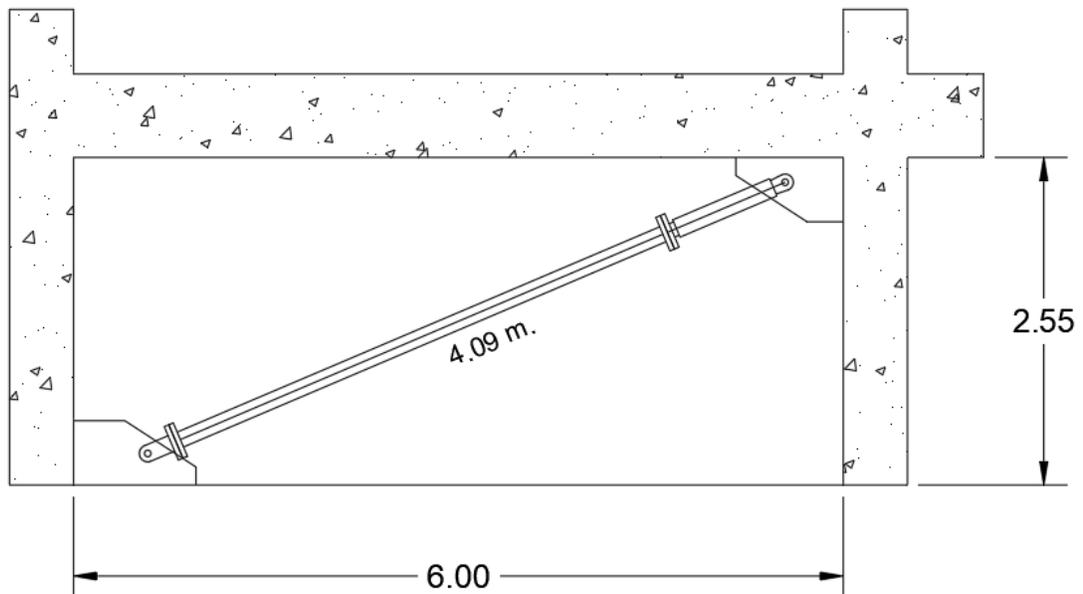


Gráfico 97: Ubicación de los dispositivos en la estructura (primer nivel modulo Aulas)

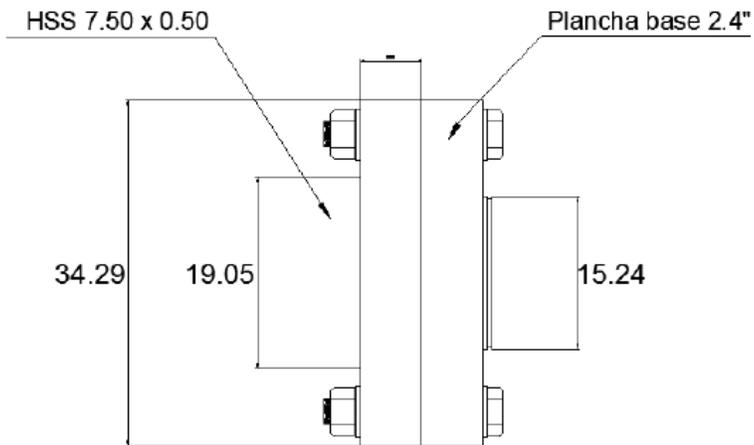


Gráfico 98: Conexión brazo Metálico – Disipador Viscoso (165 kip).

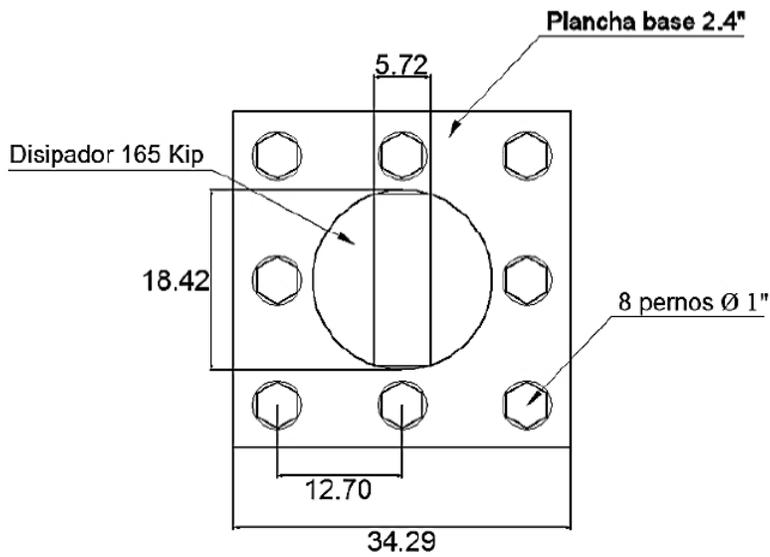


Gráfico 99: Detalle de la conexión placa base – disipador de energía.

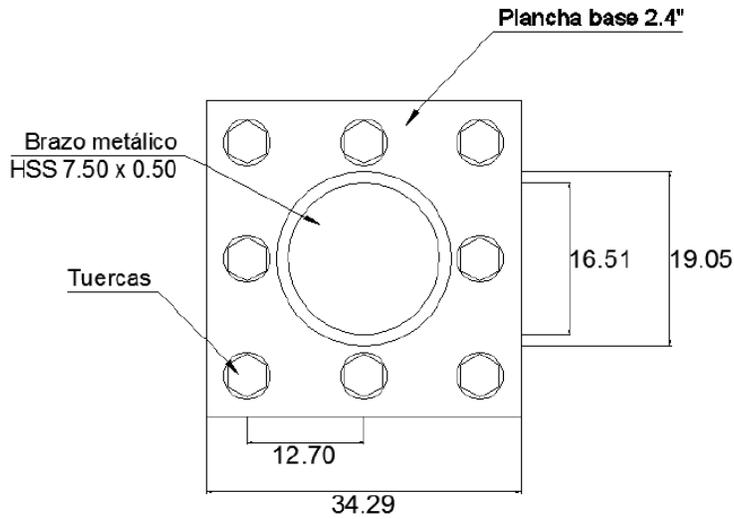


Gráfico 100:Detalle de la conexión placa base – brazo metálico HSS 7.50 x 0.50.

Al ser iguales las fuerzas que se generan a lo largo del brazo metálico, se empleó la misma placa base y disposición de pernos para la unión del brazo metálico.

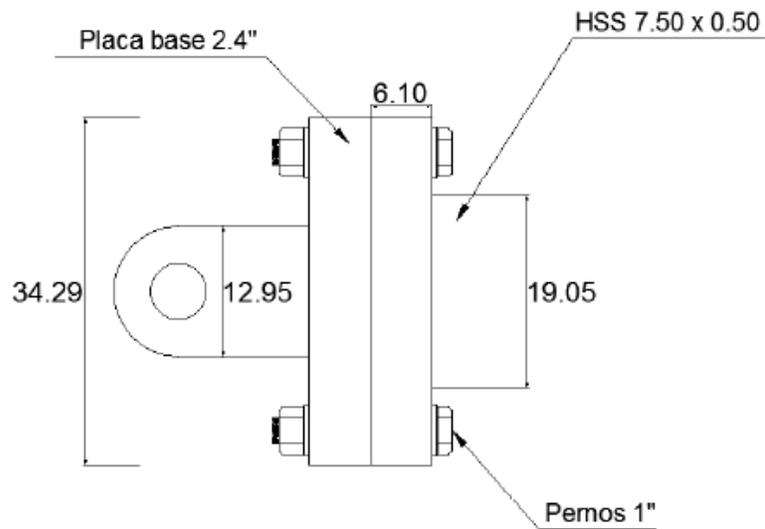


Gráfico 101:Detalle de la conexión barra de conexión – brazo metálico.

### C. DISEÑO DEL PERNO DE CONEXIÓN

El perno que une la barra de conexión con las cartelas debe ser diseñado para recibir altas solicitaciones de corte, por lo que se optó emplear un perno A490 de diámetro 1.5", el cual posee un diámetro significativo.

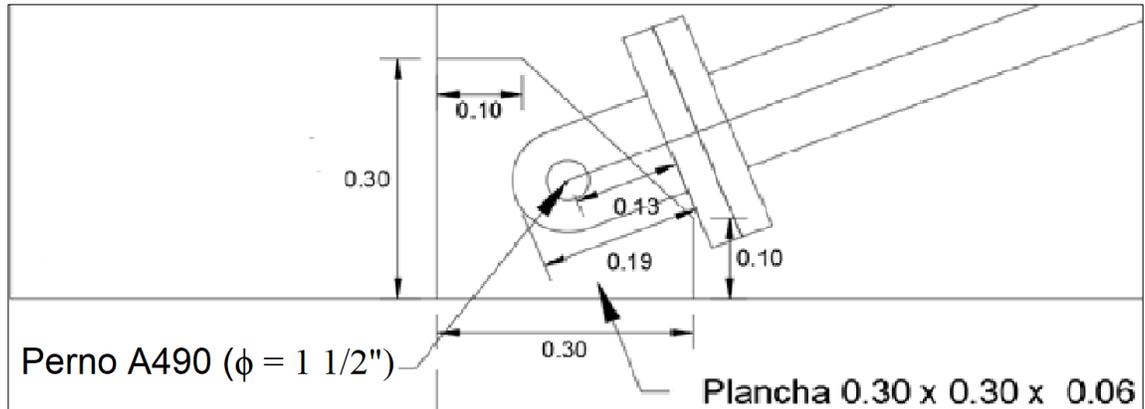


Gráfico 102:Detalle de la conexión inferior de brazo metálico

Tomando como referencia la tabla N°65 se han definido las dimensiones del perno de 1 1/2", así mismo de las tablas 67 y 69 se han obtenido las dimensiones de la arandela y el valor del incremento Grip. Para el cálculo de la longitud del perno se ha considerado el espesor de 5cm para la barra de conexión.

Tabla 70: Dimensiones del perno de 1 1/2"

Unidades	Diámetro Nominal del perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la tuerca	
		Ancho a través de la cara plana (F)	Altura (H1)	Longitud Roscada (T)	Ancho a través de la cara Plana (W)	Altura (H2)
in	1 1/2"	2 3/8	15/16	2 1/2	2 3/8	1 15/32
cm	3.81	6.03	2.381	5.72	6.03	3.731

Tabla 71: Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/2"

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Diámetro Exterior (OD)	Diámetro Interior (LD)	Espesor Máximo (T máx.)
In	1 1/2	3	1.625	0.177
cm	3.81	7.62	4.128	0.449

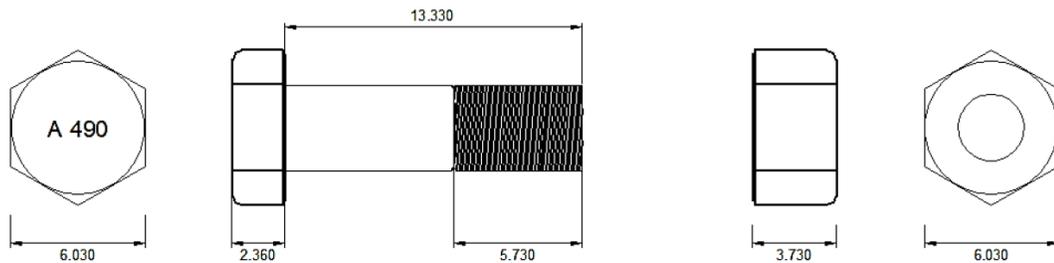


Gráfico 103: Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/2"

El esfuerzo máximo de corte de un perno estructural está determinado por:

$$\phi R_n = \phi m F_v ; \phi P_n = \phi R_n A_b n$$

Donde:

$\phi R_n$  : Resistencia de diseño de tracción y de corte

$\phi$  : Factor e resistencia, 0.75 (LRFD)

$m$  : Numero de planos

$F_v$  : 0.5  $F_u$  (falla en la parte lisa)

$F_v$  : 0.4  $F_u$  (falla en la parte rugosa)

$A_b$  : Area bruta del perno

$$A_b = \frac{\pi x d^2}{4}$$

$\phi P_n$  : Fuerza cortante mínima

$n$  : Número de pernos

$F_u$  : Tensión nominal

El valor de “m” es igual a 1 cuando el perno esta sometido a cortante simple; será igual a 2 cuando la conexión esta en cortante doble.

Para el diseño generalmente se considera que la falla será en la parte rosca del perno por ser el caso más conservador. Es decir, se asume un  $F_v = 0.4 F_u$ ; el  $F_u$  para un perno A490 es igual a 150 ksi.

Verificando la resistencia de diseño de tracción y de corte, tenemos:

$$\phi R_n = \phi m F_v$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 2 \times (0.4 \times 150)$$

$$\phi R_n = 90 \text{ ksi.}$$

Verificando la fuerza cortante máxima, tenemos:

$$\phi P_n = \phi R_n A_b n$$

$$\phi P_n = 90 \times \frac{\pi \times 1.5^2}{4} \times 1$$

$$\phi P_n = 159.04 \text{ kip} = 72.14 \text{ tn}$$

$$\phi P_n = 72.14 \geq 66.05 \text{ tn (ok)}$$

## **CAPITULO VI.**

### **ANALISIS DE RESULTADOS Y DISCUSION**

A continuación, se presentan, los resultados de la evaluación y con el reforzamiento planteado en cuanto a distorsiones de entrepiso, desplazamientos, aceleraciones, etc. De la estructura en estudio con y sin refuerzo.

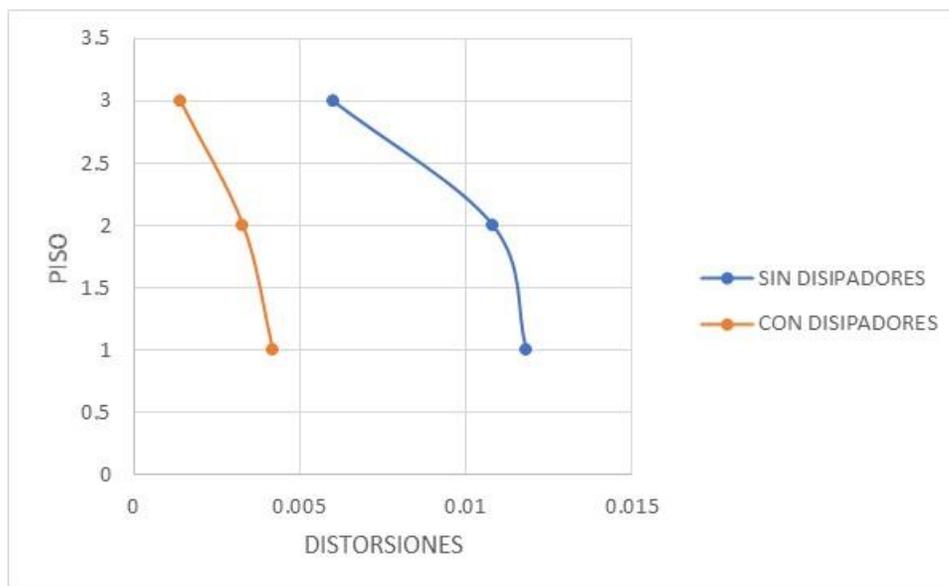
#### **6.2.1 Distorsiones de entrepiso**

A) En la dirección X-X Modulo Aulas

*Tabla 72: Comparacion de distorsiones en el eje X-X Modulo Aulas*

<b>Piso</b>	<b>Distorsiones sin Disipador</b>	<b>Distorsiones con Disipador</b>
3	0.0060	0.0014
2	0.0108	0.0033
1	0.0118	0.0042

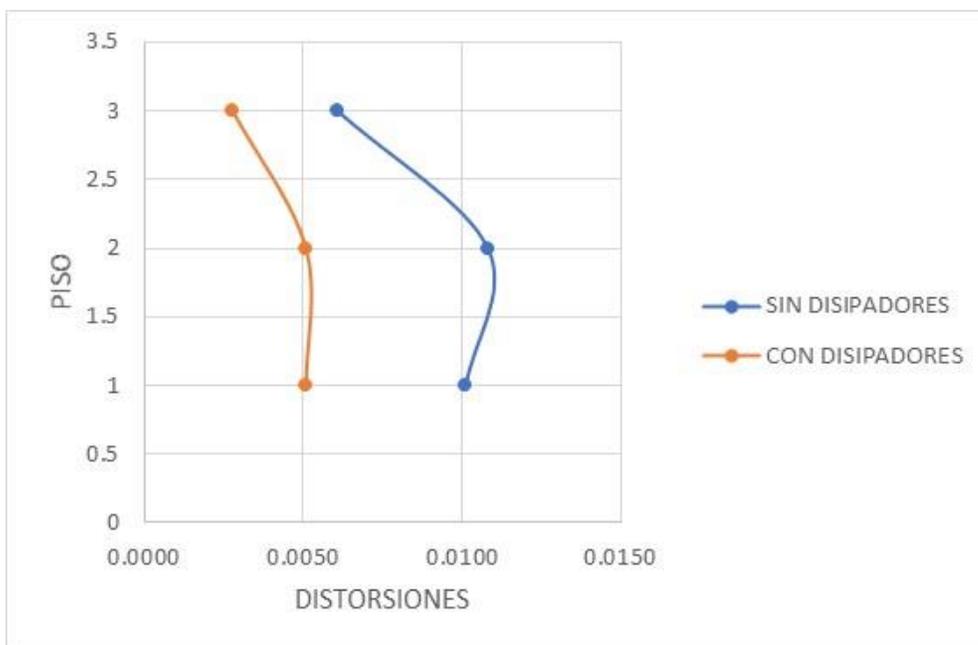
Drift-Tiempo-Historia (Direccion X-X)	Drift-Tiempo-Historia (Direccion Y-Y)
0.0060	0.0061
0.0108	0.0108
0.0118	0.0101



B) En la dirección Y-Y Modulo Aulas

Tabla 73: Comparacion de distorsiones en el eje Y-Y Modulo Aulas

Piso	Distorsiones sin Disipador	Distorsiones con Disipador
3	0.0061	0.0028
2	0.0108	0.0051
1	0.0101	0.0051



## 6.2 Comparación de desplazamientos máximos

A) En la dirección X-X Modulo Aulas

Tabla 74: Comparación de desplazamientos en el eje X-X Modulo Aulas

Piso	Desplazamientos sin disipadores	Desplazamientos con Disipadores	Reduccion
3	91.46	28.1821	69.19%
2	72.24	23.9607	66.83%
1	37.7	13.4645	64.29%

B) En la dirección Y-Y Modulo Aulas

Tabla 75: Comparación de desplazamientos en el eje Y-Y Modulo Aulas

Piso	Desplazamientos sin disipadores	Desplazamientos con Disipadores	Reduccion
3	85.68	41.45878	51.61%
2	66.69	32.725574	50.93%
1	32.4	16.371649	49.47%

### 6.3 Esfuerzos máximos en elementos de corte

A) Fuerza Axial en el eje 4:

Tabla 76: Porcentaje de Reducción de la Fuerza Axial en la columna C1

Piso	Fuerzas axiales en la columna C1 (TH 66)		
	sin disipadores (tn)	con Disipadores (Tn)	% Reduccion
3	7.00	1.63	76.71%
2	34.76	9.77	71.89%
1	78.81	24.62	68.76%

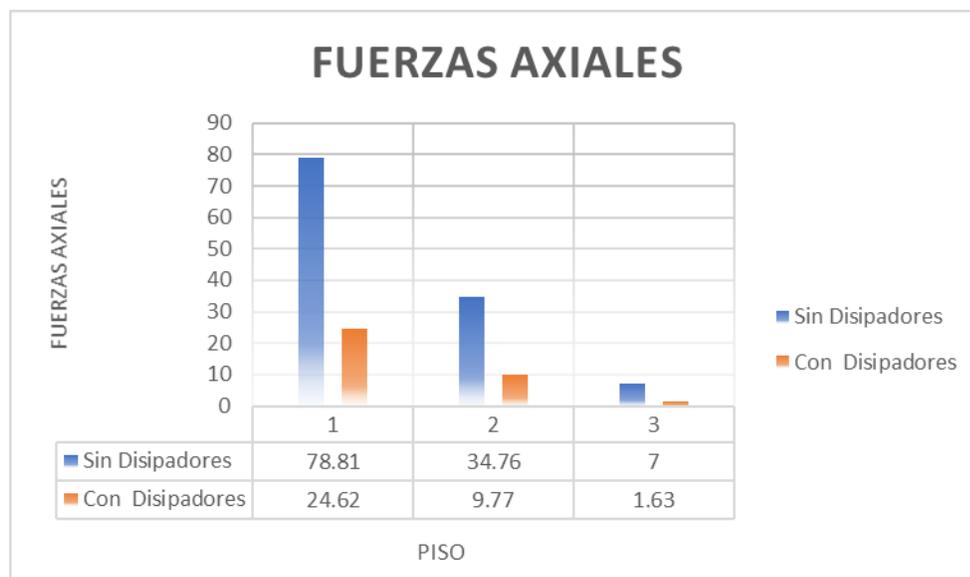
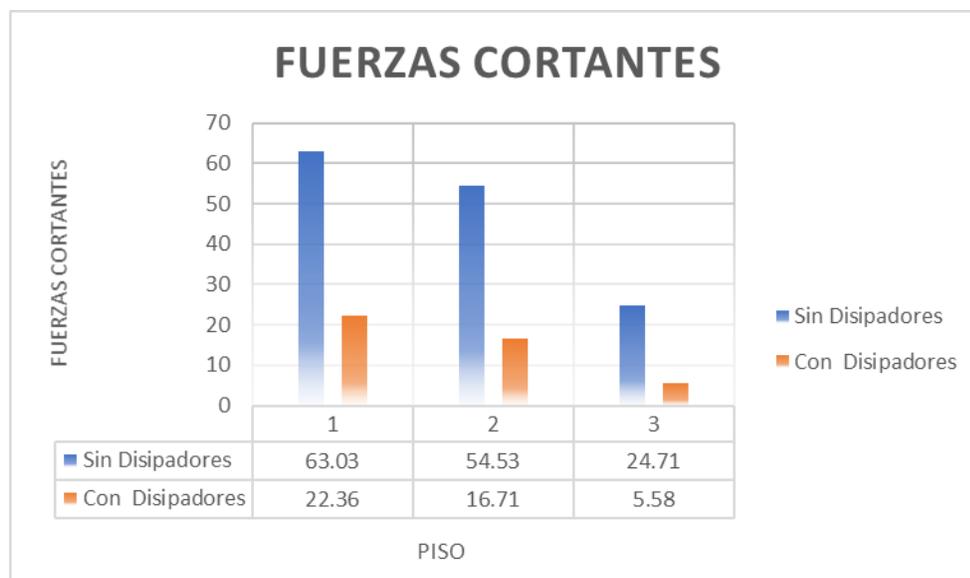


Gráfico 104: Comparación de Fuerzas Axiales Columna C1

B) Fuerza Cortantes en el eje 4:

Tabla 77: Porcentaje de Reducción de la Fuerzas Cortantes en la columna C1

Piso	Fuerzas Cortantes en la columna C1 (TH 66)		
	sin disipadores (tn)	con Disipadores (Tn)	% Reduccion
3	24.71	5.58	77.42%
2	54.53	16.71	69.36%
1	63.03	22.36	64.52%

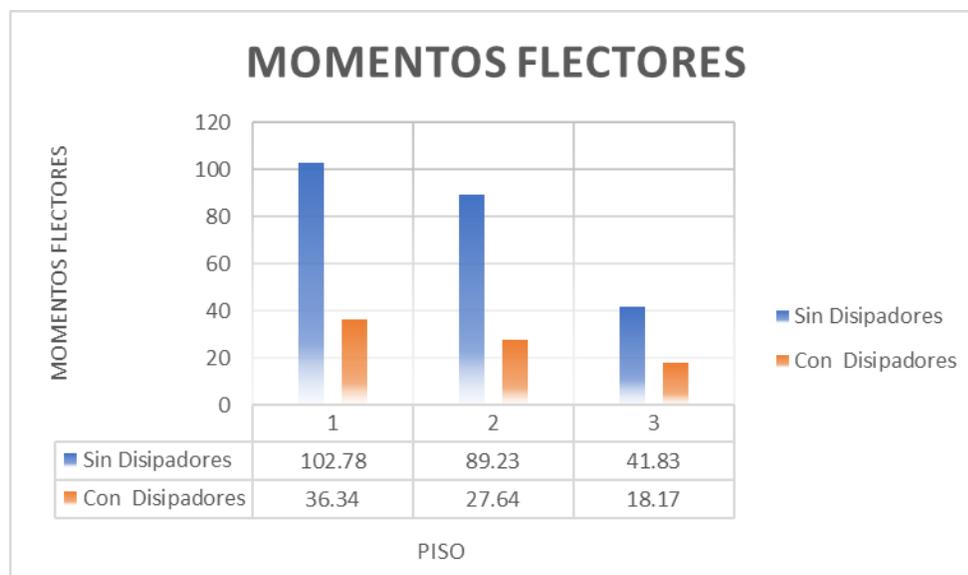


*Gráfico 105: Comparación de Fuerzas Cortantes Columna C1*

B) Momentos flectores en el eje 4:

*Tabla 78: Porcentaje de Reducción de los momentos flectores en la columna C1*

Piso	Momentos flectores en la columna C1 (TH 66)		
	sin disipadores (tn)	con Disipadores (Tn)	% Reduccion
3	41.83	18.17	56.56%
2	89.23	27.64	69.02%
1	102.78	36.34	64.64%



*Gráfico 106: Comparación de Momentos Flectores en la columna C1*

## 6.4 Contrastación de Hipótesis

### 6.4.1 Hipótesis General

Se verifica que la **hipótesis** “Al aplicar la Norma ATC-40 para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural el pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo”, es **válida**, ya que la respuesta estructural de la muestra en estudio tiene un mejor comportamiento al aplicarse un reforzamiento con disipadores de energía de fluido viscoso al verificarse que disminuye la derivas de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos flectores.

### 6.4.2 Hipótesis Especifica

a) La Hipótesis “Al aplicar la Norma ATC-40, desde la selección del **objetivo de rendimiento**, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo” es **válida**, ya que se mejora el nivel de desempeño estructural del Módulo aulas y Auditorio de la facultad de Ciencias Medicas

b) La Hipótesis “Al aplicar la Norma ATC-40, desde el proceso de determinación de deficiencias, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del pabellón "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.” es **válida**, ya que se mejora el nivel de desempeño estructural del Módulo aulas y Auditorio de la facultad de Ciencias Médicas.

c) La Hipótesis “Al aplicar la Norma ATC-40, desde las estrategias de rediseño, para plantear un adecuado sistema de reforzamiento, se mejora el nivel de desempeño estructural del "Facultad de Ciencias Médicas" de Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.” es **válida**, ya que se mejora el nivel de desempeño estructural del Módulo aulas y Auditorio de la facultad de Ciencias Medicas

## **VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1 Conclusiones**

#### **1. Del mejoramiento de nivel de desempeño estructural, desde la perspectiva del objetivo de rendimiento de la norma ATC-40.**

- El módulo de aulas tiene un desplazamiento del punto de desempeño en el eje X de 2.01 cm para un sismo frecuente, 2.55 cm para un sismo ocasional, 6.43cm para un sismo raro y teniéndose un desplazamiento fuera del colapso para un sismo muy raro, obteniéndose así fuera de los niveles de desempeño propuesto por el ATC-40 tal como muestra la tabla resumen N°33 de los niveles de desempeño de modulo aulas en el eje X.
- El módulo de aulas tiene un desplazamiento del punto de desempeño en el eje Y de 1.82 cm para un sismo frecuente, 2.93 cm para un sismo ocasional, 6.58cm para un sismo raro y 9.58 cm para un sismo muy raro, obteniéndose así fuera de los niveles de desempeño propuesto por el ATC-40 tal como muestra la tabla resumen N°34 de los niveles de desempeño de modulo aulas en el eje Y.
- El módulo de auditorios tiene un desplazamiento del punto de desempeño en el eje X de 5.41 cm para un sismo frecuente, 7.40 cm para un sismo ocasional y teniéndose un desplazamiento fuera del colapso para un sismo raro y muy raro, obteniéndose así fuera de los niveles de desempeño propuesto por el ATC-40 tal como muestra la tabla resumen N°35 de los niveles de desempeño de modulo aulas en el eje X.
- El módulo de auditorio tiene un desplazamiento del punto de desempeño en el eje Y de 7.53 cm para un sismo frecuente, 11.06 cm para un sismo ocasional y teniéndose un desplazamiento fuera del colapso para un sismo raro y muy raro, obteniéndose así fuera de los niveles de desempeño propuesto por el ATC-40 tal como muestra la tabla resumen N°36 de los niveles de desempeño de modulo aulas en el eje Y.

#### **2. Del mejoramiento de nivel de desempeño estructural, desde la perspectiva de determinación de deficiencias de la norma ATC-40.**

- Para el modulo Aulas, en el eje X para un sismo ocasional la estructura tiene deficiencias que debería tener a uno operacional, para un sismo raro la estructura está en un rango de colapso, teniendo una deficiencia de comportamiento a uno funcional y en el caso de un sismo muy raro la estructura se encuentra fuera de los rangos de colapso tiene una deficiencia a un comportamiento Seguridad de vida.
- Para el modulo Aulas, en el eje Y para un sismo ocasional la estructura tiene deficiencias que está en un rango de seguridad de vida a uno de operacional, para un sismo raro la estructura está en un rango de Colapso, teniendo una deficiencia de comportamiento a uno Ocupación inmediata y en el caso de un sismo muy raro la estructura se encuentra en el rango de cerca al colapso, tiene una deficiencia a un comportamiento Seguridad de vida.
- Para el modulo Auditorio, en el eje X para un sismo ocasional la estructura tiene deficiencias esta en un rango de seguridad de vida a que debería tener a uno operacional, para un sismo raro la estructura está en un rango de colapso, teniendo una deficiencia de comportamiento a uno funcional y en el caso de un sismo muy raro la estructura se encuentra fuera de los rangos de colapso tiene una deficiencia a un comportamiento Seguridad de vida.
- Para el modulo Auditorio, en el eje Y para un sismo ocasional la estructura tiene deficiencias que está en un rango de seguridad de vida a uno de operacional, para un sismo raro la estructura está en un rango de Colapso, teniendo una deficiencia de comportamiento a uno Ocupación inmediata y en el caso de un sismo muy raro la estructura se encuentra en el rango de cerca al colapso, tiene una deficiencia a un comportamiento Seguridad de vida.

### **3. Del mejoramiento de nivel de desempeño estructural, desde la perspectiva de estrategias de rediseño de la norma ATC-40.**

- En las estrategias de rediseño para un reforzamiento estructural se optó para inclusión de los sistemas de disipación de energía para aumentar directamente la capacidad de la estructura para amortiguar la respuesta, a través de una amortiguación viscosa por ello en el módulo Aulas se utilizó disipadores viscosos

con perfil del tipo HSS 7.50 X 0.50, de capacidad 110 Kip en 4 unidades y 165 Kip en 8 unidades y en el eje Y se utilizó disipadores viscosos con perfil del tipo HSS 7.50 X 0.50, de capacidad 110 Kip en 12 unidades.

## 6.2 Recomendaciones

- Realizar un estudio más riguroso para las edificaciones esenciales existentes para evaluar su desempeño sísmico con un análisis estático lineal (AENL) Y análisis dinámico no lineal (ADNL), con el fin de prevenir y reforzar la estructura para que tengan un buen comportamiento sísmico y postismo estén operativas con mínimos daños.
- Realizar estudios similares con otros sistemas de protección y reforzamiento para evaluar sus respuestas y comportamiento frente a eventos sísmicos.
- Al realizar un reforzamiento verificar el coeficiente de reducción R con la norma con que fue diseñado para verificar el comportamiento y ductilidad de la estructura existente.
- En el diseño de estructuras esenciales debería tener en cuenta sistemas de protección sísmica para minimizar daños en sistemas estructurales y no estructurales.
- Para evaluar los desempeños sísmicos utilizar las actualizaciones de la norma ATC-40 como el fema 356, ASCE 41-13, ASCE 41-17.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Aguiar, F. R. (2001). *Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico programa de ordenador CEINCI3 (Monografía IS-45)*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona-España: A.H. Barbat.
- Alcantara, K. S., & Navarte, C. E. (2016). *Desempeño estructural aplicando la norma atc-40 para el reforzamiento del pabellón “monoblock” del instituto nacional de salud del niño (breña – lima)(Tesis de Pregrado)*. Universidad San Martín de Porres, Lima-Peru.
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol I. by Applied Technology Council*. California.
- Cabanillas, b. E., & Rondan, L. G. (2018). *Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la oficina central de admisión de la universidad nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal - pushover(Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, Huacho-Perú.
- Calcina, R. E. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal (Tesis de Maestría)*. Universidad Privada de Tacna, Tacna-Peru.
- Chavesta, E. P. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporricada de 5 pisos en la ciudad de lima ( Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional Federico Villareal, Lima.
- Delgadillo, J. E. (2005). *análisis no lineal estático de estructuras y la norma e-030 (Tesis de Maestría)*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Genatios , C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- Guevara, N. E., Osorio, S. A., & Arturo, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y Arquitectura*,

- utilizando análisis estático no lineal Pushover (Tesis de Pregrado)*. Universidad de El Salvador, San Salvador.
- Hazus. (2010). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Mitigation Division, Washington.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. d. (2014). *Metodología de la investigación*. México: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES.
- Navarro, E. (2014). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO HOSPITAL PRIVADO JAÉN DE LA CIUDAD DE JAÉN CAJAMARCA (Tesis de Pregrado)*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA, Jaen.
- Paredes, M. A. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de lima aplicando el análisis estático no lineal pushover (Tesis de Pregrado)*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Raigosa, E. (2010). *Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales (Proyecto final para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción)*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica.
- Robles, A. M. (2018). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón b de la institución educativa ernesto diez canseco yanahuanca – pasco – 2018 (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Pasco-Peru.
- Rosero, L. F. (2013). *Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un Salón de Audiovisuales y un Auditorio (Tesis de Pregrado)*. Escuela Politécnica del Ejército, Sangolqui.

- Saldaña, T. C. (2017). *Propuesta de reforzamiento de la estructura del pabellón de emergencia con disipadores de fluido viscoso del hospital Sergio Bernales, comas-2017 (Tesis de Pregrado)*. Univerisad Cesar Vallejo, Lima.
- SEAOC. (1995). *A Framework for Performance Based Design. Vision 2000*. Structural Engineers Association of California, California.
- Soto , E. N. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto (Tesis de Maetsria)*. Universidad Nacional autónoma de México, Mexico.
- Tello, O. D. (2006). *Evaluacion y Reforzamiento de Estructuras*. Universidad Nacional Federico Villarreal Facultad de Ingenieria Civil, Lima.
- Villareal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2009). *Edificaciones con Disipadores de Energia*. Lima: ANR.
- Villareal, E. A. (2018). *Evaluacion del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la facultad de ingenieria civil de la unasam (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional Santiago Antunez De Mayolo, Huaraz-Peru.

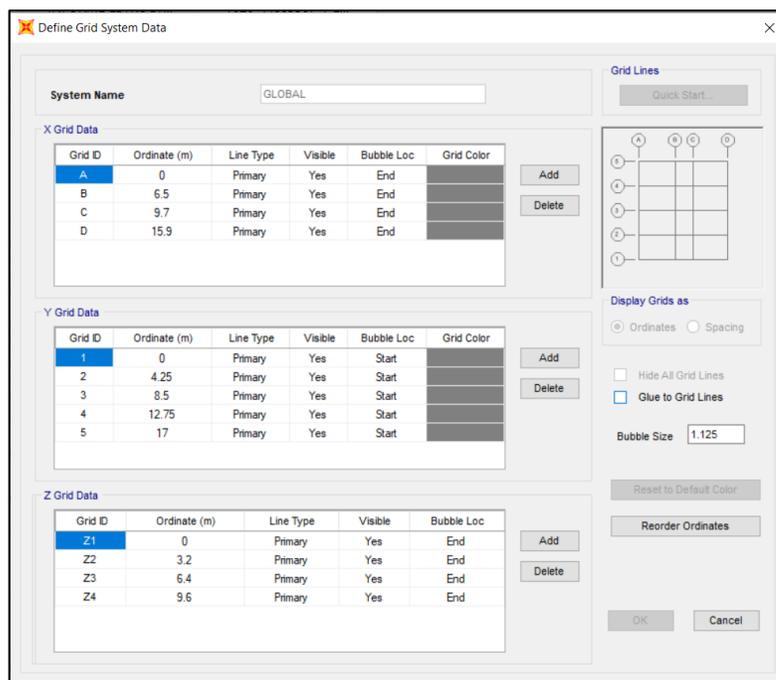
## ANEXOS



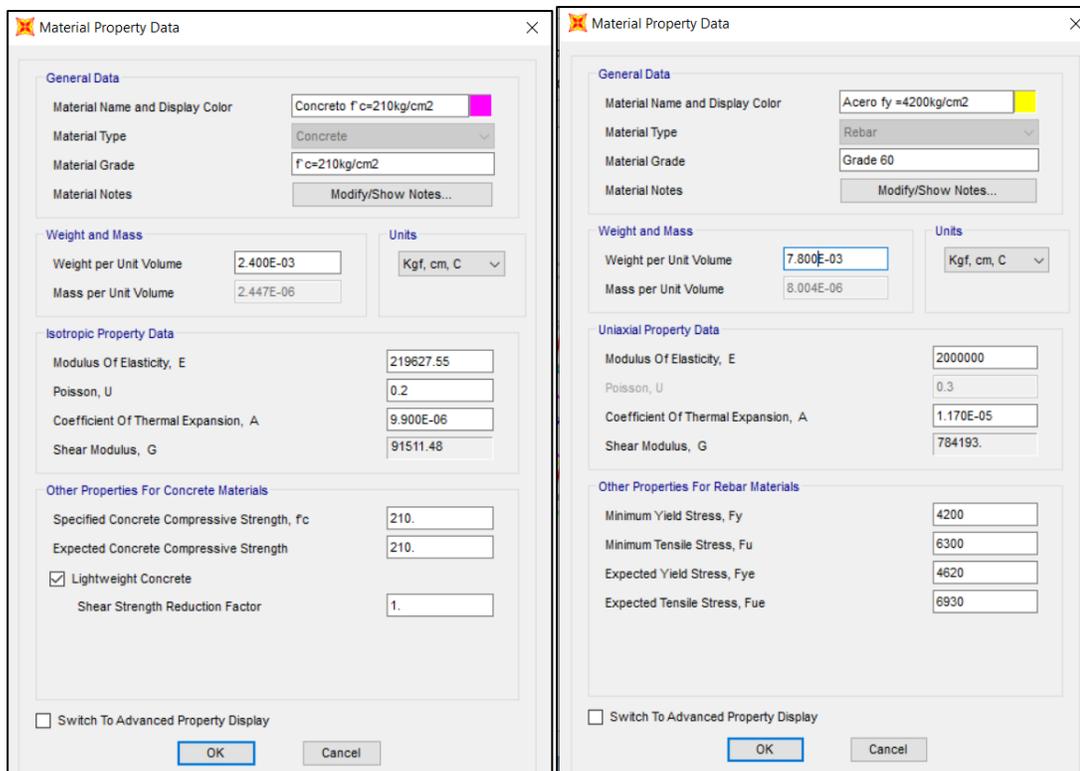
## ANEXO 01

### PROCEDIMIENTO DEL MODELADO, ANALISIS LINEAL, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER Y DEL METODO ESPECTRO DE CAPACIDAD, USANDO EL SOFTWARE COMPUTACIONAL DE MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS SAP2000 v20.2.0

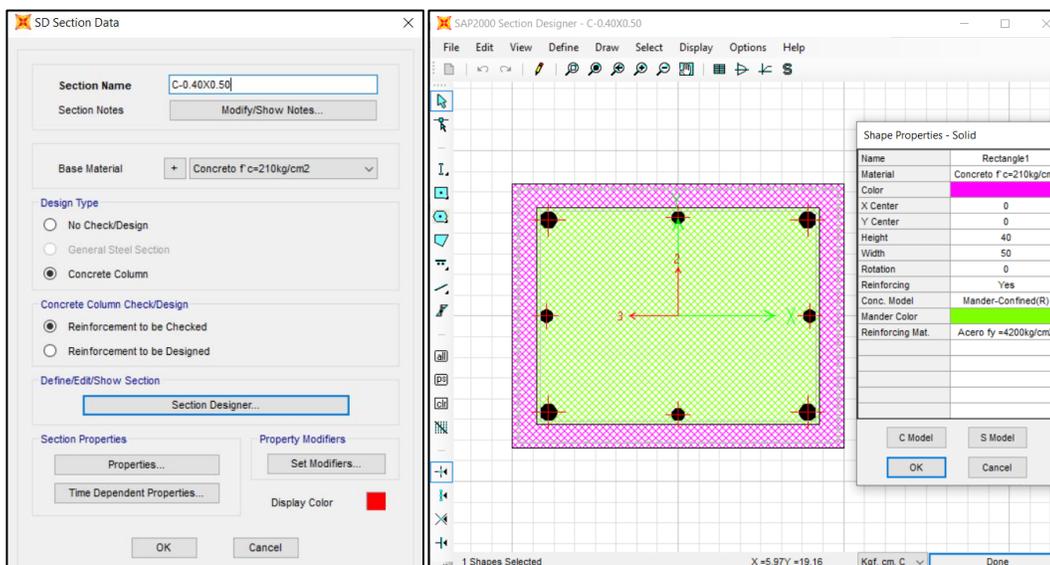
1. Definición de las dimensiones en planta y altura de la estructura.



2. Definición de las propiedades de los materiales presentes en la edificación: Concreto, Acero de refuerzo, Albañilería. También definimos las áreas de las barras de refuerzo presentes en los elementos estructurales.



### 3. Definición de las secciones – Columnas.



### 4. Definición de las secciones – Vigas

**Rectangular Section**

Section Name: VP1-1,2,3,4,5-35X65      Display Color:

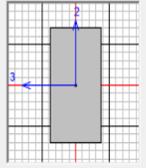
Section Notes:

Dimensions

Depth (t3):

Width (t2):

Section



Properties

Material:  Concrete f c=210kg/cm2

Property Modifiers:

**Reinforcement Data**

Rebar Material

Longitudinal Bars:  Acero fy =4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties):  Acero fy =4200kg/cm2

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="10.2"/>	<input type="text" value="10.2"/>
Bottom	<input type="text" value="10.2"/>	<input type="text" value="10.2"/>

**Rectangular Section**

Section Name: VP2-1,2,3,4,5-35X65      Display Color:

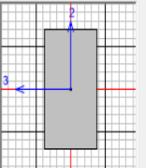
Section Notes:

Dimensions

Depth (t3):

Width (t2):

Section



Properties

Material:  Concrete f c=210kg/cm2

Property Modifiers:

**Reinforcement Data**

Rebar Material

Longitudinal Bars:  Acero fy =4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties):  Acero fy =4200kg/cm2

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="10.2"/>	<input type="text" value="10.2"/>
Bottom	<input type="text" value="10.2"/>	<input type="text" value="10.2"/>

**Rectangular Section**

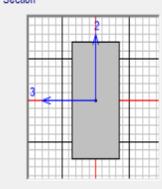
Section Name: VP3-1,2,3,4,5-30X60      Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Depth (13):

Width (12):

Section: 

Material:  Concrete f'c=210kg/cm2

Property Modifiers:

Properties:

**Reinforcement Data**

Rebar Material

Longitudinal Bars:  Acero fy =4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties):  Acero fy =4200kg/cm2

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="5.68"/>	<input type="text" value="5.68"/>
Bottom	<input type="text" value="5.68"/>	<input type="text" value="5.68"/>

**Rectangular Section**

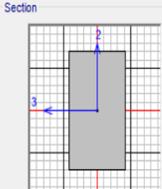
Section Name: VAC-A,B,C,D-30X50      Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Depth (13):

Width (12):

Section: 

Material:  Concrete f'c=210kg/cm2

Property Modifiers:

Properties:

**Reinforcement Data**

Rebar Material

Longitudinal Bars:  Acero fy =4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties):  Acero fy =4200kg/cm2

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

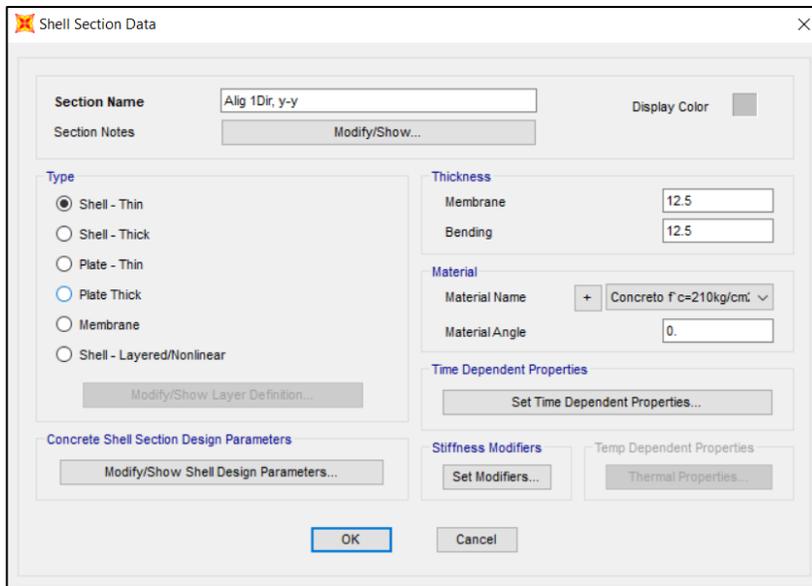
Top:

Bottom:

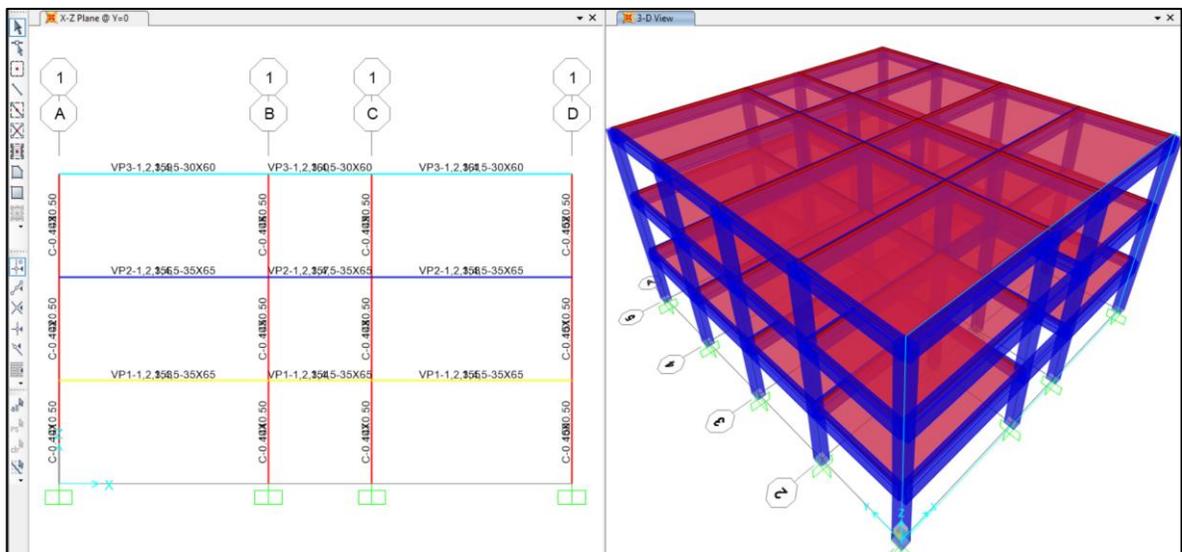
Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="8.52"/>	<input type="text" value="8.52"/>
Bottom	<input type="text" value="8.52"/>	<input type="text" value="8.52"/>

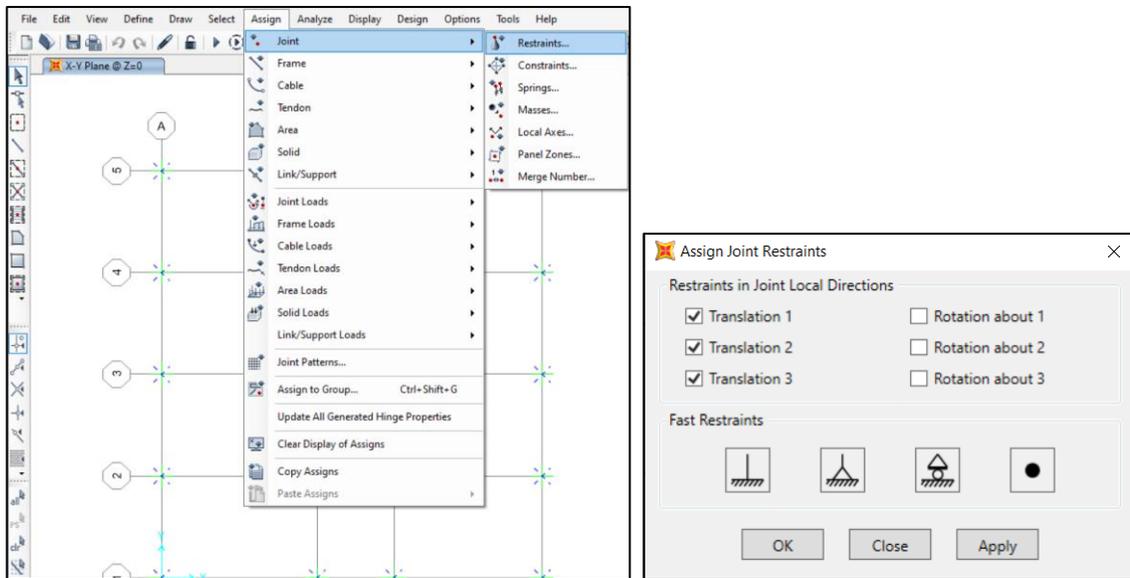
5. Definición de las secciones – Losa aligerada.



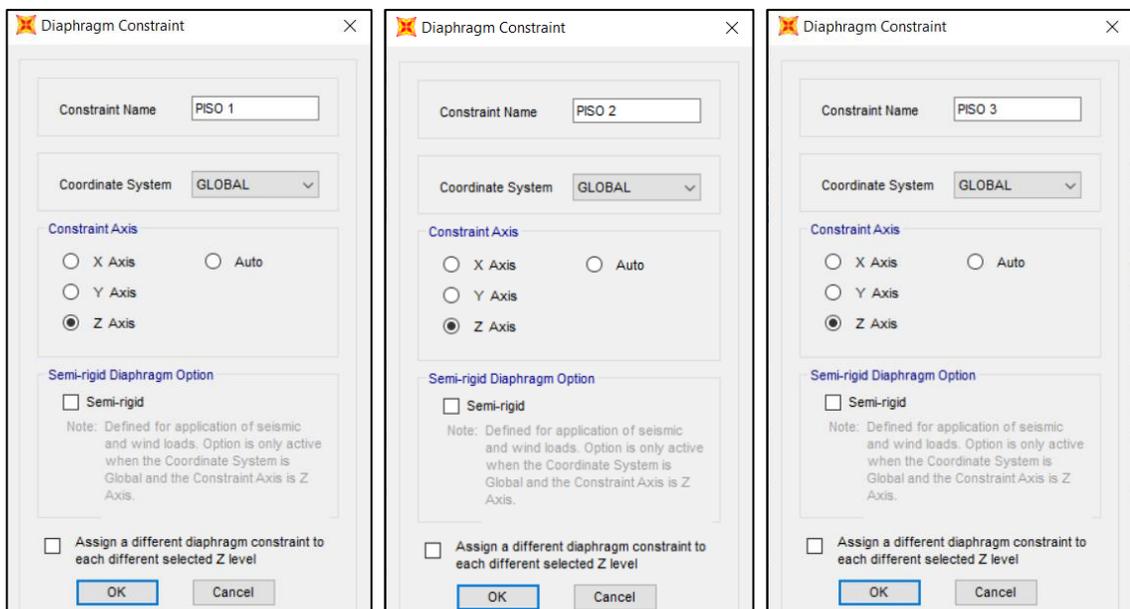
6. Procedemos a dibujar las columnas y vigas.



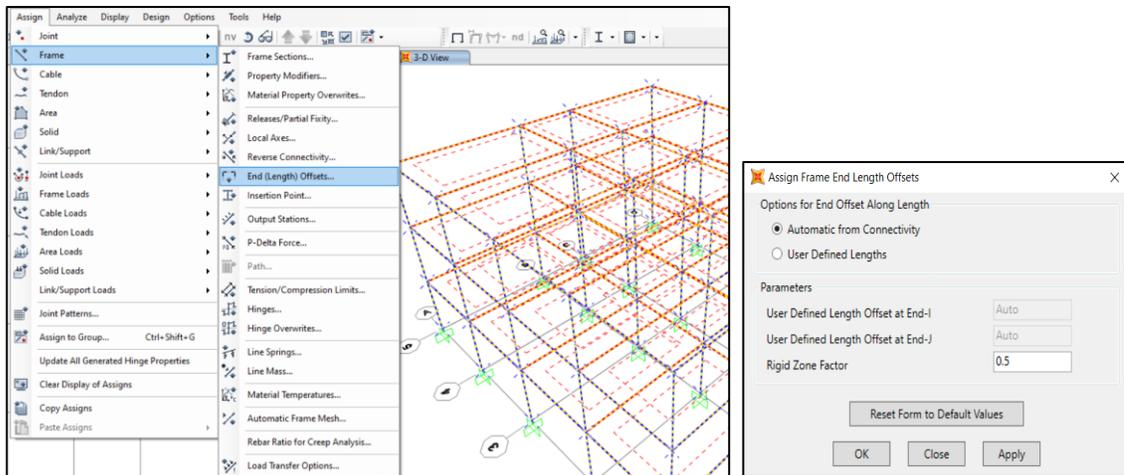
7. Asignamos restricciones en la base de las columnas.



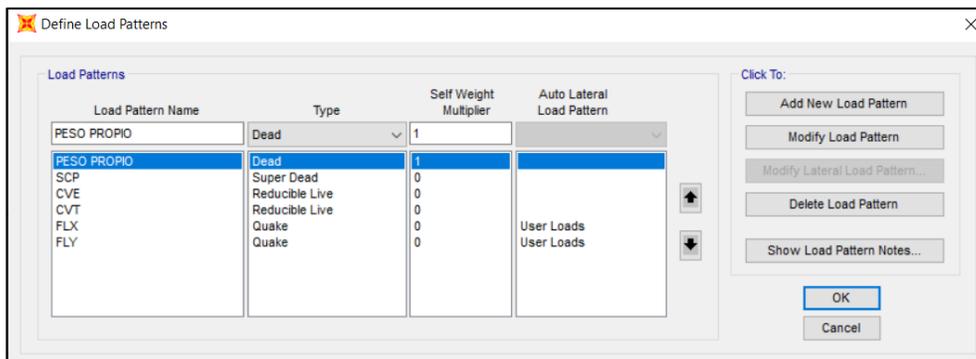
8. Definimos los diafragmas rígidos (DIAPH1, DIAPH2) y semi - rígidos (DIAPH3).



9. Asignamos brazos rígidos a los elementos viga y columna.



10. Definimos los patrones de carga al cual está sometido la estructura.



11. Procedemos a realizar el metrado de cargas

### METRADO DE CARGAS - LOSAS

- Sobrecarga permanente (SCP)

Peso de acabados entrepiso = 100 kg/m<sup>2</sup>

Peso de acabados techo = 100 kg/m<sup>2</sup>

- Carga viva entrepiso (CVE)

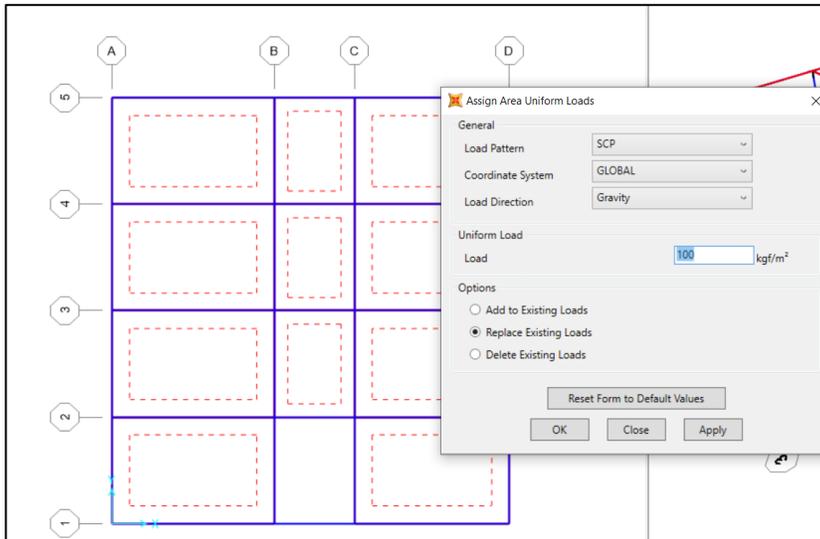
S/C aulas = 250 kg/m<sup>2</sup>

S/C corredor = 400 kg/m<sup>2</sup>

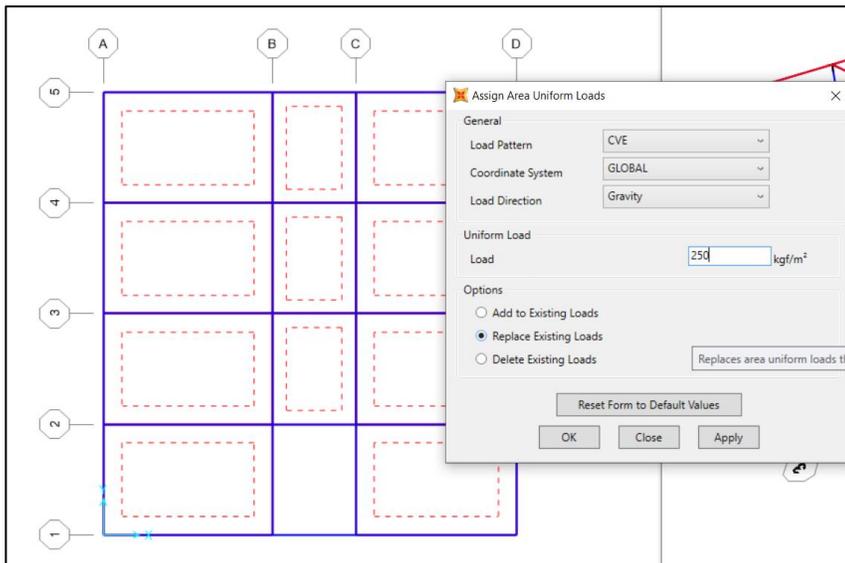
- Carga viva de techo (CVT) = 100 kg/m<sup>2</sup>

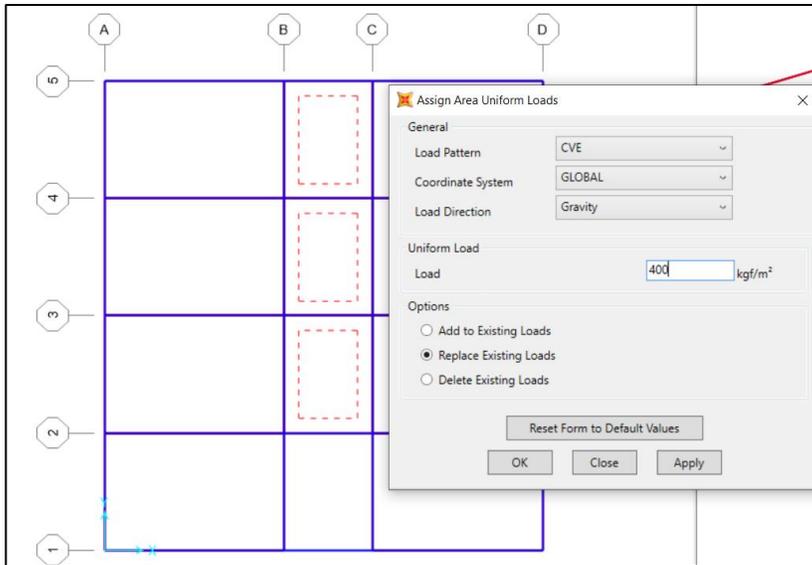
12. Asignamos cargas en losas.

## Sobrecarga permanente (SCP)

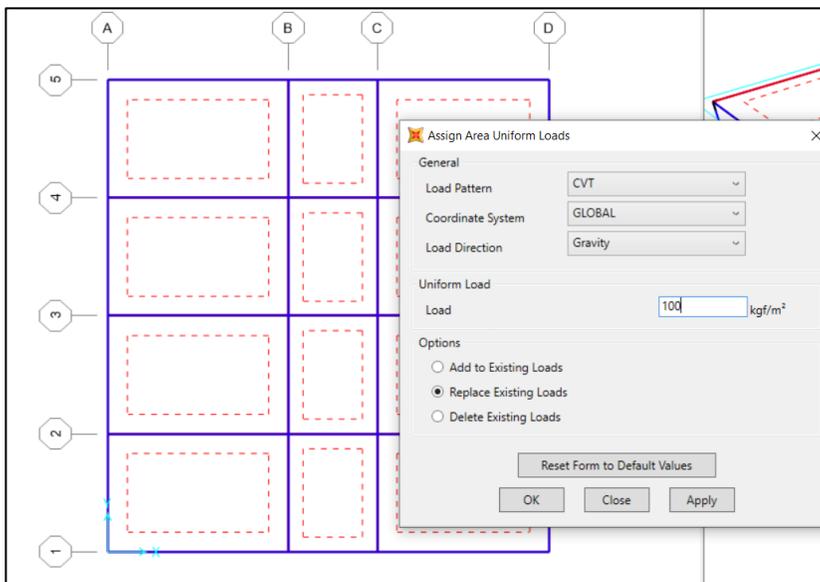


## - Carga viva Entrepiso (CVE)

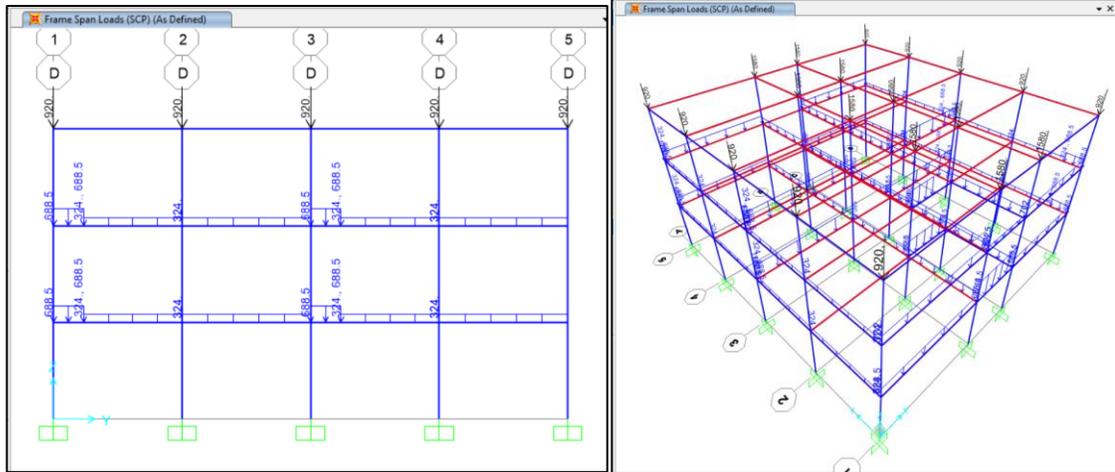




- Carga viva de techo (CVT)

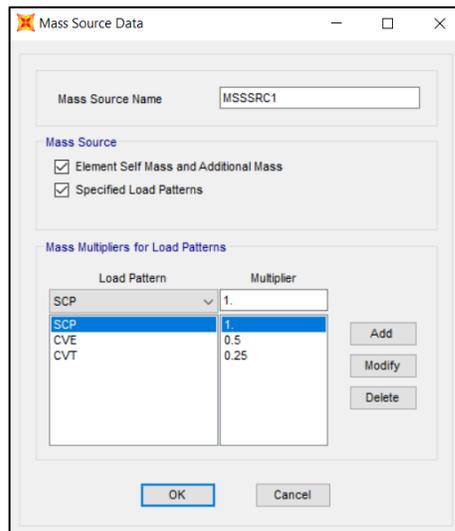


- Cargas repartidas en vigas



13. Definimos el peso sísmico.

La NTE-030 indica que para este tipo estructuras (categoría AII), el peso se calculará adicionando a la sobrecarga permanente (SCP) el 50% de la carga viva de entrepisos y el 25% de la carga viva de los techos.

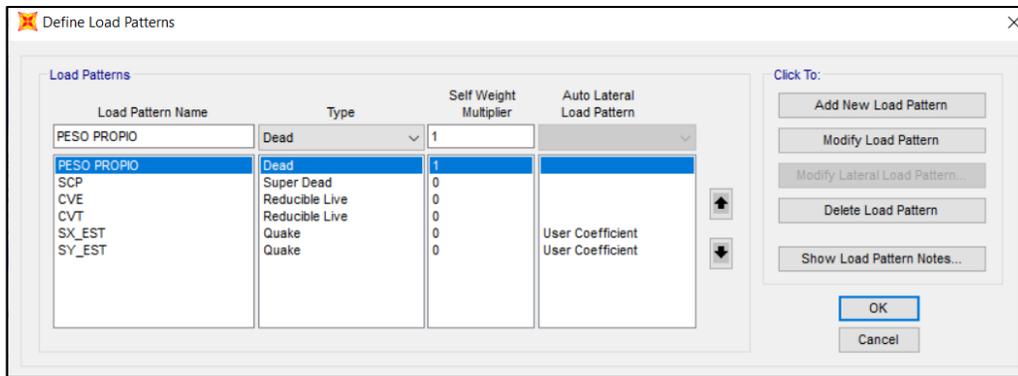


14. Se procede a realizar el análisis elástico y lineal (Estático y dinámico), para revisar las derivas que exige la norma E-030 y obtener las fuerzas cortantes que se usarán en el análisis estático no lineal Pushover.

- Análisis estático

Se definen los patrones de carga para representar el sismo estático en ambas direcciones

(SX\_EST, SY\_EST)



La fuerza cortante en la base originada por el sismo, se determina con la siguiente ecuación:

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

Dirección XX

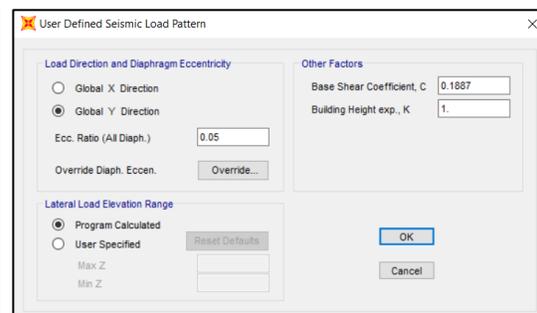
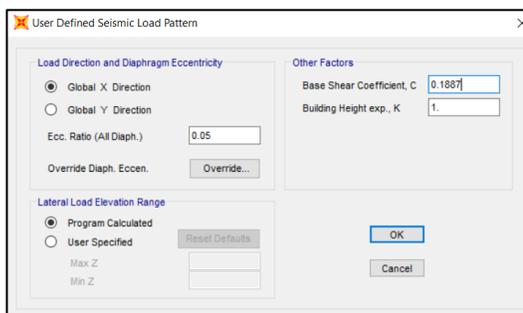
$$V_X = \frac{0.35x1.5x2.5x1.15}{8} xP$$

$$V_X = 0.1887xP$$

Dirección YY

$$V_Y = \frac{0.35x1.5x2.5x1.15}{8} xP$$

$$V_Y = 0.1887xP$$

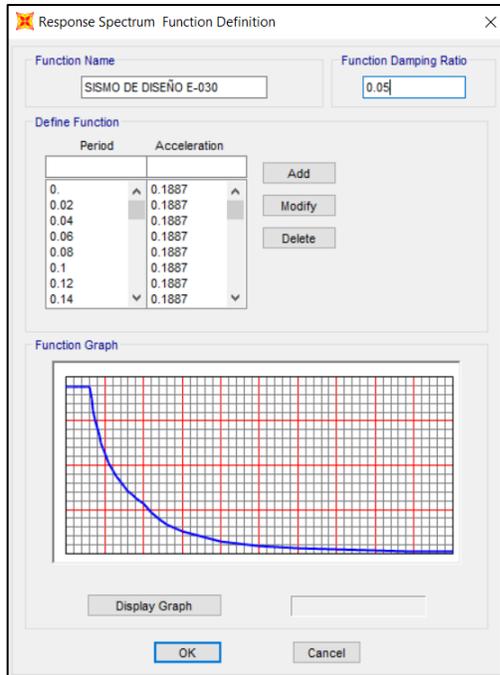


- Análisis dinámico modal espectral

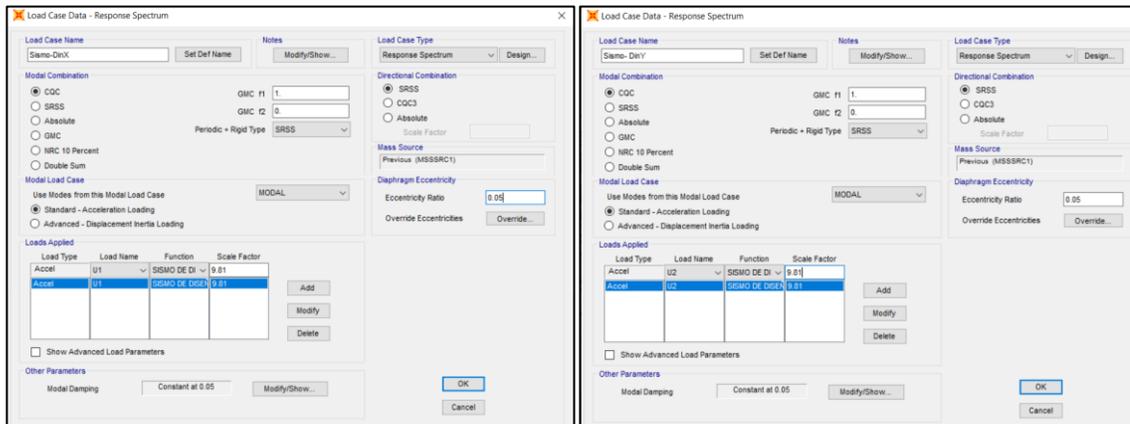
## ANÁLISIS DINÁMICO

Definimos los espectros de respuesta de diseño para ambas direcciones (Sismo-DinX, Sismo-DinY), para ello se usa la siguiente ecuación:

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

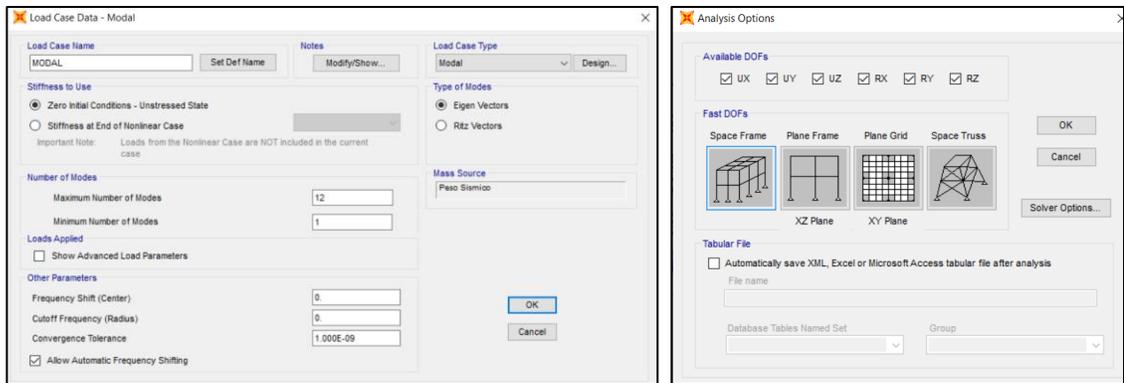


Definimos los casos de carga que representan los sismos en ambas direcciones (Sismo-DinX, Sismo-DinY).

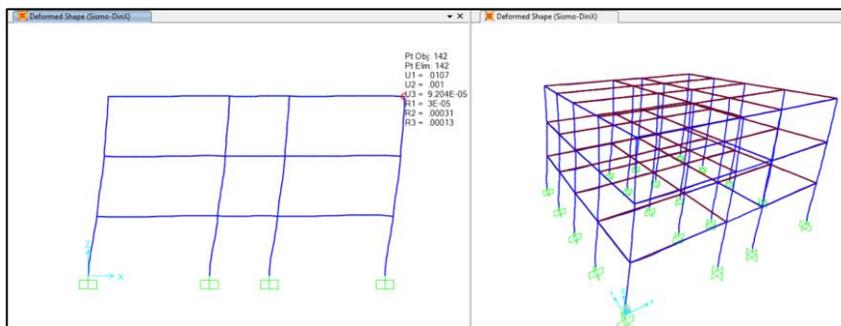


## ANÁLISIS MODAL

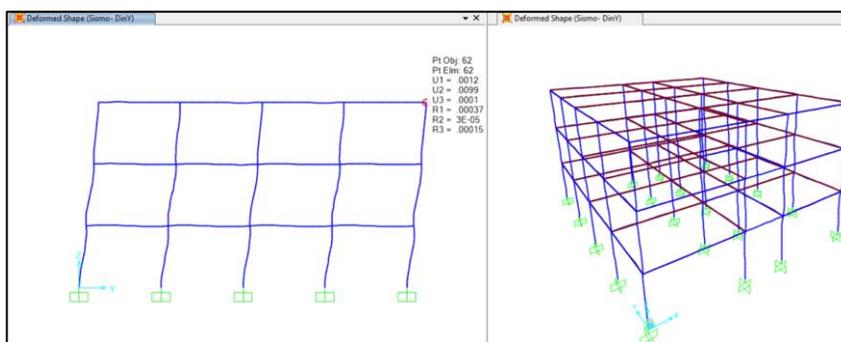
Definimos el caso modal y seleccionamos los grados de libertad a analizar en el modelo.



- Verificamos los desplazamientos y derivas de la estructura para las dos direcciones de análisis (Sismo-DinX, Sismo-DinY).
- Dirección XX



- Dirección YY



El modelado y análisis realizado hasta el momento forma parte del análisis lineal.

-Para comenzar a realizar el análisis estático no lineal pushover, es necesario tener el modelado de la estructura y su respectivo análisis lineal.

Los patrones de acciones laterales para el análisis estático no lineal pushover se pueden establecer a base de sistema de cargas laterales o sistemas de desplazamientos.

Para el presente trabajo se usarán ambos patrones de acciones laterales.

el sistema de cargas laterales se obtendrá de las fuerzas cortantes por piso originados por los sismos de diseño en cada dirección y el sistema de desplazamientos utilizados será los desplazamientos de los modos fundamentales en cada dirección.

15. Obtención del sistema de cargas laterales.

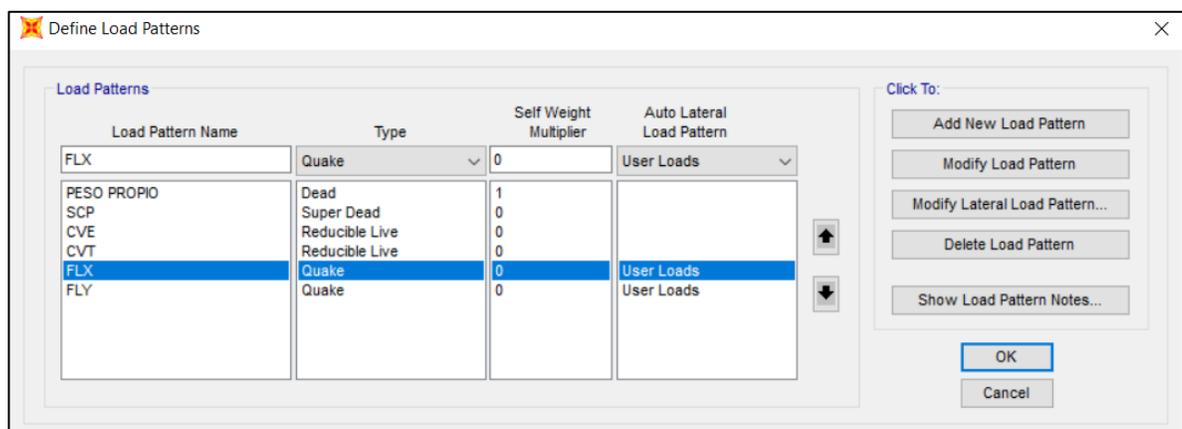
- Valores del sistema de cargas laterales en modulo Aulas

PISO	Pi (Tn)	hi (m)	Pi*hi (Tn-m)	Fi (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)
3	160.83	9.6	1543.96	49.40	49.40	<b>49.40</b>
2	267.28	6.4	1710.58	54.74	104.14	<b>54.74</b>
1	270.61	3.2	865.97	27.71	131.85	<b>27.71</b>
	698.72		4120.51			

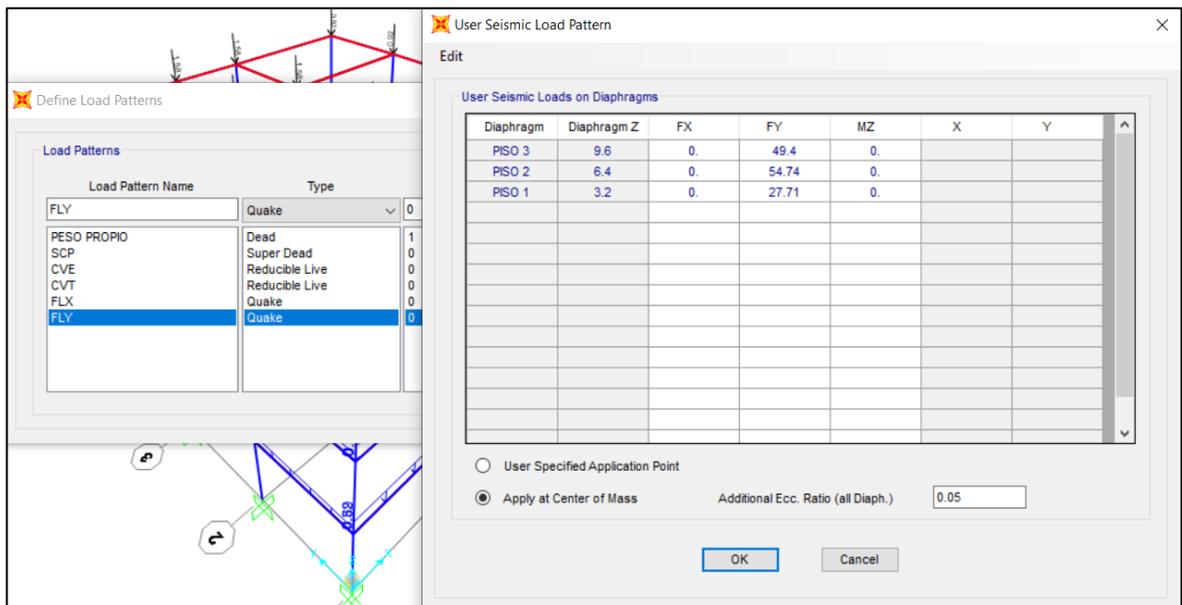
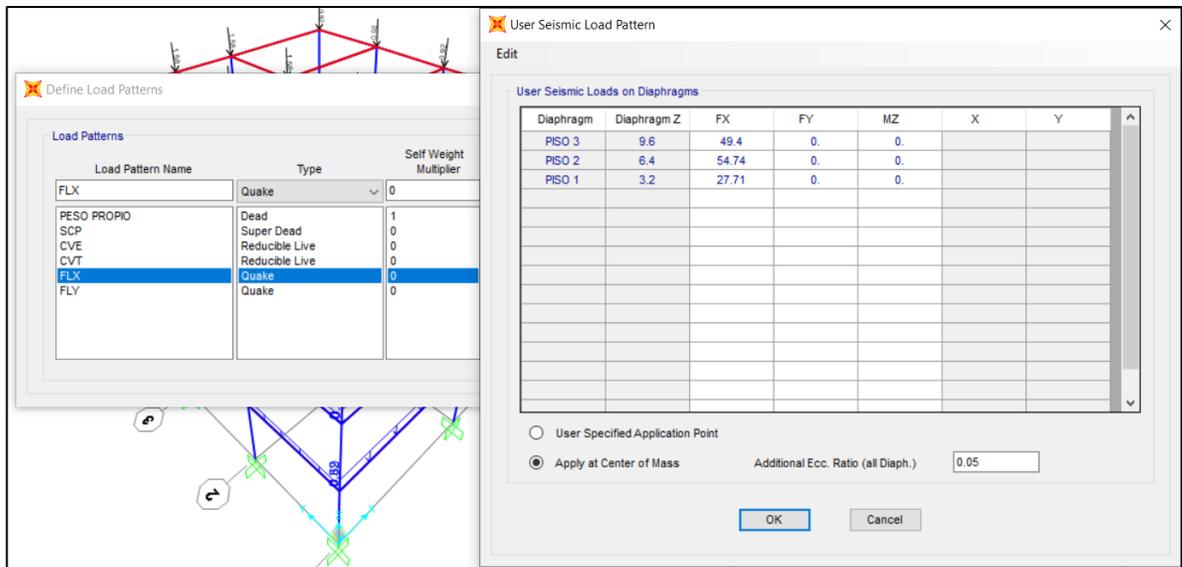
- Valores del sistema de cargas laterales en modulo Auditorio.

PISO	Pi (Tn)	hi (m)	Pi*hi (Tn-m)	Fi (Tn)	V	Fuerza Lateral (Tn)	Distribucion por Nudos	
							D/12	D/6
3	91.43	12.55	1147.41	25.48	25.48	<b>25.48</b>	2.123	4.247
2	134.96	8.825	1191.04	26.45	51.93	<b>26.45</b>	2.204	4.408
1	140.75	5.55	781.14	17.35	69.28	<b>17.35</b>	1.446	2.891
	367.13		3119.59					

- Definición y asignación del sistema de cargas laterales en las dos direcciones X, Y

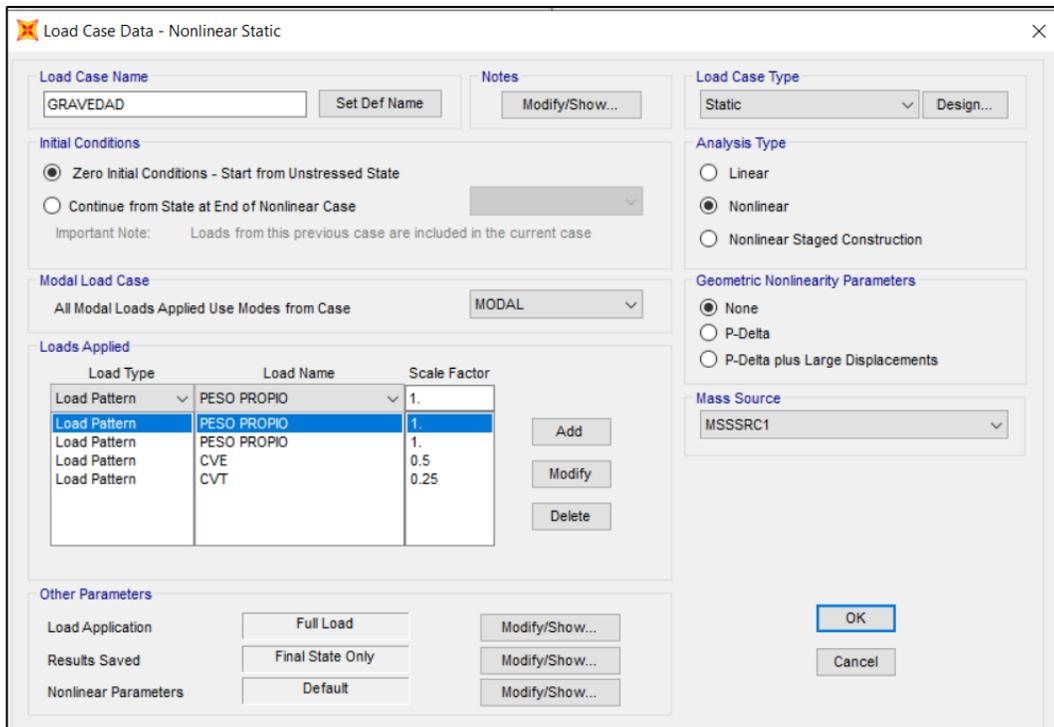


Las cargas laterales se asignarán al centro de masas de cada nivel



## 16. Definición de los casos de carga no lineal

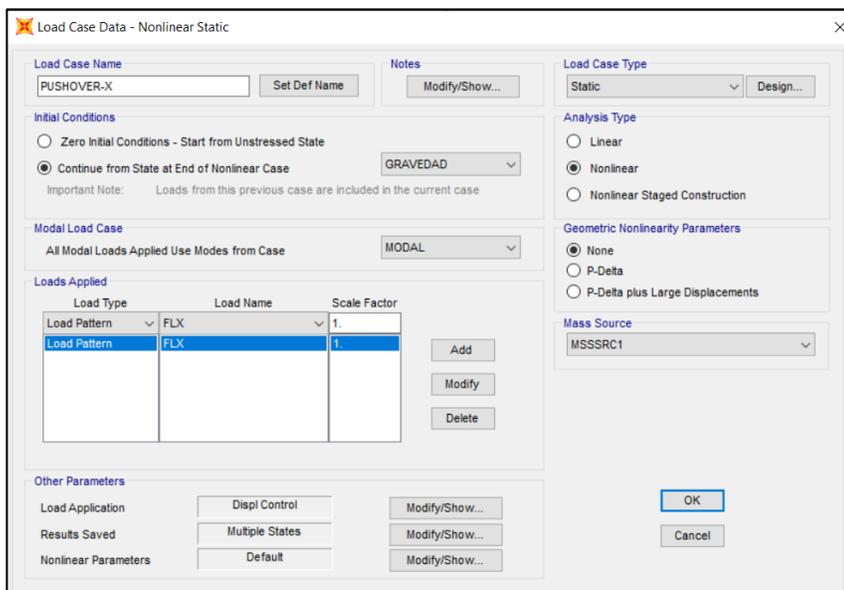
- Carga gravitacional no lineal (CGNL).

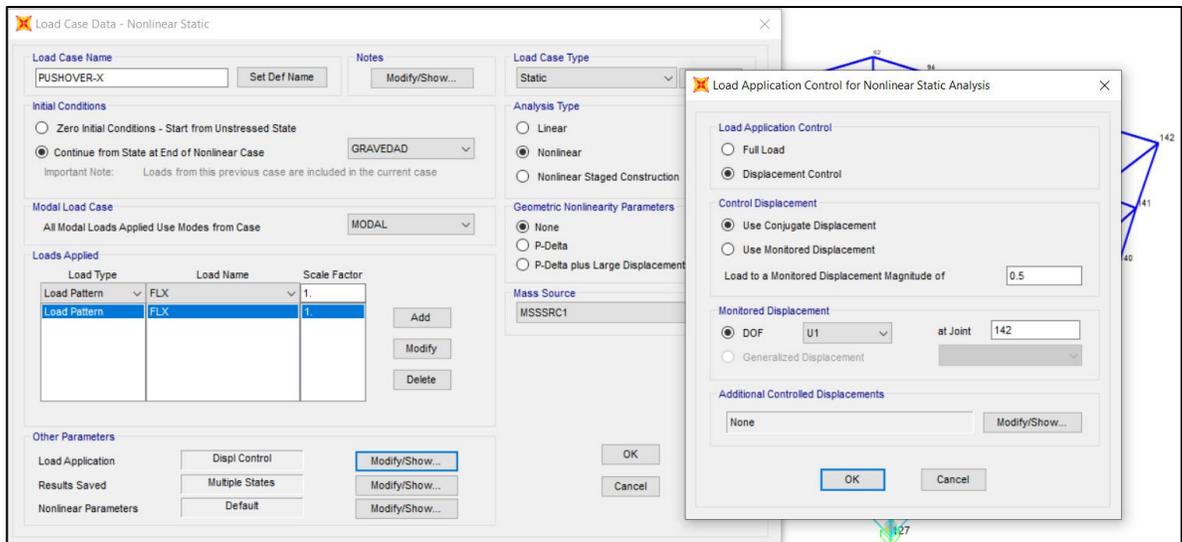


17. Análisis Estático no lineal Pushover.

✓ Dirección XX

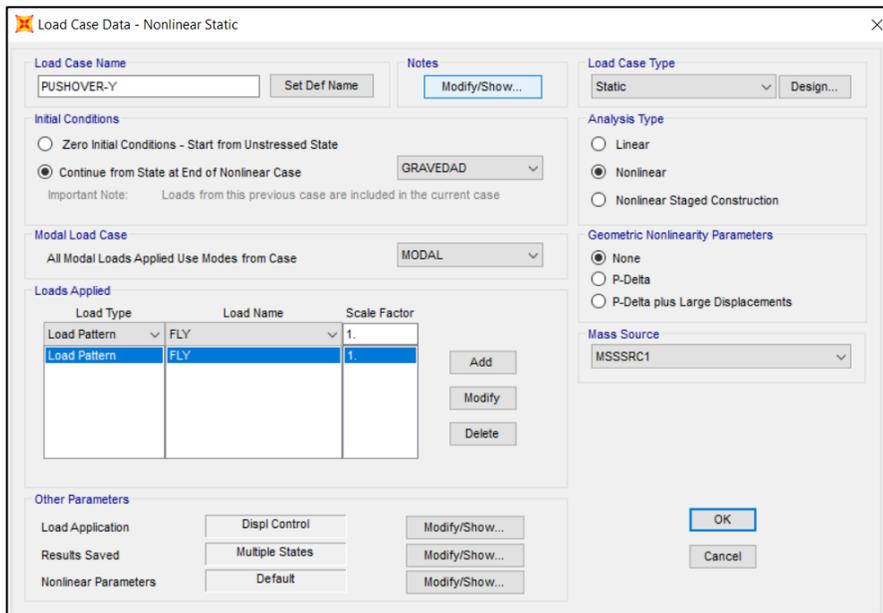
PUSHOVER\_X

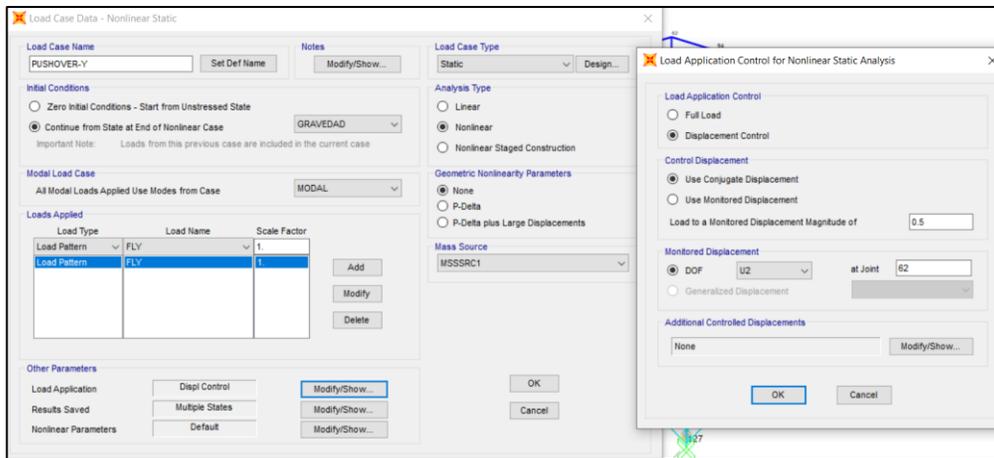




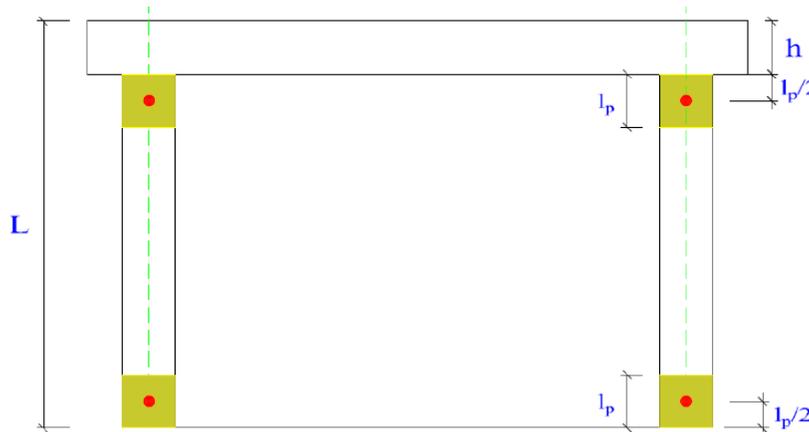
✓ Dirección YY

PUSHOVER\_Y



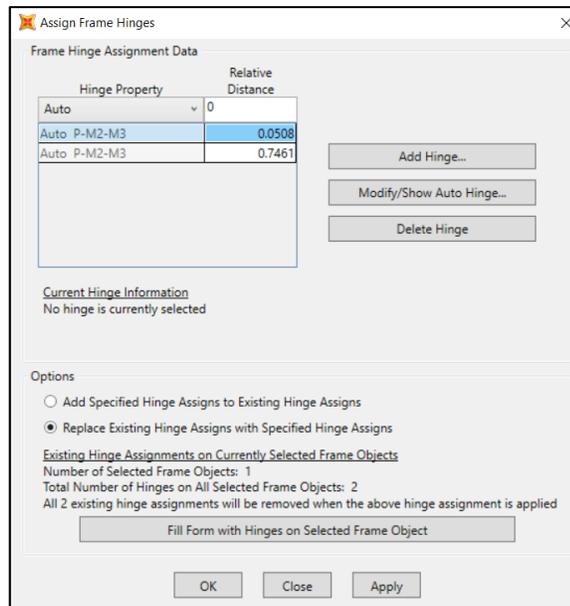


### 18. Definición de las rótulas plásticas en columnas.



Columnas del 1er, 2do nivel	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.20 m	Inicio (cm)	Final (cm)
	lp = 32.50 cm	lp = 32.50 cm
h = 0.65 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
	Pi = 5.08 %	Pj = 74.61 %
Columnas del 3er nivel	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.20 m	Inicio (cm)	Final (cm)
	lp = 30.00 cm	lp = 30.00 cm
h = 0.60 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
	Pi = 4.69 %	Pj = 76.56 %

Para columnas del 1er nivel y 2do nivel



**Assign Frame Hinges**

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto P-M2-M3	0.0508
Auto P-M2-M3	0.7461

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information  
No hinge is currently selected

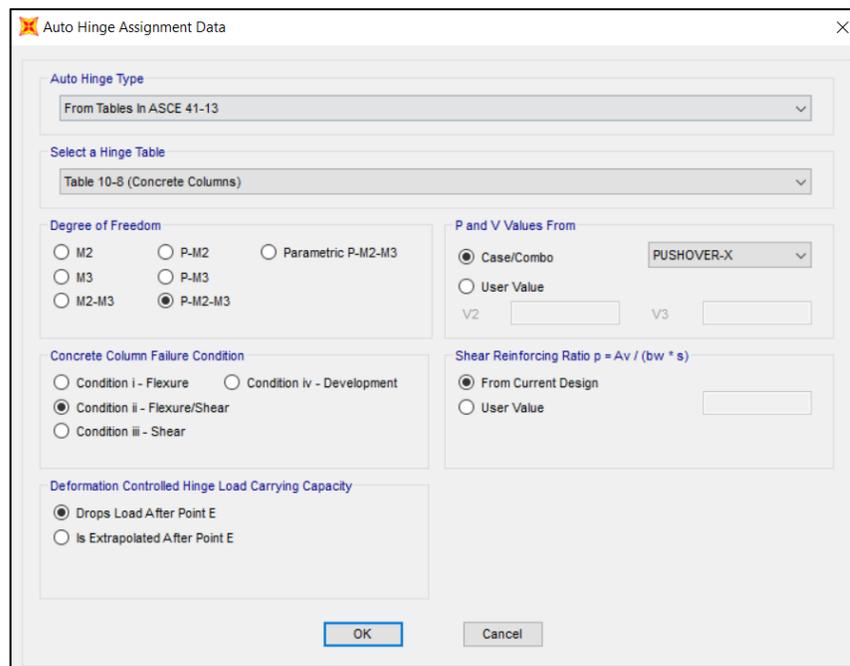
Options

- Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
- Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects  
Number of Selected Frame Objects: 1  
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2  
All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply



**Auto Hinge Assignment Data**

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom

- M2
- M3
- M2-M3
- P-M2
- P-M3
- P-M2-M3
- Parametric P-M2-M3

P and V Values From

- Case/Combo (PUSHOVER-X)
- User Value

V2:  V3:

Concrete Column Failure Condition

- Condition i - Flexure
- Condition ii - Flexure/Shear
- Condition iii - Shear
- Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$

- From Current Design
- User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Para columnas del 3er nivel.

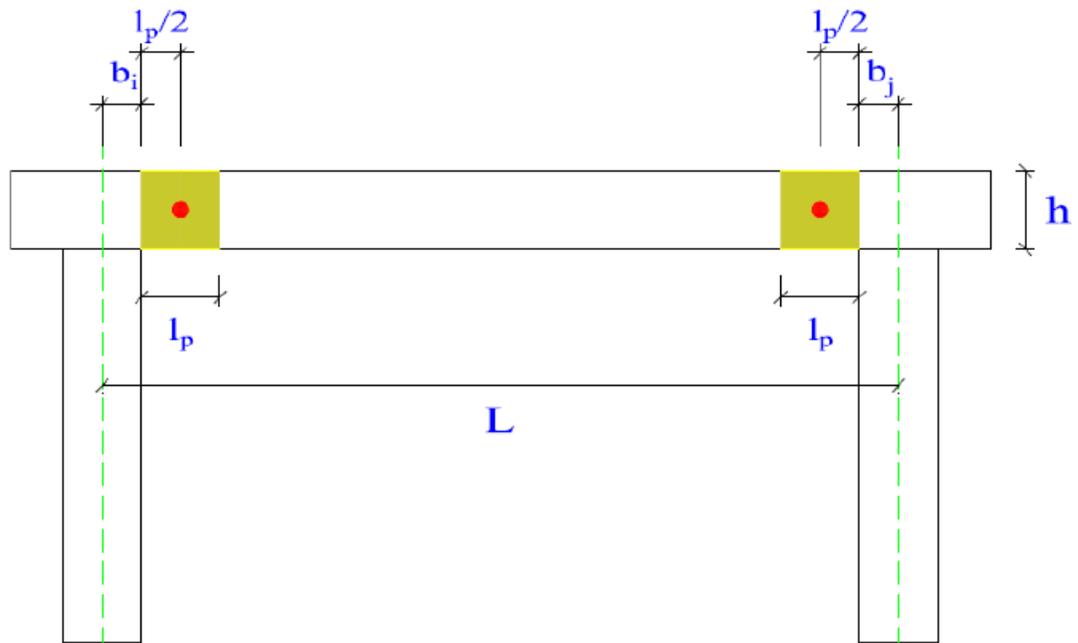
Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto P-M2-M3	0.0469
Auto P-M2-M3	0.7656

## 19. Definición de las rótulas plásticas en vigas.

Considerando que el comportamiento inelástico se concentra a la mitad de la longitud de la rótula plástica, entonces la distancia relativa de la rótula plástica en vigas se determina de la siguiente manera:

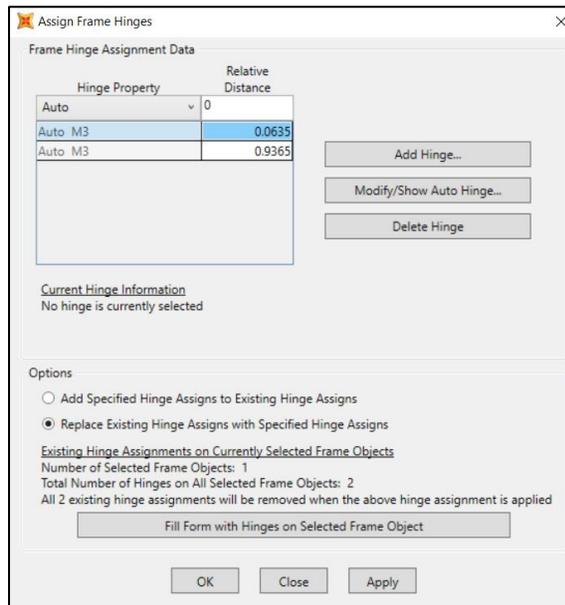
$$p_i = \frac{b_i + \frac{l_p}{2}}{L}$$

$$p_j = 1 - \frac{b_j + \frac{l_p}{2}}{L}$$



Vigas X entre los ejes A-B	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 6.50 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.65 m	l <sub>p</sub> = 32.50 cm	l <sub>p</sub> = 32.50 cm
b <sub>i</sub> = 0.25 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
b <sub>j</sub> = 0.25 m	P <sub>i</sub> = 6.35 %	P <sub>j</sub> = 93.65 %
Vigas X entre los ejes B-C	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 3.40 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.65 m	l <sub>p</sub> = 32.50 cm	l <sub>p</sub> = 32.50 cm
b <sub>i</sub> = 0.25 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
b <sub>j</sub> = 0.25 m	P <sub>i</sub> = 12.13 %	P <sub>j</sub> = 87.87 %
Vigas Y entre los ejes 1 - 5	Longitud de rótulas Plásticas	
L = 4.25 m	Inicio (cm)	Final (cm)
h = 0.50 m	l <sub>p</sub> = 25.00 cm	l <sub>p</sub> = 25.00 cm
b <sub>i</sub> = 0.20 m	Porcentaje (%)	Porcentaje (%)
b <sub>j</sub> = 0.20 m	P <sub>i</sub> = 7.65 %	P <sub>j</sub> = 92.35 %

Vigas X entre los ejes A-B.



Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto M3	0.0635
Auto M3	0.9365

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information  
No hinge is currently selected

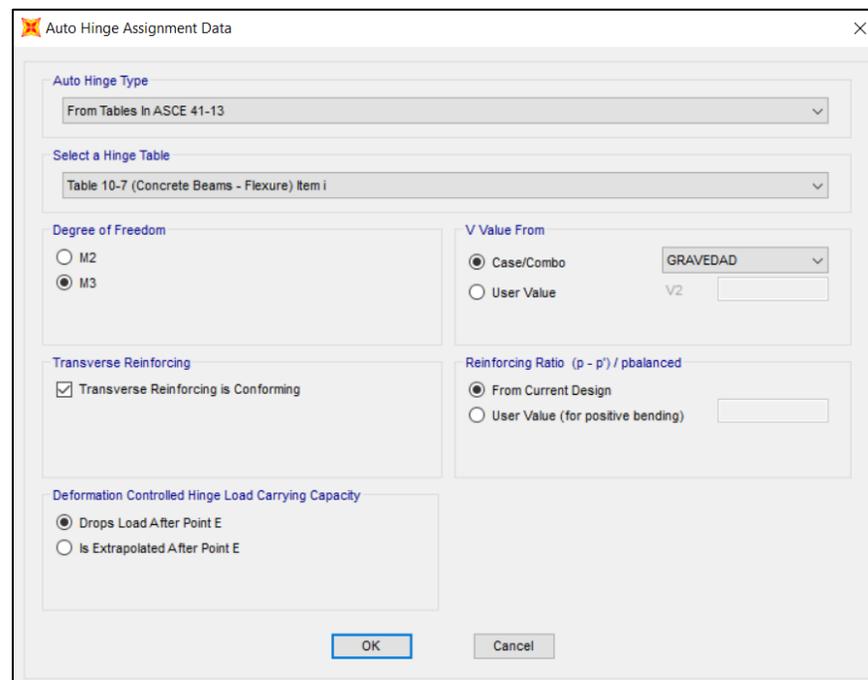
Options

- Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
- Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects  
Number of Selected Frame Objects: 1  
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2  
All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom  
 M2  
 M3

V Value From  
 Case/Combo GRAVEDAD  
 User Value V2

Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced  
 From Current Design  
 User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Vigas X entre los ejes B-C.

**Assign Frame Hinges**

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto M3	0.1213
Auto M3	0.8787

Add Hinge...  
 Modify/Show Auto Hinge...  
 Delete Hinge

Current Hinge Information  
 No hinge is currently selected

Options

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns  
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects  
 Number of Selected Frame Objects: 1  
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2  
 All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Close Apply

**Auto Hinge Assignment Data**

Auto Hinge Type  
 From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom  
 M2  
 M3

V Value From  
 Case/Combo GRAVEDAD  
 User Value V2

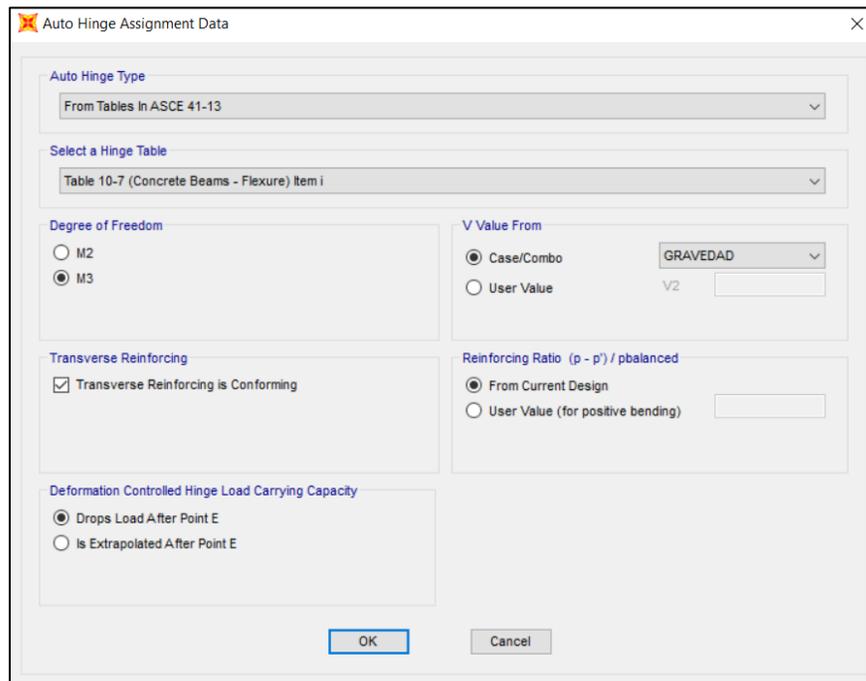
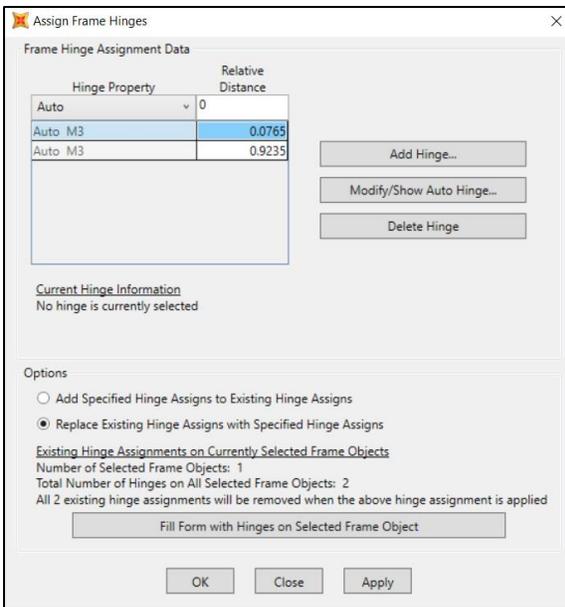
Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced  
 From Current Design  
 User Value (for positive bending)

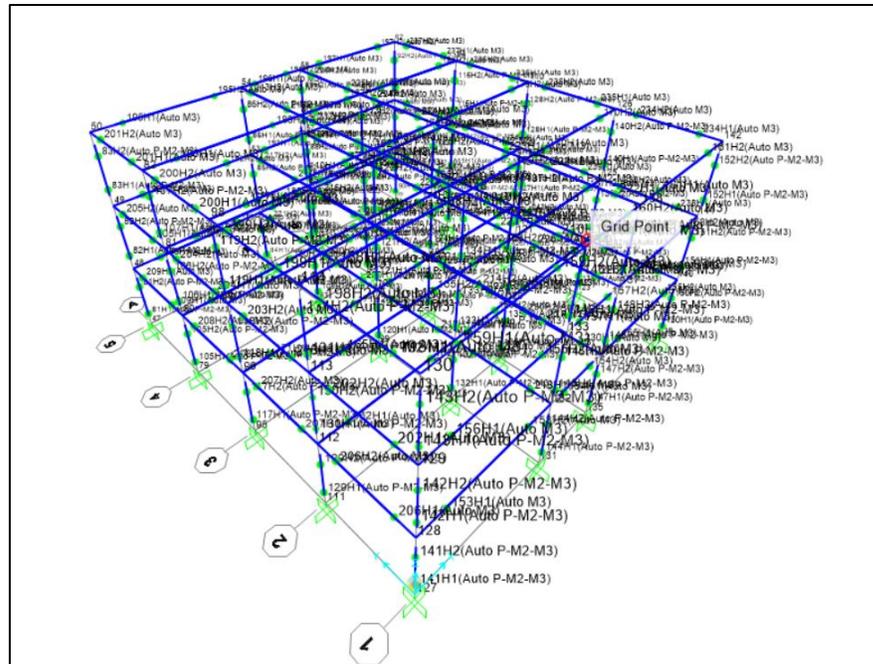
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

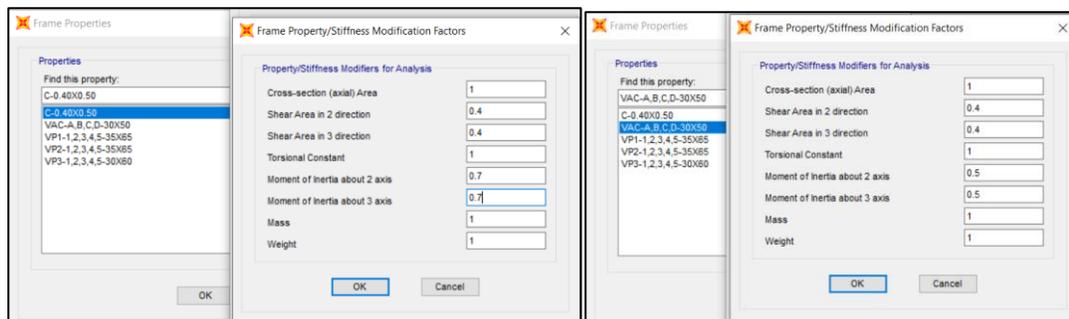
Vigas Y entre los ejes 1 – 5.



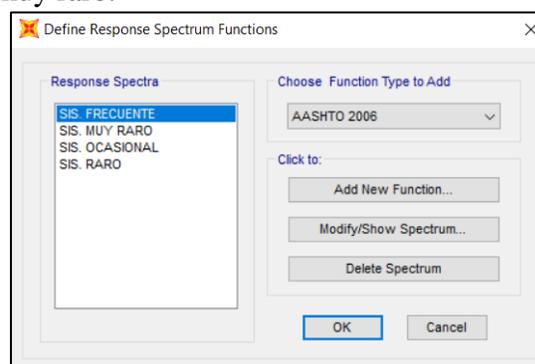
De esta forma se procede a ubicar el modelo inelástico de vigas y columnas (Rótula plástica)



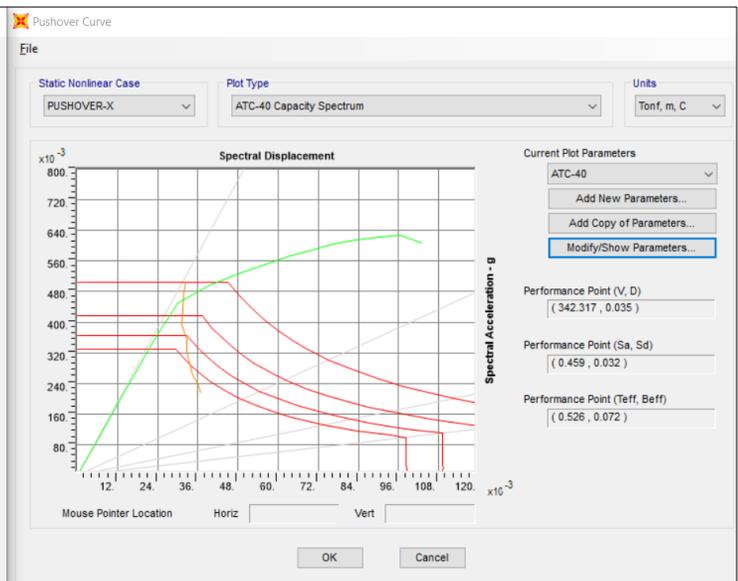
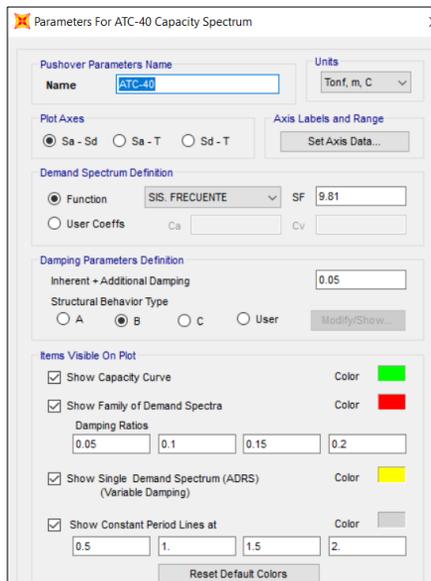
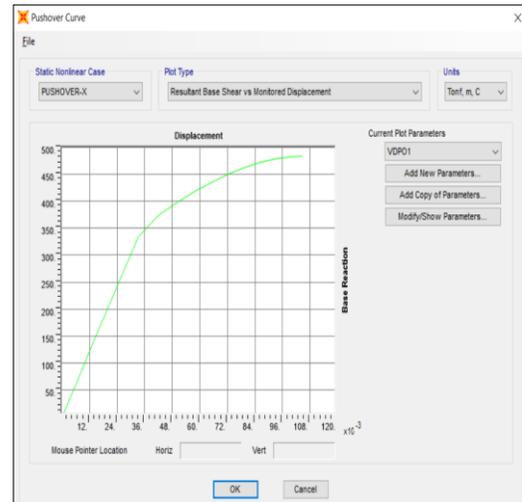
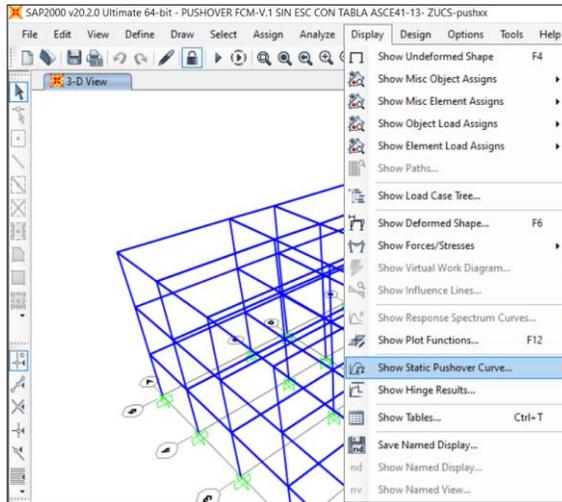
20. Para la evaluación de la estructura trabajaremos con rigideces agrietadas en vigas y columnas según la propuesta del ATC-40 en su tabla 9-3.



21. Procedemos a filtrar las demandas sísmicas: Sismo Frecuente, Sismo ocasional, Sismo raro y sismo muy raro.

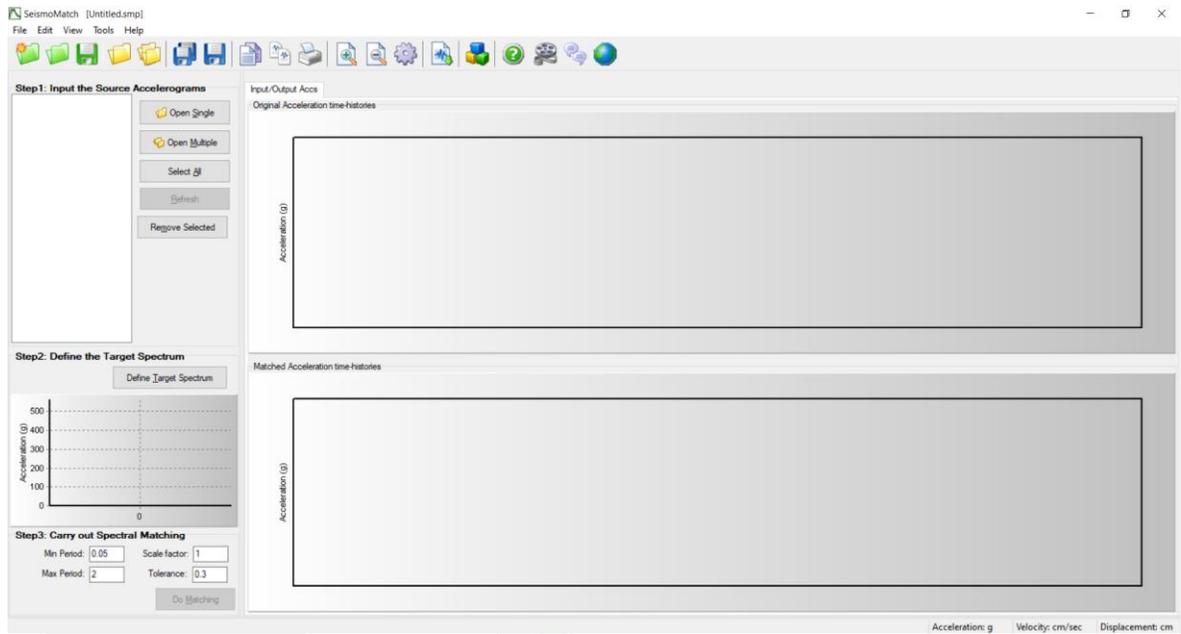


22. Después de realizar todos estos procedimientos se procede a correr el programa para obtener la curva de capacidad y los puntos de desempeño para cada demanda sísmica.

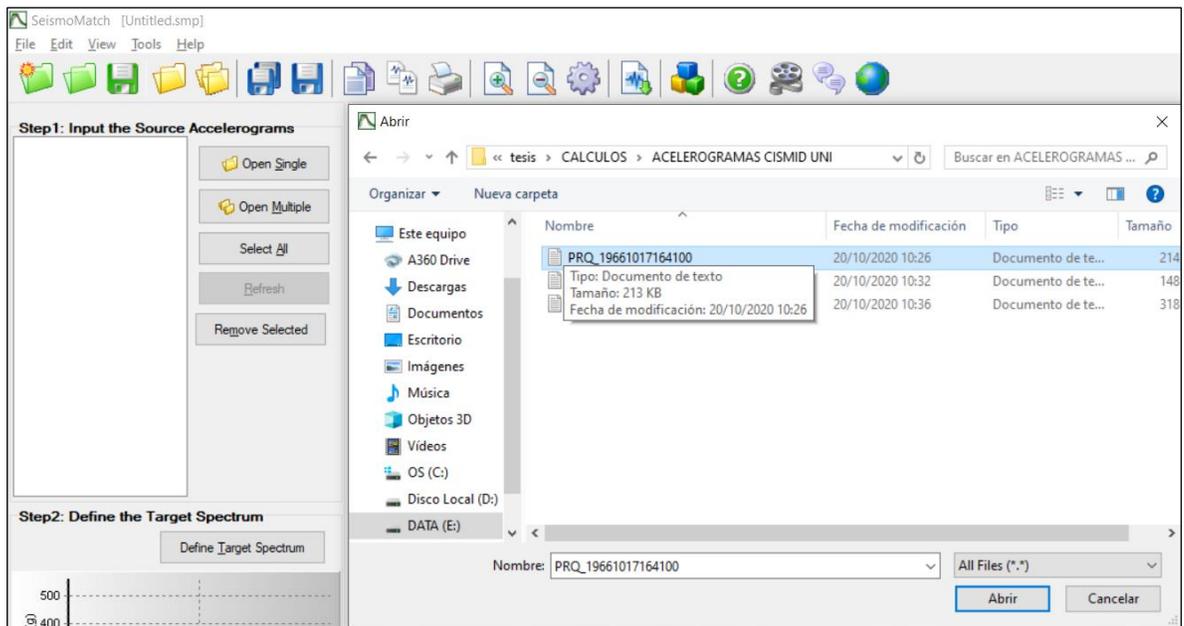


## ANEXO 02, PROCEDIMIENTO DE ESCALAMIENTO DE SISMOS

1. Abrimos el programa SeismoMatch
2. Hacer click en Open Single.

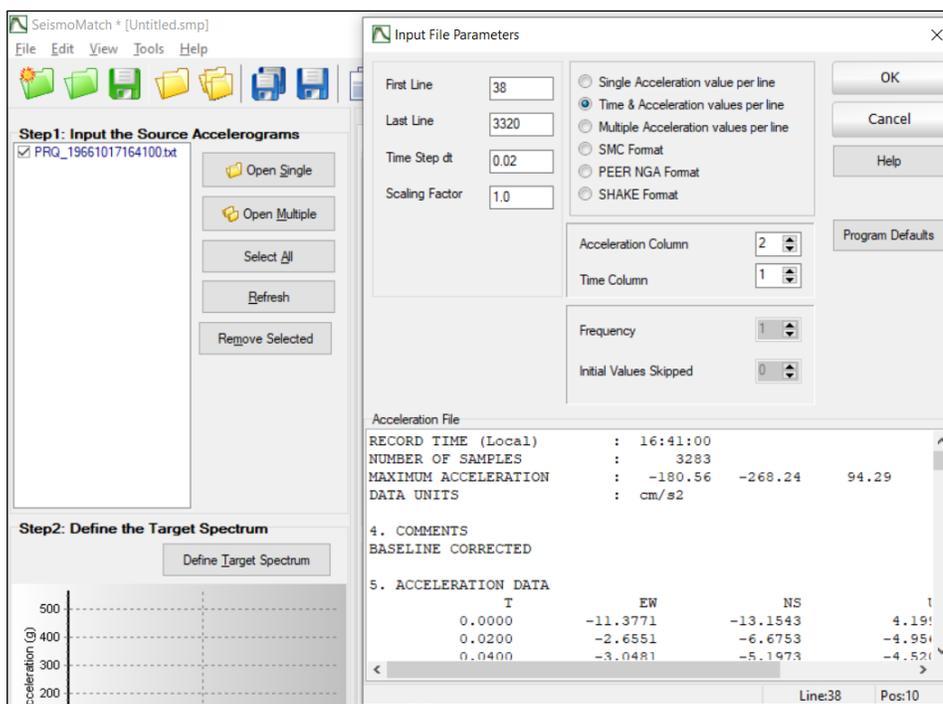


3. Buscas los registros descargados.
4. Abrimos el archivo sin filtro

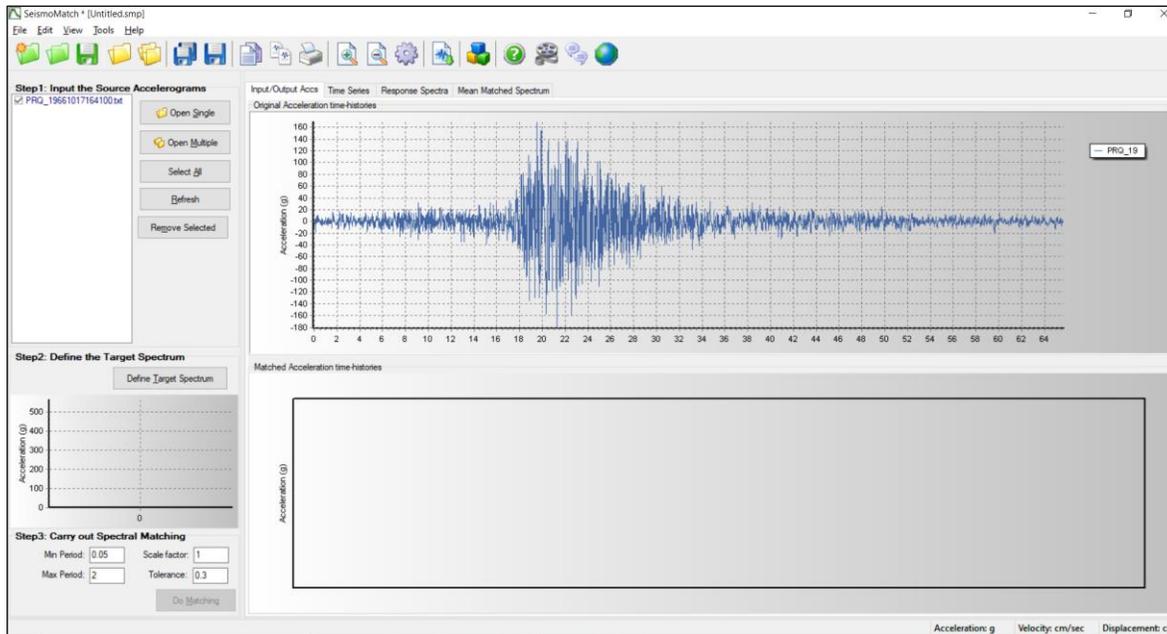


5. Los datos empiezan en la línea 38 hasta la línea 3320.
6. Los periodos están en un intervalo de 0.02.

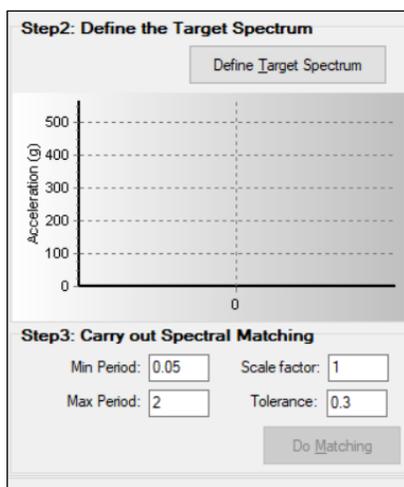
7. Para nuestro caso trabajaremos con este-oeste EW – columna 2.



8. Ya tenemos el acelograma en unidades gravedad.



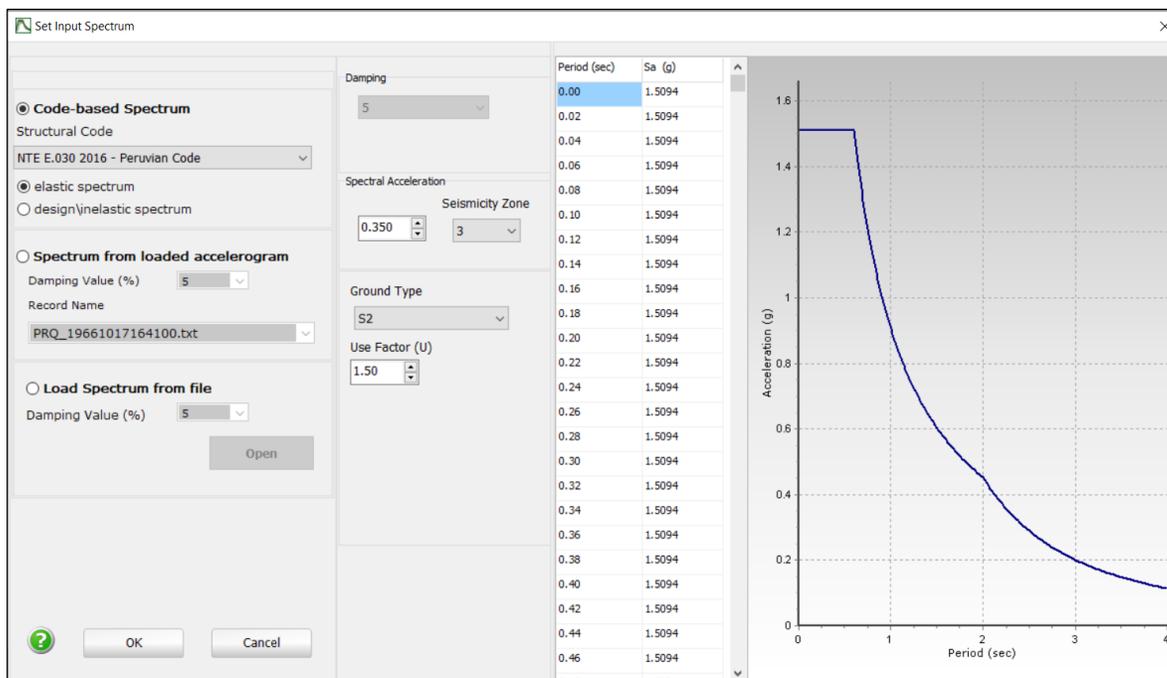
9. Definimos el espectro Objetivo.

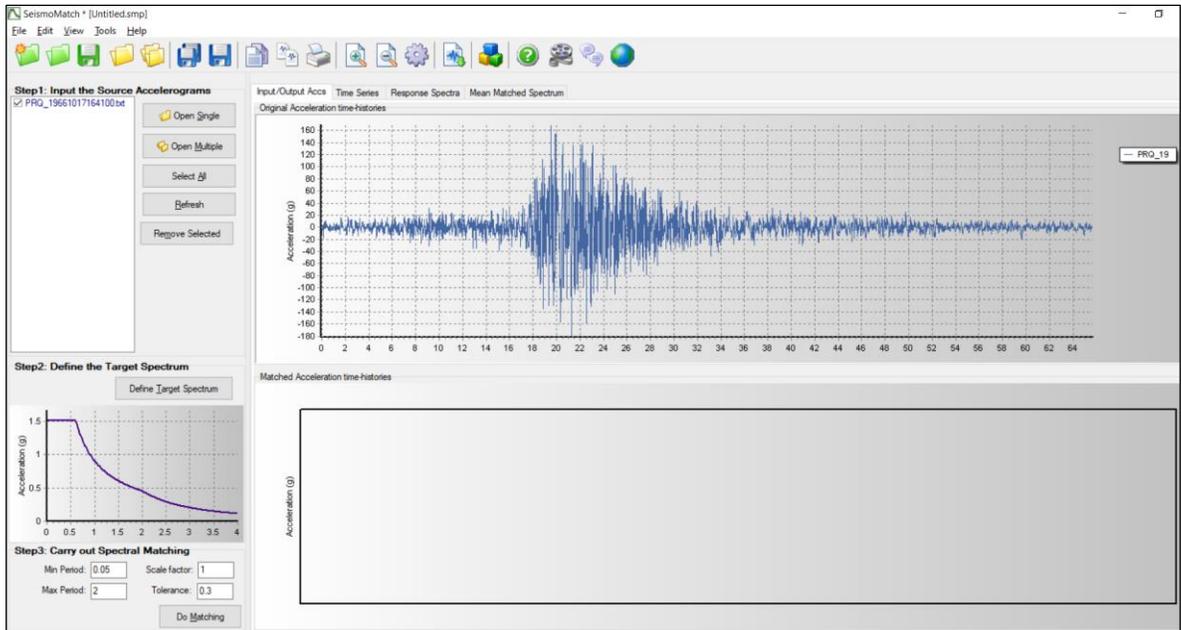


10. Hacer click en define

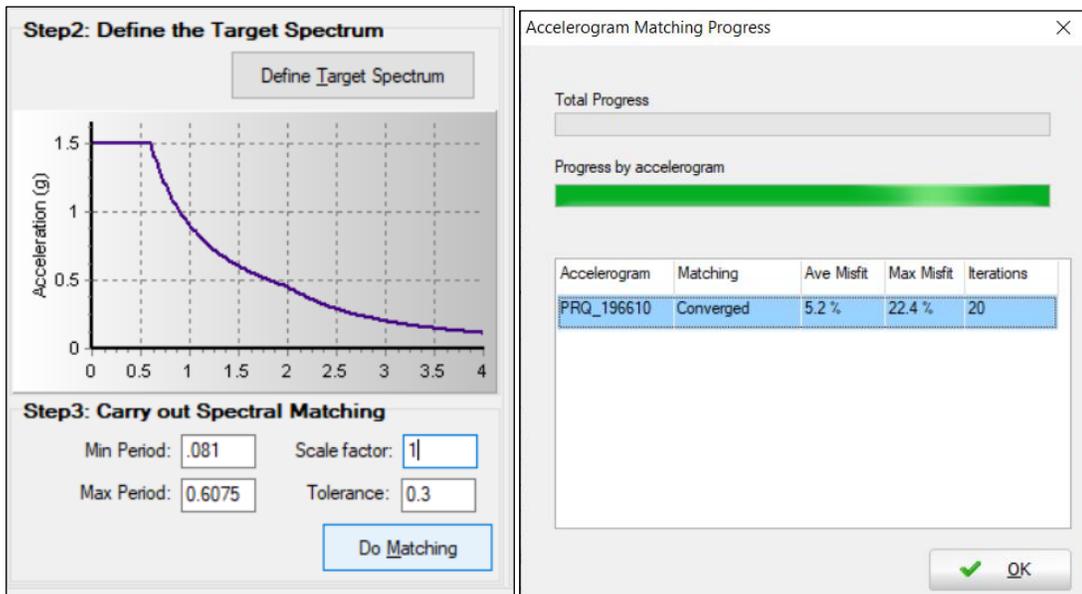
11. Ahora necesitamos nuestro espectro elástico de acuerdo a la norma R=1

12. Amortiguamiento 5%.

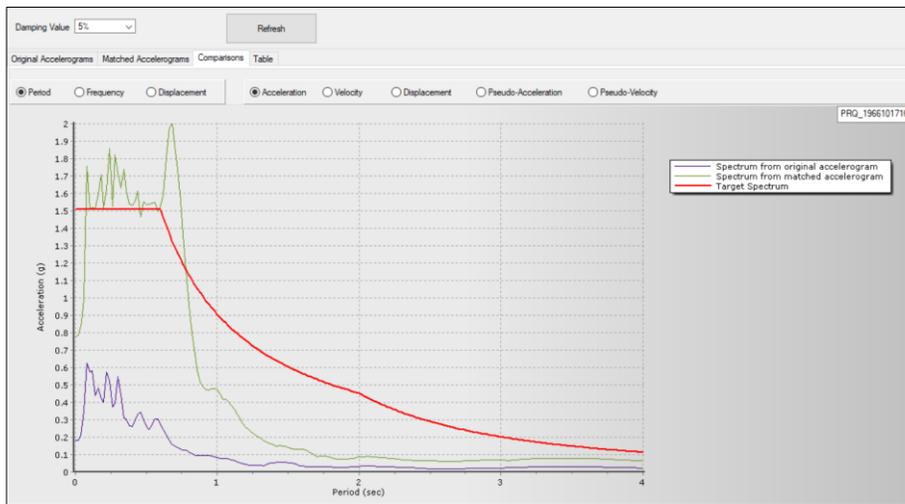
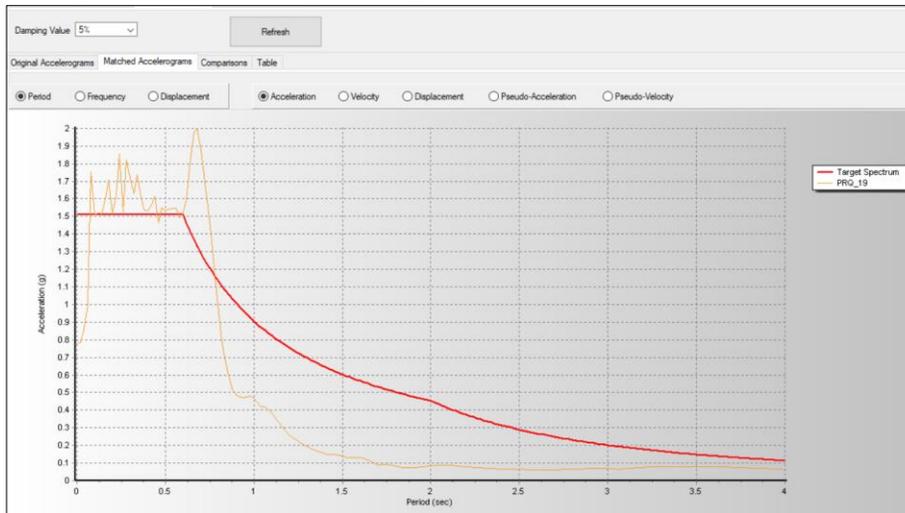




13. Tenemos el espectro cargado  $R=1$
14. Nuestro periodo fundamental de la estructura edificio 1 es  $=0.926s$
15. De acuerdo a la norma tenemos un rango de escalamiento
16. Luego realizamos el Do Matching, para realizar la compatibilización. El mínimo Periodo es  $0.2T_M$  y el máximo periodo es  $1.5T_M$ .



17. En la parte inferior tenemos el acelograma escalado.



18. Luego obtenemos los datos del sismo escalado.

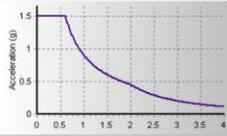
SeismoMatch [E:\tesis\CALCULOS\ESPECTROS ACCELEROGRAMAS\SISMO 1966 E-W.smp]

File Edit View Tools Help

**Step1: Input the Source Accelerograms**  
 ✓ PRQ\_19661017164100.txt

Open Single  
 Open Multiple  
 Select All  
 Refresh  
 Remove Selected

**Step2: Define the Target Spectrum**  
 Define Target Spectrum



**Step3: Carry out Spectral Matching**  
 Min Period: 0.081 Scale factor: 1  
 Max Period: 0.6075 Tolerance: 0.3  
 Do Matching

Input/Output Accs Time Series Response Spectra Mean Matched Spectrum Ground Motion Parameters

Original Accelerograms Matched Accelerograms Comparing Time Series Table

PRQ\_1966101716

Time Series from Original Accelerogram				Time Series from Matched Accelerogram			
Time (s)	Acc (g)	Vel (cm/sec)	Disp (cm)	Time (s)	Acc (g)	Vel (cm/sec)	Disp (cm)
0.00000	-0.01138	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.02000	-0.00266	-0.13766	-0.00166	0.02000	-0.03015	-0.29573	-0.00197
0.04000	-0.00305	-0.19360	-0.00496	0.04000	-0.00704	-0.66048	-0.01229
0.06000	-0.00496	-0.27218	-0.00956	0.06000	-0.00808	-0.80873	-0.02695
0.08000	0.00030	-0.31794	-0.01563	0.08000	-0.01315	-1.01694	-0.04504
0.10000	0.00362	-0.27947	-0.02171	0.10000	0.00079	-1.13818	-0.06705
0.12000	-0.01007	-0.34271	-0.02749	0.12000	0.00960	-1.03624	-0.08908
0.14000	-0.01822	-0.62027	-0.03685	0.14000	-0.02669	-1.20382	-0.11029
0.16000	0.00037	-0.79538	-0.05161	0.16000	0.04628	-1.93927	-0.14102
0.18000	0.00851	-0.70828	-0.06692	0.18000	0.00099	-2.40326	-0.18605
0.20000	-0.00225	-0.64694	-0.08012	0.20000	0.02254	-2.17247	-0.23251
0.22000	-0.00075	-0.67643	-0.09340	0.22000	-0.00597	-2.00993	-0.27341
0.24000	0.00431	-0.64150	-0.10675	0.24000	-0.00199	-2.08008	-0.31452
0.26000	-0.00083	-0.60736	-0.11907	0.26000	0.01143	-1.99552	-0.35579
0.28000	-0.00166	-0.63180	-0.13143	0.28000	-0.00221	-1.90506	-0.39435
0.30000	0.00812	-0.56844	-0.14375	0.30000	-0.00439	-1.96982	-0.43303
0.32000	0.01125	-0.37843	-0.15332	0.32000	0.02151	-1.80193	-0.47159
0.34000	0.00321	-0.23658	-0.15921	0.34000	0.02981	-1.29847	-0.50287
0.36000	-0.00144	-0.21920	-0.16362	0.36000	0.00850	-0.92260	-0.52438
0.38000	0.00026	-0.23078	-0.16817	0.38000	-0.00381	-0.87655	-0.54197
0.40000	0.00328	-0.19613	-0.17294	0.40000	0.00068	-0.90723	-0.55996
0.42000	0.00570	-0.10810	-0.17566	0.42000	0.00668	-0.81542	-0.57744

### ANEXO 03

#### A). DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS PARA EL MODULOS

#### AULAS

##### DATOS

	Direccion X	Direccion Y
$\Delta_{max} =$	0.0094	0.0086
$\Delta_{obj} =$	0.005	0.005
$B =$	1.88	1.73
$\beta_0$	5	5
$\beta_{eff}$	33.12	27.39
$BH =$	28.12	22.39
$BH =$	30%	25%

$E =$	29000.00 ksi	2.0E+07 tn/m <sup>2</sup>
$A =$	10.30 in <sup>2</sup>	6.6E-03 tn/m <sup>2</sup>
	L1	L2
$L =$	6.52 m	4.70 m
$L_{disip} =$	0.79 m	0.79 m
$L_{Brazo} =$	5.73 m	3.91 m
$K =$	23695.07 tn/m	34724.48 tn/m
$T =$	0.299 s	0.405 s
$\omega =$	21.01	15.51
$\alpha =$	0.5	0.5
$\lambda =$	3.5	3.5
$A =$	0.146	0.146
$\theta$	23	35

Piso	Peso Propio (Tn-s <sup>2</sup> /m)	$\theta$	$\cos\theta$	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i \phi_i^2$
3	16.400	23.0	0.9205	0.145854	0.031185	0.00486	0.34888
2	27.255	23.0	0.9205	0.114669	0.057501	0.01218	0.35837
1	27.595	23.0	0.9205	0.057168	0.057168	0.01207	0.09019
					$\Sigma =$	0.02911	0.79744

$$\sum C_j = \frac{\beta_H 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$$\begin{aligned} A^{1-\alpha} &= 0.3819 \\ \omega^{2-\alpha} &= 96.3303 \\ \sum C_j &= 542.72 \end{aligned}$$

Numero de disipadores por piso = 4

$$\begin{aligned} C1 \text{ x-x} &= 135.68 \text{ ton.s/m} \\ C1 \text{ x-x} & \\ \text{redondeado} &= 140 \text{ ton.s/m} \\ K &= 23695.07 \text{ tn/m} \\ \alpha &= 0.5 \end{aligned}$$

Piso	Masa (Tn-s2/m)	$\theta$	$\cos\theta$	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j$	$m_i \phi_i^2$
3	16.400	35.0	0.8192	0.1447	0.0345	0.0048	0.3434
2	27.255	35.0	0.8192	0.1102	0.0603	0.0110	0.3309
1	27.595	35.0	0.8192	0.0499	0.0499	0.0083	0.0688
$\Sigma =$						0.02399	0.74319

$$\sum C_j = \frac{\beta_H 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$$\begin{aligned} A^{1-\alpha} &= 0.3819 \\ \omega^{2-\alpha} &= 61.11 \\ \sum C_j &= 324.41 \end{aligned}$$

Numero de disipadores por piso = 4

C1 y-y = 81.10 ton.s/m

C1 y-y  
redondeado= 85 ton.s/m  
K = 34724.48 tn/m  
 $\alpha$  = 0.5

DISIPADORES EN EL EJE X			
Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
1	66.050	145.640	165
2	65.729	144.932	165
3	54.590	120.370	165
4	36.917	81.403	110
5	56.222	123.970	165
6	37.175	81.971	110
7	65.877	145.259	165
8	56.378	124.314	165
9	37.214	82.056	110
10	36.958	81.492	110
11	56.074	123.643	165
12	65.556	144.552	165
<b>MAX</b>	<b>66.050</b>	<b>145.640</b>	

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	4
165	8
<b>TOTAL</b>	<b>12</b>

DISIPADORES EN EL EJE Y			
Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
13	40.438	89.165	110
14	41.679	91.903	110
15	32.620	71.927	110
16	32.620	71.927	110
17	41.679	91.903	110
18	40.438	89.165	110
19	40.368	89.012	110
20	41.595	91.717	110
21	32.569	71.814	110
22	32.569	71.814	110
23	41.595	91.717	110
24	40.368	89.011	110
<b>MAX</b>	<b>41.595</b>	<b>91.717</b>	

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	12
<b>TOTAL</b>	<b>12</b>

## DISEÑO DE BRAZO METALICO

TIPO DE PERFIL : HSS 7.50 X 0.50

Area (in<sup>2</sup>) = 10.3

Radio (in) = 2.49

Modulo de elasticidad de acero (ksi) = 29000

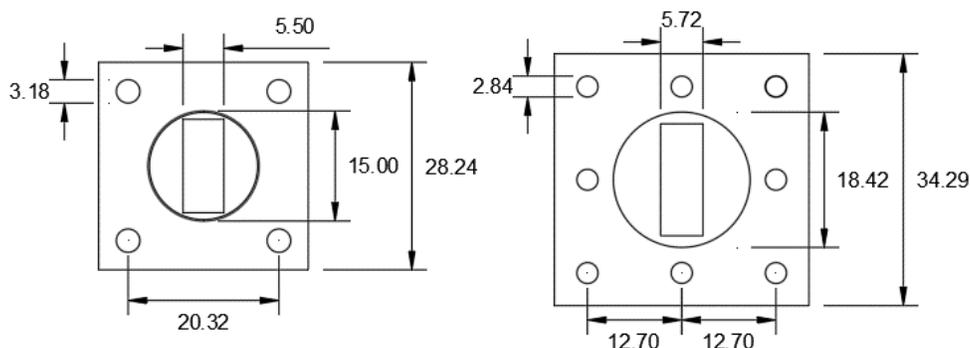
Esfuerzo de fluencia (ksi) = 35

Longitud de brazo metalico = 0.79 m

CALCULO DEL BRAZO METALICO AULAS DIRECCION X-X								
Disipador	Disipador (kip)	Longitud (m)	Long de Brazo Metalico (in)	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ØPn (tn)	ØTn	Verificacion (ØPn> Fi)
1	165	6.519	225.567	34.88	23.00	96.68	147.14	CUMPLE
2	165	6.244	214.724	38.49	23.92	100.56	147.14	CUMPLE
3	165	6.244	214.724	38.49	23.92	100.56	147.14	CUMPLE
4	110	6.265	215.551	38.19	23.85	100.27	147.14	CUMPLE
5	165	6.519	225.567	34.88	23.00	96.68	147.14	CUMPLE
6	110	6.539	226.343	34.64	22.93	96.40	147.14	CUMPLE
7	165	6.519	225.567	34.88	23.00	96.68	147.14	CUMPLE
8	165	6.519	225.567	34.88	23.00	96.68	147.14	CUMPLE
9	110	6.539	226.343	34.64	22.93	96.40	147.14	CUMPLE
10	110	6.265	215.551	38.19	23.85	100.27	147.14	CUMPLE
11	165	6.244	214.724	38.49	23.92	100.56	147.14	CUMPLE
12	165	6.244	214.724	38.49	23.92	100.56	147.14	CUMPLE

CALCULO DEL BRAZO METALICO AULAS DIRECCION Y-Y								
Disipador	Disipador (kip)	Longitud (m)	Long de Brazo Metalico (in)	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ØPn (tn)	ØTn	Verificacion (ØPn> Fi)
13	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
14	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
15	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
16	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
17	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
18	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
19	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
20	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
21	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
22	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
23	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE
24	110	4.702	154.031	74.80	28.77	120.97	147.14	CUMPLE

## Diseño de la conexión Brazo Metalico – Disipador



Disipador (kip)	Dh (in)	db (in) calc.	db (in) redondeado.	Area del Perno (in <sup>2</sup> )	Arandelas (th) in	Grip de Base (in)	Long. Perno (in)	Long. Perno (cm)	Resistencia de diseño perno $\phi R_n$ (kip)	Verificacion ( $\phi R_n > F_i$ )
110	1.25	1.19	1 1/8	0.884	0.177	1.50	4.60	11.69	79.52	CUMPLE
165	1.12	1.06	1	0.785	0.177	2.40	6.40	16.27	70.69	CUMPLE

## DISEÑO DEL PERNO DE CONEXIÓN (A490)

Disipador (kip)	Perno (in)	Resistencia de diseño perno $\phi R_n$ (ksi)	Fuerza cortante maxima $\phi P_n$ (kip)
110	1 1/2	90.00	159.04
165	1 1/2	90.00	159.04

## B). DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS PARA EL MODULOS

### AUDITORIO

<u>DATOS</u>			
	Direccion X		Direccion Y
$\Delta_{max} =$	0.0248		0.0347
$\Delta_{obj} =$	0.005		0.005
$B =$	4.96		6.94
$\beta_0$	5		7
$\beta_{eff}$	123.97		164.02
$BH =$	118.97		159.02
$BH =$	40%		40%

E =	29000.00 ksi		2E+07 tn/m2
A =	10.30 in2		6.6E-03 m2
	L1		L2
L =	6.64 m		5.14 m
L disip =	0.79 m		0.79 m
L Brazo =	5.85 m		4.35 m
K =	23209.01 tn/m		31248.04 tn/m
	X-X		Y-Y
T =	0.559 s		0.760 s
ω =	11.24		8.27
α =	0.5		0.5
λ =	3.5		3.5
A =	0.146		0.146
θ	42		51

Table C9-4 Values of Parameter λ

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Figura 46: Imagen de la Tabla 11.  
Fuente: FEMA 274.

Piso	Peso Propio (Tn-s2/m)	θ	cosθ	φ i	φ rj	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j$	$m_i \phi_i^2$
3	2.997	46.2	0.6925	0.145854	0.031185	0.00317	0.06376
2	4.479	38.0	0.7880	0.114669	0.057501	0.00965	0.05889
1	13.840	51.0	0.6293	0.057168	0.057168	0.00682	0.04523
					Σ =	0.01964	0.16788

$$\sum C_j = \frac{\beta_H 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$$A^{1-\alpha} = 0.3819$$

$$\omega^{2-\alpha} = 37.6836$$

$$\sum C_j = 88.32$$

Numero de disipadores por piso = 4

C1 x-x = 22.08 ton.s/m

C1 x-x redondeado = 25 ton.s/m

K = 23209.01 tn/m

$$\alpha = 0.5$$

Piso	Masa (Tn-s2/m)	$\theta$	$\cos\theta$	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i \phi_i^2$
3	2.997	37.0	0.7986	0.144711	0.034518	0.00458	0.06276
2	4.479	29.0	0.8746	0.110193	0.060258	0.01210	0.05439
1	13.840	42.0	0.7431	0.049935	0.049935	0.00715	0.03451
					$\Sigma =$	0.02382	0.15166

$$\sum C_j = \frac{\beta_H 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}\theta_j)}$$

$$A^{1-\alpha} = 0.3819$$

$$\omega^{2-\alpha} = 23.77$$

$$\sum C_j = 41.50$$

Numero de disipadores por piso = 2

$$C1 \text{ y-y} = 20.75 \text{ ton.s/m}$$

$$C1 \text{ y-y redondeado} = 15 \text{ ton.s/m}$$

$$K = 31248.04 \text{ tn/m}$$

$$\alpha = 0.5$$

DISIPADORES EN EL EJE X			
Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
1	23.410	51.619	110
2	24.290	53.559	110
3	75.460	166.389	220
4	76.750	169.234	220
5	14.910	32.877	110
6	14.410	31.774	110
7	29.340	64.695	110
8	29.340	64.695	110
9	72.570	160.017	165
10	72.590	160.061	165
11	52.080	114.836	165
12	52.090	114.858	165
<b>MAX</b>	<b>76.750</b>	<b>169.234</b>	

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	6
165	4
220	2
<b>TOTAL</b>	<b>12</b>

### DISIPADORES EN EL EJE Y

Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (Kip)	Disipador (kip)
13	90.150	198.781	220
14	25.930	57.176	110
15	21.570	47.562	110
16	89.930	198.296	220
17	25.860	57.021	110
18	21.520	47.452	110
<b>MAX</b>	<b>90.150</b>	<b>198.781</b>	

Fuerza (Kip)	Numero de dispositivos
110	4
220	2
<b>TOTAL</b>	<b>6</b>

### DISEÑO DE BRAZO METALICO

PERFIL METALICO TIPO: **HSS 7.50 X 0.50**

**Area (in<sup>2</sup>)** = 10.3

**Radio (in)** = 49

**Modulo de elasticidad de acero (ksi)** = 29000

**Esfuerzo de fluencia (ksi)** = 35

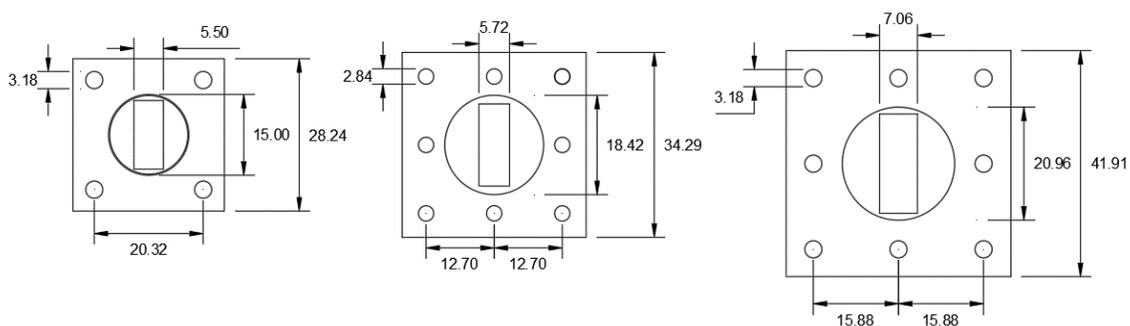
**Longitud de brazo metalico** = 0.79 m

#### CALCULO DEL BRAZO METALICO AUDITORIO DIRECCION X-X

Disipador	Disipador (kip)	Longitud (m)	Long de Brazo Metalico (in)	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ØPn (tn)	ØTn	Verificacion (ØPn > Fi)
1	110	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
2	110	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
3	220	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
4	220	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
5	110	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE
6	110	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE
7	110	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
8	110	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
9	165	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
10	165	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
11	165	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE
12	165	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE

CALCULO DEL BRAZO METALICO AUDITORIO DIRECCION Y-Y								
Disipador	Disipador (kip)	Longitud (m)	Long de Brazo Metalico (in)	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ØPn (tn)	ØTn	Verificacion (ØPn > Fi)
13	220	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
14	110	6.050	207.087	41.38	24.57	103.27	147.14	CUMPLE
15	110	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
16	220	5.124	170.618	60.96	27.52	115.71	147.14	CUMPLE
17	110	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE
18	110	5.670	192.126	48.08	25.81	108.49	147.14	CUMPLE

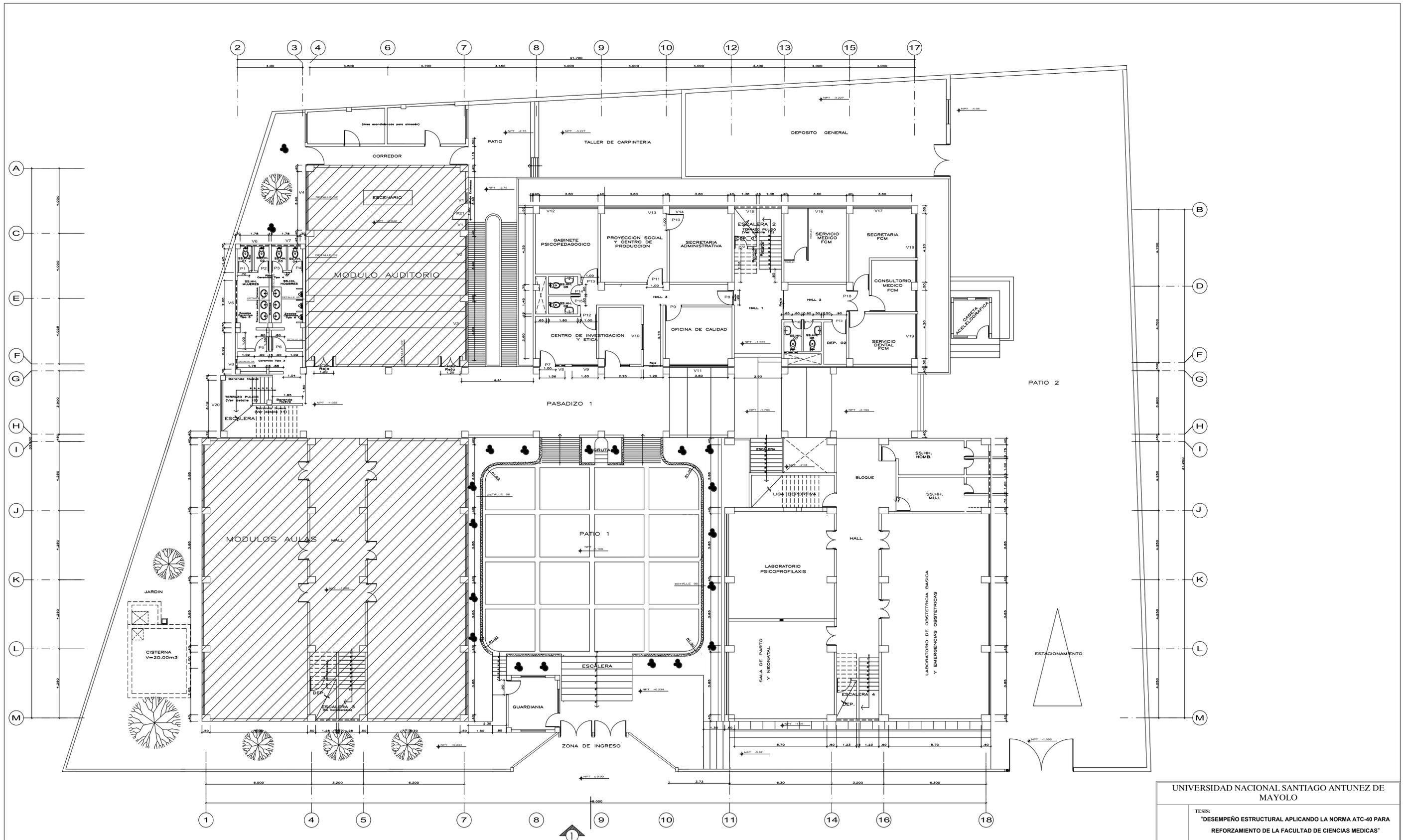
### Diseño de la conexión Brazo Metalico – Disipador



Disipador (kip)	Dh (in)	db (in) calc.	db (in) redondeado.	Area del Perno (in <sup>2</sup> )	Arandelas (th) in	Grip de Base (in)	Long. Perno (in)	Long. Perno (cm)	Resistencia de diseño perno ØRn (kip)	Verificacion (ØRn > Fi)
110	1.25	1.1875	1 1/8	0.884	0.177	1.50	4.60	11.69	79.52	CUMPLE
165	1.12	1.0575	1	0.785	0.177	2.40	6.40	16.27	70.69	CUMPLE
220	1.25	1.1875	1 1/8	0.884	0.177	3.00	7.60	19.31	79.52	CUMPLE

### DISEÑO DEL PERNO DE CONEXIÓN (A490)

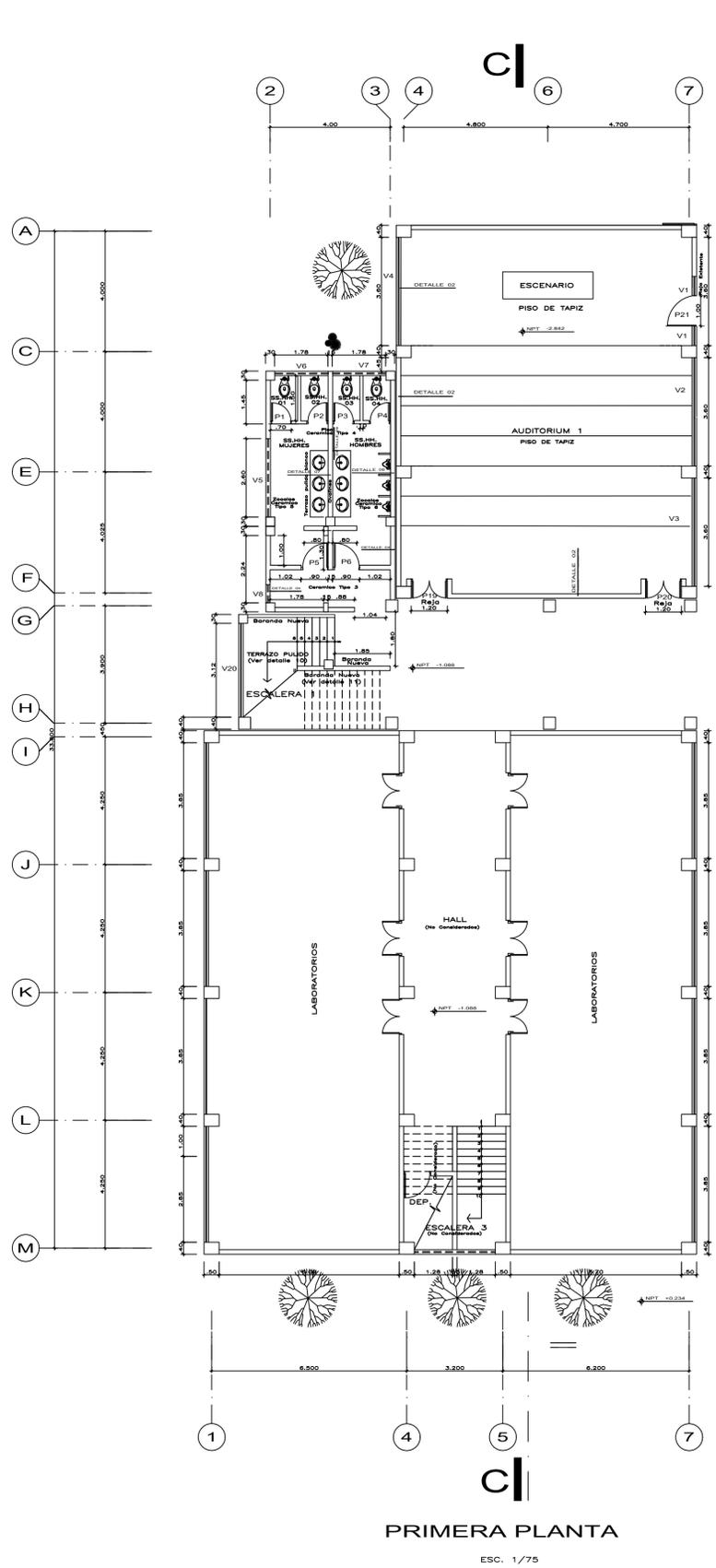
Disipador (kip)	Perno (in)	Resistencia de diseño perno ØRn (ksi)	Fuerza cortante maxima ØPn (kip)
110	1 1/2	90.00	159.04
165	1 1/2	90.00	159.04
220	2	90.00	282.74



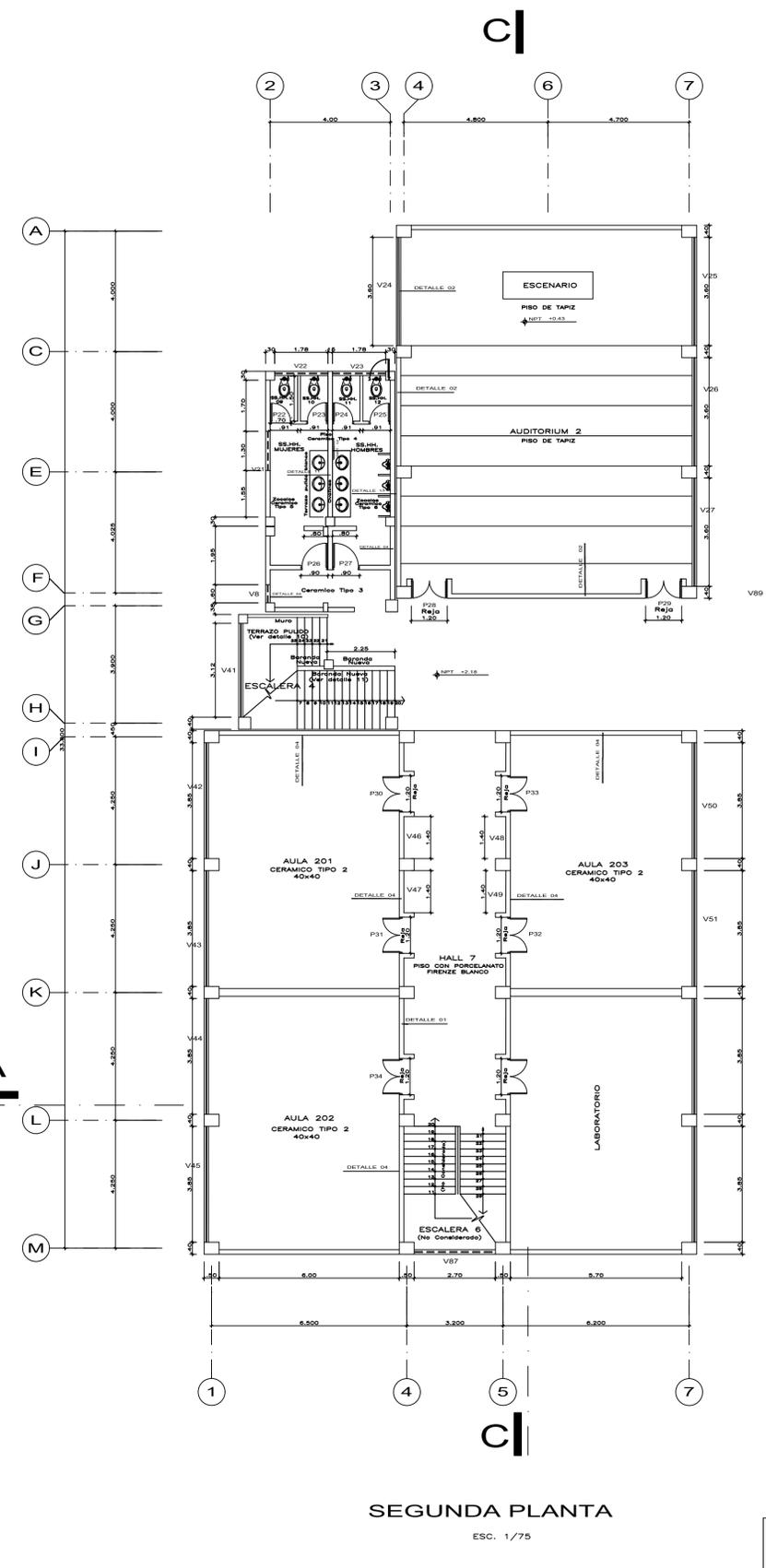
PLANTA GENERAL FACULTAD DE CIENCIAS MEDICAS

ESC. 1/75

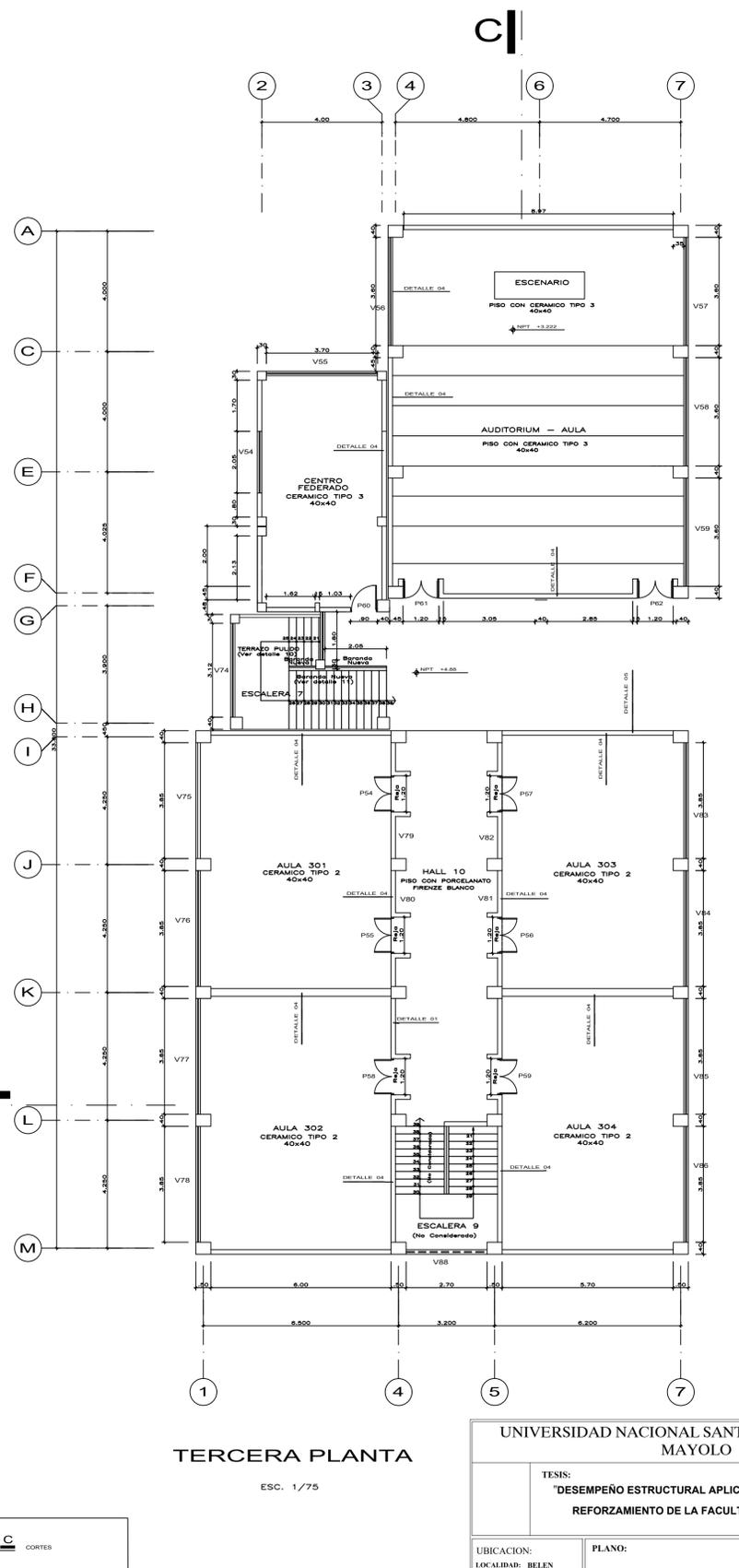
UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO			
TESIS: "DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA REFORZAMIENTO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS MEDICAS"			
UBICACION: LOCALIDAD : BELEN DISTRITO : HUARAZ PROVINCIA : HUARAZ REGION : ANCASH	PLANO: <b>PLANTA GENERAL FCM Y          MODULOS DE ESTUDIO</b>	LAMINA: <b>PG-01</b>	
DIBEJO:	TOPOGRAFO:	FECHA: JUNIO - 2022	ESCALA: INDICADA



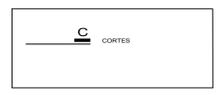
**PRIMERA PLANTA**  
ESC. 1/75



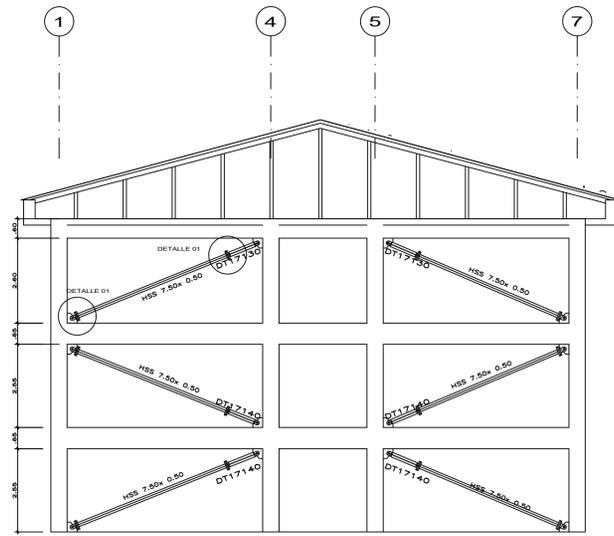
**SEGUNDA PLANTA**  
ESC. 1/75



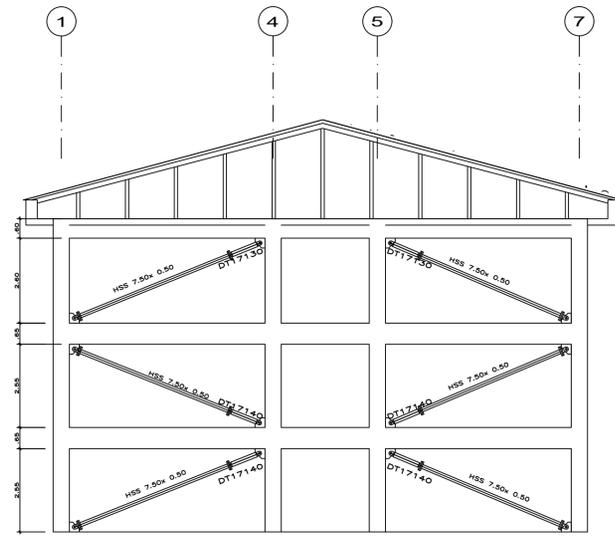
**TERCERA PLANTA**  
ESC. 1/75



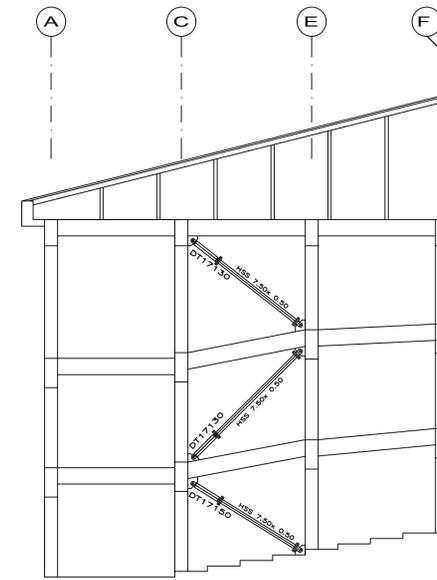
UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO			
TESIS: "DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA REFORZAMIENTO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS MEDICAS"			
UBICACION: LOCALIDAD: BELEN DISTRITO: HUARAZ PROVINCIA: HUARAZ REGION: ANCASH	PLANO: <b>ARQUITECTURAS PLANTA</b>	LAMINA: <b>A-01</b>	
DIBUJO: FCSM	TESISTA: FCSM	FECHA: JUNIO - 2022	ESCALA: INDICADA



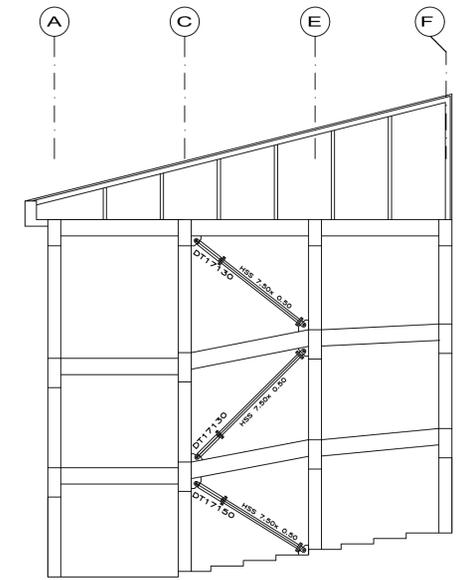
DISIPADORES DE ENERGIA EJE M



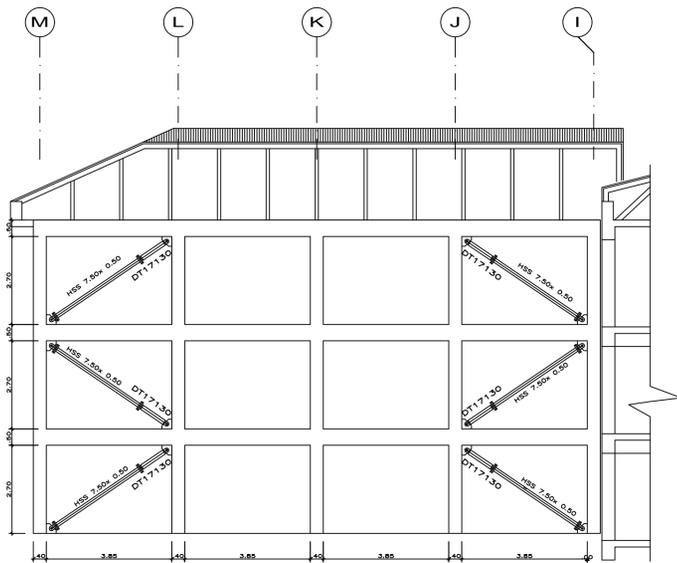
DISIPADORES DE ENERGIA EJE I



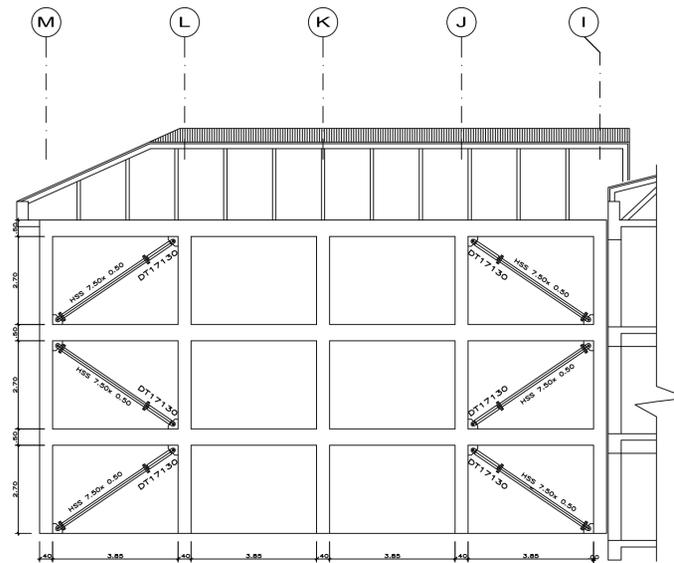
DISIPADORES DE ENERGIA EJE 4



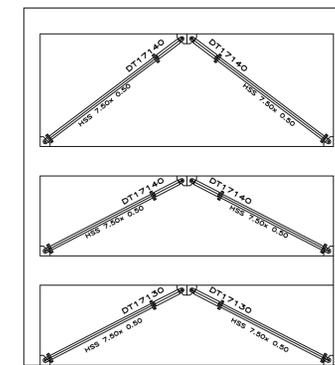
DISIPADORES DE ENERGIA EJE 7



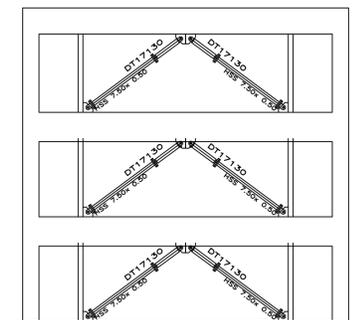
DISIPADORES DE ENERGIA EJE 1



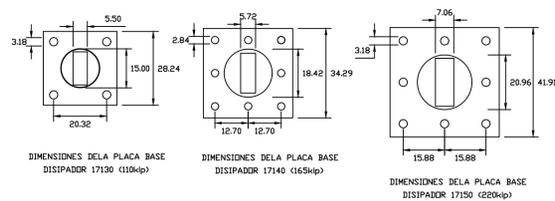
DISIPADORES DE ENERGIA EJE 7



DISIPADORES DE ENERGIA EJE A



DISIPADORES DE ENERGIA EJE F



DIMENSIONES DE LA PLACA BASE DISIPADOR 17130 (110kip)

DIMENSIONES DE LA PLACA BASE DISIPADOR 17140 (165kip)

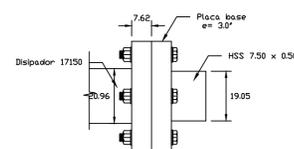
DIMENSIONES DE LA PLACA BASE DISIPADOR 17150 (220kip)

DETALLE 01  
CONEXION DISIPADOR - BRAZO METALICO



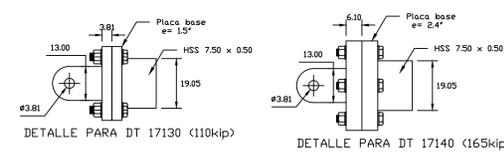
DETALLE PARA DT 17130 (110kip)

DETALLE PARA DT 17140 (165kip)



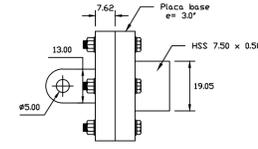
DETALLE PARA DT 17150 (220kip)

DETALLE 02  
CONEXION BARRA DE CONEXION - BRAZO METALICO



DETALLE PARA DT 17130 (110kip)

DETALLE PARA DT 17140 (165kip)



DETALLE PARA DT 17150 (220kip)

UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO			
TESIS: "DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA REFORZAMIENTO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS MEDICAS"			
UBICACION: LOCALIDAD : BELEN DISTRITO : HUARAZ PROVINCIA : HUARAZ REGION : ANCASH	PLANO: <b>ESTRUTURAS REFORZAMIENTO CON DISIPADORES</b>	LAMINA: <b>E-01</b>	
DIBEJO: FCSM	TESISTA: FCSM	FECHA: JUNIO - 2022	ESCALA: INDICADA