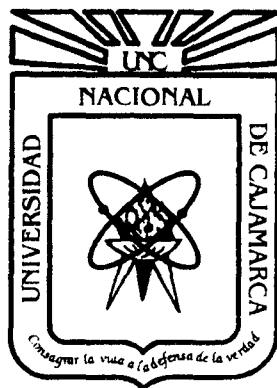


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE  
ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO FLUIDO VISCOSO”**

**T E S I S**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR LA BACHILLER:  
DANIELA ORNELLA ROMERO URRUNAGA**

**ASESOR:  
Ing. MARCOS MENDOZA LINARES**

**Cajamarca - Perú  
- 2013 -**

## DEDICATORIA

*A Dios que me dio las facultades para pensar en mi futuro.*

*A mis padres, fieles amigos, acompañantes y consejeros;  
que si no fuera por su sacrificio no estaría aquí en estos  
momentos.*

*A mi hermana, por sus palabras de apoyo en momentos  
difíciles y su amistad incondicional.*

*Daniela*

## AGRADECIMIENTO

*A mi hermosa familia, ya que dieron parte de su vida para dar vida a mis ilusiones de niña que ahora se hacen realidad.*

*A mis profesores y compañeros, por el apoyo incondicional y desinteresado en la elaboración de mi tesis.*

*A mis amigos que me acompañaron constantemente en este camino que es sólo el comienzo de una gran historia.*

*Daniela*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE DE CONTENIDO	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
RESUMEN	X
ABSTRACT	XI
INTRODUCCIÓN	XII
CAPÍTULO I: SITUACIÓN ACTUAL DEL PROBLEMA	13
1.1. ANTECEDENTES	13
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	13
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	15
1.4. OBJETIVOS	16
1.5. HIPÓTESIS	16
1.6. VARIABLES	17
1.6.1 Identificación de las variables	17
1.6.2 Operacionalización de las variables	18
1.6.3 Prueba de hipótesis	18
1.7. TIPO DE INVESTIGACIÓN	19
1.7.1 Tipo de investigación	19
1.7.2 Localización	19
1.7.3 Población y muestreo	19
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	20
2.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE TRADICIONAL CANTERA	20
2.2 SISTEMA DE DISIPACIÓN DE CONTROL PASIVO	22
2.2.1 Disipadores de tipo fluido viscoso	25
2.2.2 Códigos y normas para disipadores de energía sísmica	30
2.2.3 Filosofía de diseño con disipadores de energía sísmica	31
2.3 DISIPADORES DE ENERGÍA DE TIPO FLUIDO VISCOSO	40
2.3.1 AMORTIGUAMIENTO FLUIDO VISCOSO	40
2.3.1.1 Ecuación general	40
2.3.1.2 Esquema del dispositivo	45
2.3.1.3 Comportamiento fuerza - desplazamiento	47
2.4 NORMATIVA Y REQUERIMIENTO DE LA NORMA ASCE	51
2.4.1 Procedimiento de análisis	51
2.4.2 Reducción de respuesta, coeficiente "B"	52
2.4.3 Amortiguamiento equivalente, factor " $\beta$ "	53

2.4.4	Recomendaciones sobre el uso de amortiguamiento en edificios	54
2.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUAMIENTO	59
2.5.1	Registro tiempo - historia	59
2.6	OBJETIVO DE DESEMPEÑO	60
2.6.1	Niveles de desempeño	60
2.6.2	Sismo de diseño	62
2.6.3	Elección de los objetos de desempeño	62
2.7	DEFINICIÓN DE LOS OBJETOS DE DISEÑO	64
2.7.1	Relación desempeño - deriva	64
2.7.2	Deriva objeto	65
2.7.3	Amortiguamiento objeto	66
2.8	UBICACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LOS AMORTIGUADORES	68
2.9	DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DE AMORTIGUAMIENTO	68
2.10	MODELAMIENTO DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO	69
2.11	RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON SISTEMA DE AMORTIGUACIÓN	70
2.11.1	Derivas	71
2.11.2	Balance energético	71
2.11.3	Verificación del amortiguamiento objeto	71
2.12	DISEÑO ESTRUCTURAL	72
2.12.1	Diseño del sistema de amortiguamiento	72
2.12.2	Diseño del sistema estructural	75
2.13	SÍNTESIS DE LA METODOLOGÍA	77
CAPÍTULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION CON SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO DE FLUIDO VISCOSO		78
3.1	SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	78
3.2	ANÁLISIS DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUAMIENTO	81
3.3	ELECCIÓN DEL OBJETO DESEMPEÑO	84
3.4	DEFINICIÓN DE LOS OBJETOS DE DISEÑO	84
3.5	UBICACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO	88
3.6	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO	90
3.6.1	Cálculo preliminar de la rigidez "K"	90
3.6.2	Diseño estructural con amortiguadores lineales	91
3.6.3	Diseño estructural con amortiguadores no lineales	98
3.7	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	106
3.8	EVALUACIÓN DE COSTOS	109
3.9	DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUACIÓN	110
3.10	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS METÁLICOS	113
CONCLUSIONES		133
RECOMENDACIONES		134
BIBLIOGRAFÍA		136
ANEXOS		137

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01. Comparativo Chevron - Diagonal	51
Tabla N° 02. Coeficiente de amortiguamiento en función del amortiguamiento equivalente	54
Tabla N° 03. Recomendación de la aplicación del sistema de amortiguamiento y de aislamiento de la base según el nivel de desempeño deseado	55
Tabla N° 04. Movimiento sísmico de diseño	62
Tabla N° 05. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras	63
Tabla N° 06. Objetivos de desempeño para estructuras básicas	63
Tabla N° 07. Descripción de daño para cada nivel de desempeño	64
Tabla N° 08. Relación daño – deriva característica	65
Tabla N° 09-1. Datos generales del edificio en estudio	78
Tabla N° 09-2. Sistema estructural del edificio	78
Tabla N° 09-3. Cargas consideradas	79
Tabla N°10. Distribución del peso por piso y peso total de la estructura	79
Tabla N°11. Derivas por nivel y por registro sísmico	83
Tabla N°12. Objetos de desempeño para estructuras básicas	84
Tabla N°13. Descripción de daño y deriva característica para edificios	85
Tabla N°14. Niveles de desempeño y derivas objeto para edificios	86
Tabla N°15. Calculo del coeficiente de amortiguamiento lineal	91
Tabla N°16. Derivas en función de los registros tiempo - historia	92
Tabla N°17. Calculo del coeficiente de amortiguamiento no lineal	99
Tabla N°18. Derivas en función de los registros tiempo - historia	100
Tabla N°19. Comparación de derivas de entrepiso sin amortiguadores y edificio con amortiguadores	107
Tabla N°20. Comparación de esfuerzos máximos de la columna central en la estructura sistema de amortiguación y con sistema de amortiguación	108
Tabla N°21. Propiedades del sistema de amortiguamiento	112
Tabla N°22. Características geométricas de la placa base	112

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°01. Torres petrona (Malasia)	13
Figura N°02. Edificio escolar típico con fallas, NAZCA 1996	
Figura N°02. Curva capacidad de una estructura y niveles de desempeño propuestos por SEAOC Vision 2000 Comitee	21
Figura N°03. Daños en colegio por las altas vibraciones generadas durante un evento sísmico.	22
Figura N°04. Sistema de control estructural	23
Figura N°05. Representación de un sistema de control pasivo.	24
Figura N°06. Técnica de control pasivo con disipadores de energía	24
Figura N°07. Técnica de aislamiento sísmico en la base	25
Figura N°08. Disipadores viscosos	26
Figura N°09. Anatomía del dispositivo fluido viscoso para disipar energía.	27
Figura N°10. Distribución de la energía sísmica en un edificio sin Disipadores y en otro con Disipadores.	29
Figura N°11. Reducción en las demandas de resistencia debido al incremento de amortiguamiento.	30
Figura N°12. "Modelo dinámico del sistema de amortiguamiento de un sólo grado de libertad (Disposición Diagonal y Chevron)"	35
Figura N°13. Diagrama de bloques (a) y Representación Matemática (b) del modelo de Maxwell	37
Figura N°14. Diagrama de bloques (a) y Representación Matemática (b) detallada del modelo del dispositivo de amortiguamiento viscoso.	39
Figura N°15. Fuerza por amortiguamiento vs Velocidad	44
Figura N°16. Esquema general de un Disipador de Energía TAYLOR DEVICES INC	46
Figura N°17. Relación Fuerza – Desplazamiento para exponentes de velocidad de 1 y 0.5.	47
Figura N°18. Disposiciones comunes, (a) en chevron y (b) en diagonal	49
Figura N°19. Reducción del espectro por incremento del amortiguamiento viscoso.	53
Figura N°20. Propiedades del dispositivo en el software ETABS.	70
Figura N°21. Respuesta de una estructura amortiguada sometida a un Pulso.	71
Figura N°22. Propiedades del Dispositivo TAYLOR DEVICES – Argollas	74
Figura N°23. Propiedades del Dispositivo TAYLOR DEVICES" – Plancha Base	75
Figura N°24. Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.	81
Figura N°25. Solicitaciones Sísmicas en la Ciudad de Lima (66, 70 y 74)	82
Figura N°26. Ubicación de los Dispositivos en los Pórticos	89

Figura N°27. Curva Tiempo vs Desplazamiento" – Solicitación de carga: Pulso – Dispositivos Lineales	93
Figura N°28. Curvas de Balance Energético para cada registro – Dispositivos Lineales.	95
Figura N°29. Curvas Desplazamiento vs Fuerza – Histéresis de Dispositivo Lineal	97
Figura N°30. Curva Tiempo vs Desplazamiento – Solicitación de carga: Pulso– Dispositivos No Lineales.	101
Figura N°31. Curvas de Balance Energético de cada registro – Dispositivos No Lineales	102
Figura N°32. Curva Desplazamiento vs Fuerza – Histeresis de Dispositivos No lineales	105



## RESUMEN

El presente trabajo de investigación consiste en el diseño de una edificación con dispositivos de absorción de energía sísmica de tipo fluido viscoso, y la comparación con una que se ha diseñado convencionalmente ante un evento sísmico. Se expone una metodología de diseño enfocada en el desempeño y fundamentada en las disposiciones del ASCE (American Society of Civil Engineers), el FEMA (Federal Emergency Management Agency) y el ACI (American Concrete Institute). Para realizar este diseño se seleccionó la estructura aporricada 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca de 862 m<sup>2</sup> de área techada por nivel, cuya deriva (8.15 ‰) superaba el límite permitido por la norma NTE E-030 (7 ‰). Para cumplir satisfactoriamente con este límite se incluyó un sistema de amortiguamiento de fluido-viscoso. Como objetivo de diseño se fijó la reducción del daño a nivel moderado frente a un sismo raro (500 años de retorno). La estrategia se orienta a mantener la deriva de 5.8 ‰, valor propuesto por el HAZUS (Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters). Con el sistema de amortiguamiento fluido-viscoso se logró incrementar el amortiguamiento al 23% y reducir la deriva a 3.75 ‰. Los resultados de la evaluación económica basada en ratios y precios propuestos por el fabricante indican que el costo del sistema de amortiguamiento de fluido-viscoso en esta estructura y para este nivel de desempeño, está alrededor de los 30 \$/m<sup>2</sup> y la incidencia en el costo total del proyecto bordea el 8.49%.

## ABSTRACT

The present research is the design of a building with energy-absorbing devices seismic viscous fluid type, and compared with a conventionally designed that before a seismic event. It presents a design methodology focused on performance and based on the provisions of ASCE (American Society of Civil Engineers), the FEMA (Federal Emergency Management Agency) and ACI (American Concrete Institute).

Frame structure was selected 4J National University of Cajamarca of 862 m<sup>2</sup> of covered area per level, which derives (8.15 ‰) exceeded the limit allowed by the standard E-030 NTE (7 ‰). To successfully accomplish this limit included a system of fluid-viscous damping.

As a design goal was set to reduce moderate damage against a rare earthquake (500 year return). The strategy aims to maintain the drift of 5.8 ‰, as proposed by HAZUS (Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters). With the fluid-viscous damping was able to increase the damping to 23% and reduce the drift to 3.75 ‰.

The results of the economic evaluation based on ratios and prices offered by the manufacturer indicate that the system cost-viscous fluid damping in this structure, and for this level of performance is around 30 \$ / m<sup>2</sup> and the incidence in the total project cost 8.49% skirts.

## INTRODUCCION

Nuestro país tiene tres zonas sísmicas, siendo la zona 3 altamente propensa a sufrir sismos de gran importancia, tal es el caso del sismo en Ancash, mayo de 1970, Lima en 1974, Pisco e Ica en 2007, que produjeron graves consecuencias a las estructuras y numerosas pérdidas de vidas humanas. Estos daños fueron mayores en las edificaciones de tipo educacional siendo la falla más común la falla de columna corta (Kuroiwa J 2010), es por ello, como una forma de minimizar los efectos sísmicos, se debe optar por la utilización de Disipadores de Energía.

Los sistemas de Amortiguamiento de Fluido-Viscoso (SAFV) se usan desde 1968 en la industria militar y aeronáutica como sistemas de absorción de impactos. En la actualidad se utilizan también como una alternativa para el control de vibraciones en edificios sometidos a la acción de sismos y viento.

Los SAFV se vienen aplicando exitosamente a nivel mundial en proyectos de reforzamiento estructural y en edificaciones nuevas. A la fecha (2012) en el Perú, la Torre del aeropuerto Jorge Chávez es la única que tiene amortiguadores de fluido-viscoso (TAYLOR), sin embargo ya se viene introduciendo esta nueva tecnología en proyectos de reforzamiento y de edificios nuevos.

La experiencia ha demostrado que el uso de los SAFV mejora el desempeño sísmico de los edificios, disminuyendo el riesgo de pérdida de vidas humanas y de materiales importantes o de valor histórico. Los SAFV permiten un ahorro importante en gastos de reparación y costos indirectos producidos por la interrupción del servicio de la edificación.

En el capítulo I, se presenta la problemática actual de la investigación, el planteamiento del problema, el porque se justifica la tesis y la formulación de la hipótesis.

En el capítulo II, se exponen las características de los sistemas modernos de protección por amortiguación. Se presentan los principales tipos de dispositivos de amortiguación junto a una breve explicación de su funcionamiento. Se dedica una sección completa a los amortiguadores de fluido-viscoso revisando sus propiedades, principales disposiciones, criterios de ubicación y recomendaciones de su uso.

También, se presenta una metodología simplificada de diseño para estructuras regulares con amortiguadores de fluido-viscoso basada en el diseño por desempeño.

Para mostrar la metodología adoptada, en el capítulo III se presentan los detalles del diseño del sistema de protección para el edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca. Se comparan los resultados del uso de amortiguadores lineales y no lineales. Por último, se definen los amortiguadores y se diseñan los elementos adyacentes a los dispositivos.

En el capítulo IV se presentan las conclusiones de la tesis, en los Anexos se presentan los planos estructurales, los datos de entrada del programa, y panel fotográfico.

## CAPÍTULO I

### SITUACIÓN ACTUAL DEL PROBLEMA

#### 1.1 ANTECEDENTES

##### EXPERIENCIAS INTERNACIONALES:

En la última década, los amortiguadores de fluido viscoso han sido incorporados en un gran número de estructuras civiles. Sólo los amortiguadores del fabricante principal de los Estados Unidos, Taylor Devices Inc., han sido instalados en 66 estructuras alrededor del mundo, incluyendo 12 amortiguadores en las torres de iluminación del Rich Stadium en Buffalo, New York, para minimizar las vibraciones producidas por viento; 100 amortiguadores en el puente Golden Gate, en San Francisco, California; y 12 amortiguadores en el puente entre las torres Petrona, Malasia (Figura 1). (Sturdi 2004)

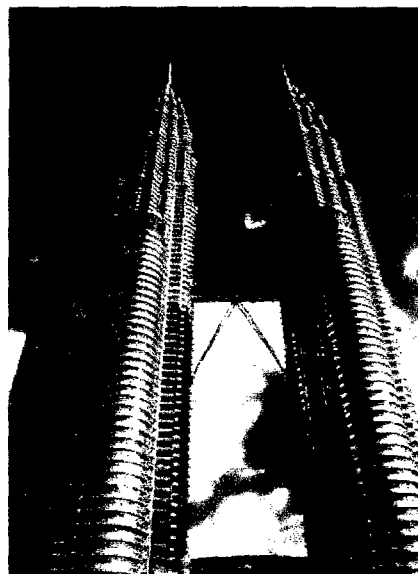


Fig. 1 Torres Petrona (Malasia)

## EXPERIENCIAS NACIONALES:

En la actualidad (año 2012), el Perú cuenta con una sólo estructura que tiene como reforzamiento un SAFV: Torre del Aeropuerto Jorge Chavez. Sin embargo a la fecha ya existen diversos proyectos en desarrollo que contarán con el SAFV en un futuro cercano.

En el Perú (2012), las oficinas de diseño estructural vienen implementando paulatinamente metodologías de diseño para estructuras con SAFV. El conocimiento de esta tecnología se viene difundiendo en charlas, conferencias, seminarios y publicaciones. (Villareal 2009)

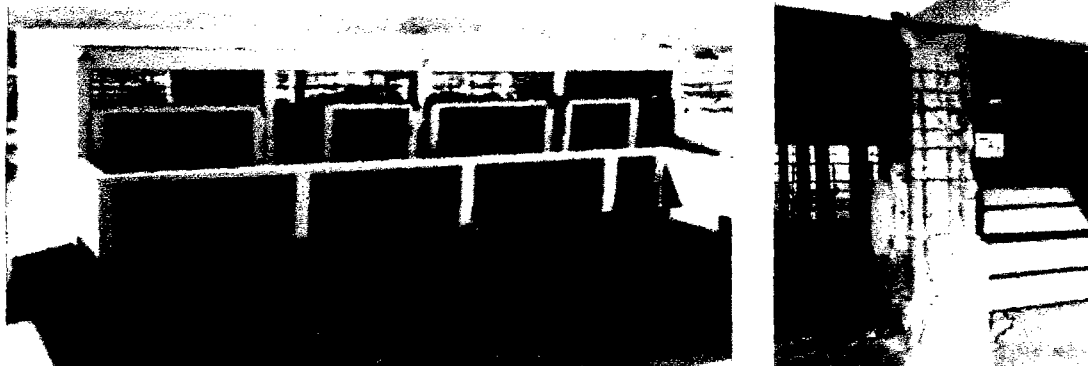
## 1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

Los efectos sísmicos sobre las estructuras siempre han sido materia de investigación debido a las pérdidas económicas y de vidas humanas que provocan en todo el mundo.

Si observamos la actividad sísmica en el Perú nos percataremos de que nuestro país se encuentra sobre una región de convergencia tectónica entre las placas Oceánica (Nazca) y Continental (Sudamericana).

Es por ello que la zona costera y Cajamarca, según el Reglamento Nacional de Construcción NTE- E030 se encuentra en la zona sísmica, zona de alta actividad sísmica.

Pero a pesar las nuevas normativas todavía se incurre en errores que aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones de tipo educacional. Esto se ve reflejado en los daños que han sufrido este tipo de edificaciones pues en los últimos sismos ocurridos en el Perú.



Edificio escolar típico con fallas, NAZCA 1996.

Las edificaciones de la Universidad Nacional de Cajamarca, tienen similar configuración estructural y se puede observar que las edificaciones más antiguas tienen deformaciones visibles, grietas y fallas estructurales, sin haber ocurrido un sismo moderado o grave. Esto es, el por qué se decidió estudiar el Edificio 4J de la UNC, siendo una edificación similar a los demás edificios tanto arquitectónicamente como estructuralmente con la diferencia de ser una edificación relativamente nueva en comparación con las demás. Pero a pesar de ello debido a su configuración se vuelve vulnerable a sufrir fallas ante un movimiento sísmico de mayor importancia.

Ante lo antes mencionado nos planteamos la siguiente pregunta.

¿Cómo mejora el comportamiento del edificio 4J de la UNC ante una sollicitación sísmica con la utilización de disipadores de energía de tipo fluido viscoso?

¿Cómo mejora el diseño del edificio 4J de la UNC ante un sollicitación sísmica con la utilización de disipadores de energía de tipo fluido

viscoso, en el comportamiento y el costo en comparación con un diseño convencional?

### **1.3 JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION**

En los últimos años la ingeniería sísmica en todo el mundo ha orientado sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza de las comunidades más vulnerables a desastres sísmicos. Entre estos, los sistemas pasivos de disipación de energía para el diseño y reforzamiento de estructuras han tomado gran auge. Hoy en día existen numerosos ejemplos de estructuras construidas o reforzadas en algunos de los países del mundo más propensos a la actividad sísmica.

La disipación pasiva de energía es una tecnología que mejora el desempeño de una edificación añadiendo amortiguación a sus elementos estructurales, siendo el uso primario de los disipadores de energía la reducción de los desplazamientos sísmicos de la estructura, y siendo el Perú es un país altamente sísmico hace falta desarrollar este tipo de nuevas tecnologías, de este modo el presente trabajo de investigación tiene plena justificación ya que permitirá no sólo comparar, sino también implementarlo en edificaciones de importancia y tener protección sísmica eficiente.

### **1.4 OBJETIVOS**

#### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

- Analizar y determinar (Evaluar) el comportamiento estructural del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca ante solicitaciones sísmicas con la inclusión de disipadores de energía de tipo fluido viscoso



### 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar estructuralmente el edificio 4J.
- Analizar estructuralmente el edificio incluyendo los disipadores de energía de tipo fluido viscoso.
- Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos y elaborar las recomendaciones para el cálculo sísmico del edificio investigado, donde se consideró el efecto de disipación de energía.
- Realizar un análisis de costos, respecto a la estructura sin amortiguadores y la estructura con amortiguadores, en cuánto varía y si justifica el costo para la estructura.

### 1.5 HIPÓTESIS

- El uso estratégico de disipadores de energía de tipo fluido viscoso en el edificio 4J mejora sustancialmente su comportamiento estructural ante un evento sísmico.

### 1.6 VARIABLES

#### 1.6.1 IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES

DEPENDIENTE	INDEPENDIENTES
DISEÑO	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
	PRESUPUESTO

### 1.6.2. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

#### VARIABLES

DEPENDIENTE	INDEPENDIENTES	INTERVINIENTES	CONCEPTO	CALIFICACION
DISEÑO	COMPORTAMIENTO O ESTRUCTURAL	DERIVAS	Son los desplazamientos relativos de entrepiso	Adecuado $D/H < 0.007$
				Inadecuado $D/H > 0.007$
		NIVEL DE DESEMPEÑO	Cantidad de daño directo a la estructura sobre la actividad del edificio	Operacional
				Funcional
				resgurado de vida
				Cercano al colapso
	TIPO DE FALLA	Concepto que nos permite garantizar la ductilidad del sistema	Adecuado (FALLAN LAS VIGAS)	
			Inadecuado (FALLAN LAS COLUMNAS)	
	PRESUPUESTO	VARIACION DEL COSTO	Inversión en la estructura	Adecuado $C < 20\%$ ppto
				Inadecuado $C > 20\%$ ppto

### 1.6.3 PRUEBA DE HIPÓTESIS

	CALIFICACION
<b>DERIVAS</b>	Se acepta $D/H < 0.007$
	Se rechaza $D/H > 0.007$
<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>	Se acepta 1 para Estructura básica 2 para Estructura esencial 3 para Estructura crítica
	Se rechaza 0
	Se acepta $\Sigma M_{nc} > 1.2 \Sigma M_{nv}$
<b>TIPO DE FALLA</b>	Se rechaza $\Sigma M_{nc} < 1.2 \Sigma M_{nv}$
	Se acepta $C < 20\%$ presupuesto
<b>COSTOS</b>	Se rechaza $C > 20\%$ presupuesto

## **1.7 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

### **1.7.1 TIPO DE INVESIGACIÓN**

- La presente investigación es del tipo teórica- analítica.

### **1.7.2 LOCALIZACIÓN**

- La investigación se llevo a cabo en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca teniendo como estructura de estudio el edificio 4J.

### **1.7.3 POBLACIÓN Y MUESTRA**

- La población de estudio estuvo constituida por los edificios que conforman los 50 pabellones de la Universidad Nacional de Cajamarca. Los edificios que son edificaciones de 2 a 3 niveles con un sistema estructural aporticado.
- La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico por conveniencia y se ha elegido para este estudio el pabellón 4J asignado para desarrollar labores de la escuela académico profesional de Geología.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE TRADICIONAL

El desempeño de un edificio, según el enfoque tradicional del diseño sismorresistente, está basado en la capacidad que tiene la propia estructura de disipar la energía introducida por el sismo a través de una combinación de propiedades conocidas como ductilidad, resistencia y rigidez.

Es de esperarse que la estructura tenga un comportamiento elástico ante sismos leves y otro inelástico cuando esté sujeto a sismos moderados o raros. Este comportamiento inelástico está caracterizado por la disipación de energía a través de deformaciones no recuperables que se agravan conforme la deriva de entrepiso se incrementa; teniendo como consecuencia daño estructural y no estructural cuantioso.

Este enfoque convencional del diseño sismorresistente ha llevado a los ingenieros a detallar los edificios con suficiente ductilidad para prevenir fallas repentinas y catastróficas conforme la estructura va entrando en el rango inelástico. La Fig. 2 muestra la curva capacidad de una estructura y sus correspondientes niveles de desempeño conforme aumentan el desplazamiento del último nivel. Además muestra una foto de deformaciones inelásticas en pórticos de concreto armado.

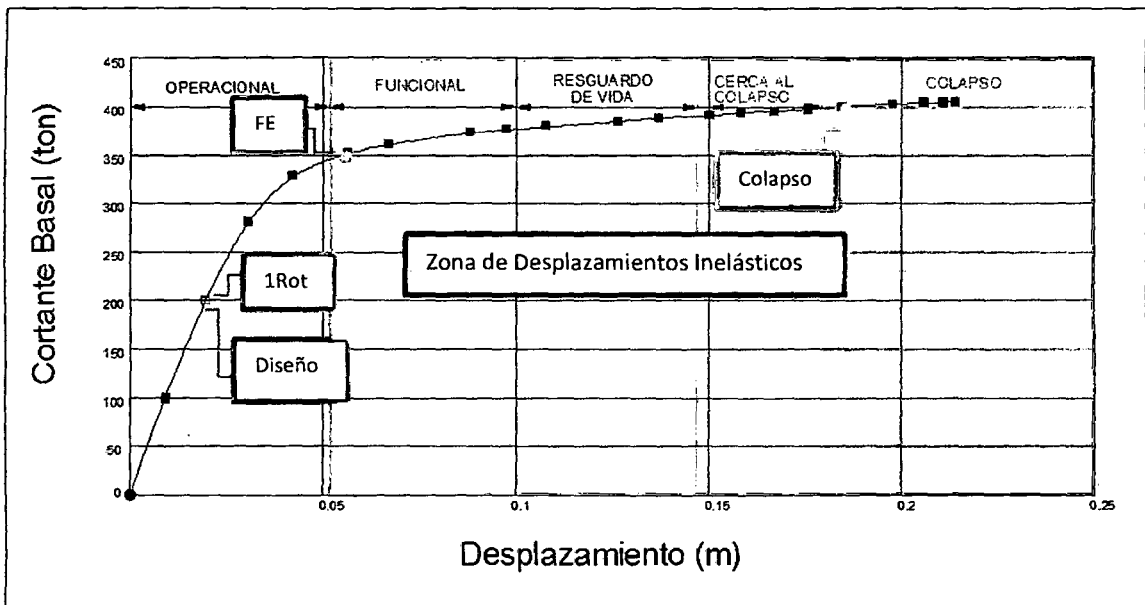


Fig. 2. Curva capacidad de una estructura y niveles de desempeño (Villareal 2009)

Existen edificios tales como hospitales, estaciones de policía, colegios y estaciones de bomberos, que deben continuar operativos después de un sismo severo. Este hecho exige que tales edificios se diseñen con suficiente resistencia para que las deformaciones inelásticas sean mínimas o reparables inmediatamente. Una alta resistencia, significa una alta inversión en términos económicos, y aun así, jamás podríamos mantener la estructura en el rango elástico. (Villareal, 2009)

El diseño sismorresistente tradicional, el mismo que se presenta en la norma peruana, tiene el objetivo principal de mantener las derivas de la estructura por debajo de un límite máximo incrementando la rigidez. Este incremento por lo general es causante de altas vibraciones que generan daño no estructural en una edificación. La Fig. 3 muestra el efecto de las vibraciones en un colegio.



Fig. 3. Daños en colegio por las altas vibraciones generadas durante un evento sísmico. (Pisco 2007)

## 2.2 SISTEMAS DE DISIPACIÓN - CONTROL PASIVO

Los sistemas de control de respuesta sísmica, tanto las convencionales como las novedosas, tienen como objetivo aumentar la energía disipada por histéresis propia de la estructura, y energía disipada por dispositivos adicionales. Debido al balance de energía, en la medida en que se aumente la energía disipada por los dispositivos la disipación, la energía por histéresis de la estructura disminuye y la participación de los componentes estructurales es menor, el nivel de daño en la estructura se reduce y se concentra en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar.

Las técnicas de control de respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación, tal como se muestra en la figura 4. (Oviedo y Duque, 2006)

Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas. Los sistemas de control pasivo se pueden clasificar en control pasivo con aislamiento en la base, control pasivo con sistemas inerciales acoplados y control pasivo con disipadores de energía.

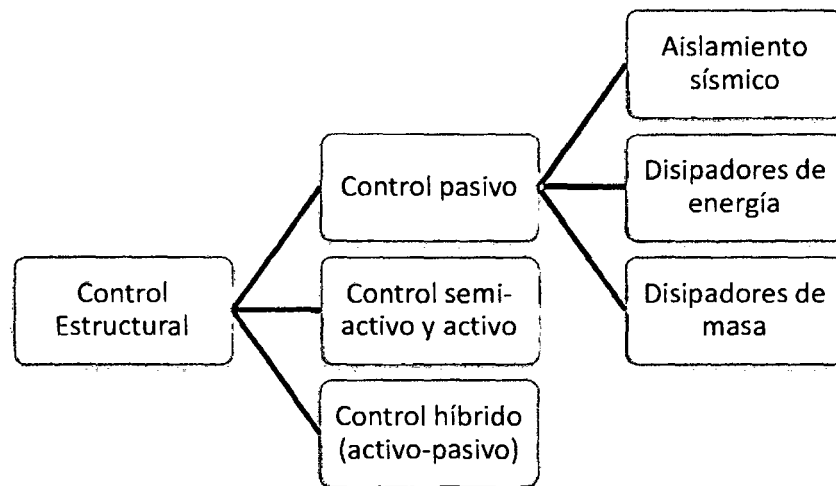


Fig. 4 Sistemas de control estructural

Los sistemas pasivos de control estructural (Figura 5) emplean dispositivos pasivos que responden al movimiento de la estructura y disipan la energía vibratoria del sistema estructural. Estos sistemas, que incluyen aisladores de base, amortiguadores viscoelásticos y amortiguadores de masas, han sido empleados en la construcción sismo resistente de más de 720 estructuras en países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, Italia, Canadá, China y Colombia.

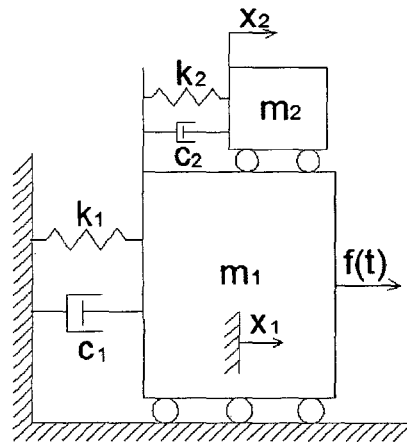


Fig. 5 Representación de un sistema de control pasivo.

Los sistemas de control pasivo con disipación de energía se clasifican en cuatro categorías: histeréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción fig.6. Por lo general, se instalan en riostras diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la fundación y la plataforma de aislamiento, como se muestra en la fig.7.

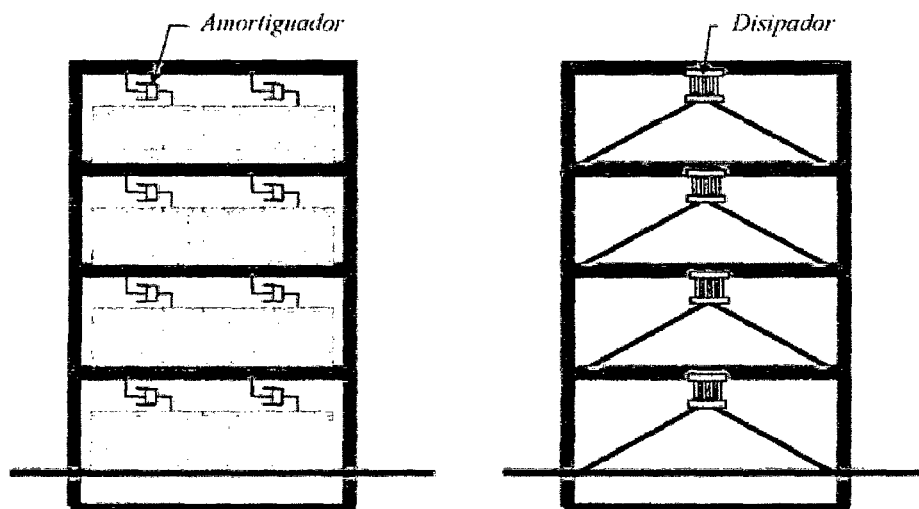


Fig. 6 Técnica de control pasivo con disipadores de energía.



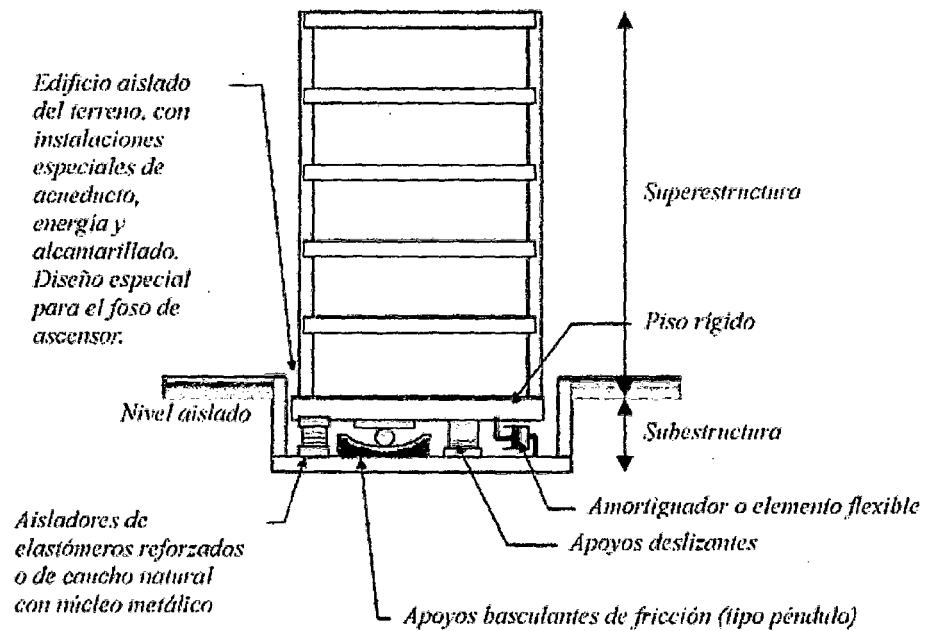


Fig. 7 Técnica de aislamiento sísmico en la base

### 2.2.1 DISIPADORES DE TIPO FLUIDO VISCOSO

Los disipadores de fluidos viscosos se basan en la respuesta elástica de un líquido viscoso. Uno de los amortiguadores viscosos de mayor uso es el dispositivo compuesto por un pistón inmerso en un fluido viscoelástico. Al generarse un desplazamiento interno del pistón, el fluido es forzado a pasar por un grupo de pequeños orificios, lo que da como resultado disipación de energía. Este dispositivo es muy eficiente, puesto que cubre un amplio rango de frecuencias, así que sirve para un mayor rango de sismos. La figura 8 muestra el esquema general de un disipador tipo viscoso.

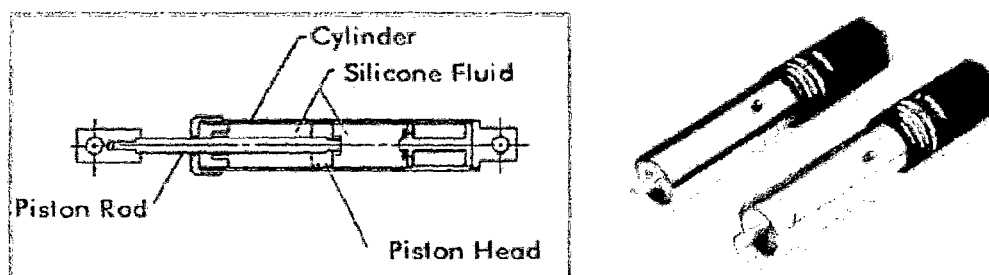


Fig. 8 Disipadores viscosos

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto es debido a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad

#### 2.2.1.1 MECÁNICA DEL DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO

Los fluidos pueden ser usados para disipar energía, y numerosas configuraciones y dispositivos han sido desarrollados. Un amortiguador de fluido viscoso normalmente consiste en un pistón dentro de un cilindro lleno de un compuesto de silicona o aceite, en el que la energía es disipada mediante el movimiento del fluido viscoso dentro del cilindro. (Shi Hwang, 2010)

En cuanto al comportamiento del fluido viscoso, en una estructura; parte de la energía se disipa como consecuencia del rozamiento viscoso, lo que provoca una caída de la amplitud de onda a lo largo de toda la estructura. En los últimos estudios se ha demostrado que solo para excitaciones altas, aparte de actuar como disipador, el fluido viscoso también aporta rigidez y resistencia adicional.

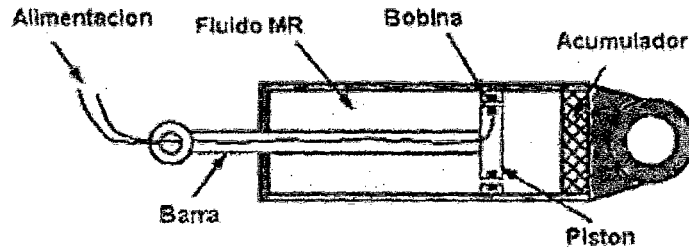


Fig. 9 Anatomía del dispositivo fluido viscoso para disipar energía.

Este dispositivo disipa energía aplicando una fuerza resistiva a un desplazamiento finito. La fuerza de salida del disipador es resistiva y actúa en la dirección opuesta al movimiento de entrada.

Debido a que el disipador se comporta de acuerdo a las leyes de la mecánica de fluidos, el valor de la fuerza resistiva varía con respecto a la velocidad traslacional del disipador en cualquier punto en el tiempo.

A diferencia de los sistemas de aislamiento flexibles sólo en la dirección horizontal, el sistema con resortes es también flexible en la dirección vertical. Esto cambia la respuesta del edificio, de un movimiento que, en el caso de un aislamiento tradicional se puede aproximar a uno de cuerpo rígido horizontal.

La relación entre la rigidez vertical y la horizontal de los aisladores es mayor que siete, de manera que los movimientos verticales se mantienen relativamente pequeños, también debido a la presencia del amortiguamiento vertical agregado. Por la razón anteriormente expuesta, la respuesta sísmica del edificio debe ser entendida y calculada en forma tridimensional. Sin embargo, el sistema se destaca por su sencillez conceptual, ya que el medio flexible es lineal elástico, mientras que el amortiguamiento es puramente viscoso. (Aguiar 1998)

### 2.2.1.2 EFECTO EN LA RESPUESTA DINÁMICA DEL AMORTIGUAMIENTO DE FLUIDO VISCOSO

La estructura que ha sido protegida con disipadores son capaces de disipar la energía inducida por los sismos, la respuesta de un sistema dinámico simple de una masa con amortiguamiento viscoso suplementario es revisada, primero para el estado armónico, impulsivo, y larga duración y registros de movimiento sísmico de campo cercano.

Los sistemas de protección sísmica por amortiguamiento tienen como finalidad reducir los desplazamientos relativos de entrepiso, y por tanto aminorar el daño estructural. Esto se logra mediante un incremento de la participación del amortiguamiento viscoso en la disipación de energía sísmica. (Marín Ruiz, 2005)

Cuando un edificio no posee dispositivos de amortiguamiento, la energía total ingresada a través del movimiento sísmico es disipada en su gran mayoría mediante energía de deformación elástica e inelástica (histerética); mientras que la participación de la energía de amortiguamiento viscoso es casi nula. (Fernandez, 1988)

Al usar un sistema de amortiguamiento, la energía de entrada es balanceada de tal forma que la energía de amortiguamiento viscoso incrementa su participación, comprometiendo menos la capacidad elástica e inelástica de la estructura. Esta redistribución de la energía se ilustra en la Fig. 10.

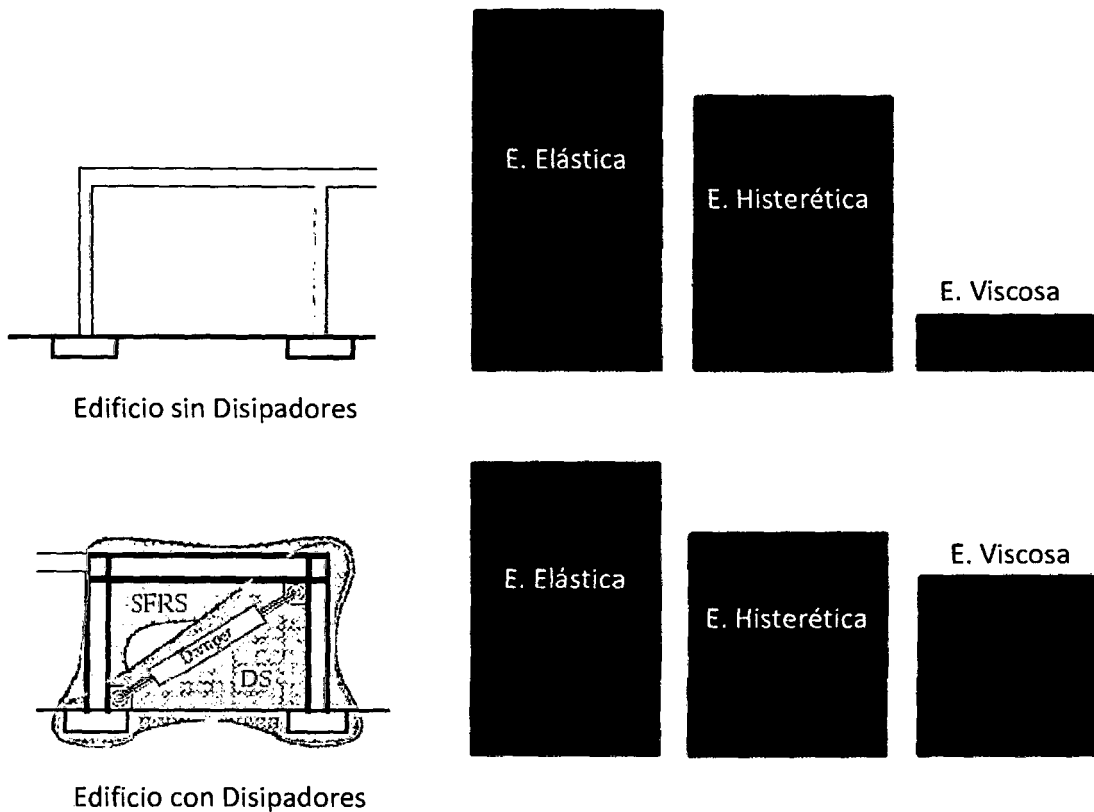


Fig. 10. Distribución de la energía sísmica en un edificio sin Disipadores y en otro con Disipadores.

$$E_i = E_e + E_h + E_v = \text{Constante} \quad (2.1)$$

Una consecuencia directa de la adición de amortiguadores es una reducción de la disipación inelástica o histerética ( $E_h$ ), ya que como indica la Ecuación 2.1, la energía de entrada ( $E_i$ ) se mantiene constante durante el evento sísmico. El edificio ya no tiene que absorber la totalidad de energía sísmica por sí mismo, sino que una porción de esta energía es absorbida por el sistema de amortiguamiento ( $E_v$ ).

El incremento del amortiguamiento genera una reducción del espectro de pseudoaceleraciones, y por tanto, una disminución de la resistencia demandada, como se ilustra en la Fig. 11.

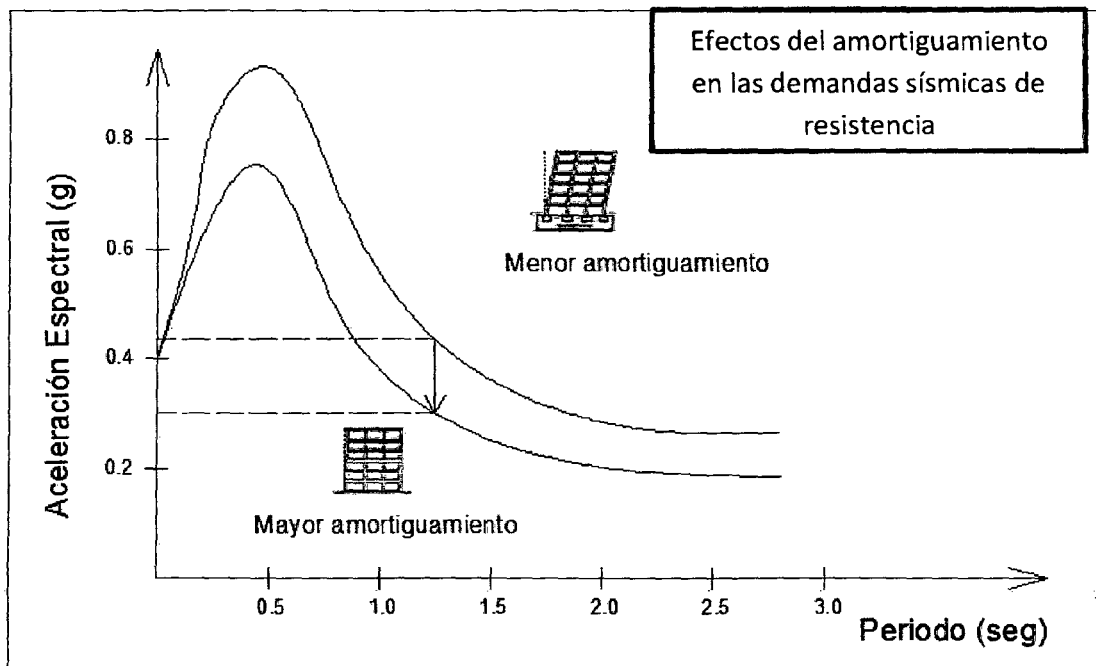


Fig. 11. Reducción en las demandas de resistencia debido al incremento de amortiguamiento.

### 2.2.2 CÓDIGOS Y NORMAS PARA DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

Los primeros esfuerzos en la dirección de un código para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente y con disipadores de energía sísmica fue publicado por el SEAOC (Structural Engineering Association of California) el año 1986 en el documento "Tentative Seismic Isolation Design Requirements". Reconociendo la necesidad de lograr un documento que represente una opinión consensuada, el comité sismológico del SEAOC primero desarrolló los requerimientos de diseño

"General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures" que fueron publicados en el apéndice 1L del "Blue Book" del SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) en 1990. Estos mismos requerimientos fueron publicados posteriormente como un apéndice no obligatorio del Capítulo 23 del UBC en el año 1991. El comité sismológico del SEAOC y ICBO (International Conference of Building Officials) han revisado este documento periódicamente desde entonces y versiones posteriores de estos requerimientos se pueden encontrar en el "Blue Book" del SEAOC del año 1996, y en el código UBC del año 1997.

Por otra parte, el Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios encomendó la incorporación de requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) del año 1994. Estos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997 en que los tres documentos NEHRP/UBC/SEAOC fueron compatibilizados.

### **2.2.3 FILOSOFÍA DE DISEÑO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA**

La filosofía actual del diseño sísmico con disipadores busca reducir los daños de los elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de un sismo moderado o severo mediante la aplicación de tecnologías de control de vibraciones que integradas al sistema estructural convencional provee una instancia de protección adicional que actúa reduciendo o eliminando las demandas de ductilidad sobre el sistema estructural principal (Soong y Spencer, 2002; Soong y Dargush, 1997; Aiken, 1996; Soong y Constantinou, 1994).

Ciertos detalles de diseño, que se encuentran prácticamente en todas las normativas del mundo, tienen como objetivo disipar una parte de esta energía a fin de evitar aceleraciones excesivas y desplazamientos que la estructura no pudiera resistir. Precisamente, la disipación suele conseguirse mediante la plastificación de algunos elementos estructurales que en el caso de edificios, son por lo general, en las vigas cerca de las intersecciones con las columnas. Los principios básicos actuales de diseño sismorresistente de edificios con disipadores de energía tipo fluido viscoso están orientados a lograr estructuras que:

- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aunque ésta filosofía es atractiva intuitivamente, posee serias deficiencias tales como:

- (1) La definición de un sismo de moderada intensidad, de mediana intensidad y de intensidad excepcionalmente severa es, a lo menos, poco operativa, sobre todo para un fenómeno que aun se desconoce en muchos aspectos.
- (2) La definición de los estados límites de deformación y resistencia asociados a cada uno de estos niveles de excitación no es explícito.
- (3) No es una filosofía conocida por los propietarios y usuarios que parecen no estar informados adecuadamente de que para un terremoto severo se acepte daño masivo en la estructura, lo



que se traduce en una pérdida económica total de la estructura (aunque se prevenga el colapso).

- (4) La filosofía no dice nada sobre los contenidos de las estructuras que en muchos casos superan con creces en valor a la estructura en sí. Tradicionalmente, el diseño sismorresistente se basa en satisfacer la ecuación de demanda externa y capacidad de la estructura. La demanda considera las fuerzas y deformación es generadas en las estructuras por el sismo; la capacidad considera la resistencia y deformabilidad que puede ser desarrollada por la estructura sin comprometer su estabilidad. Así un diseño seguro es el que cumple con  $\text{Capacidad} > \text{Demanda}$  para cualquier respuesta estudiada. El diseño sismorresistente convencional ha tratado siempre de satisfacer ésta desigualdad por medio del aumento de la capacidad de los elementos estructurales, entendiéndose por ello un aumento de resistencia o un aumento de capacidad de deformación (ductilidad). El mayor inconveniente en ésta línea de diseño es que la demanda permanece inalterada y es lo que la naturaleza quiera. Y como nuestro estado del conocimiento sobre la demanda es aun precario, se debe garantizar ésta desigualdad a través del incremento en la capacidad para alcanzar un determinado margen de seguridad. En muchos países, durante los últimos diecisiete años, y con mayor fuerza durante los últimos seis años, un nuevo método comenzó a aparecer, denominado "Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Disipación de Energía", distinguible del diseño sismorresistente tradicional. Hace algunos años atrás, la razón por la cual el desarrollo tecnológico relativo a la reducción de

vibraciones no se extendía a las estructuras sometidas a sismos era fundamentalmente "el costo". Es fácil reconocer que el costo de éstos sistemas irá bajando progresivamente en forma inevitable en la medida que se comiencen a utilizar cada vez más. ¿Qué faltaba para que éstos sistemas fueran mundialmente aceptados?, una década de investigaciones sobre el tema no logró lo que treinta segundos sí: Northridge en 1994 y Kobe en 1995. Los resultados de estructuras con sistemas de reducción de vibraciones en éstos sismos, especialmente Kobe, han revolucionado la ingeniería sísmica, y estamos ciertos que para bien; en la medida que se diseñen estos sistemas en forma cuidadosa. ¿Qué es lo diferente que aportan éstas nuevas tecnologías que no aporta el diseño sismorresistente convencional?. En realidad es muy simple, satisface la desigualdad Capacidad > Demanda reduciendo la demanda. Esto no significa que se altere la excitación, lo que sería esencialmente imposible; pero si que alteremos lo que percibe nuestro sistema a través de modificar sus propiedades dinámicas de rigidez y amortiguamiento de modo que las vibraciones inducidas por la excitación sean considerablemente menores.

#### **2.2.4 MODELO DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO**

Al introducir disipadores de energía a un edificio, éste se divide en dos sistemas interdependientes: el Sistema Estructural, compuesto por los elementos de concreto armado ó acero que componen la estructura, y el Sistema de Amortiguamiento, compuesto por los amortiguadores,

conexiones metálicas y elementos de concreto o acero que estén conectados directamente a ellos.

En el presente acápite se exponen la representación física de un Sistema de Amortiguamiento de un grado de libertad y el modelamiento de un amortiguador fluido viscoso individual.

#### 2.2.4.1 Representación Física del Sistema de Amortiguamiento

Para este modelo de un grado de libertad se consideran las disposiciones Chevron y Diagonal tal como se ilustra en la Figura 12 (Cheng, Jiang, Lou 2008).

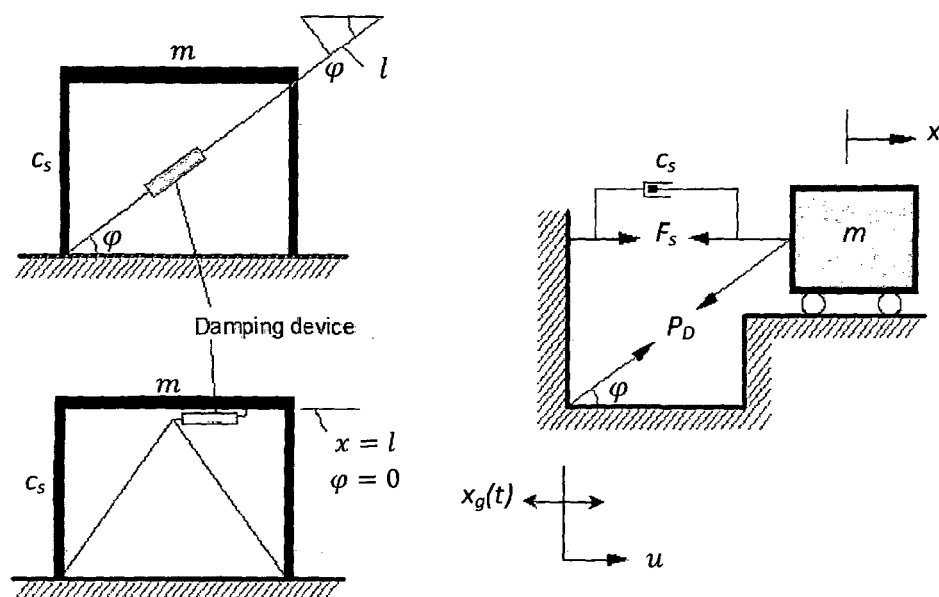


Fig. 12 - "Modelo dinámico del sistema de amortiguamiento de un sólo grado de libertad (Disposición Diagonal y Chevron)"

La rigidez axial del sistema viene gobernada por la rigidez del elemento que contiene el disipador, llamado brazo metálico. La rigidez de este

brazo es mucho mayor que la del dispositivo de amortiguamiento. Por esa razón, los brazos pueden ser asumidos como elementos infinitamente rígidos.

Esta suposición y las condiciones de equilibrio nos permiten definir la ecuación dinámica de la estructura con un sistema de amortiguación de un solo grado de libertad.

$$\begin{aligned} m\ddot{x} + c_s\dot{x} + D + Q &= -m\ddot{x}_g \\ m\ddot{x} + c_s\dot{x} + P\cos\varphi + Q &= -m\ddot{x}_g \end{aligned} \quad (2.2)$$

Donde:

*m*: Masa de la estructura, concentrada a nivel del techo.

*C<sub>s</sub>*: Coeficiente de amortiguamiento.

*Q*: Expresión general que considera el comportamiento no lineal de la Fuerza estructural

*P*: fuerza definida a lo largo del movimiento del sistema de disipación.

*D*: Componente horizontal de la fuerza.

*φ*: Angulo que depende de la configuración del sistema de disipación y sus refuerzos.

*x(t)*: Desplazamiento de entrepiso

$\ddot{x} - \ddot{x}_g$ : Aceleración estructural y aceleración del suelo

Esta ecuación representa de manera general el comportamiento de una estructura con dispositivos de amortiguamiento sometida a una fuerza sísmica.

Finalmente cabe destacar que la expresión que representa la fuerza en el dispositivo de amortiguamiento (P) es única para cada tipo de disipador; debido a que cada uno presenta propiedades y características distintas.

#### 2.2.4.2 Modelo de un Amortiguador individual

La manera más sencilla de representar un amortiguador individual en la estructura es mediante el modelo Maxwell. Se considera un resorte lineal (Driver) en serie con un amortiguador puramente viscoso (Damper).

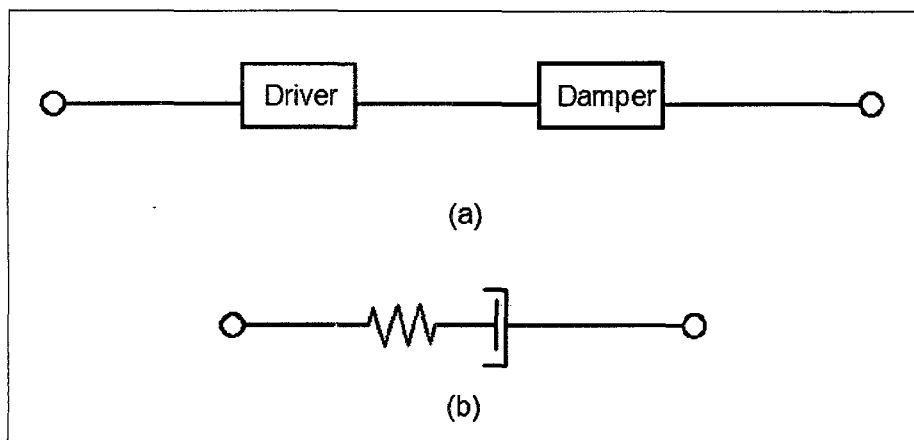


Fig. 13. Diagrama de bloques (a) y Representación Matemática (b) del modelo de Maxwell

La expresión que representa la relación fuerza-desplazamiento con la velocidad del modelo Maxwell es:

$$F = K_D u = C [\text{sgn}(v)] v^\alpha \quad (2.3)$$

Donde:

$F$ : Fuerza en el amortiguador.

$K_D$ : Rigidez elástica del resorte.

$C$ : Coeficiente de velocidad del amortiguador.

$\alpha$ : Exponente de velocidad.

$u$ : Deformación axial.

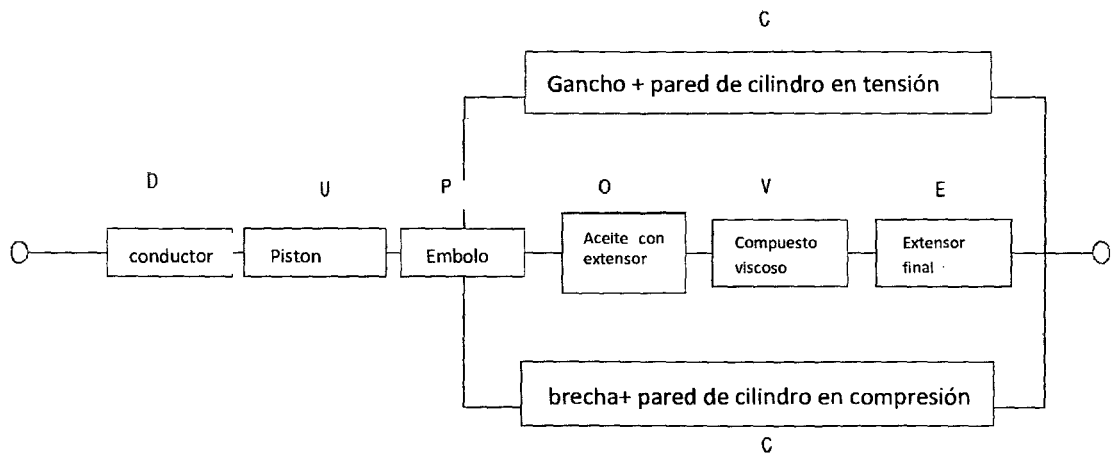
$[\text{sgn}(v)]$ : Función signo.

$v$ : Velocidad axial.

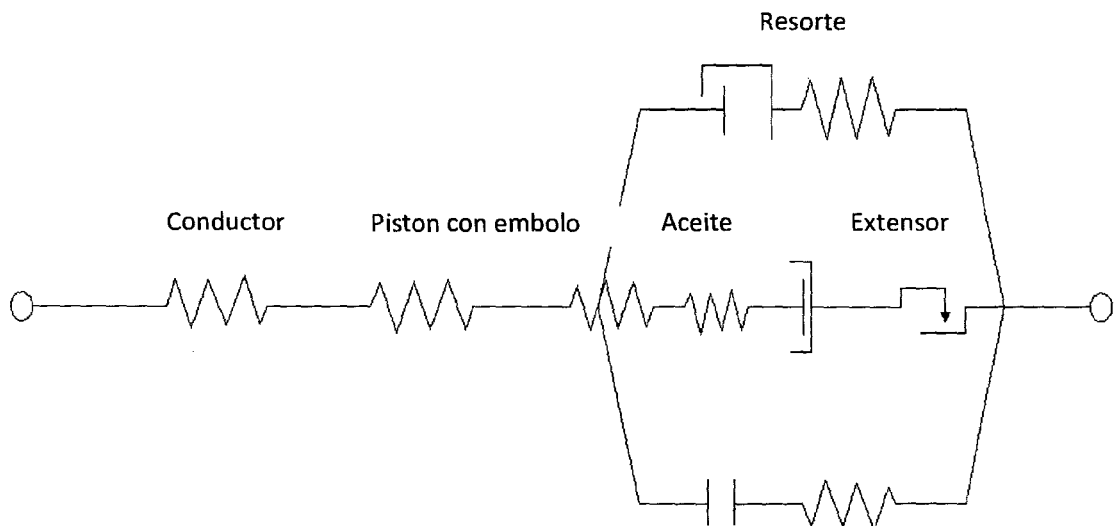
Debe tenerse en cuenta que esta representación no considera ningún estado límite de fuerza o desplazamiento ante un sismo de alta magnitud. En el Instituto Tecnológico de Tokio (H. Kit Miyamoto) se realizaron investigaciones con el objetivo de encontrar un modelo que considere todo tipo de estado crítico del sistema para amortiguadores fluido viscoso. Con este modelo se estimaría un nivel de riesgo más real. La Fig 14 muestra el modelo matemático resultante de estas investigaciones.

En el software de cálculo estructural ETABS v9.5, el modelo del disipador es del tipo Maxwell. Así, el amortiguador puede modelarse como elemento tipo "Link", para después asignarle propiedades

"Damper" del tipo lineal o no lineal. Estas propiedades se presentan en detalle en la Sección 2.3.



(a)



(b)

## **2.3 DISIPADORES DE ENERGÍA DE TIPO FLUIDO VISCOSO**

### **2.3.1 AMORTIGUADORES FLUIDO - VISCOSOS**

Estos dispositivos son básicamente recipientes llenos de un fluido que deben mantenerse en condiciones de servicio durante el período de vida de la estructura a la que sirve. A diferencia de otros tipos de dispositivos, no aportan mayor rigidez ni resistencia al sistema. Además no añaden fuerzas al sistema debido a su comportamiento fuera de fase con la estructura.

El comportamiento fuera de fase con la estructura puede explicarse recurriendo al comportamiento de un fluido viscoso, cuya fuerza resistente aumenta al aumentar la velocidad con la que es comprimida. Esta propiedad origina que la velocidad de la estructura sea cero cuando alcance su deformación máxima y por lo tanto la fuerza generada por el dispositivo, por deberse al fluido viscoso, es también cero.

Podemos concluir entonces que estos dispositivos tienen la propiedad de disminuir simultáneamente las deformaciones y los esfuerzos en la estructura. En la literatura especializada este comportamiento se denomina: "fuera de fase".

#### **2.3.1.1 ECUACION GENERAL**

La ecuación simplificada de estos dispositivos es la siguiente:

$$F = CV^\alpha \quad (2.4)$$

Donde:

F: Fuerza en el disipador.

C: Constante de Amortiguamiento.



V: Velocidad relativa en el amortiguador.

$\alpha$ : Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones.

### a) Coeficiente de amortiguamiento "C"

Es la constante de amortiguamiento del dispositivo, y esta relacionado a las propiedades del fluido inmerso dentro del dispositivo. Debe ser definido por el proyectista de acuerdo al amortiguamiento objetivo.

Su cálculo parte de una estimación que depende directamente del tipo de disipador utilizado (lineal o no lineal) y del amortiguamiento objetivo. A continuación se exponen dichas expresiones:

#### *Amortiguadores Lineales*

Un valor inicial estimado del coeficiente de amortiguamiento "C" para dispositivos lineales puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$\beta_{VISC.} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.5)$$

Donde:

$\beta_{VISC.}$ : Amortiguamiento Viscoso Objetivo.

T: Período de la estructura.

$\phi_i$ : Modo de vibración del periodo fundamental.

$\phi_{rj}$ : Desplazamiento Relativo del modo de vibración fundamental.

$\theta_j$ : Ángulo de inclinación del disipador.

$m_i$ : Masa de entrepiso.

Esta fórmula considera un coeficiente de amortiguamiento constante para todos los dispositivos. Sin embargo, se conoce experimentalmente que la eficiencia de los amortiguadores en los pisos superiores es menor

que la que se presenta en los niveles inferiores debido a la importancia de los primeros modos.

### ***Amortiguadores No Lineales***

Un valor inicial estimado del coeficiente de amortiguamiento "C" para dispositivos no lineales puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$\beta_{visc.} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.6)$$

Donde:

$\lambda$ : Valores tabulados en el FEMA 273 a partir de la siguiente ecuación:

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2+\alpha)} \quad (2.7)$$

$\Gamma$ : Función gamma.

A: Amplitud del desplazamiento del modo fundamental de la estructura.

w: Frecuencia angular fundamental de la estructura ( $\omega = 2\pi f$ ).

$\alpha$ : Exponente de velocidad.

El rango del valor de C dependerá de las condiciones de la estructura tales como: **periodo, regularidad, número de niveles y otros**

### **b) Exponente de Velocidad "α"**

El exponente de velocidad "α" describe el comportamiento histerético de los disipadores; en otras palabras propone la disposición de los lazos histeréticos. Este exponente define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad.

Para el caso de edificaciones se recomienda el uso de  $\alpha < 1$ , típico de un disipador no lineal. Cuando el amortiguador cumple esta condición, logra minimizar golpes de velocidades con una baja fuerza en el amortiguador.

Para amortiguadores lineales el valor de  $\alpha$  es igual a 1. En estos dispositivos la fuerza es proporcional a la velocidad relativa, esto provoca un comportamiento fuera de fase:

*“Fuerza máxima en la estructura” → “Fuerza mínima en el disipador”.*

Los amortiguadores con  $\alpha$  mayor 1 no son comúnmente utilizados en edificaciones porque se necesitan grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza en el amortiguador.

La Fig. 15 ilustra el comportamiento en el amortiguador al variar el valor de  $\alpha$ . Demuestra la eficiencia de los amortiguadores no-lineales para aminorar altos shocks de velocidad en comparación con los amortiguadores lineales. Para bajas velocidades relativas, los amortiguadores no lineales reaccionan con una mayor fuerza de amortiguamiento.

Según los especialistas de MIYAMOTO INTERNATIONAL se recomienda utilizar valores de  $\alpha$  **entre 0.4 y 0.6** para estructuras comunes.

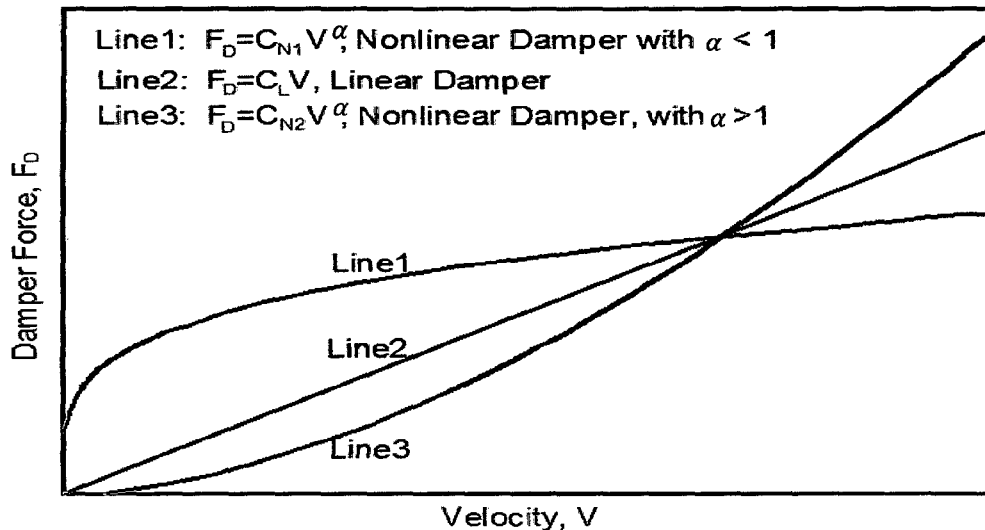


Fig. 15. Fuerza por amortiguamiento vs Velocidad (extraído de "Seismic Design of Structures with Viscous Dampers\_Jenn-Shin Hwang)

### c) Rigidez del dispositivo "K" (Rigidez del brazo metálico)

De acuerdo a lo expuesto en la Sección 2.2.4.1, la rigidez del dispositivo es la rigidez del brazo metálico que lo conecta a la estructura principal. Esto debido a que la rigidez axial del dispositivo es mucho menor a la del brazo, cuyo valor se determina con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (2.8)$$

Donde:

E: Coeficiente de Elasticidad del Acero.

A: Área de la sección del brazo metálico.

L: Longitud del brazo metálico.

Es muy común utilizar **perfiles HSS** o **tipo PIPE** por razones de estética y por su facilidad de instalación.

En el proceso de diseño del brazo metálico se deben validar las siguientes expresiones:

$$\phi T_n = \phi F_y A_g < T_u \text{ (Tensión)} \quad (2.9)$$

Donde:

$T_n$ : Tensión nominal.

$\phi$ : Factor de reducción (0.9).

$A_g$ : Área bruta de la sección del brazo metálico.

$T_u$ : Tensión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g < P_u \text{ (Compresión)} \quad (2.10)$$

Donde:

$P_n$ : Compresión nominal.

$P_u$ : Compresión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

### 2.3.1.2. ESQUEMA DEL DISPOSITIVO

Los amortiguadores fluido viscosos están clasificados como elementos pasivos de disipación de energía porque necesitan de una excitación externa, en este caso de velocidad, para iniciar su desplazamiento interno. La disipación se produce por la conversión de energía cinética en calor.

En general, el dispositivo consiste en dos elementos: un cilindro y un pistón de acero inoxidable. El cilindro tiene en su interior silicona incompresible como fluido viscoso, el cual permite que el sistema de

amortiguación se mantenga estable dentro de un rango considerable de variaciones de temperatura.

El dispositivo se activa mediante la transferencia del fluido de silicona a través de compartimientos en lados opuestos de la unidad mediante pequeños orificios. Las propiedades del dispositivo son especificadas por el proyectista, pero estas deberán ser desarrolladas por el fabricante mediante variaciones en la construcción mecánica y las propiedades de los orificios. Estos detalles determinarán además si es un amortiguador lineal o no lineal.

A continuación se muestra un esquema de un amortiguador y descripción de sus partes principales:

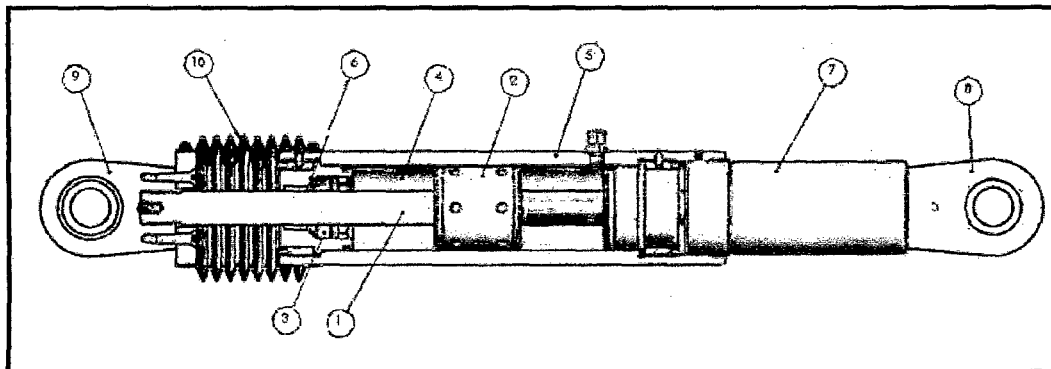


Fig. 16. "Esquema general de un Disipador de Energía TAYLOR DEVICES INC"

Donde:

- 1) Vástago de acero inoxidable.
- 2) Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce.
- 3) Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas.
- 4) Fluido viscoso, silicona incompresible.

- 5) Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
- 6) Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
- 7) Extender, acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
- 8) Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión.
- 9) Cojinete esférico forjado con aleación de acero de calidad aeronáutica.
- 10) Fuelle, nylon reforzado de inicio de neopreno.

### 2.3.1.3. COMPORTAMIENTO FUERZA DESPLAZAMIENTO

A continuación se expone la relación fuerza-desplazamiento para el sistema de amortiguación fluido viscoso extraída del documento "Probabilistic Seismic Risk Identification of steel Buildings with Viscous Dampers":

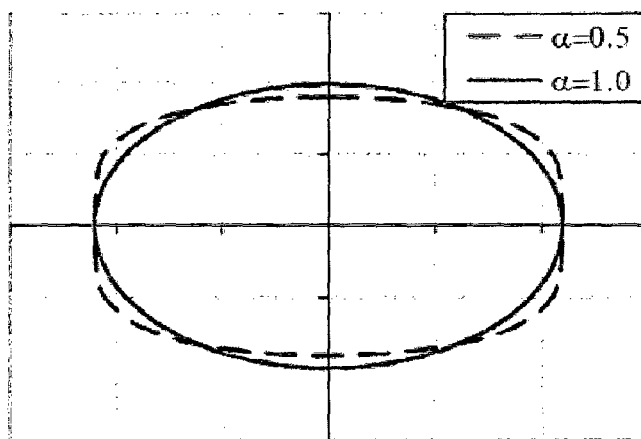


Fig. 17. Relación Fuerza – Desplazamiento para exponentes de velocidad de 1 y 0.5.

La curva que describe el comportamiento Histéretico de un disipador de energía fluido-viscoso es generalmente de geometría elíptica, alcanzando los valores máximos de fuerza para desplazamientos nulos.

#### **2.3.1.4. CRITERIOS DE UBICACIÓN Y DISPOSICIÓN**

La ubicación, disposición y número de amortiguadores en el edificio influyen significativamente en la efectividad del sistema de amortiguamiento. Diversas investigaciones en torno a ello han dado como resultado recomendaciones generales de ubicación como la búsqueda de simetría.

En el caso de amortiguadores fluido viscosos, se sugiere ubicarlos inicialmente en las zonas de velocidades máximas y en los entrepisos que experimentan mayor desplazamiento relativo. La ubicación óptima de los amortiguadores se logra mediante un proceso iterativo.

También es importante señalar que el uso del edificio y la arquitectura del mismo son factores que influyen significativamente en la ubicación de los amortiguadores. Por esa razón todos los profesionales envueltos en la construcción y diseño de la edificación deben llegar a un acuerdo en cuanto a la ubicación de los amortiguadores, de manera que cumpla con todos los requerimientos de diseño.

Entre los arreglos más comunes se presentan la disposición Chevron y la disposición Diagonal, ambos necesitan de un brazo metálico para conectarse con la estructura.



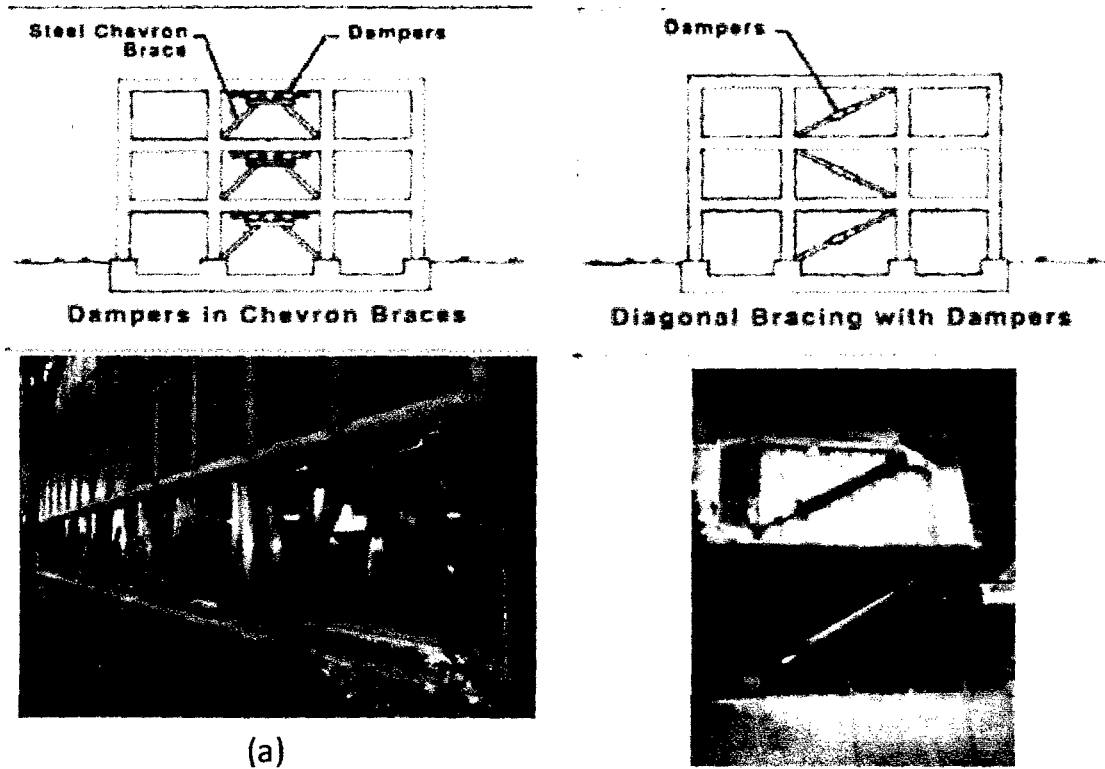


Fig. 18.1 Disposiciones comunes, (a) en chevron y (b) en diagonal

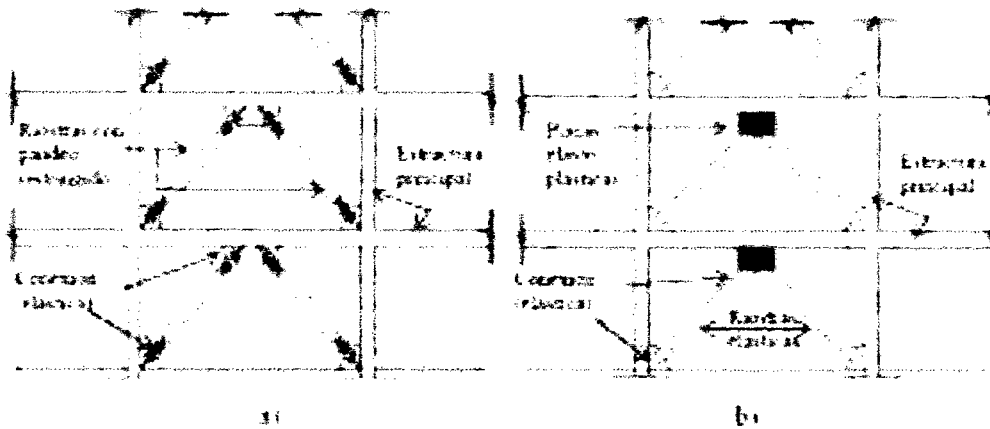


Fig. 18.2 Disposiciones (a) riostras con pandeo restringido y (b) placas a flexión

### **Disposición CHEVRON**

Esta disposición se caracteriza por disponer al amortiguador en posición horizontal, paralelo al plano del techo. De este modo se logra absorber las fuerzas horizontales directamente.

Esta disposición genera un mejor desempeño de la estructura con respecto a la disposición diagonal porque resulta en una mayor reducción de derivas.

Entre las desventajas de esta disposición se encuentra el sobreesfuerzo generado en la parte intermedia de la viga cercana al amortiguador, un efecto de compresión y tracción que debe ser controlado por medio de planchas, anclajes y un refuerzo adicional en la viga.

### **Disposición DIAGONAL**

Esta disposición se caracteriza por orientar el dispositivo en el ángulo diagonal del pórtico donde se ubicará. Por tanto, solamente la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales.

La principal ventaja que presenta esta disposición es que no se requiere de ningún refuerzo adicional al pórtico que lo contiene, ya que los nudos pueden diseñarse para los esfuerzos añadidos de los amortiguadores.

Por otra lado, se suele necesitar un menor número de dispositivos que se utilizarían con otra disposición para el mismo nivel de desempeño objetivo.

La Tabla 1 muestra una breve comparación entre las disposiciones Chevron y Diagonal.

<b>Tabla 1: Comparativo Chevron vs Diagonal</b>			
<b>COMPARATIVO</b>	Mejor Control de Derivas	Menor solicitud de refuerzo adicional	Menor cantidad de dispositivos
	<b>Chevron</b>	<b>Diagonal</b>	<b>Diagonal</b>

## 2.4 NORMATIVA Y REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ASCE

### 2.4.1 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Existen cuatro procedimientos propuestos por el ASCE 7-10 para el análisis de estructuras con sistema de disipación de energía, estos son:

- Análisis de Respuesta Espectral.
- Análisis de Fuerza Lateral-Equivalente.
- Análisis No-lineal Estático o Análisis Pushover.
- Análisis de Respuesta No-lineal Tiempo-Historia.

La elección de un tipo determinado de análisis responde a las siguientes consideraciones:

- Categoría de diseño sísmico a partir de la ubicación de la estructura.
- Sistema Sismo-resistente seleccionado.
- Sistema de Disipación de Energía seleccionado.
- Configuración estructural.

Los procedimientos recomendados para estructuras con sistemas de Amortiguamiento son en general métodos No-lineales. Los procedimientos de Respuesta Espectral y Fuerza Lateral Equivalente pueden usarse siempre y cuando el edificio sea modelado linealmente y bajo ciertas restricciones del ASCE 7-10.

#### 2.4.2. REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA, COEFICIENTE "B"

Según el ASCE 7-10, la respuesta de la estructura ante una solicitud sísmica puede ser reducida debido al incremento del amortiguamiento proporcionado por los disipadores. Esta reducción de la fuerza cortante basal se expresa mediante:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad (2.11)$$

Donde  $V$  es la fuerza cortante basal obtenida sin la aplicación de disipadores y  $B$  es el factor de reducción de respuesta en función del amortiguamiento equivalente cuyo valor mínimo es:

$$V_{min} = 0.75V \quad (2.12)$$

Si se elige el análisis espectral, el factor  $B$  puede interpretarse como una reducción del espectro de pseudoaceleraciones, de desplazamientos y de fuerza cortante. La Figura 19, extraída del FEMA 368 y 369, ilustra este hecho.

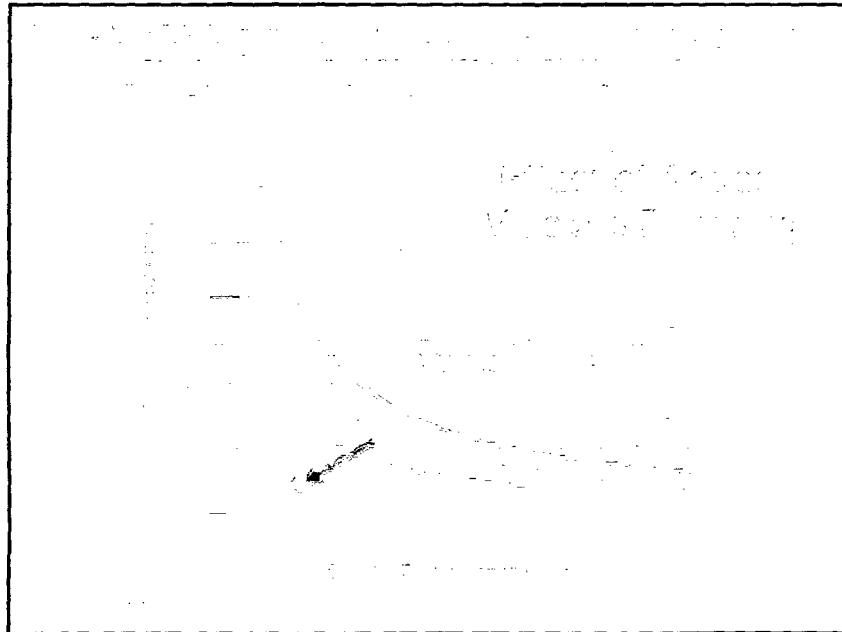


Fig. 19. Reducción del espectro por incremento del amortiguamiento viscoso.

### 2.4.3. AMORTIGUADOR EQUIVALENTE, FACTOR " $\beta$ "

El amortiguamiento equivalente es una sumatoria del amortiguamiento inherente, amortiguamiento histerético y amortiguamiento viscoso, expresada en fórmulas expuestas en el ASCE 7-10 Capítulo 18. A cada valor de " $\beta$ " corresponde un factor de reducción " $B$ ", es decir, para cada porcentaje de amortiguamiento que presenta la estructura, habrá un factor por el que reducir su respuesta

<b>Amortiguamiento efectivo BD o BM como porcentaje del amortiguamiento crítico</b>	<b>Factor B<sub>D</sub> o B<sub>M</sub></b>
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

#### **2.5.4 RECOMENDACIONES SOBRE EL USO DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO EN EDIFICIOS.**

El presente acápite busca recomendar el uso de este moderno sistema de protección sísmica por amortiguamiento fluido-visco en función de las variables mas importantes dentro de un Proyecto de Edificaciones.

✓ **En Función del Tipo de Sistema Estructural**

La capacidad de disipar energía de estos dispositivos se incrementa conforme el desplazamiento relativo en su interior aumenta. Estos dispositivos permiten aquellos desplazamiento gracias al fluido que llevan en el interior el cual se activa una vez que inicia el movimiento que es el que somete la estructura a aceleraciones generando así altas velocidades en los amortiguadores.

Este comportamiento nos lleva a la conclusión de que la conveniencia en el uso de estos dispositivos depende exclusivamente de la flexibilidad o rigidez de la estructura. Así un sistema de muros tendría dispositivos destinados a controlar el daño con efectividad únicamente en las primeras etapas de agrietamiento, mientras que un sistema de pórticos

o dual tendría la ventaja de controlar las derivas de entrepiso y el daño estructural generados durante todo el proceso.

✓ En Función del Nivel de Desempeño Deseado

Para este punto de vista se propone comparar el sistema de amortiguamiento con respecto a otro igualmente moderno pero con un enfoque diferente, se trata del sistema de aislamiento sísmico.

El capítulo 9 del FEMA 274 nos muestra algunas recomendaciones en el uso de ambos sistemas de acuerdo a los diversos niveles de desempeño deseados. Por ejemplo, para los niveles de desempeño: Operativo, Inmediatamente Ocupable y Resguardo de la vida, los amortiguadores son especialmente útiles. Para el nivel Cerca al colapso es mejor recurrir a otros sistemas de reforzamiento o a la combinación de ambos.

A continuación reproducimos una adaptación al castellano de la tabla de referencia publicada en el FEMA 274.

Tabla 3. Recomendaciones de la aplicación del Sistema de amortiguamiento y de aislamiento de la base según el Nivel de Desempeño Deseado.			
DESEMPEÑO		AISLAMIENTO DE LA BASE	AMORTIGUAMIENTO
NIVEL	RANGO		
Operativo	Control de daño	Muy Recomendable	Recomendable
Inmediatamente Ocupable	Control de daño	Recomendable	Recomendable
Resguardo de la vida	Seguridad al límite	Limitado	Recomendable
Cerca del colapso	Seguridad al límite	No Recomendable	Limitado

✓ En Función de la Edad de la estructura

En muchos países se usan estos dispositivos con fines de reforzamiento de estructuras existentes. Ciertamente esta es una opción atractiva

porque se mejora el desempeño de la estructura sin adicionar elementos rigidizantes tales como muros de concreto armado y arriostres metálicos.

Adicionalmente su instalación demanda menores implicancias porque generalmente son adosadas a los pórticos. Aquí reside una gran ventaja en comparación con los sistemas de aislamiento sísmico.

En edificios nuevos, los amortiguadores han sido usados para controlar la excesiva vibración que pudiera ocasionar daño en los elementos no estructurales como equipos y/o artefactos. Inclusive su aplicación nos permite reducir secciones del casco estructural logrando así una reducción en el costo total del proyecto.

✓ En Función de la Estética o Arquitectura del proyecto

Debido a que estos dispositivos son generalmente integrados dentro del marco de un pórtico, pueden esconderse fácilmente detrás de muros de drywall y así tener un mínimo efecto en la integridad arquitectónica del edificio.

A pesar de esto cabe mencionar que algunos expertos del tema consideran una mejora arquitectónica la exposición de los amortiguadores, inclusive un incremento considerable del valor del proyecto.

✓ En Función del Mantenimiento o Vida Util

Los dispositivos de fluido-viscoso TAYLOR DEVICES no requieren de ningún tipo de mantenimiento inclusive luego de algún evento sísmico. Esta afirmación cuenta con el respaldo de la industria militar que



participó directamente en la investigación, inclusive existen muchas edificaciones a nivel mundial que demuestran la veracidad de esta propiedad.

✓ En Función del Costo y las condiciones del proyecto

El costo del análisis, diseño, fabricación e instalación de los amortiguadores en una estructura esta en función de los siguientes factores:

- Movimiento del suelo y condiciones de suelo.
- Tipo de estructura.
- Desempeño deseado.
- Número de amortiguadores.
- Capacidad de cada disipador en fuerza, desplazamiento y velocidad.
- Refuerzo requerido de elementos estructurales existentes, conexiones o cimentaciones.
- Detalles de construcción e instalación.
- Interrupción en la ocupación del edificio durante la construcción o reforzamiento.

Se recomienda contar con especialistas en todos los campos de manera que pueda controlarse a la mayor medida todos estos factores.

Adicionalmente se debe tener en cuenta que el proyectista encargado debe contar con dos importantes requerimientos en función de minimizar los costos y seleccionar adecuadamente un amortiguador. El primero, un entendimiento claro de las propiedades de este sistema y

segundo, un racional proceso de diseño teniendo muy en claro los objetivos de diseño establecidos.

✓ En Función de la Importancia de la Estructura

En estructuras importantes y esenciales, el costo relativo de implementar un sistema de amortiguamiento es relativamente bajo en comparación con los gastos que se tendrían que asumir en reparación estructural después del evento sísmico y los gastos originados por los daños del contenido del edificio.

La aplicación de sistemas modernos de amortiguamiento es un valor agregado también desde el punto de vista comercial para aquellos edificios destinados a oficinas o departamentos. El costo de venta de una oficina o departamento en un edificio con disipadores de energía siempre será superior al de un edificio convencional.

✓ En Función del tipo de Dispositivo seleccionado

Si se desea incrementar el amortiguamiento para movimientos sísmicos desde pequeños hasta severos, entonces los dispositivos visco elásticos y fluido viscosos son apropiados porque estos disipan energía en todos los niveles de movimiento. Dispositivos histeréticos y de fricción requieren de suficiente movimiento relativo para empezar su acción de disipación.

Si se desea aumentar la resistencia y rigidez lateral en un edificio, entonces el uso de dispositivos visco elásticos ó histereticos es recomendable.

## 2.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES

En este capítulo se presentará una metodología de diseño para edificaciones usando amortiguadores de fluido-viscoso en disposición diagonal. Los requisitos mínimos a considerar en base a las recomendaciones del ASCE Capitulo 18 sección 18.2.4.1 son los siguientes:

- Estructura regular.
- Dos dispositivos como mínimo en cada dirección de análisis.
- Dispositivos en todos los niveles.

Para la etapa de análisis se aplicará un análisis tiempo-historia con el objetivo de obtener derivas y valores de fuerza en el SAFV.

La estructura en cuestión se modelará linealmente con secciones agrietadas según los criterios de fisuración del ACI:

- Vigas =  $0.35 * (I_g)$
- Columnas =  $0.70 * (I_g)$

Donde "I<sub>g</sub>" es la sección bruta.

### 2.5.1. REGISTROS TIEMPO HISTORIA

La Norma Peruana Sismo-Resistente E 0.30 indica que siempre que se desarrolle un análisis estructural tiempo-historia, deberá contarse con 5 registros de aceleraciones horizontales como mínimo, sean reales o artificiales, normalizados a la aceleración máxima esperada en el sitio. Se señala también que si se trata de una edificación importante se requerirá que los elementos estructurales sean modelados con propiedades inelásticas.

El ASCE 07-10, en su capítulo 18: "Requerimientos de diseño sísmico para estructuras con Sistemas de Amortiguamiento", señala que el análisis tiempo historia deberá ejecutarse con un mínimo de 3 pares de registros sísmicos.

Siguiendo la recomendación del ASCE 07-10, se usarán 3 pares de registros sísmicos debidamente normalizados. Luego de analizar la estructura con estos registros se procede a anotar las derivas máximas en las direcciones de análisis X e Y.

## **2.6 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO**

Se procede a la elección de los objetivos de desempeño sísmico. Estos objetivos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos es necesario tomar en consideración algunos factores como la importancia de las funciones que ocurren dentro del edificio, consideraciones económicas como el costo de interrupción de las actividades así como costos de reparación.

### **2.6.1. NIVELES DE DESEMPEÑO**

Los niveles de desempeño pueden ser cuantificados en términos de cantidad de daño directo a la estructura y al impacto indirecto posterior sobre las actividades en el edificio. A continuación se presenta una descripción detallada de los 4 niveles de desempeño establecidos por uno de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el del comité VISION 2000 del SEAOC.

**a) Totalmente Operacional**

Es un nivel en el que prácticamente no ocurren daños. El edificio permanece estable y seguro para sus ocupantes. No se requieren reparaciones.

**b) Operacional**

Se presentan daños estructurales leves y daños moderados en el contenido de la edificación y algunos elementos no estructurales. En realidad el daño es limitado y el edificio puede ser ocupado inmediatamente después del evento sísmico. Los daños no estructurales pueden limitar parcialmente el funcionamiento normal de la edificación.

**c) Seguridad**

A este nivel, ocurren daños moderados en los elementos estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral es reducida posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún existe un margen de seguridad frente al colapso. Los daños pueden resultar en una interrupción de las actividades en el edificio. Se requiere rehabilitación siempre en cuando sea viable y justificable desde el punto de vista económico.

**d) Próximo al Colapso**

La estructura se acerca al colapso debido a la gran degradación de la rigidez lateral y disminución significativa de la estabilidad. Bajo estas condiciones la edificación es insegura y el costo de rehabilitación puede ser injustificable desde el punto de vista económico.

## 2.6.2. SISMOS DE DISEÑO

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. La Tabla 4 muestra los intervalos de ocurrencia y la probabilidad de excedencia para cada uno de los movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

<b>Movimiento Sísmico de Diseño</b>	<b>Periodo de Retorno (años)</b>	<b>Probabilidad de excedencia-aceleración máxima esperada</b>
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	950	10% en 100 años

## 2.6.3. ELECCIÓN DE LOS OBJETOS DE DESEMPEÑO

El comité VISION 2000 agrupa las estructuras en tres grandes grupos de acuerdo a su grado de importancia durante y después del sismo:

- a) **Estructuras Críticas:** Aquellas que contienen materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.
- b) **Estructuras Esenciales:** Aquellas encargadas de todas las operaciones post-terremoto como hospitales, estaciones de bomberas, estaciones de policía, etc.
- c) **Estructuras Básicas:** Aquellas estructuras no consideradas en los grupos anteriores.

La Tabla 5 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño. Los números representan los tres tipos de estructuras considerados. La tabla 6 ilustra la definición de los objetivos de desempeño para estructuras básicas. Así, para un sismo raro, el nivel de desempeño mínimo es el de Seguridad.

<b>Tabla 5: Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).</b>				
Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Sismo Frecuente	1	0	0	0
Sismo Ocasional	2	1	0	0
Sismo Raro	3	2	1	0
Sismo Muy raro	0	3	2	1

0 : Desempeño Inaceptable
1 : Estructuras Básicas
2 : Estructuras Esenciales / Riesgosas
3 : Estructuras Críticas

<b>Tabla 6: Objetivos de desempeño para estructuras básicas.</b>	
Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de desempeño mínimo
Sismo Frecuente	Totalmente Operacional
Sismo Ocasional	Operacional
Sismo Raro	Seguridad
Sismo Muy raro	Próximo a colapso

## 2.7 DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DISEÑO

### 2.7.1. RELACIÓN DESEMPEÑO - DERIVA

Se ha demostrado que el daño en un edificio es función principal del desplazamiento en vez de función de la fuerza. Así se observa que cuando la estructura ingresa al rango inelástico, el aumento de daño se debe al aumento de desplazamientos aún cuando la fuerza que actúa en ella se mantenga constante.

El comité VISION 2000 hace una descripción detallada del daño correspondiente a cada uno de los 4 niveles de desempeño para los elementos estructurales resistentes de cargas verticales y de cargas laterales así como para elementos no estructurales. La Tabla 7 presenta un resumen de la relación entre nivel de desempeño y estado de daño.

Tabla 7: Descripción de daño para cada nivel de desempeño (SEAO Vision 2000 Committee, 1995).		
Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de Daño
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en los elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcional con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez en los elementos parte del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio por algún tiempo.
Severo	Pre-colapso	Daños severos en elementos no estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso total o parcial. No es posible la reparación.



### 2.7.2. DERIVA OBJETO

La relación existente entre Daño y Deriva en edificios ha sido estudiada y cuantificada por el FEMA Mitigation Division del gobierno estadounidense en su documento Multihazard Loss Estimation Methodology HAZUS. Este documento presenta los estados de daño y sus correspondientes derivas características de diversos sistemas estructurales.

En el capítulo 3 del mismo, se hallan descripciones que ayudan a clasificar el tipo de edificio en análisis. Por ejemplo un S2L es un edificio de acero con arriostres como sistema de resistencia sísmica de baja altura.

En la parte final del capítulo 3 se encuentran tablas que relacionan el estado de daño y su deriva característica para cada tipo de edificio, la tabla 8 muestra estas relaciones. Cada estado de daño se relaciona con un nivel de desempeño según la tabla 7. Por lo tanto para un desempeño objetivo, definido según 2.6.3, puede encontrarse una deriva objetivo.

Building Properties				Interstory Drift at			Threshold of
Type		Height (inches)		Damage State			Complete
		Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	
W1	Estructura ligera de madera	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
W2	Estructura de madera comercial e industrial	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	Estructura de acero de pequeña altura	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	Estructura de acero de mediana altura	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	Estructura de acero de gran altura	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	Estructura de acero arriostros de pequeña altura	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
 "DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLÚIDO VISCOSO"

S2M	Estructura de acero arriostrados de mediana altura	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	Estructura de acero arriostrados de gran altura	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	Estructura de acero maco de luz	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	Estructura de acero con muros de C°A° de pequeña altura	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	Estructura de acero con muros de C°A° de mediana altura	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	Estructura de acero con muros de C°A° de gran altura	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L	Estructura de acero con muros de mamposteria de pequeña altura						
S5M	Estructura de acero con muros de mamposteria de mediana altura						
S5H	Estructura de acero con muros de mamposteria de gran altura						
C1L	Estructura de concreto de pequeña altura	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	Estructura de concreto de mediana altura	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	Estructura de concreto de gran altura	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300

### 2.7.3. AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO

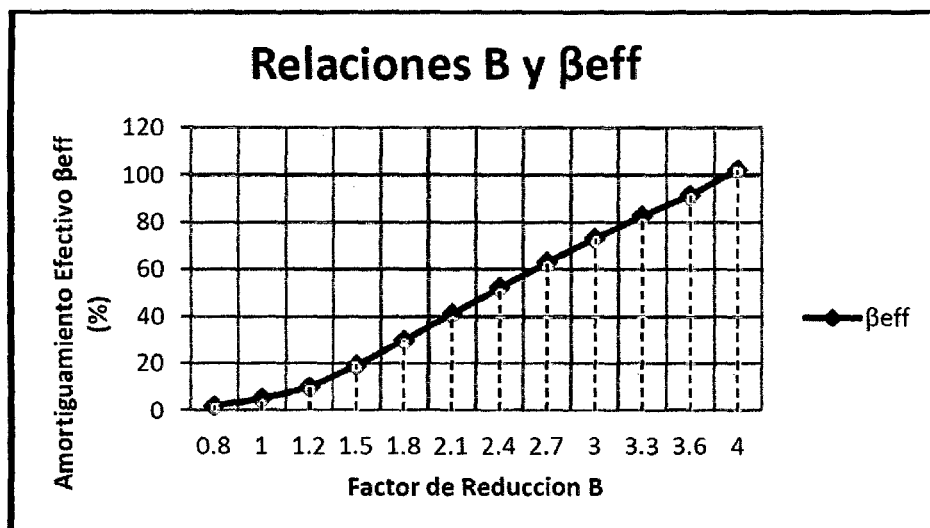
Si la deriva máxima obtenida del análisis del edificio sin disipadores es mayor que la deriva objetivo, entonces se determina el cociente:

$$B = \frac{\text{Deriva Máxima}}{\text{Deriva Objeto}} \quad (2.13)$$

Este es el factor de reducción de respuesta para llegar a la deriva objetivo. Con este factor B podemos determinar el amortiguamiento efectivo necesario que desarrollará la estructura para alcanzar la deriva objetivo mediante la fórmula de Newmark :

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})} \quad (2.14)$$

En el siguiente gráfico se muestra las relaciones entre algunos valores del factor de reducción B y su correspondiente  $\beta_{eff}$ :



Graf. 1. Relación Factor B y Amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ . Elaboración propia.

$\beta_{eff}$  es el amortiguamiento objetivo que debe desarrollar la estructura con la adición de los disipadores de energía. La participación que tendrán los disipadores en el amortiguamiento ( $\beta_{visc.}$ ) puede obtenerse descontando el amortiguamiento inherente de la estructura, 5% para edificios de concreto armado, del valor  $\beta_{eff}$ :

$$\beta_{visc.} = \beta_{eff} - 5\% \quad (2.15)$$

## 2.8 UBICACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LOS AMORTIGUADORES

Se recomienda ubicar los dispositivos en los pórticos extremos y estos deberán ser constantes en toda la altura. La cantidad de dispositivos dispuestos en la dirección "X" e "Y" deberá ser semejante y su ubicación, se recomienda, deberá ser simétrica en planta. Además, se siguen los criterios descritos en el acápite 2.3.1.4.

## 2.9 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL AMORTIGUADOR

### 2.9.1. RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO "K"

Cuando los amortiguadores están adosados a la estructura usando brazos metálicos en posición diagonal, la rigidez axial de este brazo metálico gobierna la rigidez axial del sistema brazo-disipador y puede hallarse mediante la fórmula:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (2.16)$$

Donde:

E: Coeficiente de Elasticidad del material.

A: Área de la sección del brazo metálico.

L: Longitud del brazo metálico.

Los especialistas de MIYAMOTO INTERNATIONAL recomiendan iniciar con el proceso de iteración planteando un valor de 2000 kips/in, el cual será posteriormente afinado.

### 2.9.2. COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO "C"

Asumiendo que todos los disipadores en la estructura tienen las mismas propiedades, la obtención del coeficiente "C" se desarrolla mediante una estimación del factor en las ecuaciones 2.17 y 2.18 cuyos términos se expusieron en la Sección 2.3.1.1.

Para amortiguadores Lineales:

$$\beta_{\text{visc.}} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.17)$$

Para amortiguadores No Lineales:

$$\beta_{\text{visc.}} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.18)$$

### 2.9.3. EXPONENTE DE VELOCIDAD "α"

El exponente de velocidad es inicialmente estimado por el proyectista de acuerdo a la reacción del dispositivo que desee obtener. Siempre será menor que 1 para amortiguadores no lineales y su influencia en el comportamiento del amortiguador se describe en la sección 2.3.1.3.

## 2.10. MODELAMIENTO DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

El modelo del sistema estructural será del tipo lineal considerando secciones fisuradas en vigas y columnas; mientras que los dispositivos de amortiguación corresponderán a elementos no lineales.

En cuanto a los dispositivos de amortiguación, la Figura 20 muestra la manera de introducir las propiedades expuestas en el software de cálculo ETABS v9.5.

Una vez definido el elemento se procede con la ubicación y disposición de los dispositivos según el acápite 2.3.1.4.

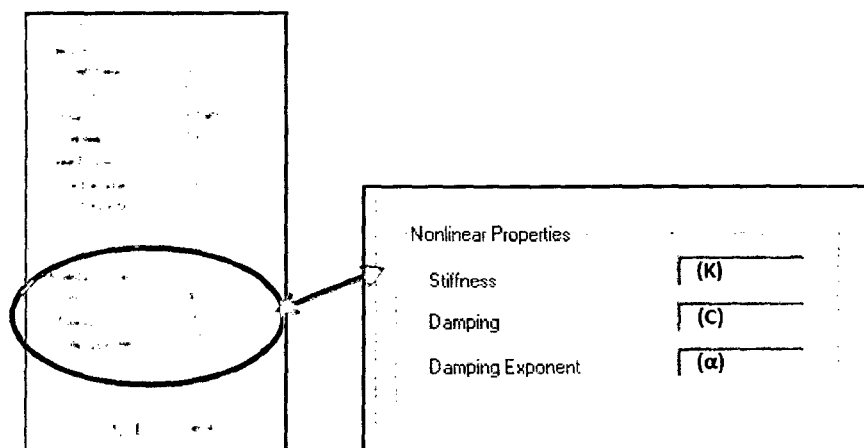


Fig. 20. Propiedades del dispositivo en el software ETABS.

## 2.11. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

### 2.11.1. DERIVAS

Se evalúan si las derivas máximas de entrepiso obtenidas usando el sistema de amortiguamiento caracterizados por el factor "C" y "α" estimados en la primera iteración han alcanzado la deriva objetivo. Si no fuera el caso, se procede a iterar el valor de las constantes "C" y "α", la cantidad de dispositivos e inclusive la posición ó disposición de los mismos; en este orden de importancia cuantas veces sea necesario.

### 2.11.2. BALANCE ENERGÉTICO

Se evalúa el balance energético de la estructura con el sistema de amortiguamiento. 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.

### 2.11.3. VERIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO

Con el propósito de verificar si el amortiguamiento añadido por los disipadores alcanza al amortiguamiento objetivo definido en la Sección 2.7.3, se somete al edificio a una prueba de vibración libre. Para ello se usará una función Pulso.

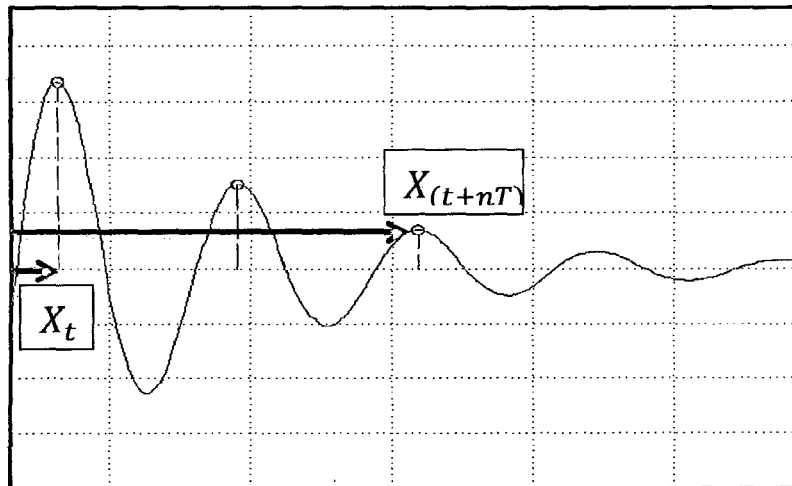


Fig. 21. Respuesta de una estructura amortiguada sometida a un Pulso.

El grado de amortiguamiento se evaluará mediante la fórmula del decremento logarítmico:

$$\ln \left( \frac{X_t}{X_{(t+nT)}} \right) \cong \frac{2n\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.19)$$

Donde:

$\xi$ : Amortiguamiento alcanzado por la estructura bajo las propiedades del disipador:  $C$ ,  $\alpha$  y  $K$  definidas en la sección 2.5.

$x_t$ : Desplazamiento en el tiempo "t" de vibración.

$x_{t+nT}$ : Desplazamiento en el tiempo "t + nT" de vibración.

n: Número de ciclos.

## 2.12. DISEÑO ESTRUCTURAL

### 2.12.1. DISEÑO DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

#### 2.12.1.1. Diseño de los elementos de Concreto Armado

Para el diseño de las columnas de concreto armado que son parte del sistema de amortiguamiento, se anotan las fuerzas axiales obtenidas del análisis del edificio sin amortiguadores y con el espectro reducido. A continuación, estas fuerzas se amplifican con un coeficiente "A" que expresa la razón de las fuerzas axiales en las columnas cuando se disponen de amortiguadores con respecto a las que no los presentan bajo el análisis tiempo historia.

$$A = \frac{N_{con\ disipadores}}{N_{sin\ disipadores}} \quad (2.20)$$

Este coeficiente es propio de cada columna. Sin embargo, si los valores de "A" son semejantes, se puede asumir un promedio que afecte a todas las columnas que forman parte del sistema de amortiguamiento.

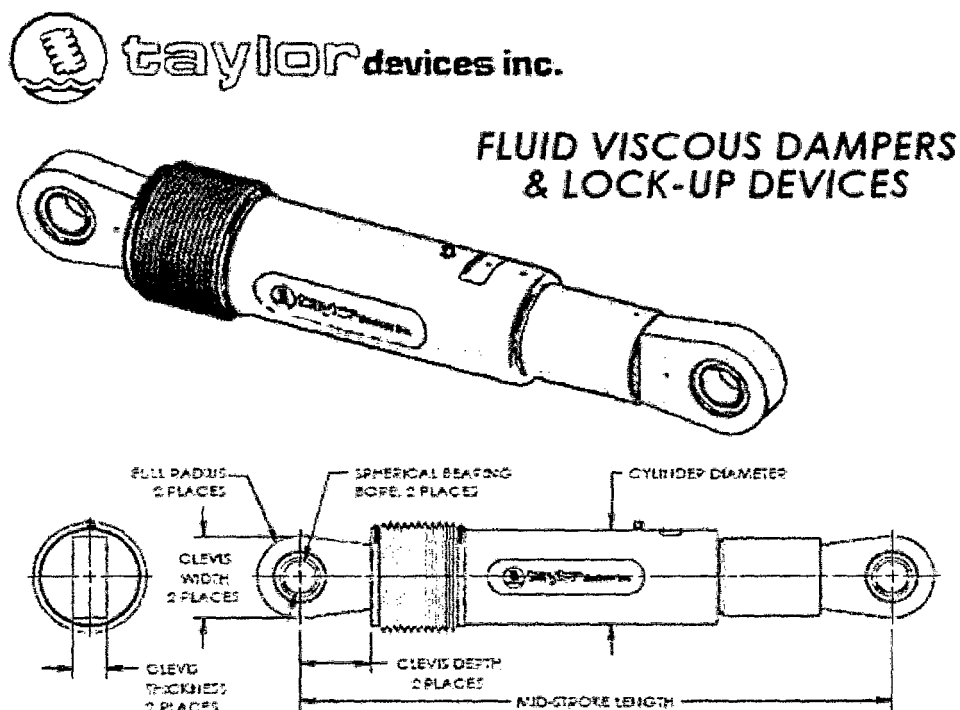


### 2.12.1.2. Diseño de los Dispositivos de Amortiguación

Las conexiones metálicas y los dispositivos de amortiguación serán diseñadas con los esfuerzos críticos obtenidos del analisis tiempo historia no lineal.

Una vez obtenidas las fuerzas de diseño se procede a agrupar los dispositivos de acuerdo a la magnitud de su fuerza procurando definir como máximo 7 grupos.

Finalmente con los dispositivos agrupados procedemos a definir las propiedades de éstos a partir de los cuadros provistos por el fabricante. Estos se exponen a continuación:



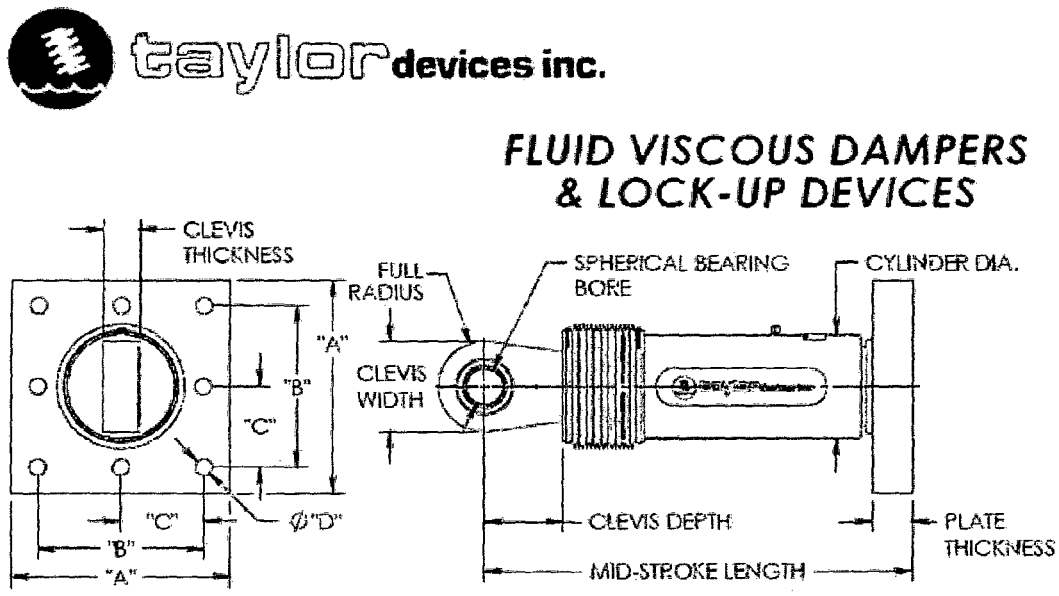
FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	CYLINDER DIA. (mm)	WEIGHT (Kg)
250 kN	38.10	867	±75	41	100 MAX.	83	115 MAX.	41
500 kN	50.80	1067	±100	54	120 MAX.	102	150 MAX.	84
750 kN	57.15	1194	±100	57	155 MAX.	129	185 MAX.	136
1000 kN	69.85	1238	±100	70	191 MAX.	150	210 MAX.	193
1500 kN	76.20	1315	±100	76	205 MAX.	162	240 MAX.	360
2000 kN	88.90	1575	±125	89	230 MAX.	191	290 MAX.	408
3000 kN	101.60	1575	±125	114	325 MAX.	203	350 MAX.	590
4000 kN	127.00	1880	±125	140	325 MAX.	273	425 MAX.	1202
6500 kN	152.40	2134	±125	152	350 MAX.	305	515 MAX.	1880
8000 kN	177.80	2242	±125	178	415 MAX.	317	585 MAX.	2495

NOTE: VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±50 TO ±900 MILLIMETERS. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE MILLIMETERS PER 21 MILLIMETER OF STROKE.

EXAMPLE: 1000 kN ±100 mm STROKE. MID-STROKE LENGTH IS 1238 MILLIMETERS.  
1000 kN ±150 MILLIMETERS STROKE.  $150-100=50$  TIMES FIVE = 250.  $1238 + 250=1488$  mm MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ±300 MILLIMETERS AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.  
TAYLOR DEVICES INC. 70 TAYLOR DRIVE, N. TONAWANDA, NEW YORK, 14120  
WWW.TAYLORDEVICES.COM, PHONE 716-674-0800 OR FAX 716-675-6015

Fig. 22. Propiedades del Dispositivo TAYLOR DEVICES - Argollas



FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	CYLINDER DIA. (mm)	WEIGHT (Kg)
250 kN	38.10	767	±75	41	100 MAX.	83	114 MAX.	84
500 kN	50.80	997	±100	54	127 MAX.	102	150 MAX.	98
750 kN	57.15	1016	±100	57	155 MAX.	129	184 MAX.	181
1000 kN	69.85	1048	±100	70	191 MAX.	150	210 MAX.	254
1500 kN	76.20	1105	±100	76	205 MAX.	162	241 MAX.	306
2000 kN	88.90	1346	±125	89	230 MAX.	191	252 MAX.	450
3000 kN	101.60	1441	±125	114	290 MAX.	203	350 MAX.	800
4000 kN	127.00	1626	±125	140	325 MAX.	273	425 MAX.	1088
6500 kN	†	†	†	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†	†	†	†

FORCE	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250 kN	178±3	127±.25	*	20.6±.25	38±.76
500 kN	262±3	203±.25	*	31.8±.25	38±.76
750 kN	343±3	254±.25	127±.25	28.7±.25	61±.76
1000 kN	419±3	318±.25	159±.25	31.8±.25	76±1.5
1500 kN	432±3	330±.25	165±.25	34.8±.25	76±1.5
2000 kN	457±3	343±.25	171.5±.25	38.1±.25	102±1.5
3000 kN	508±3	406±.25	203±.25	41.4±.25	102±1.5
4000 kN	†	†	†	†	†
6500 kN	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†

NOTE:  
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±50 TO ±900 mm. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE MILLIMETERS PER ±1 MILLIMETER OF STROKE.

EXAMPLE: 1000 kN ±100 mm STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 1048 mm  
1000 kN ±150 mm STROKE,  
150-100 = 50 TIMES FIVE = 250  
1048+250 = 1298 mm, MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 300 mm AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.  
\* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN  
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

TAYLOR DEVICES INC.  
90 TAYLOR DRIVE  
N. TONAWANDA, NEW YORK, 14120  
WWW.TAYLORDEVICES.COM  
PHONE 716-694-0800 OR FAX 716-695-6015

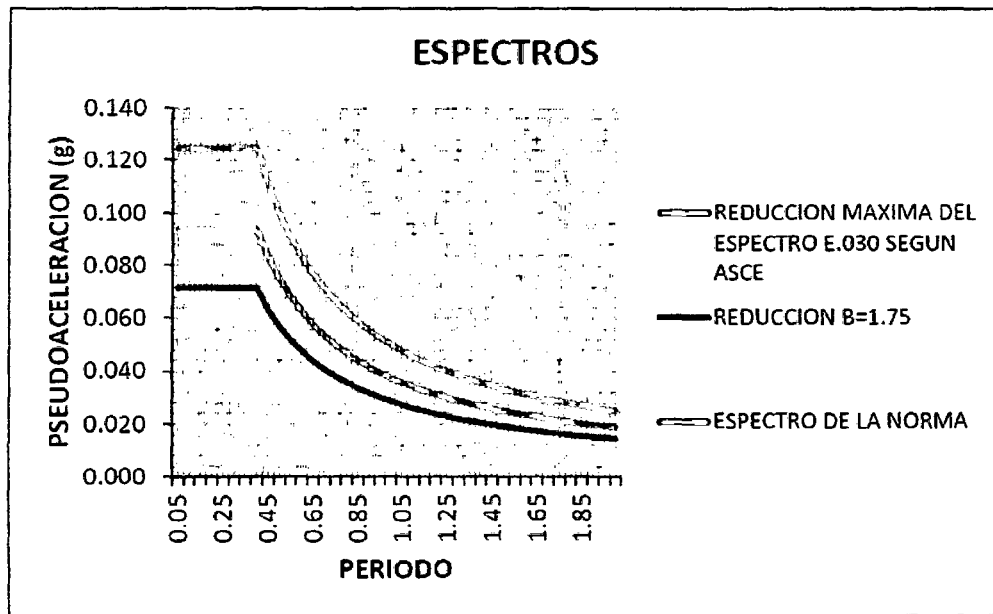
Fig. 23. Propiedades del Dispositivo TAYLOR DEVICES" – Plancha Base

## 2.12.2. DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

### 2.12.2.1. Espectro Reducido

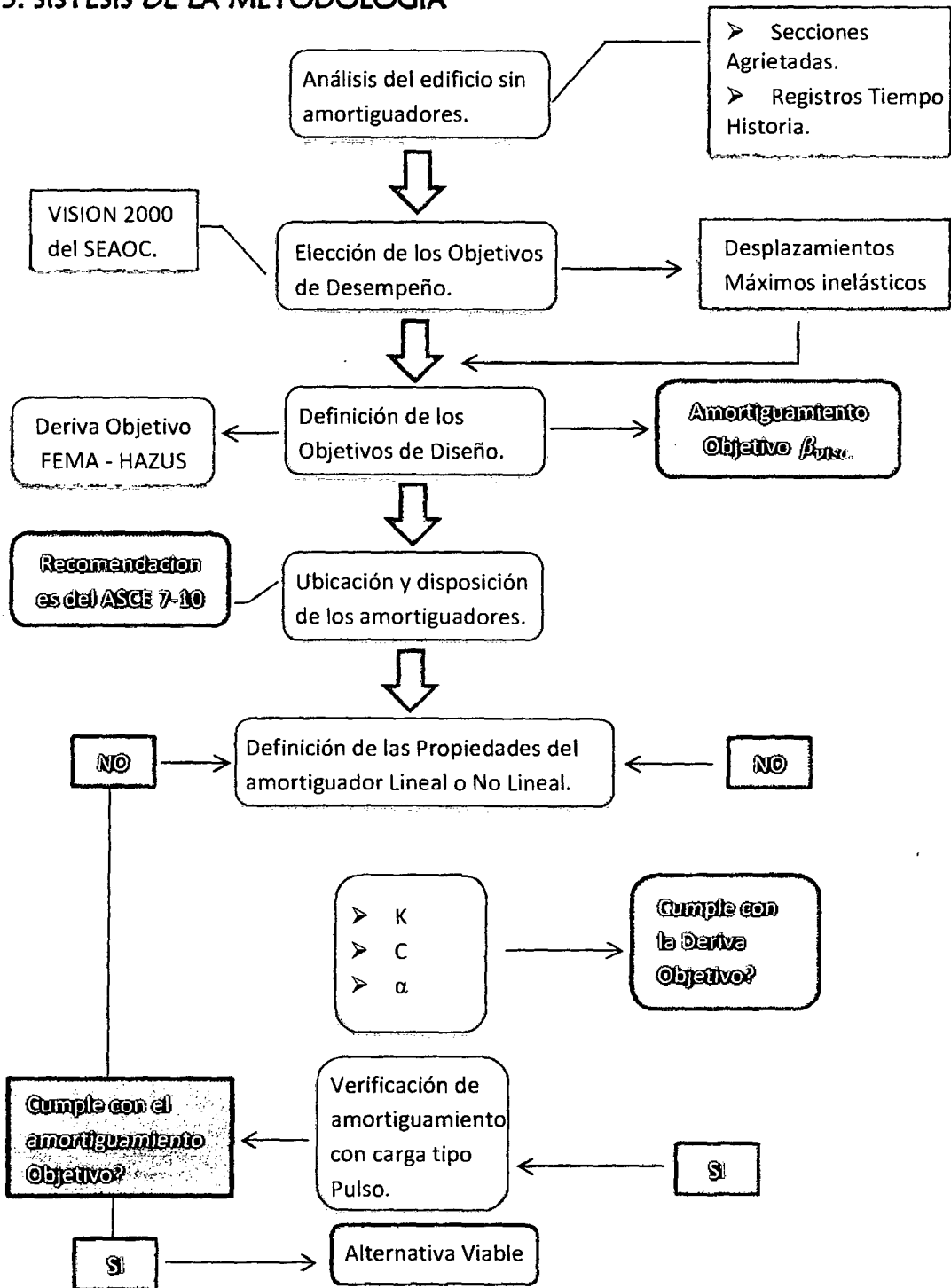
Como se expuso en la Sección 2.4.2, el incremento de amortiguamiento en la estructura permite una reducción en la amenaza sísmica, principalmente para los elementos que no forman parte del sistema de amortiguamiento. Es decir, para aquellas columnas, vigas o placas que no están conectadas directamente a uno o más disipadores, puede admitirse una reducción del espectro de la Norma E.030 de hasta el 25% con fines de diseño.

Esta reducción viene dada por el factor "B" expuesto en la Sección 2.7.3. Por ejemplo, como se ilustra en el Graf. 2, si el factor B es 1.75, se deberá usar la reducción máxima del espectro de la Norma E.030 propuesta por el ASCE 7-10.



Graf. 2. Reducción máxima del espectro de la norma NTP E.030 según el ASCE 7-10.

### 2.13. SÍSTESIS DE LA METODOLOGÍA



## CAPÍTULO III

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN CON SISTEMA DE AMORTIGUACIÓN DE FLUIDO VISCOSO

#### 3.1. SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Se eligió un edificio regular, el Edificio 4J, de la Universidad Nacional de Cajamarca, aporticado de concreto armado y de 3 niveles. Las características físicas del edificio son señaladas en las tablas 9-1 y 9-2. Las cargas consideradas en la estructura son descritas en las Tablas 9-3 y 10.

Tabla 9-1 Datos Generales			
<b>Función</b>	Edificio Universitario		
<b>Ubicación</b>	Distrito de Cajamarca, Cajamarca, Perú		
<b>Area</b>	Area 1° planta	613.5 m <sup>2</sup>	
	Area 2° planta	862 m <sup>2</sup>	
	Area 3° planta	862 m <sup>2</sup>	
<b>Niveles</b>	3	<b>Altura Piso típico</b>	3.25

Table 9-2 Sistema Estructural				
<b>Sistema</b>	Aporticado			
<b>Columnas</b>	60 x 30	<b>Vigas</b>	Principales	65 x 30
			Secundarias	50 x 25
<b>Sistema de Losas</b>	Aligerado (e=25cm)			
<b>f'c (Kg/cm<sup>2</sup>)- Columnas y vigas</b>	210			

<b>Tabla 9-3 Cargas Consideradas</b>		
<b>Peso Propio(losa aligerada)</b>	<b>350</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Piso Terminado</b>	<b>100</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Tabiquería</b>	<b>100</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Sobrecarga</b>	<b>250</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Tabla 10 - Distribución del peso por piso y Peso total de la estructura.</b>				
<b>Piso</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso x m<sup>2</sup> CM (TON)</b>	<b>Peso x m<sup>2</sup> CV (TON)</b>	<b>Peso total 100%CM+25%CV (TON)</b>
<b>1</b>	613.5	0.55	0.25	375.76875
<b>2</b>	862	0.55	0.25	527.975
<b>3</b>	862	-	-	-
<b>TOTAL</b>	<b>2337.5</b>	<b>Ptotal</b>		<b>903.74375</b>

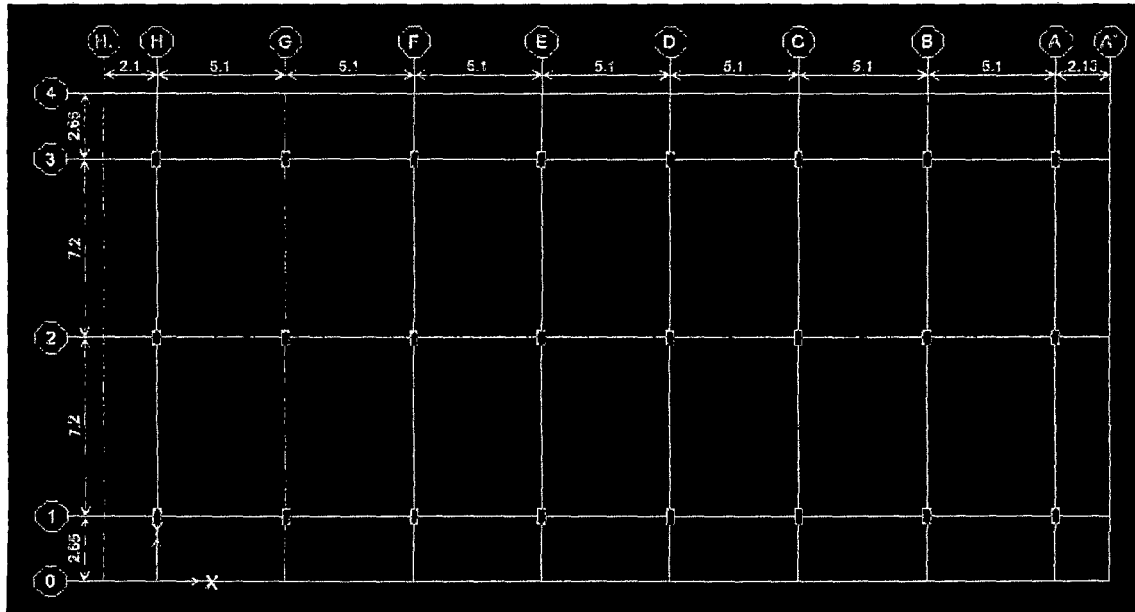
Como se sabe, las fuerzas horizontales son resistidas principalmente por los diafragmas rígidos verticales, debido a que la parte principal de la fuerza horizontal es transmitida a dichos elementos y el restante la recibe el sistema aporticado. Con la inclusión de los disipadores de energía en la estructura, gran parte de la fuerza horizontal será resistida por los disipadores de energía con la consecuente disminución e incluso eliminación de los diafragmas rígidos verticales.

Se realizó el metrado de cargas del edificio, considerando una sobrecarga de 250kg/m<sup>2</sup> con lo que se obtuvieron los resultados de los pesos de cada piso.

Las características del concreto y del acero especificadas para el diseño son:

- Resistencia a compresión del concreto :  $f'_c = 210 \text{ kg / cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto :  $E_c = 218819.79 \text{ kg / cm}^2$
- Peso específico del concreto :  $\gamma = 2400 \text{ kg / m}^3$
- Coeficiente de Poisson del concreto :  $\nu = 0,15$
- Esfuerzo de fluencia del acero :  $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero :  $E_s = 2000000 \text{ kg / cm}^2$

Planta típica y esquema tridimensional:





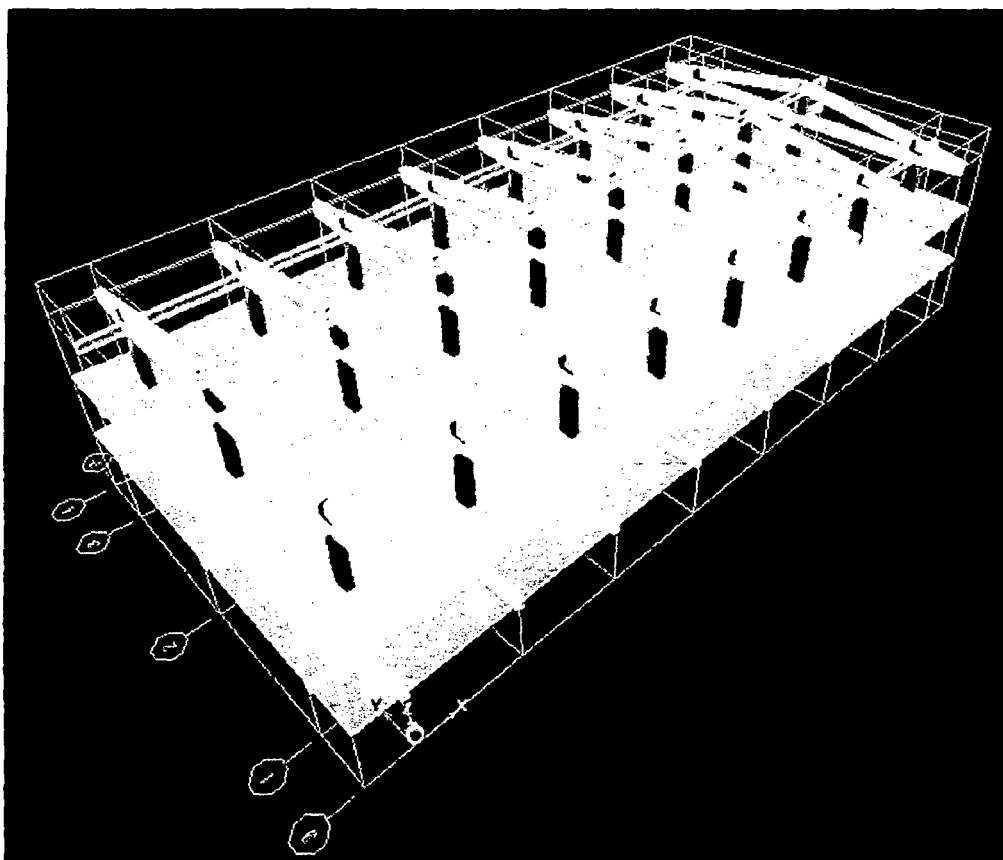


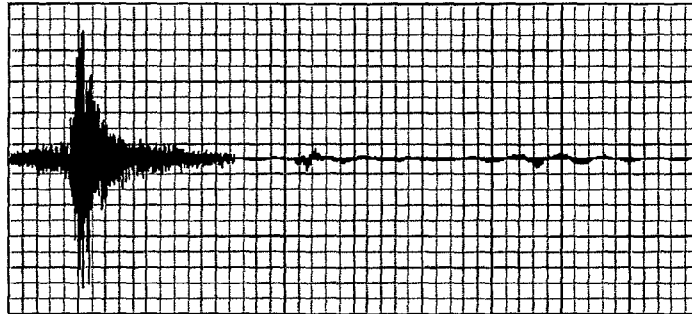
Fig. 24. Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.

### 3.2. ANÁLISIS DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES

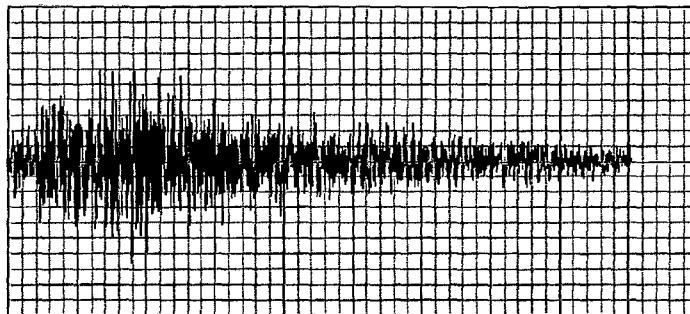
La amenaza sísmica será representada por registros tiempo historia de sismos ocurridos en la ciudad de Lima en los años 1966,1970 y 1974. Todos estos registros serán normalizados con la asistencia del programa de cómputo SismoSignal a una aceleración máxima de 0.4g (aceleración del suelo en la zona de la estructura) propuesta por la Norma E 0.30.

La Figura 24 muestra los registros utilizados en el modelamiento:

**TIEMPO HISTORIA 1966**



**TIEMPO HISTORIA 1970**



**TIEMPO HISTORIA 1974**

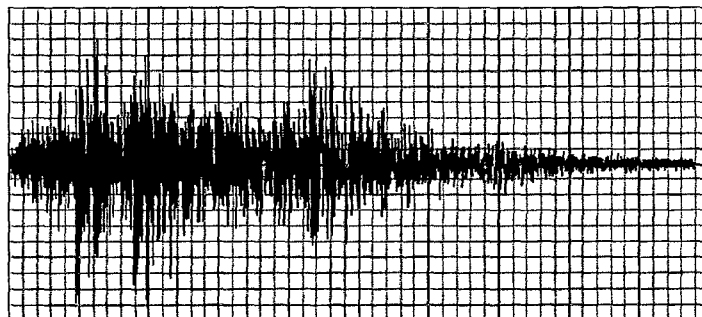


Fig. 25. Solicitaciones Sísmicas en la Ciudad de Lima (66, 70 y 74).

### 3.2.1 RESPUESTA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES

El análisis de la estructura se desarrolló considerando secciones fisuradas, en vigas y columnas. La estructura se sometió a los registros tiempo historia expuestos en la Sección 3.2, obteniendo finalmente los siguientes records de derivas de entrepiso en cada dirección X e Y:

Tabla 11-1. Derivas (‰) por nivel y por registro sísmico (Eje X).			
Nivel	REGISTROS TIEMPO HISTORIA		
	SISMO 1966	SISMO 1970	SISMO 1974
Piso 2	5.66	5.30	8.15
Piso 1	4.50	4.23	6.40
MAX	<b>5.66</b>	<b>5.30</b>	<b>8.15</b>

Tabla 11-1. Derivas (‰) por nivel y por registro sísmico (Eje Y).			
Nivel	REGISTROS TIEMPO HISTORIA		
	SISMO 1966	SISMO 1970	SISMO 1974
Piso 2	5.43	6.21	7.75
Piso 1	4.05	4.26	5.25
MAX	<b>5.43</b>	<b>6.21</b>	<b>7.75</b>

Los valores máximos de derivas inelásticas alcanzados en la dirección X e Y fueron de **8.15 y 7.75** por mil respectivamente. Estos valores son mayores al valor de 7 por mil, establecido como máximo por la norma peruana sismorresistente E.030, para edificios aporticados de concreto armado.

### 3.3. ELECCION DEL OBJETO DE DESEMPEÑO

Según la clasificación del SEAOC, el edificio es una Estructura Básica. Elegimos como sismo de diseño un Sismo de 500 años de periodo de retorno.

La tabla 12 ilustra la definición de los niveles de desempeño para estructuras básicas (oficinas y viviendas). Puede observarse que el nivel de desempeño elegido es el de Seguridad o Resguardo de la vida.

<b>Tabla 12. Objetivos de desempeño para estructuras básicas.</b>	
<b>Movimiento Sísmico de Diseño</b>	<b>Nivel de desempeño mínimo</b>
Sismo Frecuente	Totalmente Operacional
Sismo Ocasional	Operacional
Sismo Raro	Seguridad
Sismo Muy raro	Próximo a colapso

### 3.4. DEFINICION DE LOS OBJETOS DE DISEÑO

#### DERIVA OBJETIVO

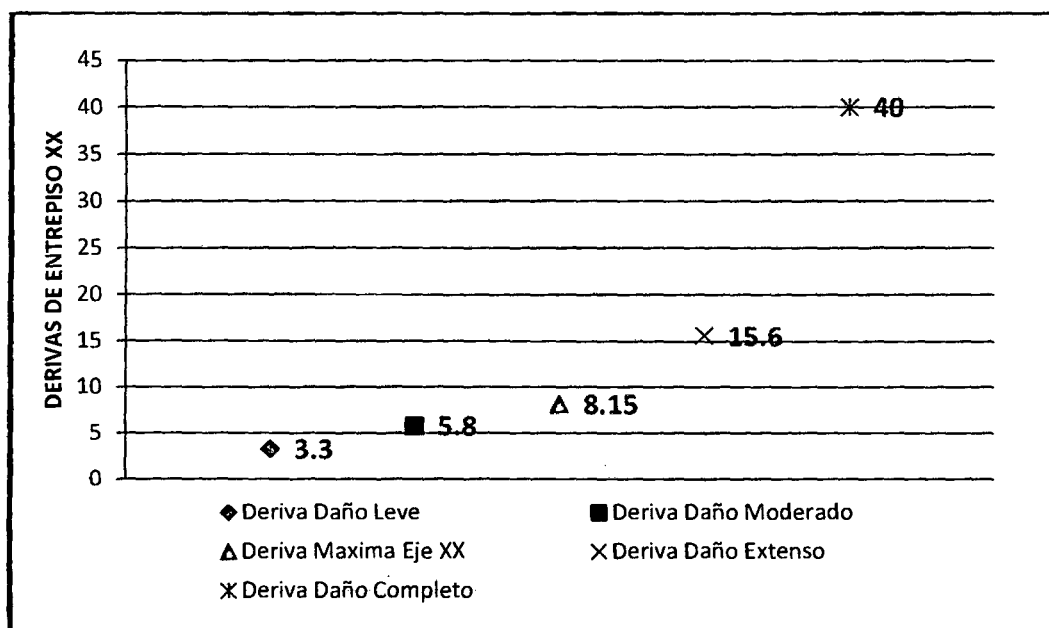
Según el capítulo 5 de Multihazard Loss Estimation Methodology HAZUS, el edificio es del tipo "Aporticado de Concreto Armado de mediana altura", abreviado como CM1. La tabla 13 extraída y adaptada del Multihazard Loss Estimation Methodology del Hazus, expone los estados de daño y sus derivas características para un CM1 diseñado con un código sísmico moderado.

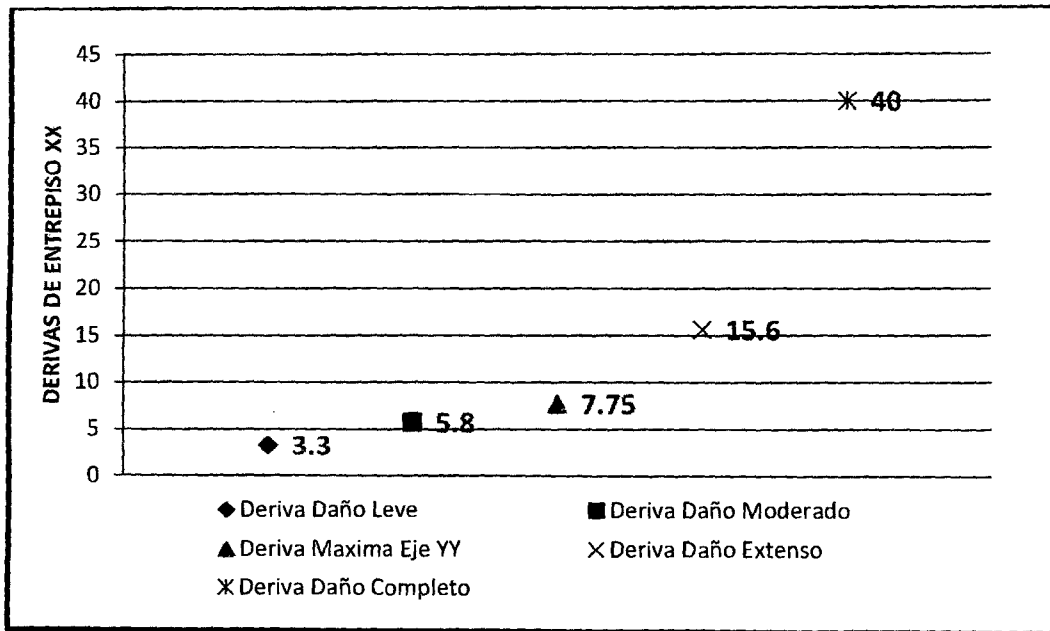
<b>Tabla 13. Descripción de daño y deriva característica para edificios tipo CM1 (HAZUS)</b>		
<b>Daño Estructural</b>	<b>Descripción</b>	<b>Deriva</b>
Leve	Pueden observarse grietas de corte y de flexión cerca a la unión de algunas vigas y columnas.	0.0033
Moderado	La mayoría de columnas y vigas presentan grietas. Algunos elementos como vigas han alcanzado la fluencia. Es evidente la presencia de largas grietas de flexión y en algunos lugares el concreto de recubrimiento se ha desprendido.	0.0058
Extenso	Algunos pórticos han alcanzado su capacidad última evidente por la presencia de largas grietas de flexión, concreto desprendido y refuerzo principal y transversal deformado. Resulta en un colapso parcial.	0.0156
Completo	La estructura ha colapsado o está a punto de hacerlo debido a falla frágil, agotamiento de ductilidad o pérdida de la estabilidad del sistema.	0.0400

Por lo tanto, se obtienen los niveles de desempeño y sus correspondientes derivas características haciendo uso además, de las equivalencias de la tabla 7. En la tabla 14 se expone las relaciones desempeño-deriva para edificios CM1. Se elige la deriva objetivo del Nivel de Desempeño Seguridad: 0.0058.

Nivel de Desempeño Objetivo	Deriva Objetivo
Totalmente Operacional	0.0033
Operacional	
Seguridad	0.0058
Pre-Colapso	0.0156
Colapso	0.0400

Las derivas máximas obtenidas del análisis de la estructura sin amortiguadores y expuestas en la Sección 3.2.1, están en el rango entre daño moderado y extenso, según lo ilustra el Graf. 3.





Graf. 3. Derivas máximas alcanzadas sin amortiguadores y el rango de daños.

### AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO

Determinamos el factor de reducción de respuesta mediante el cociente:

$$B = \frac{\text{Deriva Máxima}}{\text{Deriva Objetivo}}$$

Por lo tanto tenemos:  $B_{xx} = 1.41$

$$B_{yy} = 1.34$$

Usamos la ecuación de reducción de la demanda en función del amortiguamiento efectivo; considerando 5% de amortiguamiento inherente:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

Despejamos el amortiguamiento efectivo necesario para cada dirección de análisis:

$$\beta_{eff.xx} = 16.11 \%$$

$$\beta_{eff.yy} = 13.88 \%$$

Estos amortiguamientos son los que deben lograrse con la adición de los disipadores de energía. Descontando el amortiguamiento inherente se obtiene el amortiguamiento viscoso de demanda:

$$\beta_{visc.xx} = 11.11 \%$$

$$\beta_{visc.yy} = 8.88 \%$$

Debido a la semejanza de valores y manteniendo un margen de seguridad, establecemos un solo porcentaje de amortiguamiento objetivo:

$$\beta_{visc.} = 15 \%$$

### 3.5. UBICACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO

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 **8 dispositivos por piso**, 4 en cada dirección y ubicados en los porticos exteriores del edificio. Esta ubicación y disposición de los amortiguadores puede observarse en las figuras 25-1 y 25-2.

Cuando los amortiguadores están alejados del centro de masa, nos brindan la ventaja de trabajar en la zona de máximas velocidades (zona de mayor efectividad de los dispositivos de fluido viscoso). Otra ventaja



de esta ubicación es la simetría y regularidad, factores que permiten un mejor control de los efectos de la torsión.

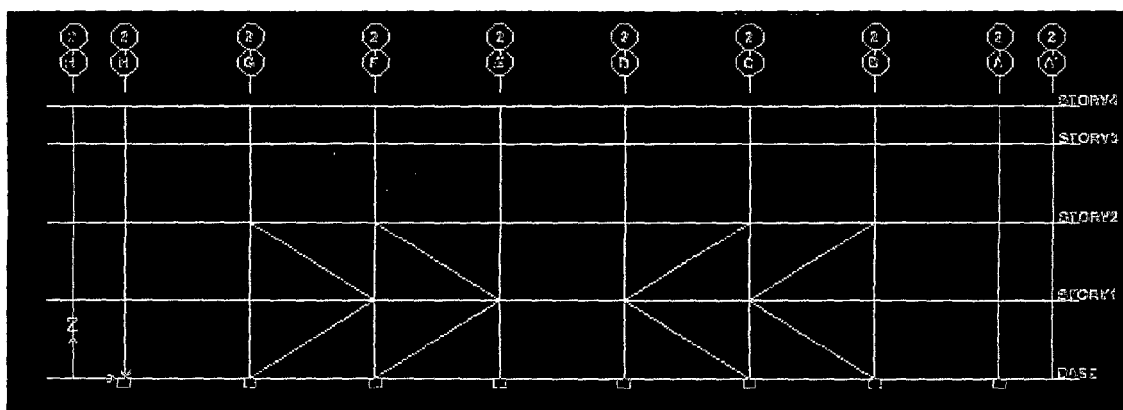


Fig. 26-1. Ubicación de los Dispositivos en los Pórticos, 1 y 3 Eje X-X.

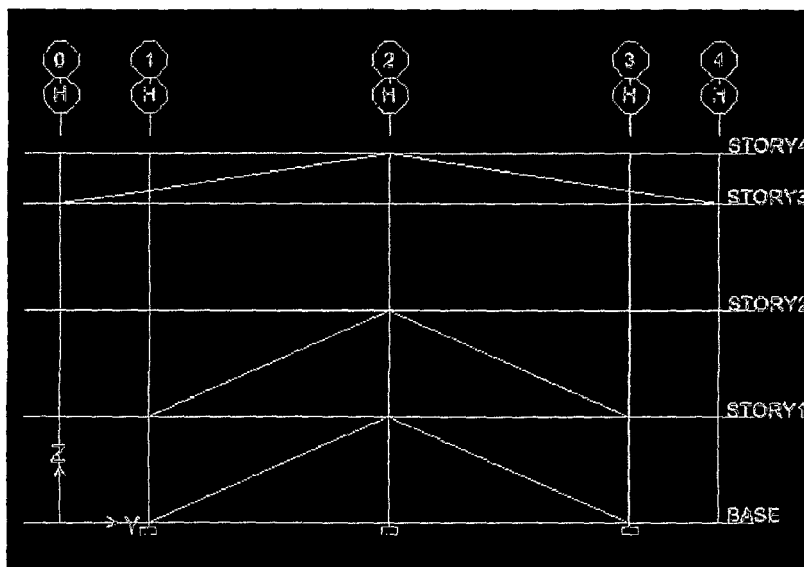


Fig. 26-2. Ubicación de los Dispositivos en los Pórticos, A y H Eje Y-Y.

### 3.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

#### 3.6.1. CALCULO PRELIMINAR DE RIGIDEZ "K"

Se inicia la iteración considerando un perfil metálico estandar HSS o PIPE STD, por lo que en el caso del presente ejemplo, partimos con un perfil del tipo PIPE 10 STD.

Las propiedades de este perfil son las siguientes:

Dimensiones PIPE 10 STD				
D ext. (in)	D int. (in)	espesor (in)	Área (in <sup>2</sup> )	Inercia (in <sup>4</sup> )
10.8	10	0.349	13.6	262

Con los datos del perfil y la geometría de la estructura, se procede a definir la rigidez del sistema:

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

Datos:

$$E_{acero} = 29\,000 \text{ ksi} = 20.4 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$$

$$A = 11.1 \text{ in}^2 = 71.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$L_{xtipico} = 238.1 \text{ in}$$

$$L_{ytipico} = 311.0 \text{ in}$$

$$K_{xtipico} = 1352 \text{ kip/in}$$

$$K_{ytipico} = 1035.1 \text{ kip/in}$$

### 3.6.2. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUADORES LINEALES

#### 3.6.2.1. ESTIMACION DEL COEFICIENTE "C" – DISPOSITIVOS LINEALES

El primer paso corresponde a la definición del exponente de velocidad "a". Para este caso, por tratarse de un dispositivo lineal se considerará como "a=1". Una vez culminado esta elección, se procede a utilizar la Ec. 2.5:

$$\beta_{VISC.} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Asumiendo que todos los amortiguadores tendrán un coeficiente "C" constante y un total de 4 dispositivos por piso en cada dirección, procedemos a despejar la variable "C" de la ecuación base para un amortiguamiento viscoso objetivo:  $\beta_{VISC.} = 15\%$

<b>Tabla 15-1. Cálculo del Coeficiente de Amortiguamiento – Lineal.</b>						
<b>DIRECCION X-X</b>						<b>T=1.562seg</b>
	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$m_i$	$\cos\theta$	$\sum \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$\sum m_i \phi_i^2$
<b>PISO 1</b>	<b>0.343</b>	<b>0.54</b>	<b>375768</b>	<b>0.843</b>	<b>0.207</b>	<b>44208.73</b>
<b>PISO 2</b>	<b>1.000</b>	<b>0.46</b>	<b>527975</b>	<b>0.843</b>	<b>0.150</b>	<b>527975</b>
<b>TOTAL</b>					<b>0.357</b>	<b>572183.73</b>

Por lo tanto se obtiene: **Cxx = 4835.34 Tn-s/m**

$$\mathbf{Cxx = 483.53 Tn-s/m}$$

<b>Tabla 15-2. Cálculo del Coeficiente de Amortiguamiento – Lineal.</b>						
<b>DIRECCION Y-Y</b>					<b>T=1.521seg</b>	
	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$m_i$	$\text{Cos}\theta$	$\sum \phi_{rj}^2 \text{Cos}^2\theta$	$\sum m_i \phi_i^2$
<b>PISO 1</b>	<b>0.551</b>	<b>0.54</b>	<b>375768</b>	<b>0.911</b>	<b>0.242</b>	<b>114083.54</b>
<b>PISO 2</b>	<b>1.000</b>	<b>0.46</b>	<b>527975</b>	<b>0.911</b>	<b>0.176</b>	<b>527975</b>
<b>TOTAL</b>					<b>0.418</b>	<b>642058.54</b>

Por lo tanto se obtiene: **C<sub>yy</sub> = 4,758.94 Tn-s/m**

$$\mathbf{C_{yy} = 475.89 Tn-s/m}$$

Los valores obtenidos son similares debido a las regularidades en planta, en elevación y en masa del edificio. Elegimos un sólo valor "C" para ambas direcciones.

$$\mathbf{C \approx 480 Tn-s/m}$$

### 3.6.2.2. PRIMERA ALTERNATIVA DE DISEÑO

Las Tablas 16-1 y 16-2 muestran las derivas obtenidas con este valor C.

<b>X-X</b>	<b>Tabla 16-1. Derivas en Función de los Registros Tiempo-Historia.</b>			
<b>Nivel</b>	<b>SISMO 1966</b>	<b>SISMO 1970</b>	<b>SISMO1974</b>	<b>MAX</b>
<b>Piso 2</b>	<b>3.23</b>	<b>3.31</b>	<b>3.91</b>	<b>3.91</b>
<b>Piso 1</b>	<b>2.63</b>	<b>2.55</b>	<b>2.98</b>	<b>2.98</b>
<b>MAX</b>	<b>3.23</b>	<b>3.31</b>	<b>3.75</b>	<b>3.91</b>

<b>Y-Y</b>	<b>Tabla 16-2. Derivas en Función de los Registros Tiempo-Historia.</b>			
<b>Nivel</b>	<b>SISMO 1966</b>	<b>SISMO 1970</b>	<b>SISMO1974</b>	<b>MAX</b>
<b>Piso 2</b>	<b>3.01</b>	<b>3.54</b>	<b>3.67</b>	<b>3.67</b>
<b>Piso 1</b>	<b>2.12</b>	<b>2.72</b>	<b>3.21</b>	<b>3.21</b>
<b>MAX</b>	<b>3.01</b>	<b>3.54</b>	<b>3.67</b>	<b>3.67</b>

Los valores máximos de deriva alcanzados en la dirección X e Y con la inclusión de amortiguadores fueron de **5.5** por mil. Estos valores son menores al valor de 7 por mil, establecido como máximo por la norma peruana sismorresistente E.030, para edificios aporticados de concreto armado.

Finalmente, procedemos con la verificación del amortiguamiento objetivo a partir de la Ec. 2.19 expuesta anteriormente y la curva Tiempo vs Desplazamiento que brinda el software correspondiente a la sollicitación de carga tipo Pulso:

$$\ln\left(\frac{X_t}{X_t + nT}\right) = \frac{2n\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

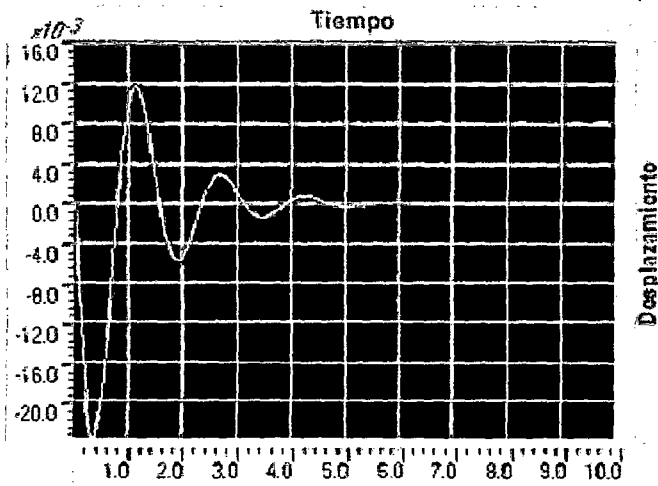


Fig. 27. "Curva Tiempo vs Desplazamiento" – Sollicitación de carga: Pulso – Dispositivos Lineales

Remplazando valores en la ecuación anterior con los desplazamientos obtenidos en el análisis, tenemos:

$$\ln\left(\frac{2.4 \times 10^{-2}}{5.1 \times 10^{-4}}\right) = \frac{2(3)\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

De donde:  $\xi = \beta_{eff} = 20.02\%$

Considerando 5% de amortiguamiento inherente:  $\beta_{visc} = 15.02\%$

Como este porcentaje es muy cercano al 15% objetivo, se da por verificado el diseño del coeficiente "C" para alcanzar el amortiguamiento objetivo.

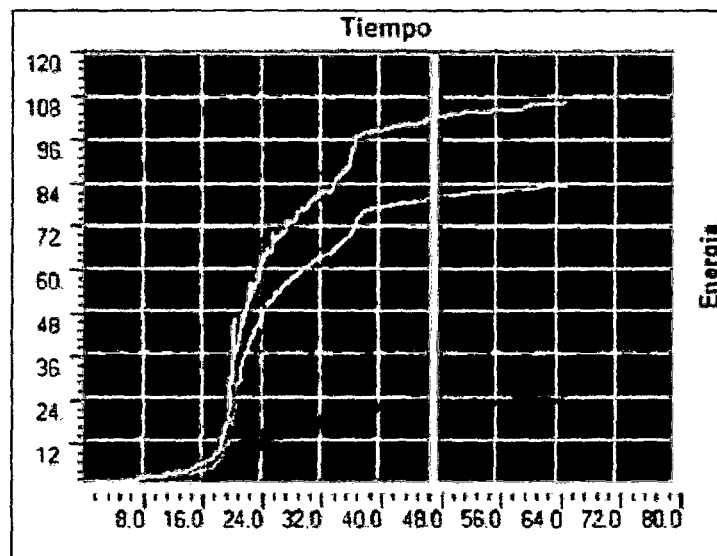
### 3.6.2.3. ENERGÍA Y CURVA DE HISTERESIS

#### BALANCE DE ENERGÍA

Se procede a evaluar la participación de los amortiguadores en la disipación de energía de entrada o Input Energy a través del gráfico de energía que proporciona el software ETABS v9.5 para cada registro sísmico.

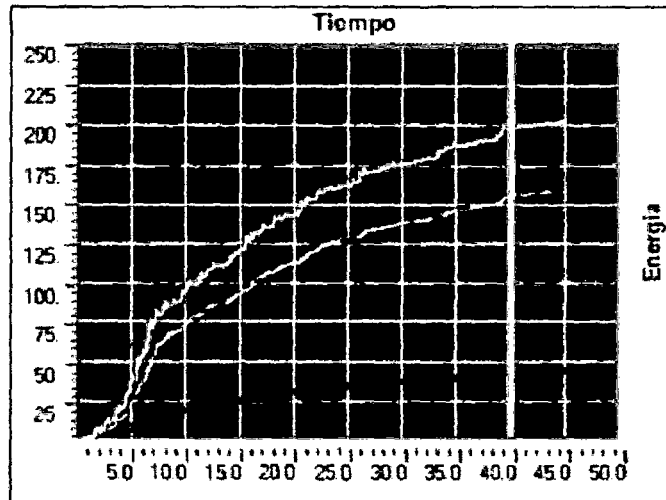
#### Registro SISMO 1966

Porcentaje de Disipación:  $\frac{83.2}{105.4} = 78.9\%$



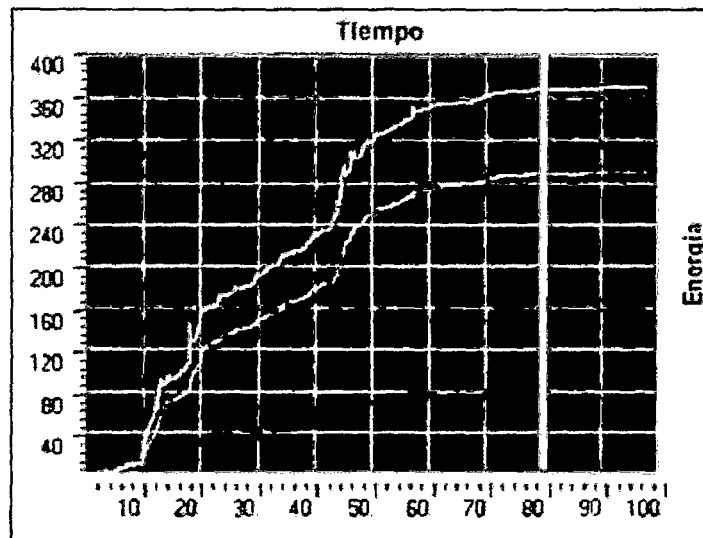
**Registro 1970**

Porcentaje de Disipación:  $\frac{160.05}{205.5} = 77.88\%$



**Registro 1974**

Porcentaje de Disipación:  $\frac{290.11}{370.23} = 78.36\%$



Energía del Sismo (Input Energy)  
 Energía del Sistema de Amortiguamiento (NDamp Energy)  
 Energía de la Estructura (MDamp Energy - Modal)

Fig. 28. Curvas de Balance Energético para cada registro – Dispositivos Lineales.

Para estimar el porcentaje de disipación de energía del sistema de amortiguamiento, se procedió a extraer los valores de disipación en un tiempo  $t$ , caracterizado por la línea vertical en cada gráfico. El criterio utilizado para el trazo de la línea es el de buscar los valores más representativos siguiendo la tendencia de las curvas.

A partir de este análisis se observa que la participación energética del Sistema de Amortiguamiento Lineal se aproxima al 78.9%, participación que refleja la gran cantidad de dispositivos utilizados en la estructura y asimismo la gran esbeltez que la estructura presenta, participando muy poco en la disipación energética. Este indicador nos permite confiar en la reducción de daños que podrá presentar la estructura con la ayuda de los disipadores fluido - viscoso durante un evento sísmico.

### **CURVA DE HISTERESIS**

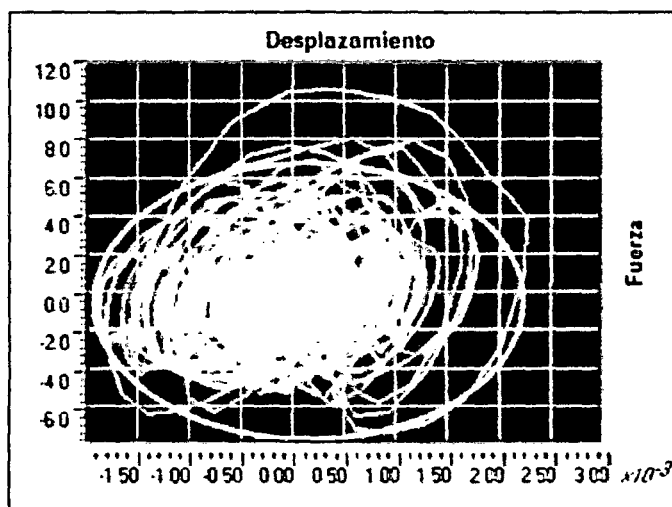
A partir de estos gráficos podemos identificar el comportamiento fuerza desplazamiento del amortiguador. Se observa una tendencia elíptica (subrayada alrededor de las curvas). Esta tendencia se expuso previamente en el acápite 2.3.1.3.

El área de la curva representa la energía disipada y la tendencia demuestra el comportamiento fuera de fase con respecto a la estructura. Se alcanza observar los grandes lazos histeréticos que demuestran la significativa disipación energética.



## Disipador Lineal

### Dispositivo Line L1 – Sismo del 70



### Dispositivo Line L2 – Sismo del 70

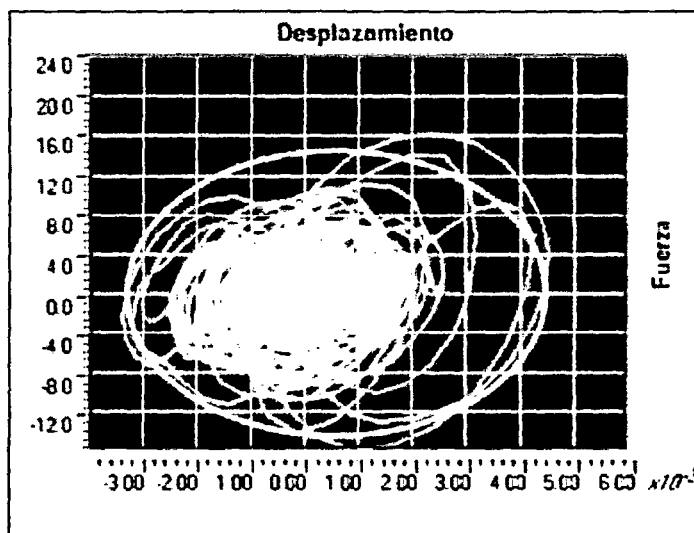


Fig. 29. Curvas Desplazamiento vs Fuerza – Histéresis de Dispositivo Lineal.

### AGRUPACIÓN DE DISPOSITIVOS POR NIVELES DE FUERZA

Se presentan a continuación los valores de las fuerzas máximas obtenidas en los dispositivos de amortiguación considerando esfuerzos de tracción y compresión debido a las sollicitaciones sísmicas. Estas fuerzas deberán ser agrupadas con objeto de estandarizar las fuerzas en los dispositivos y así poder ser enviados a fabricación.

Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (kN)	Disipador (kN)
Piso 1 Disipador L9	37.9	372	500
Piso 1 Disipador L11	37.7	369	500
Piso 1 Disipador L13	37.7	369	500
Piso 1 Disipador L15	37.9	372	500
Piso 2 Disipador L10	39.6	389	500
Piso 2 Disipador L12	39.8	390	500
Piso 2 Disipador L14	39.8	390	500

### 3.6.3. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUADORES NO LINEALES

#### 3.6.3.1. ESTIMACION DEL COEFICIENTE "C" – DISPOSITIVOS NO LINEALES

El primer paso corresponde a la definición del exponente de velocidad "α". Para este caso, por tratarse de un dispositivo No lineal, se considerará un "α= 0.5". Una vez culminado esto, se procede a utilizar la Ec. 2.6:

$$\beta_{visc.} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} W^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Asumiendo que todos los amortiguadores tendrán un coeficiente "C" constante y un total de 4 dispositivos por piso en cada dirección,

procedemos a despejar la variable "C" de la ecuacion base para un amortiguamiento viscoso objetivo:  $\beta_{visc.} = 15\%$

Tabla 17-1. Cálculo del Coeficiente de Amortiguamiento – No Lineal.						
DIRECCION X-X					T=1.562seg	
	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$m_i$	$Cos\theta$	$\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} Cos^{1+\alpha}\theta$	$\sum m_i \phi_i^2$
PISO 1	0.343	0.54	375768	0.843	0.3071	44208.7
PISO 2	1.000	0.46	527975	0.843	0.2415	527975
TOTAL					0.5486	572183.73
w(rad/seg) = 3.65		A(m) = 0.0675			α = 0.5	

Por lo tanto se obtiene:  $C_{xx} = 89.75 \text{ Tn} - (\text{s/m})^{(1/0.5)}$

Tabla 17-2. Cálculo del Coeficiente de Amortiguamiento – No Lineal.						
DIRECCION Y-Y					T=1.521seg	
	$\phi_i$	$\phi_{rj}$	$m_i$	$Cos\theta$	$\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} Cos^{1+\alpha}\theta$	$\sum m_i \phi_i^2$
PISO 1	0.551	0.54	375768	0.911	0.3450	
PISO 2	1.000	0.46	527975	0.911	0.2712	
TOTAL						
w(rad/seg) = 3.81		A(m) = 0.0643			α = 0.5	

Por lo tanto se obtiene:  $C_{yy} = 91.09 \text{ Tn} - (\text{s/m})^{(1/0.5)}$

Los valores obtenidos son similares debido a las regularidades en planta, en elevación y en masa del edificio. Finalmente, elegimos un solo valor "C" para ambas direcciones que se aproxime a:

$$C \approx 90 \text{ Tn-s/m}$$

### 3.6.3.2. PRIMERO ALTERNATIVA DE DISEÑO

Las Tablas 18-1 y 18-2 muestran las derivas obtenidas con este valor de C.

X-X	Tabla 18-1. Derivas en Función de los Registros Tiempo-Historia.			
Nivel	SISMO 1966	SISMO 1970	SISMO1974	MAX
Piso 2	3.40	3.85	3.75	3.75
Piso 1	2.87	2.70	2.86	2.86
MAX	3.40	3.85	3.75	3.75

Y-Y	Tabla 18-2. Derivas en Función de los Registros Tiempo-Historia.			
Nivel	SISMO 1966	SISMO 1970	SISMO1974	MAX
Piso 2	3.01	3.54	4.03	4.03
Piso 1	2.12	2.72	3.76	3.76
MAX	3.01	3.54	4.03	4.03

Los valores máximos de deriva alcanzados en la dirección X e Y con la inclusión de amortiguadores no lineales fueron de **3.91** y **4.03** por mil respectivamente. Estos valores son menores al valor de 7 por mil, establecido como máximo por la norma peruana sismorresistente E.030, para edificios aporticados de concreto armado.

Se observa que los amortiguadores no lineales y lineales logran prácticamente una misma reducción de deriva.

Para verificar si el amortiguamiento añadido es el objetivo, hacemos uso de la función pulso como en el caso de amortiguadores lineales. Se obtiene la siguiente historia de desplazamientos:

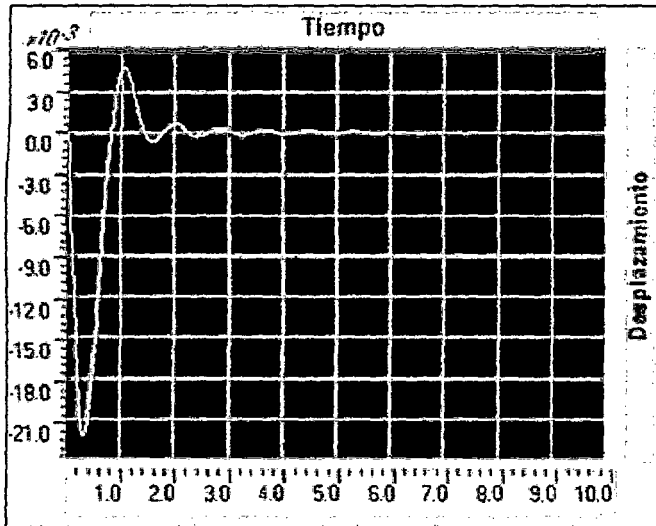


Fig. 30. Curva Tiempo vs Desplazamiento - Sollicitación de carga: Pulso- Dispositivos No Lineales.

Remplazando valores en la ecuación anterior con los desplazamientos obtenidos en el análisis, tenemos:

$$\ln \left( \frac{2.22 \times 10^{-2}}{2.12 \times 10^{-4}} \right) = \frac{2(3)\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

De donde:  $\xi = \beta_{eff} = 23.96\%$

Considerando 5% de amortiguamiento inherente:  $\beta_{visc} = 18.96\%$

El amortiguamiento obtenido con la adición de disipadores no lineales superó los objetivos.

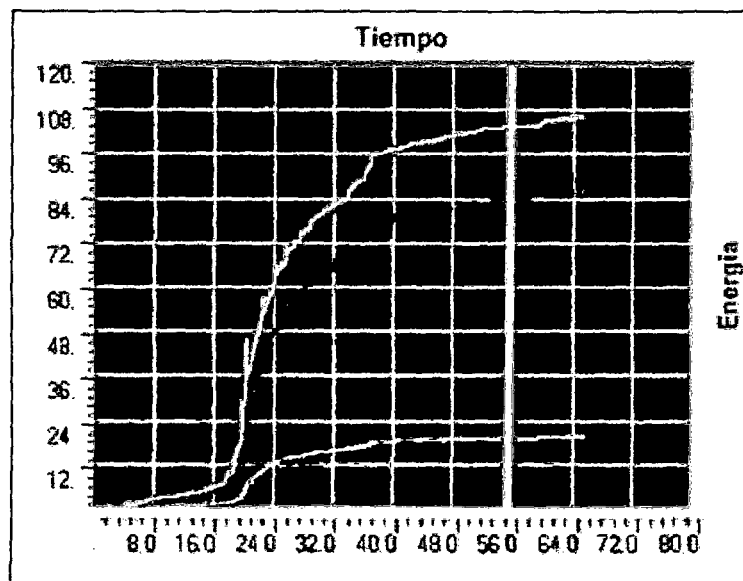
### 3.6.3.3. ENERGÍA Y CURVA DE HISTERESIS

#### BALANCE DE ENERGÍA

Finalmente, podemos observar la participación de los Dispositivos en la disipación de energía de entrada o Input Energy a través del grafico de energía que nos proporciona el software ETABS v9.5 para cada registro sísmico.

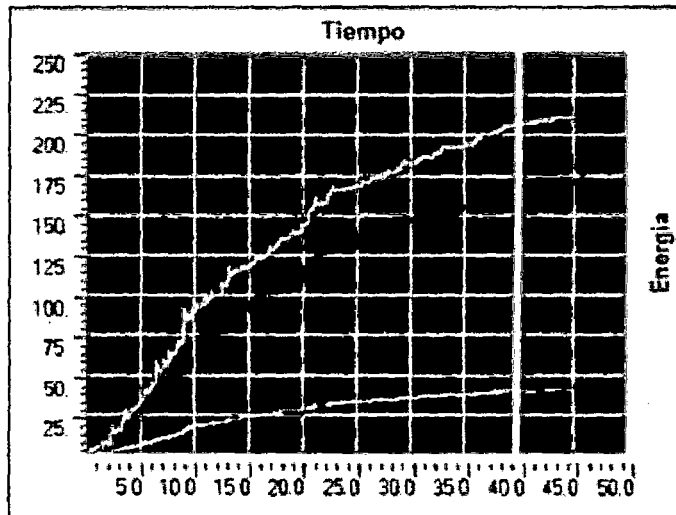
#### Registro SISMO 1966

Porcentaje de Disipación:  $\frac{86.54}{106.12} = 81.55\%$



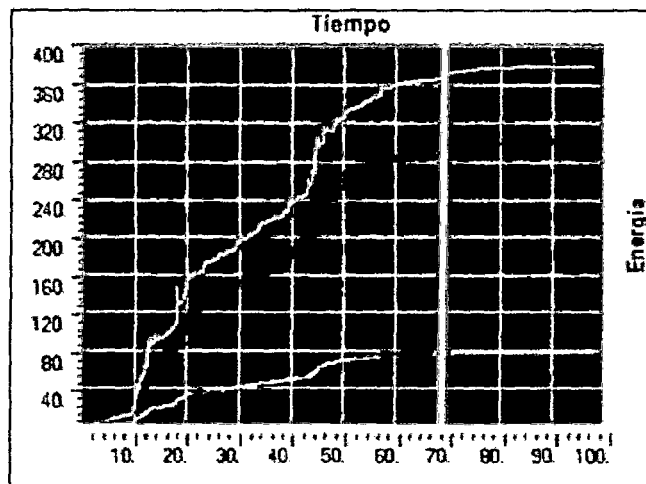
**Registro 1970**

Porcentaje de Disipación:  $\frac{172.03}{212.45} = 80.97\%$



**Registro 1974**

Porcentaje de Disipación:  $\frac{301.86}{380.21} = 79.39\%$



- Energía del Sismo (Input Energy)
- Energía de la Estructura – Modal (MDamp Energy - Modal)
- Energía del Sistema de Amortiguamiento (NDamp Energy)

Fig. 31. Curvas de Balance Energético de cada registro – Dispositivos No Lineales.

Para estimar el porcentaje de disipación de energía del sistema de amortiguamiento, se sigue el procedimiento explicado en la sección 3.6.2.3.

A partir de este análisis se observa que la participación energética del Sistema de Amortiguamiento No-Lineal se aproxima al 80%, participación que refleja la gran cantidad de dispositivos utilizados en la estructura y asimismo la gran esbeltez que la estructura presenta, participando considerablemente en la disipación energética.

#### **CURVA DE HISTERESIS**

A partir de estos gráficos podemos identificar el comportamiento fuerza desplazamiento del amortiguador.

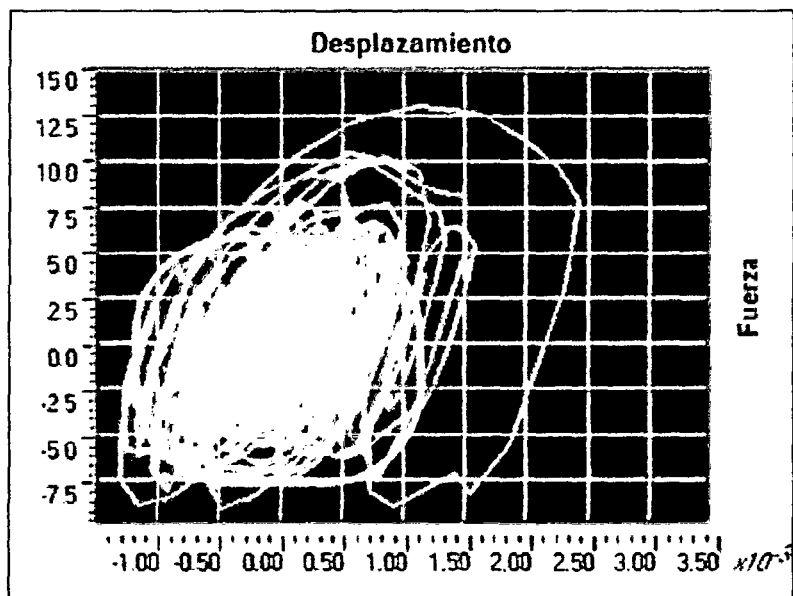
Se observa una tendencia semi-elíptica (subrayada alrededor de las curvas). Esta tendencia se expuso previamente en el acápite 2.3.1.3.

Se puede identificar que la curva se encuentra algo inclinada pero mantiene la forma predefinida de los dispositivos no lineales. A diferencia de los dispositivos lineales, no trabajan completamente a desfase con la estructura lo cual genera cierto esfuerzo remanente en los elementos estructurales.



## Disipador No-Lineal

### Dispositivo Line L1 – Sismo del 70



### Dispositivo Line L2 – Sismo del 70

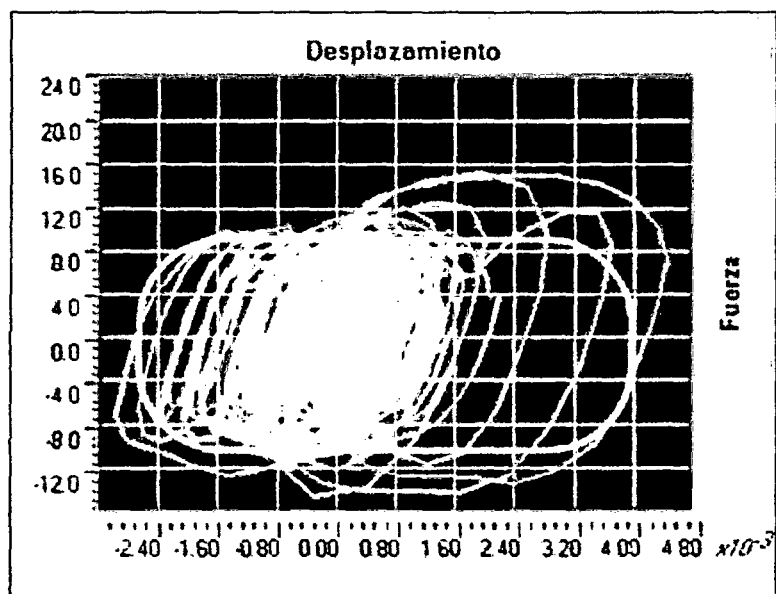


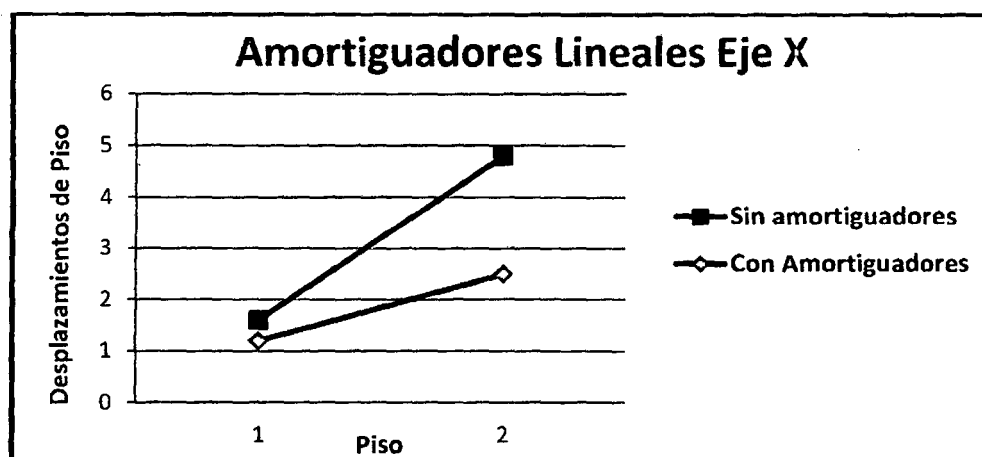
Fig. 32. Curva Desplazamiento vs Fuerza – Histeresis de Dispositivos No Lineales.

### AGRUPACIÓN DE DISPOSITIVOS POR NIVELES DE FUERZA

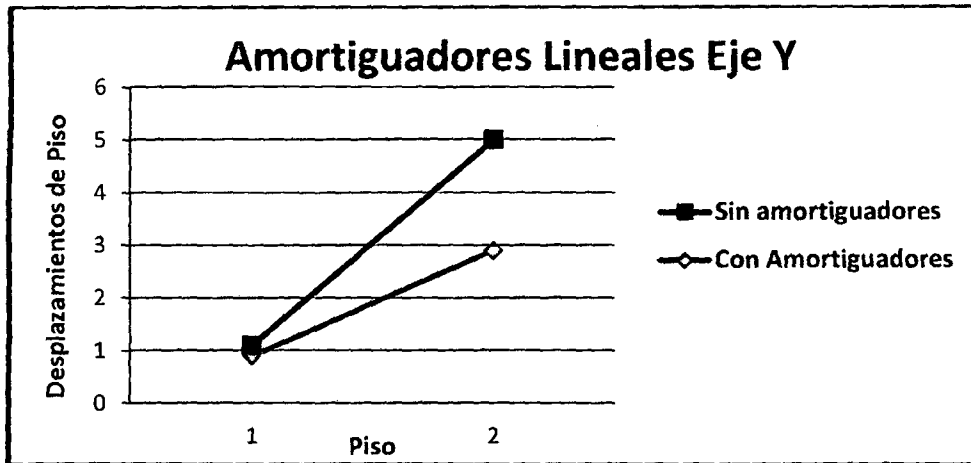
Disipador	Fuerza (Tn)	Fuerza (kN)	Disipador (kN)
Piso 1 Disipador L1	25.2	247	250
Piso 1 Disipador L3	25.1	246	250
Piso 1 Disipador L5	25.1	246	250
Piso 1 Disipador L7	25.2	247	250
Piso 2 Disipador L2	26.2	257	250
Piso 2 Disipador L4	26.3	258	250
Piso 2 Disipador L6	26.3	258	250
Piso 2 Disipador L8	26.2	257	250

### 3.7. EVALUACION DE RESULTADOS

- Según los resultados obtenidos en la Sección 3.5 el uso de amortiguadores fluido-viscosos Lineales ó No lineales reduce los desplazamientos de piso en un rango del 35 a 40%. Esta reducción es similar en ambos ejes X e Y.



Graf. 4. Comparación de desplazamiento de piso: Edificio sin Amortiguadores y Edificio con Amortiguadores en el eje X



Graf. 5. Comparación de desplazamiento de piso: Edificio sin Amortiguadores y Edificio con Amortiguadores en el eje Y

- El porcentaje de reducción de derivas de entrepiso es ligeramente mayor con el uso de amortiguadores no lineales, según los resultados expuestos en la Sección 3.5. Esta reducción logra su máximo valor en el piso 1 y tiene una tendencia a ser similares debido a la altura del edificio es la misma.

<b>Tabla 19- Comparación de derivas de entrepiso (1/1000): Edificio sin Amortiguadores y Edificio con Amortiguadores en el eje X.</b>			
<b>Sistema de Amortiguamiento Lineal</b>			
Nivel	Sin sistema de Amortiguamiento	Con sistema de Amortiguamiento	Porcentaje de Reducción
2	8.2	3.91	52%
1	6.4	2.98	53%
<b>Sistema de Amortiguamiento No Lineal</b>			
Nivel	Sin sistema de Amortiguamiento	Con sistema de Amortiguamiento	Porcentaje de Reducción
2	8.2	3.75	53%
1	6.4	2.86	55%

- La participación en la disipación de energía de los amortiguadores lineales y no lineales es similar, según lo muestran las Figuras 25 y 28. Para el caso de dispositivos lineales esta disipación es en promedio 79% y en los no lineales de 80%. Como se mencionó previamente, esto se debe a la gran cantidad de dispositivos, 16 en total, y a la esbeltez de la estructura.
- Tomando los resultados del análisis Tiempo Historia en la columna C14, la columna central en los dos ejes y que no está conectada a amortiguador alguno, se observa que existe una reducción de la fuerza cortante y momento flector máximos al introducir el sistema de amortiguamiento no lineal a la estructura definido en la Sección 3.5.3.

<b>Tabla 20. Comparación de esfuerzos máximos de la columna central C28 en la estructura sin sistema de amortiguamiento y con sistema de amortiguamiento.</b>			
	<b>Sin Sistema de Amortiguamiento t=48.88 seg</b>	<b>Con Sistema de Amortiguamiento t=44.86 seg</b>	<b>Reducción</b>
<b>Fuerza Cortante Máxima(Ton)</b>	52.53	36.68	30.17%
	<b>Sin Sistema de Amortiguamiento t=48.86 seg</b>	<b>Con Sistema de Amortiguamiento t=44.82 seg</b>	<b>Reducción</b>
<b>Momento Flector Máximo (Ton m)</b>	73.44	45.27	38.36%

### 3.8. EVALUACION DE COSTOS

Para evaluar la incidencia de los amortiguadores en el costo total del proyecto consideramos un área techada de 2337.5 m<sup>2</sup>. Los precios de los amortiguadores fueron proporcionados por el fabricante y se obtuvo lo siguiente:

Ítem	Cantidad	P.U. (US\$)	Parcial (US\$)
Disipador 500 kN	16	4800	76800.00
Mano de Obra	16	700	11200.00
Área techada- Incluye (m <sup>2</sup> )	2337.5	<b>Total (US\$)</b>	88000.00
		<b>Costo x m<sup>2</sup></b>	37.65

Para estimar el costo total del proyecto hacemos uso de ratios manejados por el sector inmobiliario.

Especialidad	Ratio (US\$/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Parcial (US\$)
Estructuras	175	2337.5	409062.5
Acabados	170	2337.5	397375
IISS	20	2337.5	46750
IIEE	32	2337.5	74800
Sistema de Amortiguamiento	37.65	2337.5	88006.9
<b>Parcial (US\$)</b>			1 015 994.4
<b>GG (2%)</b>			20 319.9
<b>Total (US\$)</b>			1 036 314.3
<b>Incidencia</b>			8.49%

Se obtuvo una incidencia del 8.49 %, valor mucho menor a lo que se obtendría por costos de reparación (15 – 20 %). El precio por metro cuadrado (30.1 \$/m) es cercano a lo que se presenta en edificaciones con amortiguadores de fluido-viscoso en otros países (20 – 30 \$/m<sup>2</sup>).

Se debe considerar que esta incidencia corresponde a una estructura ideal y un desempeño objetivo bastante ambicioso: el que se alcance daño moderado ante un sismo severo. La incidencia real tendría que considerar a su vez la reducción de las secciones de los elementos estructurales gracias a la reducción de la resistencia demanda obteniendo como resultado una reducción en el costo total.

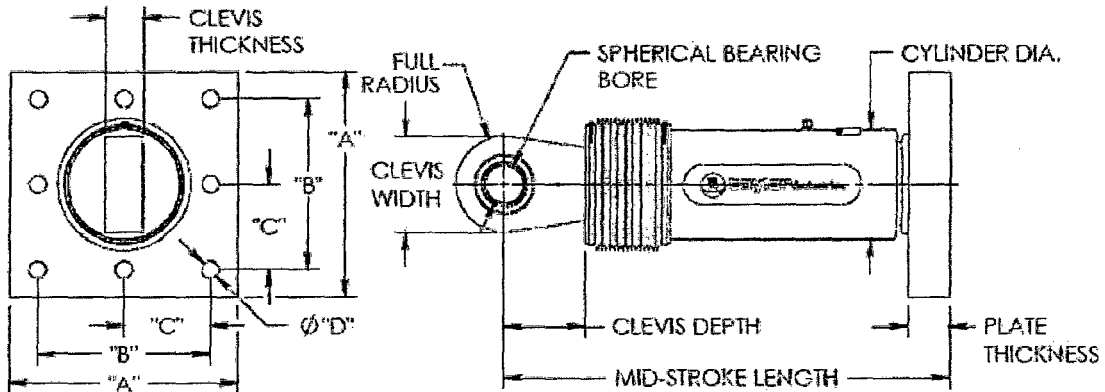
### **3.9. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO**

El presente acápite toma en consideración los resultados del diseño final; ésta selección se debe a las ventajas que el sistema No Lineal exhibe con respecto al lineal expuestas con mayor detalle en las conclusiones.

Con la predisposición de la instalación de los dispositivos (uso de placa base), podemos definir las propiedades de los dispositivos con la Figura 33, propuesta por el fabricante.



## FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES



FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	CYLINDER DIA. (mm)	WEIGHT (kg)
250 kN	38.16	787	±75	41	100 MAX.	83	114 MAX.	44
500 kN	50.80	997	±100	54	127 MAX.	102	150 MAX.	98
750 kN	63.50	1076	±100	57	152 MAX.	120	164 MAX.	181
1000 kN	63.50	1048	±100	70	191 MAX.	150	210 MAX.	254
1500 kN	76.20	1105	±100	76	205 MAX.	162	241 MAX.	305
2000 kN	88.90	1348	±125	89	230 MAX.	191	252 MAX.	450
3000 kN	101.60	1441	±125	114	290 MAX.	205	350 MAX.	800
4000 kN	127.00	1626	±125	140	325 MAX.	273	425 MAX.	1088
6500 kN	†	†	†	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†	†	†	†

500 kN

FORCE	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250 kN	127±3	127±.25	*	20.6±.25	38±.76
500 kN	282±3	203±.25	*	31.8±.25	38±.76
750 kN	343±3	234±.25	127±.25	26.7±.25	61±.76
1000 kN	419±3	218±.25	159±.25	31.8±.25	76±1.5
1500 kN	432±3	330±.25	165±.25	34.9±.25	76±1.5
2000 kN	457±3	343±.25	171.5±.25	38.1±.25	102±1.5
3000 kN	508±3	406±.25	203±.25	41.4±.25	102±1.5
4000 kN	†	†	†	†	†
6500 kN	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†

NOTE:  
 VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±50 TO ±900 mm. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE MILLIMETERS PER ±1 MILLIMETER OF STROKE.

EXAMPLE: 1000 kN ±100 mm STROKE. MID-STROKE LENGTH IS 1048 mm  
 1000 kN ±150 mm STROKE,  
 150-100 = 50 TIMES FIVE = 250  
 1048+250 = 1298 mm MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 300 mm AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.  
 \* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN  
 † DENOTES CUSTOM PATTERN, CONSULT FACTORY.

TAYLOR DEVICES INC.  
 90 TAYLOR DRIVE  
 N. TONAWANDA, NEW YORK, 14120  
 WWW.TAYLORDEVICES.COM  
 PHONE 716-694-0800 OR FAX 716-695-6015

Como se presenta en la Fig. 33 el fabricante propone valores estándar para el mercado, el proyectista deberá brindarle únicamente los valores de fuerzas obtenidos.

El fabricante cuenta con su propio Factor de Seguridad de manera que los valores no requerirán de ninguna amplificación.

Los dispositivos seleccionados son los de capacidad de 500 kN:

<b>Tabla 21. Propiedades del Dispositivo de Amortiguamiento.</b>				
<b>FUERZA</b>	<b>SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)</b>	<b>MID-STROKE LENGTH (mm)</b>	<b>STROKE (mm)</b>	<b>CLEVIS THICKNESS (mm)</b>
500 kN	50.80	997	±100	54
<b>Tabla 21. Propiedades del Dispositivo de Amortiguación – Continuación.</b>				
<b>FUERZA</b>	<b>CLEVIS THICKNESS (mm)</b>	<b>CLEVIS DEPTH (mm)</b>	<b>CYLINDER DIA. (mm)</b>	<b>WEIGHT (kg)</b>
500 kN	127 MAX.	102	150 MAX.	98

<b>Tabla 22. Características geométricas de la Placa Base.</b>					
<b>FORCE</b>	<b>"A" (mm)</b>	<b>"B" (mm)</b>	<b>"C" (mm)</b>	<b>"D" (mm)</b>	<b>PLATE THICKNESS (mm)</b>
500 kN	282±3	203±.25	*	31.8±.25	38±.76

\* Corresponde a una disposición de 4 pernos (no presenta esta magnitud).



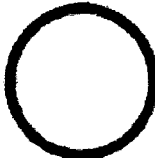
### 3.10 DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICOS

El presente diseño concierne únicamente al brazo metálico dada su importancia al participar directamente del modelamiento del sistema de amortiguamiento mediante la variable "K". Cabe recalcar que el presente dispositivo requerirá a su vez del diseño de cartelas y planchas destinadas al adosamiento del sistema y en caso se tratase de una estructura existente se requerirá a su vez del diseño de anclajes post-instalados.

#### 3.10.1. DISEÑO DEL BRAZO METÁLICO

Propiedades del perfil metálico seleccionado:

**Table 1-13 (continued)**  
**Round HSS**  
**Dimensions and Properties**

  
**HSS9.625-**  
**HSS6.875**

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
	in.								lb/ft	in. <sup>2</sup>
HSS7.50×0.500	0.465	37.42	10.3	16.1	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1
×0.375	0.349	28.56	7.84	21.5	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8
×0.312	0.291	23.97	6.59	25.8	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9
×0.250	0.233	19.38	5.32	32.2	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7
×0.188	0.174	14.70	4.00	43.1	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3

**Datos:**

$A = 10.3 \text{ in}^2;$

$r = 2.49 \text{ in} ;$

$$F_y = 35 \text{ ksi ;}$$

$$F_u = 50 \text{ ksi ;}$$

$$E = 29,000 \text{ ksi ;}$$

$$L = 241.2 \text{ in}$$

**Cálculos:**

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{\left(\frac{241}{2.49}\right)^2} = 30.55 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] * F_y = \left[0.658 \frac{35}{30.55}\right] * 35 = 21.67 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A = 0.9 * 21.67 * 10.3 = 200.9 \text{ kips} = 91.14 \text{ Tn}$$

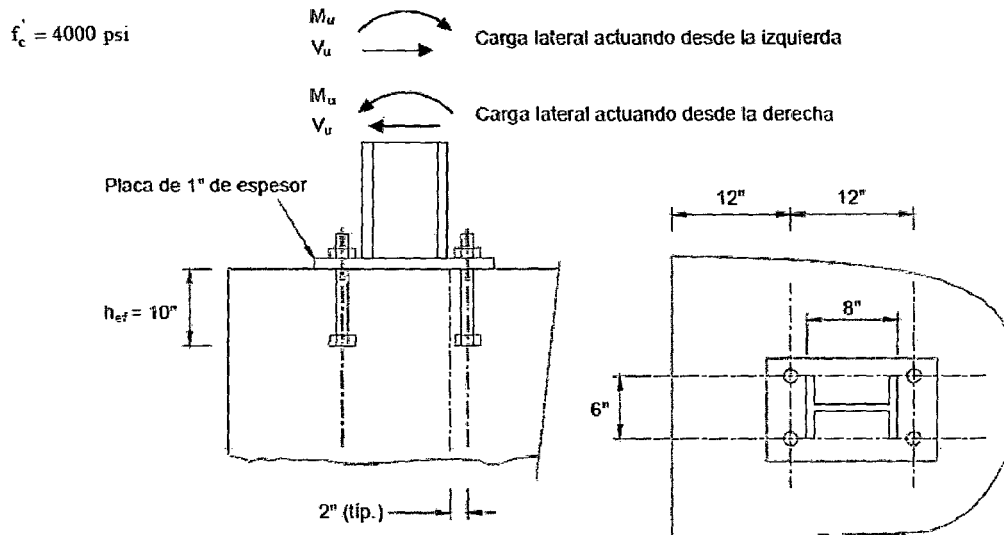
$$\phi T_n = \phi * F_y * A = 0.9 * 35 * 10.3 = 324.4 \text{ kips} = 146.8 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 91.1 \text{ Tn} > P_u = 75 \text{ Tn}$$

$$\phi T_n = 146.8 \text{ Tn} > T_u = 75 \text{ Tn}$$

### 3.10.2 DISEÑO DE ANCLAJE

Se diseña el grupo de cuatro anclajes con cabeza para un momento de 19,5 k-ft y un esfuerzo de corte de 5,0 kips resultante de una carga sísmica horizontal. La estructura se supone ubicada en una región de peligrosidad sísmica moderada o elevada.



### Cálculos y discusión del Código

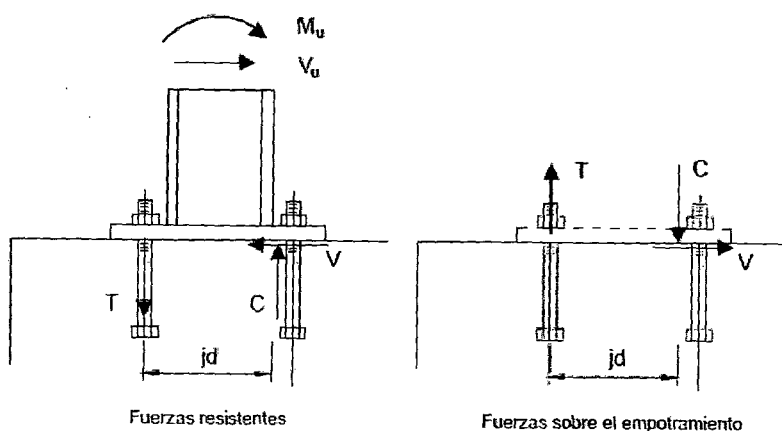
1. La solución se obtiene prefijando el tamaño de los anclajes y luego verificando que se satisfagan los requisitos de diseño para regiones de peligrosidad moderada o elevada. Intentamos con cuatro anclajes de 3/4 in. de diámetro con cabeza hexagonal, de acero ASTM F 1554 Grado 36, con  $h_{ef} = 10 \text{ in.}$

2. Como esta conexión está solicitada por cargas sísmicas y está ubicada en una región de peligrosidad sísmica moderada o elevada, la resistencia a la tracción de diseño es  $0,75 \phi N_n$  y la resistencia al corte de diseño es  $0,75 \phi V_n$ . A menos que el elemento de fijación haya sido diseñado para fallar bajo una carga menor que la resistencia de diseño de los anclajes (incluyendo el factor 0,75), la resistencia de los anclajes debe ser controlada por la resistencia a tracción y a corte de los elementos de acero dúctil. Será necesario determinar tanto la resistencia a la tracción de diseño ( $0,75 \phi N_n$ ) como la resistencia al corte de diseño ( $0,75 \phi V_n$ ).  $\phi N_n$  es la menor de las resistencias a la

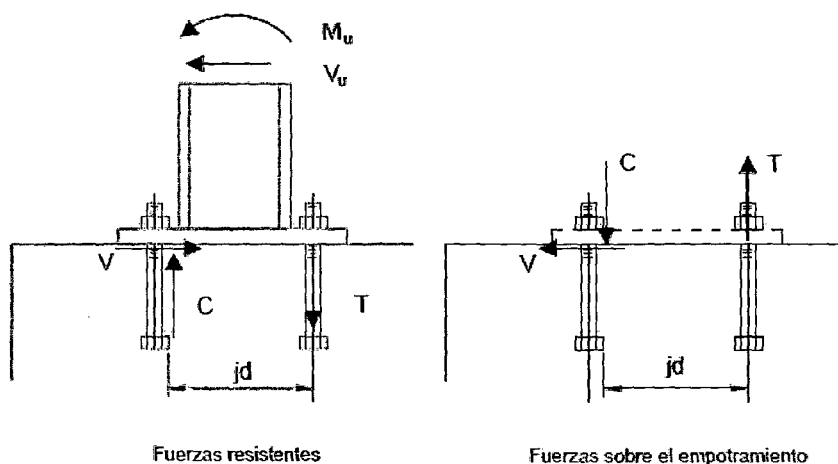
tracción de diseño, es decir de aquellas controladas por la resistencia del acero ( $\phi N_s$ ), por el desprendimiento del concreto ( $\phi N_{cb}$ ), por el arrancamiento del anclaje ( $\phi N_{pn}$ ) y por el descascaramiento del recubrimiento lateral ( $\phi N_{sb}$ ).  $\phi V_n$  es la menor de las resistencias al corte de diseño, es decir de aquellas controladas por la resistencia del acero ( $\phi V_s$ ), por el desprendimiento del concreto ( $\phi V_{cb}$ ) y por el arrancamiento del concreto ( $\phi V_{cp}$ )

3. Este problema implica diseñar la conexión al brazo de acero a la fundación para el caso de cargas laterales actuando desde la izquierda o desde la derecha de la estructura, tal como se ilustra en la siguiente figura:

- Carga lateral actuando desde la izquierda



- Carga lateral actuando desde la derecha



Como se ilustra esta la figura, debido a la proximidad del borde libre de la izquierda, el caso crítico de tracción sobre los anclajes ocurre cuando la carga lateral actúa desde la izquierda, mientras que el caso crítico de corte ocurre cuando la carga horizontal actúa desde la derecha.

4. Distribución de los momentos y esfuerzos de corte aplicados a los anclajes.

**Tracción en los anclajes debida al momento aplicado** – No es posible determinar con precisión la ubicación exacta de la resultante de compresión debida al momento aplicado usando los métodos de análisis tradicionales para vigas. Esto es válido tanto para el método de la relación tensión-deformación elástica lineal (método de las áreas transformadas) como para el método del diagrama de tensiones de ACI 318 ya que no se verifica la hipótesis de las secciones planas (las secciones planas no permanecen planas). Aunque estos métodos se pueden utilizar, su aplicación requiere un análisis adicional demasiado complejo y, además, en algunos casos se obtienen resultados no

conservadores cuando se utilizan placas de fijación relativamente flexibles. Para los fines del diseño, de forma conservadora, se puede suponer que la resultante de compresión debida al momento aplicado está ubicada a una distancia igual a un espesor de la placa de fijación desde el elemento comprimido del elemento sujetado por los anclajes.

Estimaremos el brazo de momento interno, "jd", usando tanto el método simplificado que se basa en la hipótesis de que la resultante de compresión está ubicada a una distancia igual a un espesor de la placa de fijación desde el elemento comprimido del elemento sujetado por los anclajes, como el método de las áreas transformadas que se basa en el análisis elástico de una viga de hormigón. De forma conservadora, para verificar el diseño usaremos el menor de los valores obtenidos.

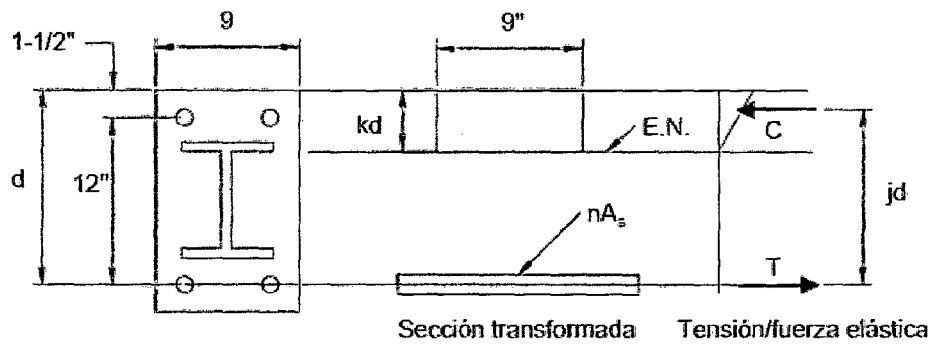
Usando el método simplificado y conservador que supone que la resultante de compresión está ubicada a una distancia igual a un espesor de la placa de fijación (2 in.) desde el elemento comprimido del elemento sujetado, que tiene 8 in. de profundidad:

$$jd = 2 + 8 + 1 = 11 \text{ in.}$$

Este valor del brazo de momento interno, "jd", es simplemente la suma de las 1 in. que hay entre los anclajes traccionados y el elemento sujetado, las 8 in. correspondientes a la profundidad del elemento y 2 in. Del espesor de la placa.

Ahora planteamos el enfoque más complejo. Suponiendo que las distancias a los bordes desde el centro de los anclajes hasta los bordes de la placa de fijación son iguales a 1-1/2 in., el brazo de momento interno, "jd", se puede determinar usando el método tradicional de las

áreas transformadas en base a un análisis elástico de la siguiente manera



Se determina "kd" sumando los momentos respecto del eje neutro (E.N.) para la sección transformada:

$$9kd \frac{kd}{2} = nA_s (d - kd)$$

donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29.000.000}{57.000\sqrt{4000}} = 8,0$$

$$A_s = 2(0,334) = 0,668 \text{ in.}^2 \quad (\text{ver Tabla 34-2})$$

$$d = 1,5 + 12 = 13,5"$$

Reemplazando y resolviendo la ecuación cuadrática se obtiene kd:

$$4,5kd^2 = (8,0)(0,668)(13,5 - kd)$$

$$kd = 3,45 \text{ in.}$$

Por lo tanto, el brazo de momento interno, "jd", obtenido usando la teoría elástica de vigas es:

$$jd = d - \frac{kd}{3} = 13,5 - \frac{3,45}{3} = 12,4 \text{ in.}$$

De forma conservadora usar  $jd = 11 \text{ in.}$ , valor determinado asumiendo simplemente que la reacción de compresión está ubicada a una distancia igual a un espesor de la placa de fijación desde el elemento comprimido del elemento sujetado por los anclajes. Observar que aunque en este ejemplo hemos incluido el análisis según la teoría elástica de vigas, este análisis es complicado y se puede sobreestimar el brazo de momento interno, jd, cuando se analizan placas flexibles.

Sumando los momentos respecto de la resultante de compresión

$$M_u = T(jd)$$

donde:

$$M_u = 19,5 \text{ k-ft} = 234.000 \text{ in.-lb}$$

$$T = N_u \quad (\text{es decir, la carga de tracción mayorada que actúa sobre los anclajes traccionados})$$

$$jd = 11 \text{ in.}$$

Reordenando y reemplazando:

$$N_u = \frac{M_u}{jd} = \frac{234.000}{11} = 21.273 \text{ lb}$$

**Corte** - Aunque la resultante de compresión del momento aplicado permitirá que se desarrolle una resistencia al corte por fricción entre la placa de fijación y el hormigón, en este ejemplo despreciamos la



resistencia por fricción; diseñaremos los anclajes del lado comprimido para transferir la totalidad del corte.

$V_u = 5000$  lb en los dos anclajes del lado comprimido.

5. Se determinar la resistencia a la tracción de diseño para carga sísmica ( $0,75 \phi N_n$ ).

a. Resistencia del acero ( $\phi N_s$ ): D.5.1

$$\phi N_s = \phi n A_{se} f_{ut}$$

donde:

$$\phi = 0,75$$

De acuerdo con la Tabla 34-1, los bulones de acero ASTM F 1554 Grado 36 satisfacen la definición correspondiente a Elementos de Acero Dúctil de la sección.

$$A_{se} = 0,334 \text{ in. (ver Tabla 34-2)}$$

$$f_{ut} = 58.000 \text{ psi (ver Tabla 34-1)}$$

Reemplazando:

$$\phi N_s = 0,75(2)(0,334)(58.000) = 29.058 \text{ lb}$$

b. Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte ( $\phi N_{cbg}$ )

Como la separación entre los anclajes es menor que tres veces la profundidad de empotramiento efectiva.

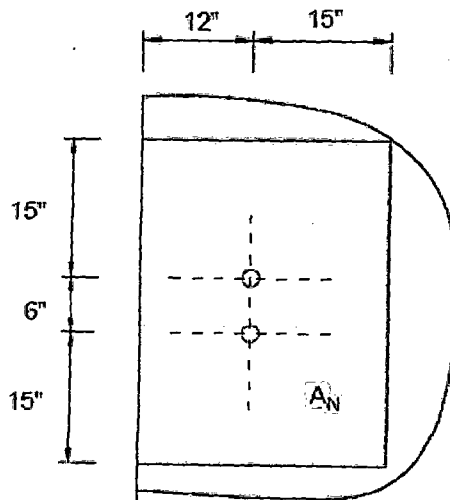
$h_{ef}$  ( $3 \times 10$  in. = 30 in.), los anclajes se deben tratar como un grupo de anclajes.

$$\phi N_{cbE} = \phi \frac{A_N}{A_{No}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b$$

Como no se ha provisto armadura suplementaria  $\phi = 0,70$

- Se determinar  $A_N$  y  $A_{No}$ :

$A_N$  es el área proyectada de la superficie de falla, la cual se aproxima mediante un rectángulo con sus lados ubicados a una distancia igual a  $1,5h_{ef}$  (en este caso  $1,5 \times 10,0 = 15,0$  in.) del centro de los anclajes, con las limitaciones impuestas por los bordes libres del hormigón.



$$A_N = 12 + 15 \cdot 15 + 6 + 15 = 972 \text{ in.}$$

$$A_{No} = 9h_{ef}^2 = 9(10)^2 = 900 \text{ in.}$$

Verificar:  $A_N \leq n(A_{No})$

$$972 < 2(900)$$

**VERIFICA**

- Se determinar  $\psi_1$ :

$$\psi_1 = 1,0 \text{ (no hay excentricidad en la conexión)}$$

- Se determinar  $\psi_2$ :

$$\psi_2 = 0,7 + 0,3 \frac{c_{min}}{1,5h_{ef}}$$

$$\psi_2 = 0,7 + 0,3 \frac{12,0}{1,5(10,0)} = 0,94$$

- Determinar  $\psi_3$ :

$$\psi_3 = 1,0$$

Para las regiones donde es probable que el hormigón se fisure (el borde de la fundación es susceptible de fisurarse)

- Determinar  $N_b$ :

$$N_b = 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5} = 24 \sqrt{4000} (10,0)^{1,5} = 48.000 \text{ lb}$$

Reemplazando en la Ecuación:

$$\phi N_{cbg} = (0,70) \left[ \frac{972}{900} \right] (1,0)(0,94)(1,0)(48.000) = 34.111 \text{ lb}$$

c. Resistencia al arrancamiento del anclaje por tracción ( $\phi N_{pn}$ ):

$$\phi N_{pn} = \phi \psi_4 N_p$$

Donde:

$\phi = 0,70$  – Para la resistencia al arrancamiento del anclaje siempre se aplica la Condición B.

$\psi_4 = 1,0$  – En los bordes de la fundación puede haber fisuración.

$N_p$  para los bulones de cabeza hexagonal:

$$N_p = A_{brg} 8 f_c'$$

$A_{brg} = 0,654 \text{ in.}^2$ , para un bulón de 3/4 in. con cabeza hexagonal (ver Tabla 34-2)

Reemplazando en las Ecuaciones

$$\phi N_{pn} = 2(0,70)(1,0)(0,654)(8)(4000) = 29.299 \text{ lb}$$

d. Resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral ( $\phi N_{sb}$ ):

Cuando la distancia al borde,  $c$ , es menor que  $0,4h_{ef}$  es necesario investigar el modo de falla por descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón.

$$0,4h_{ef} = 0,4(10) = 4,0 \text{ in.} < 12,0 \text{ in.}$$

Por lo tanto el modo de falla por descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón no es aplicable.

Resumen de las resistencias de diseño en base a la resistencia del acero, la resistencia al desprendimiento del hormigón, la resistencia al arrancamiento del anclaje y la resistencia al descascaramiento lateral para la tracción:

Resistencia del acero ( $\phi N_c$ ):	29.058 lb ← Valor determinante
Resistencia al desprendimiento del hormigón ( $\phi N_{cbg}$ ):	34.111 lb
Resistencia al arrancamiento del anclaje ( $\phi N_{pn}$ ):	29.299 lb
Resistencia al descascaramiento lateral ( $\phi N_{sb}$ ):	N/A

Por lo tanto:

$\phi N_n = 29.058$  lb y es controlada por un elemento de acero dúctil.

Para las cargas sísmicas en una región de peligrosidad sísmica moderada o elevada, la resistencia a la tracción de diseño es  $0,75 \phi N_n$ :

$0,75 \phi N_n = 0,75(29.058) = 21.794$  lb y es controlada por un elemento de acero dúctil.

- Verificar si  $N_u \leq 0,75 \phi N_n$

$$21.273 \text{ lb} > 21.794 \text{ lb}$$

**VERIFICA para tracción**

6. Determinar la resistencia al corte de diseño ( $\phi V_n$ ).

a. Resistencia del acero ( $\phi V_s$ )

$$\phi V_s = \phi n(0,6)A_{se}f_{ut}$$

donde:

$$\phi = 0,65$$

De acuerdo con la Tabla 34-1, los bulones de acero ASTM F 1554 Grado 36 satisfacen la definición correspondiente a Elementos de Acero Dúctil de la sección

$$A_{se} = 0,334 \text{ in.}$$

$$f_{ut} = 58.000\text{psi}$$

Reemplazando:

$$\phi V_s = 0,65(2)(0,6)(0,334)(58.000) = 15.110 \text{ lb}$$

b. Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte ( $\phi V_{cbg}$ )

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_v}{A_{v0}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b$$

Como no se ha provisto armadura suplementaria  $\phi = 0,70$

Determinar  $A_v$  y  $A_{v0}$ :

$A_v$  es la proyección de la superficie de falla por corte sobre el borde libre hacia el cual se dirige el corte.

La superficie proyectada se aproxima como un rectángulo con sus lados ubicados a una distancia igual a  $1,5c_1$  (en este caso  $1,5 \times 12,0 = 18,0$  in.) del centro de los anclajes, con las limitaciones impuestas por los bordes libres del hormigón.

$$A_v = (18 + 6 + 18)(18) = 756 \text{ in.}$$

$$A_{v0} = 4,5c_1^2 = 4,5(12)^2 = 648 \text{ in}^2.$$

Verificar:  $A_v \leq n(A_{v0}) \quad 756 < 2(648) \quad \mathbf{VERIFICA}$

- Se determinar  $\psi_5$ :

$$\psi_5 = 1,0 \text{ (no hay excentricidad en la conexión)}$$

- Se determinar  $\psi_6$ :

$\psi_6 = 1,0$  (no hay ningún borde libre ortogonal)

- Determinar  $\psi_7$ :

$$\psi_7 = 1,0$$

Para las regiones donde es probable que el hormigón se fisure (el borde de la fundación es susceptible de fisurarse)

- Se determinar  $V_b$  para un anclaje:

$$V_b = 7 \left( \frac{\ell}{d_o} \right)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_c} c_i^{1,5}$$

Donde:

$\ell$  = longitud de apoyo de la carga del anclaje para corte, que debe ser menor o igual que  $8d_o$ ,

Para este problema el valor  $8d_o$  será determinante.

$\ell = 8d_o = 8(0,75) = 6,0 \text{ in.} < 10 \text{ in.}$ , por lo tanto usar  $8d_o$ .

Reemplazando en la Ecuación:

$$V_b = (7) \left( \frac{8(0,75)}{0,75} \right)^{0,2} \sqrt{0,75} \sqrt{4000} (12,0)^{1,5} = 24.157 \text{ lb}$$

Reemplazando en la Ecuación:

$$\phi V_{cb\bar{\epsilon}} = 0,70 \left( \frac{756}{648} \right) (1,0)(1,0)(1,0)(24.157) = 19.728 \text{ lb}$$

c. Resistencia al arrancamiento del hormigón ( $\phi V_{cp}$ ):

Nota: El modo de falla por arrancamiento del hormigón generalmente sólo se debe considerar en el caso de anclajes rígidos y con poca longitud de empotramiento. Como este ejemplo cubre tanto el caso de corte que actúa en dirección al borde libre como el caso de corte actuando alejándose del borde libre, procederemos a evaluar la resistencia al arrancamiento del hormigón.

$$\phi V_{cp} = \phi k_{cp} N_{cp}$$

Donde:

$\phi = 0,70$  – Para la resistencia al arrancamiento del hormigón siempre se aplica la Condición B.

$k_{cp} = 2,0$  para  $h_{ef} > 2,5$  in.

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_2 \psi_3 N_b$$

$$N_{cb} = \left[ \frac{972}{900} \right] (0,94)(1,0)(48.000) = 48.730 \text{ lb}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{cp} = 0,70 (2,0)(48.730) = 68.222 \text{ lb}$$

Resumen de las resistencias de diseño para corte:

- ✓ Resistencia del acero ( $\phi V_s$ ): 15.110 lb ← Valor determinante
- ✓ Resistencia al desprendimiento del hormigón ( $\phi V_{cbg}$ ): 19.728 lb
- ✓ Resistencia al arrancamiento del hormigón ( $\phi V_{cp}$ ): 68.222 lb



Por lo tanto:

$\phi V_n = 15.110$  lb y es controlada por un elemento de acero dúctil como se requiere en el artículo

Para las cargas sísmicas en una región de peligrosidad sísmica moderada o elevada, la resistencia al corte de diseño es  $0,75 \phi V_n$ :

$0,75 \phi V_n = 0,75(15.110) = 11.333$  lb y es controlada por un elemento de acero dúctil.

Verificar si  $V_u \leq 0,75 \phi V_n$

$$5000 \text{ lb} < 11.333 \text{ lb}$$

**VERIFICA para corte.**

7. Distancias a los bordes, separaciones y espesores requeridos para impedir la falla por hendimiento.

Como los anclajes hormigonados in situ no se someten a torque, se aplican los requisitos de recubrimiento mínimo de la sección 7.7.

De acuerdo con la sección 7.7, el mínimo recubrimiento libre para una barra de 3/4 in. que está en contacto con el suelo o que está al aire libre es de 1-1/2 in. El recubrimiento libre provisto para el bulón es mayor que este valor requerido, ya que la distancia del eje del bulón al borde libre es de 12 in.

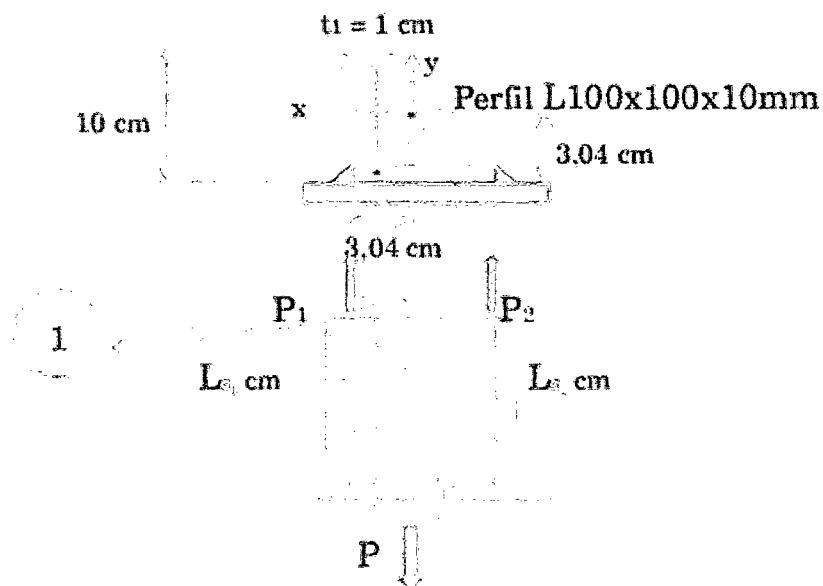
**VERIFICA**

**Resumen.**

**Usar anclajes de 3/4 in. de diámetro con cabeza hexagonal, de acero ASTM F 1554 Grado 36, con  $h_{ef} = 10$  in.**

Nota: Los requisitos de OSHA implementados el 18 de enero de 2001 requieren que para anclar la columna se utilicen como mínimo 4 anclajes y que la conexión sea capaz de soportar una carga gravitatoria excéntrica mínima de 300 lb ubicada a 18 in. de la cara de la columna en cada dirección. Esta carga se debe aplicar en la parte superior de la columna. Se pretende representar una carga correspondiente a un obrero de la construcción colgado desde la parte superior de la columna, ubicado hacia un lado de la misma.

### DISEÑO DE SOLDADURA



Si soldamos un Perfil L 100x100x10 cuya área es de  $19,2 \text{ cm}^2$ ,  $F_y = 2.530 \text{ Kg/cm}^2$ ; a dos soportes metálicos, la longitud de soldadura que se necesita a lo largo de los dos bordes para que el ángulo alcance su capacidad de trabajo (Considerar  $0,6 F_y$ ) y que la fuerza resultante coincida con el eje neutro, será:

- Se procede a realizar la identificación de cada una de las características de la junta:  
Características: Unión de un elemento sometido a tracción formado por (01) L con un área de  $19,2 \text{ cm}^2$  soldado a una plancha de espesor  $t$  mm, y donde su fuerza resultante "P" pasara por el eje neutro del perfil ubicado a  $3,04 \text{ cm}$  de su base.
- Se procede a realizar los cálculos preliminares de las capacidades como sigue: Capacidad máxima del Perfil L100x100x10 mm considerando su esfuerzo de trabajo  $0,6F_y$  o sea  $f_t = 1518 \text{ kg/cm}^2$  :

$$P = 1518 \text{ kg/cm}^2 (19,2 \text{ cm}^2) = 28.146 \text{ Kg} \quad \text{Filete máximo}$$

(Borde Redondeado – Norma Covenin):  $0,75t$  lo que implica que

$$t_{\max} = 0,75(1 \text{ cm}) = 0,75 \text{ cm}$$

Sistema de ecuaciones aplicando momento en (1) (sentido anti horario positivo):

$$\Sigma M_1 = P_2 (10 \text{ cm}) - P (3,04 \text{ cm})$$

$$\Sigma M_1 = 28.146 \text{ Kg} (3,04 \text{ cm} / 10 \text{ cm}) = 8.556 \text{ Kg}$$

- Se procede a realizar los cálculos preliminares de las capacidades como sigue: Sistema de ecuaciones aplicando ahora sumatoria de fuerzas (sentido hacia arriba positivo):

$$\Sigma P = P_1 + P_2 = P$$

$$\begin{aligned} P_1 + P_2 &= 8.556 \text{ Kg} + P_1 = 28.146 \text{ Kg} \\ &= 28.146 \text{ Kg} - 8.556 \text{ kg} \\ &= 19.590 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Capacidad de la soldadura de Filete por cm lineal:

$$P = 0,707(0,4)(2.530) \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 715 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 715 \text{ kg/cm}^2 (0,75) = 536 \text{ kg/cm}$$

- Se procede a realizar los cálculos solicitados como sigue: Longitud de Soldadura Ls2 :

$$Ls2 = 8.556 \text{ Kg} / 536 \text{ Kg/cm} = 15,96 \text{ cm}$$

- Longitud de Soldadura Ls1 :

$$Ls2 = 19.590 \text{ Kg} / 536 \text{ Kg/cm} = 36,55 \text{ cm}$$

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### Sistemas de Protección Sísmica por amortiguamiento de fluido viscoso

##### Diseño Estructural del edificio

- La energía disipada por el sistema de amortiguamiento alcanza valores alrededor del 80% bajo todas las sollicitaciones tiempo historia. Esto responde a la cantidad de dispositivos, incluidos en el edificio durante la opción de diseño.
- De los esfuerzos encontrados en la estructura, se observó que el introducir un SAFV origina que los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en la estructura disminuyan a costa de un incremento en la carga axial de las columnas conectadas a los dispositivos de amortiguamiento.
- De los niveles de deriva alcanzados se concluye que la aplicación de los SAFV disminuye la incursión en el rango inelástico de la estructura, esto se traduce en menos daño.
- Los resultados del estudio indican que para un sismo raro la deriva máxima (9 ‰) se reduciría a 5.8 ‰. Valor con el cual el daño será de nivel moderado.
- Se comprobó la efectividad del método de estimación del coeficiente de amortiguamiento "C" para amortiguadores lineales y no lineales, al haber alcanzado su valor óptimo en pocas iteraciones.

- Los resultados muestran que cuando se usa un sistema de amortiguamiento lineal, es necesario un coeficiente de amortiguamiento "C" completamente distinto que al usar un sistema no lineal. Mientras que en el primer sistema ( $\alpha = 1$ ) necesitamos de un "C" igual a 420 Tn-s/m, en el segundo ( $\alpha = 0.5$ ) fue necesario un "C" de  $90 \text{ Tn-s/m}^{(1/0.5)}$  para lograr la misma deriva objetivo.

### Recomendaciones

- Para hacer uso de la metodología simplificada es necesario cumplir con los requisitos mínimos propuestos por el ASCE, estos también ayudan a optimizar el proceso de estimación del valor de "C". Mientras se cuente con una estructura regular y la cantidad de modos no sea cuantiosa, la estimación será más acertada ya que esta se basa únicamente en el primer modo.
- En la medida de lo posible, y conciliando con la arquitectura, se recomienda alejar los dispositivos de fluido-viscoso del centro de masa; de ese modo trabajarán en la zona de máximas velocidades logrando mayor efectividad.
- Siempre iniciar la metodología propuesta definiendo un objetivo de desempeño ajustado al presupuesto económico asignado.

## BIBLIOGRAFÍA

**ASCE 2010.** ASCE 7-10: Minimum design load for building and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

**Aguiar R.,(1998),** "El sismo de Bahía de Caráquez", Revista internacional de ingeniería de estructuras 3 (2), Artículo 4, Centro de Investigación Científica, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

**Cahís F., (2001),** "Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento", Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, España

**Cheng Franklin, Jiang Hong Ping, Lou Kangyu, (2008)** "Smart Structures Innovative Systems for Seismic Response Control"

**Determan, Lon; J. S. Gilani, Amir; Kit Miyamoto, H (2006).** Seismic Retrofit of a Concrete Framed High-Rise Historic Building Using Supplementary Damping.

**FEMA** Mitigation Division. Multihazard Loss Estimation Methodology Hazus. MH 2.0, Earthquake Model.

**Fernández J., (1998),** El terremoto de Bahía de Caráquez, Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS), UNESCO,. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador

**Jenn-Shi Hwang.** Seismic Design of Structures with Viscous Dampers. International Training Programas for Seismic Design of Buildings Structures.

**Kit Miyamoto, Hideki. (2010)** Probabilistic Seismic Risk Identification of Steel Building with Viscous Dampers. Tokyo Institute of Technology, Mayo.

**Marin J., Ruiz D. (2005)**, "Rehabilitación de un pórtico de concreto reforzado mediante disipadores de energía pasivos metálicos", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.

**Miyamoto International, Inc.** Structural and Earthquake Engineers – West Sacramento, CA.

**Oviedo R. (2004)**, "Control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía", Perú, <http://oviedos.tripod.com/edific.htm>.

**Ottazi, G. (2010)**, Apuntes del curso de Concreto Armado I. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

**Romo M., (1998)**, "Influencia de los procesos constructivos en el comportamiento de las edificaciones ante el sismo de Bahía de Caráquez", XLI Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador. <http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/bahia/construccion/sismo0.htm>.

**TAYLOR DEVICES INC. (2007)** Earthquake Protective Systems for Buildings, Bridges, and other structures. North Tonawanda, NY.

**Winter, Craig.** Fotos de proyectos a nivel Mundial. TAYLOR DEVICES INC.



## ANEXOS

### DATOS DE ENTRADA EN EL PROGRAMA ETABS Nonlinear v9.5.0

```

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACIÓN:
NOMBRE DEL ARCHIVO : PRQ_6610171641F
REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS :

DATOS DE LA ESTACIÓN:
NOMBRE DE LA ESTACIÓN : ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA
CLAVE DE LA ESTACIÓN : PRQ
LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN : Parque de la Reserva

COORDENADAS DE LA ESTACIÓN : 12.07° LAT. S
: 77.04° LONG. W

ALTITUD(msnm) :
TIPO DE SUELO : Grava gruesa densa y canto rodado
INSTITUCIÓN RESPONSABLE : IGP

DATOS DEL ACELERÓGRAFO:
MODELO DEL ACELERÓGRAFO : Acelerógrafo Analógico
NÚMERO DE SERIE DEL ACELERÓGRAFO :
NÚMERO DE CANALES : 3
ORIENTACIÓN, Canal1/Canal2/Canal3 : E-W N-S U-D
FRECUENCIA DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (muestras/s): 50 50 50
MÁXIMA AMPLITUD DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 (g) :
PERIODO DEL INSTRUMENTO, Canal1/Canal2/Canal3 (s) : 0.064 0.064 0.065
AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 : 0.55 0.59 0.53
UMBRAL DE DISPARO, Canal1/Canal2/Canal3 (Gal) :
MEMORIA DE PRE-EVENTO (s) :
TIEMPO DE POST-EVENTO (s) :

DATOS DEL SISMO:
FECHA DEL SISMO : 17 de octubre de 1966
HORA EPICENTRO (Local) : 16:41:57
COORDENADAS DEL EPICENTRO : 10.832°LAT. S
: 78.648°LONG. W
PROF. FOCAL /DIST. EPIC. /DIST. HIPOC. (Km) : 37.30 225.26 228.33
MAGNITUD : ML mb MS MW
: 6.4*

FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : (*)IGP

DATOS DE ESTE REGISTRO:
HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (Local) :
DURACIÓN DEL REGISTRO (s), Canal1/Canal2/Canal3 : 197.64 197.64 197.64
NÚMERO TOTAL DE MUESTRAS, Canal1/Canal2/Canal3 : 9882 9882 9882
ACELERACIÓN MÁXIMA(GAL), Canal1/Canal2/Canal3 : -180.592 -269.336 94.246
UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)

COMENTARIOS:
REGISTRO CORREGIDO POR LÍNEA BASE Y FILTRADO.
FILTRO: PASABANDA TRAPEZIODAL
DATOS DE ACELERACION:

DT E-W N-S U-D
0 -11.409 -14.254 4.153
0.02 -2.687 -7.775 -5.003
0.04 -3.08 -6.297 -4.567
0.06 -4.994 1.489 0.903
0.08 0.266 2.995 9.031
0.1 3.592 -1.747 6.917
0.12 -10.103 1.733 -3.048
0.14 -18.254 5.061 -9.283
0.16 0.34 0.138 -10.091
0.18 8.475 -4.577 -0.999
0.2 -2.286 0.267 5.885
0.22 -0.784 6.339 2.836
0.24 4.281 3.437 -3.012
    
```

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
"DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLÚIDO VISCOSO"

0.26	-0.865	1.713	-8.846
0.28	-1.69	-2.35	-9.434
0.3	8.085	-4.162	-0.13
0.32	11.22	-0.101	6.755
0.34	3.176	-4.356	4.644
0.36	-1.468	-3.77	6.332
0.38	0.224	3.12	7.18
0.4	3.244	0.358	3.93
0.42	5.666	2.894	2.201
0.44	3.55	8.304	0.127
0.46	0.613	-0.832	-4.628
0.48	2.127	-6.087	-7.45
0.5	1.521	-2.19	-6.208
0.52	-5.014	-3.509	-5.395
0.54	-1.41	-6.27	-6.052
0.56	0.781	-2.987	0.81
0.58	-5.261	2.418	3.262
0.6	-4.003	1.566	-3.827
0.62	0.526	0.791	-8.659
0.64	4.806	7.566	-5.314
0.66	5.804	5.937	1.705
0.68	0.684	-1.77	9.98
0.7	-7.673	-2.165	16.685
0.72	-6.459	1.037	11.645
0.74	3.029	6.394	5.63
0.76	1.47	10.099	4.589
0.78	-3.672	0.156	-3.314
0.8	-3.116	-10.082	-6.777
0.82	-2.802	-8.21	-4.067
0.84	-4.162	-5.638	-5.571
0.86	1.044	-8.032	-7.441
0.88	1.842	-7.808	-8.394
0.9	-5.179	-2.299	-10.406
0.92	-2.375	-3.521	-4.878
0.94	-1.512	-2.129	8.326
0.96	-5.316	-2.837	10.927

LIMA,PERU,INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU,5/31/70,COMP L  
2259 POINTS OF A(T) IN CM/SEC/SEC/1000 AT .02 SEC INTERVAL  
PEAK VALUESO ACCEL=-104.8 CM/SEC/SEC, VELOCITY= 4.71 CM/SEC, DISPL= 1.6  
CM

2259	0.020							
-14223	12708	2069	-8181	-4257	-10572	577	2518	-11410
-1982								
13028	9647	3006	7370	13933	25944	31862	20004	21010
23568								
10371	-1470	-16885	-37056	-32400	-22315	-32987	-22843	8307
6769								
-5182	9006	21678	8007	-11118	-12395	-3102	-7664	-26023
-21776								
9740	17389	1825	-8086	7423	19034	2738	-7785	-4248
7451								
19935	14233	-2010	-8211	-6744	-12319	-17677	-13011	-5977
1479								
5263	4490	2971	-2315	-15673	-11258	10621	16410	-4954
-13171								
14855	35429	25050	21190	26248	20251	9722	-8356	-11413
13865								
13913	-8436	-13748	-5759	-376	-9268	-15965	-8003	-9574
-14441								
-1818	4925	-12443	-9759	10620	10251	20195	31339	18414
15538								
24729	10302	-5106	3626	11160	-6651	-22665	-1315	19182
7328								
-11872	-15890	-1353	-10536	-56852	-64056	-25776	-20210	-37546
-18289								
14533	40998	53749	35656	32554	56835	53936	8519	-44965
-40408								
-25692	-32440	-9057	8904	-16228	-12614	7792	5013	21152
52129								
40051	-11845	-24957	-8728	-30077	-36870	7262	12171	-14766
-3034								
26525	32603	9632	-3193	5206	-4730	-35105	-37445	-13845
-3508								

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
"DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLUÍDO VISCOSO"

15245	44558	56447	58372	44435	17493	17873	21765	-15076
-42418								
-30703	-30286	-42473	-29234	-5049	-18345	-40305	-46508	-26234
3849								
3370	17243	50888	47923	15151	4700	34267	36735	-8559
-30860								
8799	65904	48100	-709	-21067	-23662	-7392	2543	-6033
-3765								
-2198	-28764	-60855	-46494	-22296	-33636	-27997	3437	19988
24328								
33641	43220	51207	46163	14128	-31468	-60220	-39587	2455
-9436								
-39923	-40519	-20731	19144	40612	30977	17675	5966	8517
17053								
2207	-13202	-7829	10337	11307	5372	29677	36456	4027
-31896								
-18135	-12239	-57505	-60277	-52802	-65890	-21690	37194	6877
-33046								
12154	37259	9531	2791	29028	24553	-28520	-49422	-7475
37482								
32287	28570	33283	19795	15534	20108	30092	20258	-26538
-22174								
27180	19807	-28992	-55384	-25323	-4423	-33211	-36046	10108
10089								
-39546	-50287	-20021	14278	30205	19894	-2257	-31236	-37560
2691								
52890	49139	-3368	-13254	9460	16612	40454	44056	38202
24232								
-32931	-18814	48117	28222	-15286	-1541	16337	1110	-13606
-21871								
-19637	1381	25252	15276	10363	12229	-44475	-70254	-48345
-52290								
-35905	-13866	-30143	-23738	14801	38286	22494	-15376	-17974
46412								
93803	66834	23425	-16482	-32639	-39687	-35048	8727	17290
-7413								
-90247								
-45974	-4231	6343	3481	23627	29060	4126	-121	52423
92064								
60829	19364	18237	10114	-27554	-69739	-59052	-23461	-3134
25385								
19794	23957	61491	34156	-40988	-44056	21209	61240	1150
-75982								
-24009	4453	-40803	-48911	-39678	13370	68833	49252	44124
51920								
21972	-15479	-2387	15186	1880	-25255	-43631	-10183	8175
-6019								
10624	49732	36435	-31602	-94811	-77462	-797	29188	-5983
-11978								
24065	7226	-6919	14755	8785	-22216	6396	50925	25076
-21102								
-19618	23776	15306	-53550	-47317	-21353	-31417	23295	41969
-18870								
-40250	-129	25879	17591	39559	31817	-29470	-47575	844
7543								
-32804	-16369	43888	86331	58986	-11649	-52962	-19965	4603
-29701								
-17494	38166	31345	-44939	-53031	7274	23373	2849	29476
43500								
12616	-1834	770	26224	36656	-2934	-20419	-11786	-22172
-35329								
-27695	-8557	-17435	-31627	-11835	-19627	-18223	56029	69888
28640								
7100	-11518	-3940	15940	949	-18620	-9097	-2487	-39903
-46124								
4297	33670	8602	-13764	-20353	-25112	19980	67042	23809
-33720								
-43083	-22881	9939	22820	2006	-25063	-18426	8556	17789
7177								
2643	6913	2231	-9946	-15688	-11533	11778	27469	-4044
-40477								
-16150	39752	86929	69126	-7355	-51368	-16118	47854	50530

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
 "DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLUÍDO VISCOSO"

LIMA, PERU, INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU, 10/03/74, 1421GCT, N82W COMP  
 4899 POINTS OF A(T) IN CM/SEC/SEC/1000 AT .02 SEC INTERVAL  
 PEAK VALUESO ACCEL=-192.5 CM/SEC/SEC, VELOCITY= 14.5 CM/SEC, DISPL= 6.4

CM									
4899	0.020								
9762	1717	-1710	-4183	-901	2650	5905	-618	-4281	
-1217									
1588	-559	11391	3414	-18184	-7851	5874	3672	5903	
17912									
19885	2783	-9430	-11768	-8086	2759	2504	-1767	5149	
13143									
8226	-5537	-12830	-4356	2933	-67	5936	9801	-5077	
-8686									
3633	9037	9159	8298	-7703	-27844	-8506	541	-19313	
-19161									
6378	21025	13381	4187	-1741	5019	9332	-8100	-12272	
9711									
19593	4562	-5563	6753	13197	-4839	-4626	3609	-10269	
-7629									
7900	5233	48	19806	27365	-432	-17239	-15677	-2208	
7688									
-138	-5770	-1205	-1623	-8187	-4012	11061	21156	30601	
43087									
32608	-9261	-29835	-17335	-6423	-3196	3587	11705	-9257	
-27899									
-10374	14964	26596	21524	-695	-11418	-17174	-28805	-20971	
-900									
4854	-2727	11445	34022	21504	7341	-192	-13062	-13890	
10631									
21488	5993	-6795	-9728	913	6338	-842	1306	4783	
-3247									
-10719	-24683	-26980	-7835	13242	32533	42545	39082	3081	
-30280									
-5748	25542	12510	526	11532	25634	19925	-4853	-13931	
-4358									
20859	13133	-5960	-7910	-21327	-18941	-1604	9275	31572	
28476									
43880	54275	15374	13129	8295	-30631	-39743	-8746	1680	
-28634									
-43024	-23649	3639	22868	28661	8844	9988	31050	17101	
19467									
28572	-17254	-40364	-11492	1844	-5217	6945	7867	-27725	
-49185									
-19490	43169	51280	12950	-17432	-42068	-35120	-971	13546	
5630									
10147	7570	-21506	-19301	13971	20159	-4042	-17301	4443	
5374									
-13965	-6659	28866	18586	-7982	-16223	-17371	3116	22795	
3737									
-36722	-44817	-33502	-23737	-8875	19357	32661	23997	12799	
8825									
8384	16348	34353	46652	18220	-17725	-27504	-29950	-25627	
-2461									
29839	22196	-3661	-24978	-26300	6462	25962	14780	18970	
6402									
-27536	-29059	-21717	-12722	13631	11948	-18608	-24390	-19055	
-19415									
16522	16078	-42240	-61235	-44427	6869	46357	14323	-25942	
-12260									
-1011	-24660	-29997	-476	27713	35428	21488	14902	19765	
13746									
11447	24583	6718	-23861	-14455	-2698	10671	-20507	-64462	
-56301									
-18996	18982	24221	5560	-14162	-4104	-10156	-39417	-45244	
-25137									
7552	28156	29903	18337	29839	46557	12985	-5203	19913	
23712									
10170	14976	7140	-26244	-30949	-1159	-17424	-42896	-30790	
15517									
21739	2579	27664	44907	25459	2754	8047	26312	28175	
9176									
4043	7678	-18	-6016	-12014	-6982	21253	-5060	-33436	
-2188									
26376	-27428	-84501	-76883	-38201	-6041	12410	33679	46026	

## TABLAS PARA DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

*Tabla 34-1 – Propiedades de los materiales usados para los anclajes hormigonados in situ*

Norma aplicable al material <sup>1</sup>	Grado o tipo	Diámetro (in.)	Resistencia a la tracción, para el diseño, $f_{ce}$ (ksi)	Resistencia a la tracción, mín. (ksi)	Tensión de fluencia, mín.		Alargamiento, mín		Reducción del área, mín. (%)
					ksi	método	%	longitud	
AWS D1.1 <sup>2</sup>	B	1/2 - 1	60	60	50	0,2 %	20	2 in.	50
ASTM A 307 <sup>3</sup>	A	≤ 4	60	60	–	–	18	2 in.	–
	C	≤ 4	58	58-80	36	–	23	2 in.	–
ASTM A 354 <sup>4</sup>	BC	≤ 4	125	125	109	0,2 %	16	2 in.	50
	BD	≤ 4	125	150	130	0,2 %	14	2 in.	40
ASTM A 449 <sup>5</sup>	1	≤ 1	120	120	92	0,2 %	14	4D	35
		1 – 1-1/2	105	105	81	0,2 %	14	4D	35
		> 1-1/2	90	90	58	0,2 %	14	4D	35
ASTM F 1554 <sup>6</sup>	36	≤ 2	58	58-80	36	0,2 %	23	2 in.	40
	55	≤ 2	75	75-95	55	0,2 %	21	2 in.	30
	105	≤ 2	125	125-150	105	0,2 %	15	2 in.	45

*Tabla 34-2 – Propiedades dimensionales de los anclajes roscados hormigonados in situ*

Diámetro del anclaje (d <sub>a</sub> ) (in.)	Área bruta del anclaje (in. <sup>2</sup> )	Área efectiva del anclaje (A <sub>se</sub> ) (in. <sup>2</sup> )	Superficie de apoyo de las cabezas y tuercas (A <sub>brg</sub> ) (in. <sup>2</sup> )			
			Cuadrada	Cuadrada pesada	Hexagonal	Hexagonal pesada
0,250	0,049	0,032	0,142	0,201	0,117	0,167
0,375	0,110	0,078	0,280	0,362	0,164	0,299
0,500	0,196	0,142	0,464	0,569	0,291	0,467
0,625	0,307	0,226	0,693	0,822	0,454	0,671
0,750	0,442	0,334	0,824	1,121	0,654	0,911
0,875	0,601	0,462	1,121	1,465	0,891	1,188
1,000	0,785	0,606	1,465	1,855	1,163	1,501
1,125	0,994	0,763	1,854	2,291	1,472	1,851
1,250	1,227	0,969	2,228	2,773	1,817	2,237
1,375	1,485	1,160	2,769	3,300	2,199	2,659
1,500	1,767	1,410	3,295	3,873	2,617	3,118
1,750	2,405	1,900	–	–	–	4,144
2,000	3,142	2,500	–	–	–	5,316

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
"DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLÚIDO VISCOZO"

Tabla 34-3 – Ejemplo de una planilla correspondiente a un informe de los ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.2 para anclajes mecánicos incorporados al hormigón endurecido

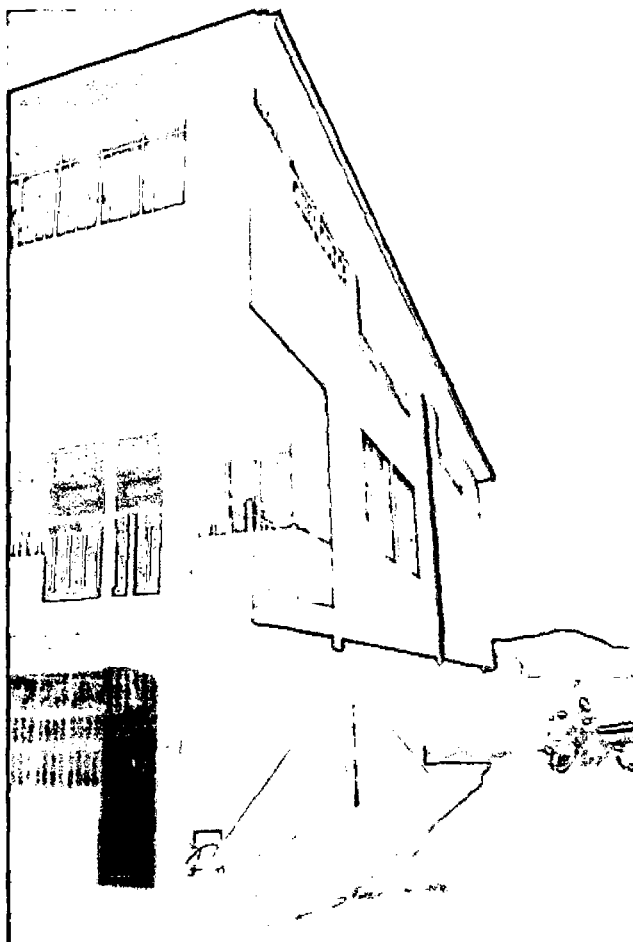
Datos correspondientes a un anclaje rebajado – Ejemplo						
Parámetro	Símbolo	Unidades	Diámetro			
			Diam. 3/8 in.	Diam. 1/2 in.	Diam. 5/8 in.	Diam. 3/4 in.
Profundidad efectiva de empotramiento	$h_{ef}$	in.	4	5	7-1/2	9-7/8
Diámetro exterior	$d_o$	in.	0,748	0,827	1,142	1,420
Área efectiva de la sección transversal del anclaje - tracción	$A_{se}$	in. <sup>2</sup>	0,090	0,131	0,243	0,380
Capacidad de corte del acero - valor promedio	$V_s$	lb	21.640	29.140	49.700	70.400
Tensión de fluencia mínima especificada del anclaje	$f_y$	lb/in. <sup>2</sup>	92.800	92.800	92.800	92.800
Resistencia a la tracción especificada del anclaje	$f_{ut}$	lb/in. <sup>2</sup>	116.000	116.000	116.000	116.000
Área de la sección transversal de la camisa del anclaje	$A_{st}$	in. <sup>2</sup>	0,304	0,346	0,690	1,047
Resistencia a la tracción de la camisa del anclaje	$f_{utsi}$	lb/in. <sup>2</sup>	123.300	123.300	101.500	79.800
Separación mínima	$s_{min}$	in.	4	5	7,5	9-7/8
Torque de instalación	$T_{min}$	ft-lb	37	59	88	221
Distancia crítica a un borde - tracción	$c_{cr}$	in.	6	7,5	11-1/4	14-3/4
Distancia mínima a un borde - tracción	$c_{min}$	in.	3,2	4	6	7-7/8
Espesor mínimo del elemento en el cual se incorpora un anclaje	$h_{min}$	in.	5-1/2	6-5/8	9-7/8	15
Categoría del anclaje	--	--	1	1	1	1
Factor de efectividad	k	--	24	24	24	24
Resistencia al arrancamiento - obtenida de ensayos - valor característico calculado	$N_p$	lb	9100	12.730	23.390	35.530
Resistencia sísmica obtenida de ensayos - tracción	$N_{eq}$	lb	5280	7977	14.310	22.872
Resistencia sísmica obtenida de ensayos - corte	$V_{eq}$	lb	10.820	14.570	24.850	35.200

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA- E.A.P.I.C  
"DISEÑO DE EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SISMICA DE TIPO FLÚIDO VISCOZO"

Tabla 34-4 – Factores de reducción de la resistencia a utilizar con el Apéndice D

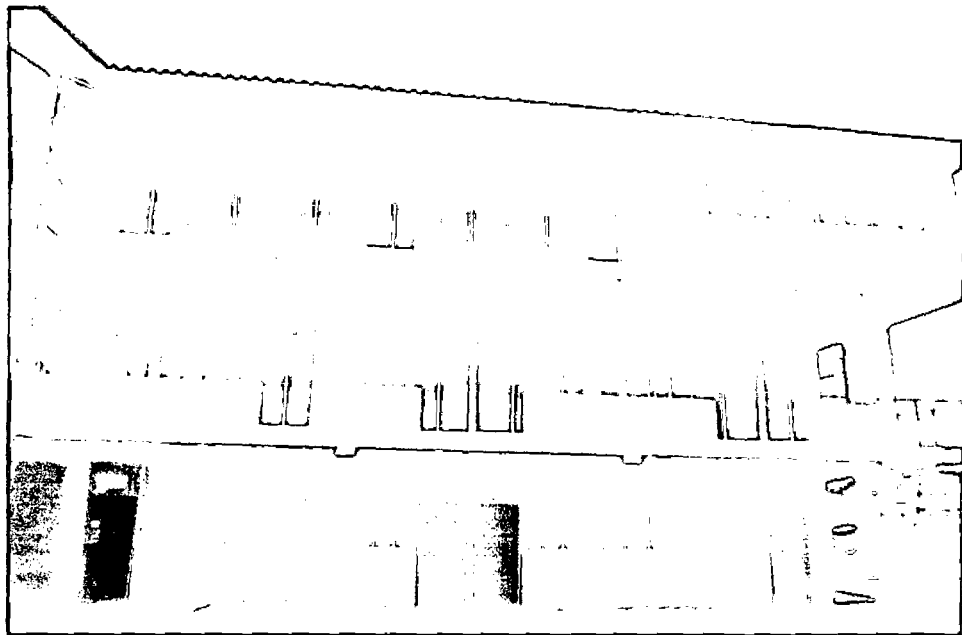
Resistencia determinada por	Factor de reducción de la resistencia, $\phi$ , a utilizar con las combinaciones de cargas de:			
	Sección 9.2		Apéndice C	
<b>Elemento de acero dúctil</b>				
Tracción, $N_t$	0,75		0,60	
Corte, $V_s$	0,65		0,75	
<b>Elemento de acero frágil</b>				
Tracción, $N_t$	0,65		0,70	
Corte, $V_s$	0,60		0,65	
<b>Hormigón</b>	<b>Condición</b>		<b>Condición</b>	
	A	B	A	B
<b>Corte</b>				
Desprendimiento del hormigón, $V_{cb}$ y $V_{cs}$	0,75	0,70	0,85	0,75
Arrancamiento del hormigón, $V_{cs}$	0,70	0,70	0,75	0,75
<b>Tracción</b>				
<b>Pernos con cabeza, bulones con cabeza o bulones con gancho</b>				
Desprendimiento del hormigón y descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, $N_{cb}$ , $N_{cbg}$ , $N_{cb}$ y $N_{cbg}$	0,75	0,70	0,85	0,75
Arrancamiento del anclaje, $N_{pc}$	0,70	0,70	0,75	0,75
<b>Anclajes incorporados al hormigón endurecido, clasificados de acuerdo con ACI 355.2 en las siguientes categorías:</b>				
<b>Categoría 1 (Baja sensibilidad a la incorporación al hormigón y elevada confiabilidad)</b>				
Desprendimiento del hormigón y descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, $N_{cb}$ , $N_{cbg}$ , $N_{cb}$ y $N_{cbg}$	0,75	0,65	0,85	0,75
Arrancamiento del anclaje, $N_{pc}$	0,65	0,65	0,75	0,75
<b>Categoría 2 (Mediana sensibilidad a la incorporación al hormigón y mediana confiabilidad)</b>				
Desprendimiento del hormigón y descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, $N_{cb}$ , $N_{cbg}$ , $N_{cb}$ y $N_{cbg}$	0,65	0,55	0,75	0,65
Arrancamiento del anclaje, $N_{pc}$	0,55	0,55	0,65	0,65
<b>Categoría 3 (Elevada sensibilidad a la incorporación al hormigón y baja confiabilidad)</b>				
Desprendimiento del hormigón y descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón, $N_{cb}$ , $N_{cbg}$ , $N_{cb}$ y $N_{cbg}$	0,55	0,45	0,65	0,55
Arrancamiento del anclaje, $N_{pc}$	0,45	0,45	0,55	0,55

## PANEL FOTOGRÁFICO

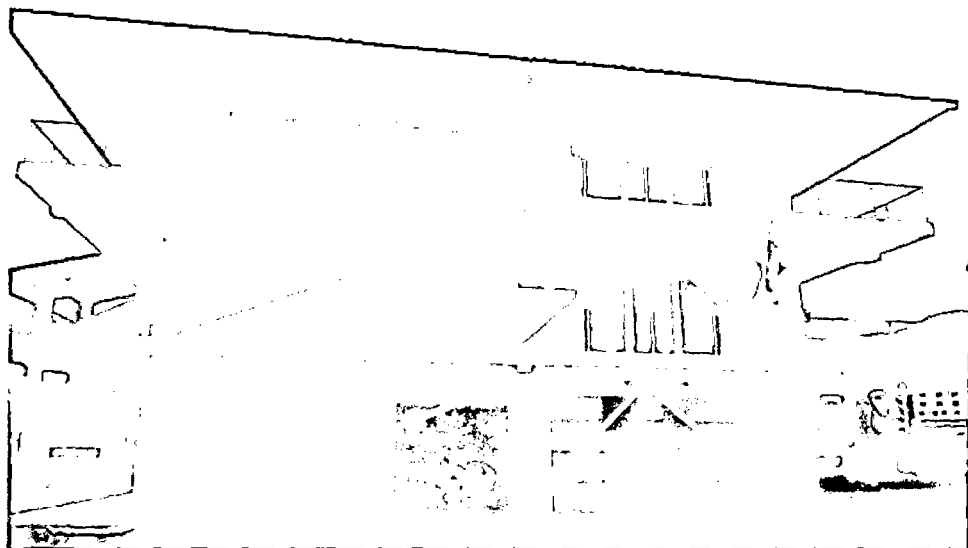


Vista lateral del Edificio 4J de la UNC, con la posible disposición del disipador

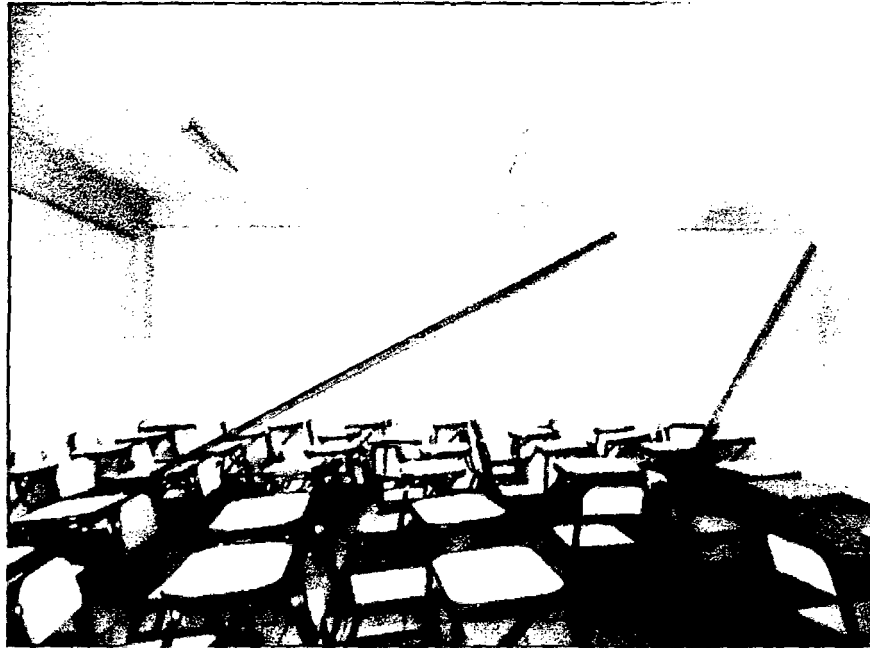




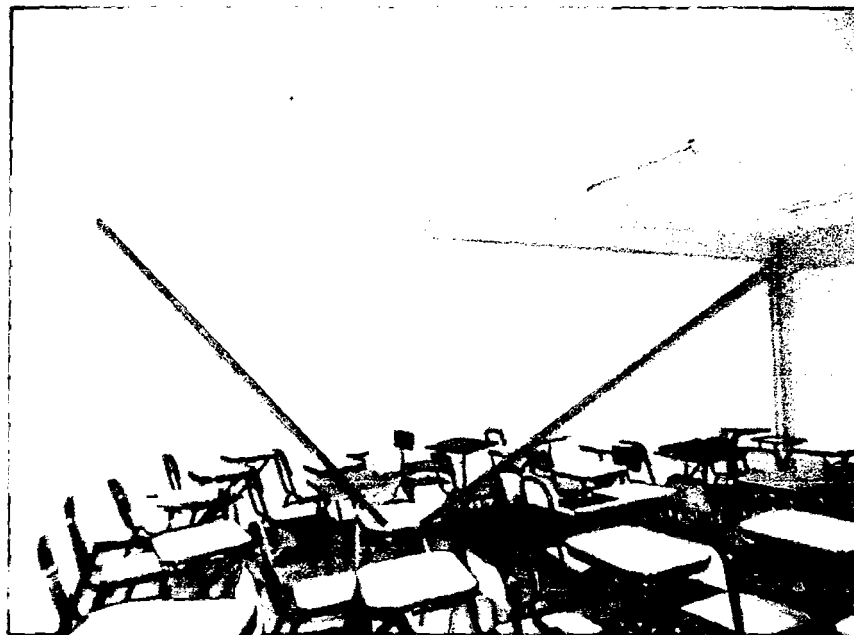
Vista frontal del edificio 4J de la UNC



Disposición de los disipadores, lateral



Disposición de los disipadores, en eje X



Disposición de los disipadores, en eje X