

**REVISIÓN BIBLIOGRAFICA DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE  
ENERGÍA, R, PARA SOPORTES DE EQUIPOS EN ESTRUCTURAS MÉTALICAS  
TIPO CELOSÍA EN SUBESTACIONES ELÉCTRICAS**

**MONOGRAFÍA PARA OPTAR AL TÍTULO DE ESPECIALISTAS EN ANÁLISIS  
Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS**

**Presentado por:**

**Sandra Yamile Rodríguez Rodríguez**

**Gilberto Muñoz Cuartas**

**Asesor:**

**Mauricio José Castro García, I.C., M.Sc.C.E.**

**Facultad de Ingeniería**

**Escuela de Ingeniería Ambiental**

**Programa de Especialización Análisis y Diseño de Estructuras**



**UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA**

**Medellín, Colombia**

**2018**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	6
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS DEL PROYECTO</b> .....	10
2.1	Objetivo general.....	10
2.2	Objetivos específicos .....	10
<b>3</b>	<b>MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE</b> .....	10
3.1	Desarrollo histórico del coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R	10
3.2	Coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R en la actualidad. ....	15
<b>4</b>	<b>OBSERVACIONES</b> .....	27
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	29
<b>6</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	30

## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Propuesta clásica para encontrar valores de R, Newmark y Veletsos (1960).....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 2. Resumen de coeficientes de valores R.....</i>	<i>22</i>

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Gráfica de soportes de equipos</i> .....	7
<i>Figura 2. Influencia del periodo en la reducción de fuerza por ductilidad (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).</i> .....	12
<i>Figura 3. Relación entre ductilidad y. Principio de iguales desplazamientos. Para estructuras de periodo largo (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).</i> .....	12
<i>Figura 4. Relación entre ductilidad y . Principio de iguales energías, Para estructuras de periodo corto (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).</i> .....	13
<i>Figura 5. Curva de deformación inelástica y cálculo del (FEMA, 2009)</i> .....	15
<i>Figura 6: Extracto de tabla tomado de (ASCE, 2008)</i> .....	18
<i>Figura 7: Configuración estructura tipo péndulo invertido, figura tomada del libro Dinámica de Estructuras de Anil K. Chopra 4ta edición (Chopra Anil k 2001).</i> .....	20
<i>Figura 8: Extracto de la Tabla 15.4-2 de la (ASCE/SEI 7, 2005)</i> .....	21
<i>Figura 9: Extracto de la tabla de (BSI, 2011)</i> .....	22
<i>Figura 10: Modelo de torre ensayada y ensayo a escala real (Lee &amp; McClure, 2007).</i> .....	25
<i>Figura 11: Gráfica fuerza-desplazamiento obtenida y deformada del modelo analítico (Lee &amp; McClure, 2007)</i> .....	26

## **ABSTRACT**

En esta monografía se estudia el estado del arte sobre el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía representativo del desempeño sísmico de las estructuras metálicas de acero en celosía destinadas a soportar equipos en subestaciones eléctricas, como base para su justificar su aplicación práctica en el diseño de este tipo de estructuras.

## **1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Una subestación eléctrica es la materialización de un nodo de un sistema eléctrico de potencia, en el cual la energía se transforma a niveles de tensión adecuados para su transporte, distribución y consumo con los requisitos de calidad aplicables. Una subestación consiste básicamente en un determinado número de circuitos de entrada y de salida, conectados a un punto común, el barraje de la subestación (nodo del sistema), siendo el interruptor el principal componente de un circuito, que se complementa con otros equipos eléctricos como son los transformadores de instrumentación, los seccionadores y los pararrayos.

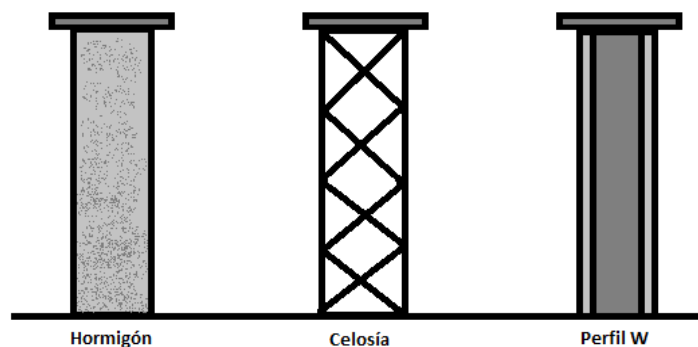
De acuerdo con la disposición o configuración eléctrica seleccionada para una subestación, se hace necesario disponer dentro del patio unas estructuras cuya función es la de servir de soporte a los equipos de baja, media y alta tensión, estas estructuras son llamadas comúnmente soportes de equipos.

Una vez definidas las dimensiones generales de estos soportes de equipos según lo requieran las condiciones eléctricas y funcionales, el diseño estructural consiste en definir sus geometrías, dimensiones, materiales, perfiles estructurales y conectores requeridos para que resistan de forma segura las cargas verticales, transversales y longitudinales debidas a las tensiones estáticas y electrodinámicas de los conductores, el viento, los sismos y demás fuerzas actuantes; dichas cargas se combinan utilizando los factores de sobrecarga basados en las normativas y códigos nacionales e internacionales.

Los soportes tienen el propósito principal de elevar el equipo a una distancia de seguridad definida por diferentes componentes de la ingeniería electromecánica, con el fin de que las

personas que realizan mantenimientos o control del equipo queden por fuera del radio de acción del campo electromecánico producido por el equipo, garantizándose así la seguridad y el objetivo fundamental de preservar y cuidar vidas.

A nivel mundial, los materiales más comúnmente usados en las estructuras de las subestaciones eléctricas son el hormigón reforzado y el acero, siendo las estructuras de acero las de mayor uso, como resultado de su relativamente simple análisis y diseño estructural, la rapidez en su fabricación y la facilidad en el montaje. Dentro de las estructuras de acero existen dos configuraciones básicas: estructuras de acero en celosía (estructuras ensambladas con perfiles angulares de acero y conexiones empernadas) y estructuras en alma llena (configuradas por perfiles en I, H y C de acero, básicamente de construcción soldada), en la *Figura 1* se presenta un esquema representativo de los tipos de estructuras enumerados. En la presente monografía nos enfocaremos en los soportes de acero en celosía.



*Figura 1: Gráfica de soportes de equipos*

Los soportes metálicos más usados en Colombia y los países latinoamericanos son en celosía, este tipo de estructura consiste típicamente en cuatro elementos verticales principales, generalmente denominados montantes, en perfil angular, y elementos diagonales y horizontales, también en perfiles angulares, que conforman el entramado de la estructura; la

conexión entre estos elementos se realiza por medio de pernos de acero. Para los perfiles angulares se utilizan típicamente aceros de calidades ASTM A36/A36M y ASTM A572/A572M; por su parte los pernos son de calidad ASTM A394.

Los soportes de equipos se deben diseñar para que resistan y presenten un buen desempeño ante fuerzas sísmicas, debido a que las subestaciones se consideran indispensables para la comunidad y deben funcionar durante y después de un sismo, con el fin de mantener el suministro eléctrico a edificaciones vitales tales como hospitales, aeropuertos, sistemas masivos de transporte, entre otros. Los cálculos para el diseño sismorresistente de las estructuras de acero se realizan generalmente a partir de espectros sísmicos de diseño, elaborados según el nivel de amenaza sísmica del sitio del proyecto, para un porcentaje de amortiguamiento asociado al tipo de estructuras.

Las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de los espectros sísmicos pueden reducirse considerando el **coeficiente de capacidad de disipación de energía R**, el cual está directamente relacionado con la ductilidad de la estructura

Al evaluarse los efectos causados por el sismo de diseño en una estructura, se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, para este efecto se trabaja con las fuerzas sísmicas reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R ( $E=F_s/R$ ).

Las estructuras de soporte de equipos de subestación deben cumplir con unos desplazamientos máximos dentro de unos límites estrechos para no comprometer la



integridad física y el comportamiento estructural del equipo, cuyo mal desempeño podría causar inoperatividad del sistema y por ende implicaciones económicas importantes.

Las empresas que se dedican al diseño y construcción de subestaciones tienen diferentes visiones sobre el **coeficiente de capacidad de disipación de energía R**, debido a que algunos diseñadores no están de acuerdo con el uso de los valores de R recomendados por las normas vigentes, teniendo en cuenta que, como resultado de los límites en las deformaciones admisibles, en la práctica las estructuras no alcanzan a desarrollar su máxima capacidad de deformación y por consiguiente no se presenta el trabajo en el rango inelástico asociado a esos valores de R. Por otro lado, diseñar los soportes sin tener en cuenta la reducción de la fuerza sísmica, implicaría costos significativos para los proyectos al tener que suministrar estructuras y cimentaciones de mayor tamaño, al no tener en cuenta la disipación de energía que se pueda presentar es la estructura metálica. Cabe anotar que este impacto en los costos es mayor en las cimentaciones pues las dimensiones de los perfiles de las estructuras muchas veces están limitadas más por condiciones constructivas y de espesores mínimos que por las sollicitaciones en los miembros, relativamente moderadas.

La falta de un criterio claro que defina el valor de R a utilizarse en las estructuras de soporte de equipos es motivo frecuente de controversias entre clientes y consultores. De acuerdo con los antecedentes descritos, el presente trabajo pretende, a través del análisis del estado del arte, proporcionar elementos para resolver el problema de conocer los valores adecuados del Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de los soportes de equipos.

## **2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **2.1 Objetivo general**

Realizar una revisión de literatura sobre los valores a considerar en la asignación del coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica  $R$  para soportes de equipos en estructura metálica tipo celosía para las subestaciones eléctricas.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Encontrar por medio de códigos y artículos científicos el comportamiento inelástico de una estructura metálica de una subestación eléctrica o de estructuras similares y realizar su equivalencia.
- Analizar la capacidad de deformación con el propósito de definir si el comportamiento de la estructura se encuentra en el rango elástico o inelástico.
- Analizar y concluir acerca de la bibliografía recopilada.

## **3 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE**

### **3.1 Desarrollo histórico del coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica $R$**

Debido a la importancia del coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , por sus implicaciones tanto en el diseño y en el costo económico de las estructuras y cimentaciones como en el comportamiento, desempeño y nivel de seguridad de las mismas durante un evento sísmico, ha sido objeto de múltiples investigaciones a lo largo de las últimas décadas

y se han planteado diversos modelos e ideas para su cálculo. A continuación se realiza un recuento de las metodologías más conocidas y mencionadas en la literatura:

El primer trabajo para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica, nombrado por los autores como  $R_\mu$ , fue desarrollado por (Newmark N. 1962) con base en las clásicas reglas de igual desplazamiento y de igual energía. La propuesta realizada por ellos, se resume en la Tabla 1 donde es claro que en la esa época se tenían bien claro que el factor depende de los periodos “T” y la ductilidad de las estructuras “ $\mu$ ”.

*Tabla 1. Propuesta clásica para encontrar valores de R, Newmark y Veletsos (1960)*

<b>Período</b>	$R_\mu$
$T = 0$	1
Períodos cortos	$\mu$
Períodos moderados	$\sqrt{2\mu - 1}$
Períodos largos	$\mu$

Aunque esta propuesta fue realizada a mediados del siglo pasado, todavía tiene vigencia para periodo  $T = 0$  y periodos largos. Para periodos intermedios el concepto se ha actualizado por varios autores como se presentará con más detalle en los siguientes párrafos.

(Newmark N.M. and W.J. Hall 1973) con una investigación fueron el punto de partida y de referencia para la mayoría de los planteamientos subsecuentes. Para estructuras con periodo natural mayor al valor pico del espectro elástico de respuesta y para el sismo en consideración, se puede observar que el desplazamiento máximo alcanzado por el sistema inelástico, es muy similar al desplazamiento obtenido del mismo sistema pero si fuese elástico y de resistencia ilimitada, como se muestra en la Figura 2.

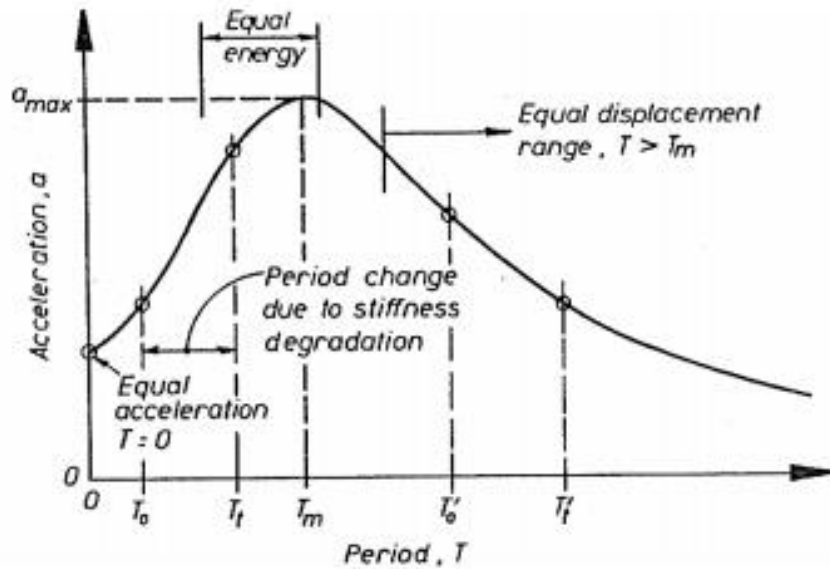


Figura 2. Influencia del periodo en la reducción de fuerza por ductilidad (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).

La geometría de la Figura 3 implica que la ductilidad es la relación entre los desplazamientos máximo " $\Delta_m$ " y el inicial " $\Delta_y$ " cuando empieza la primera plastificación de la estructura, alcanzada por el sistema inelástico es aproximadamente igual al factor de reducción de fuerza, R.

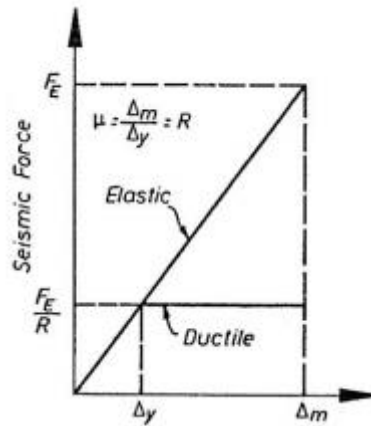


Figura 3. Relación entre ductilidad y Principio de iguales desplazamientos. Para estructuras de periodo largo (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).

(Newmark N.M. and W.J. Hall 1973) denominaron este comportamiento "principio de iguales desplazamientos".

Para estructuras de periodos cortos particularmente para aquellas cuyo periodo natural es igual o menor que el periodo pico del espectro de respuesta,  $T_m$ , la anterior ecuación no es conservativa. Esto quiere decir que la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor que el factor de reducción de fuerza. Se ha encontrado que el factor de ductilidad a desplazamiento pico alcanzado puede ser estimado razonablemente bien, igualando el área bajo la curva inelástica fuerza-desplazamiento y el área bajo la curva de relación elástica con igual rigidez inicial como se muestra en la Figura 4

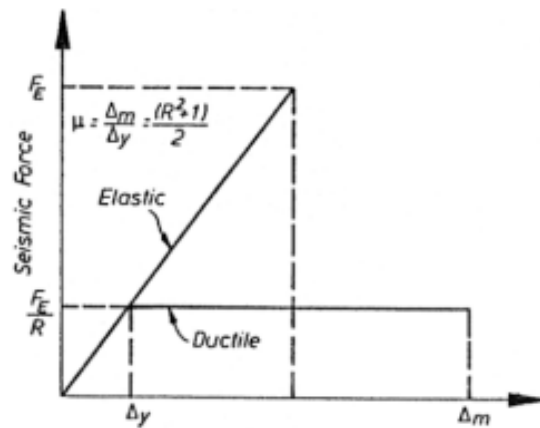


Figura 4. Relación entre ductilidad y  $\mu$ . Principio de iguales energías, Para estructuras de periodo corto (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).

Dado que las áreas representan la energía total absorbida por los dos sistemas bajo carga monótonica hasta el máximo desplazamiento, este principio es llamado “principio de iguales energías”. La relación entre el factor de ductilidad a desplazamiento y el factor de reducción de fuerza se puede expresar como:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{R^2 + 1}{2}$$

Ecuación 1. Relación de ductilidad para periodos cortos.

Para estructuras con periodos muy cortos ( $T < 0.2$  s), la anterior Ecuación 1 ha resultado inadecuada debido a la tendencia del periodo de alargarse desde  $T_0$  (Figura 2) a un rango de periodos de mayor respuesta  $T_i$ , como consecuencia de la acción inelástica y de la degradación de la rigidez, los factores de reducción de fuerza implican unas insignificantes deformaciones estructurales comparadas con las deformaciones que existirán por movimiento del suelo. Consecuentemente la estructura experimenta la aceleración del suelo, a menos que haya un desplazamiento relativo. Las estructuras con periodos muy cortos no deberán ser diseñadas para niveles de fuerza menores que la aceleración pico del suelo. El comportamiento es teóricamente consistente y puede ser razonablemente denominado principio de igual aceleración (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).

En investigaciones y trabajos realizados en adelante sobre el análisis del coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica, se han incorporado nuevos factores, como los de amortiguamiento (Riddell R and Newmark N 1979), y de tipos de suelos (Newmark N., and Hall W., 1982). Diferentes autores han generado subsecuentes aportes en sus investigaciones con el fin de conocer cada vez mejor la ductilidad y comportamiento de las estructuras, entre ellos cabe mencionar los siguientes: (Wu J and Hanson R. 1989), (Nassar A., and Krawinkler H 1991), (Fischinger M., Fajfar P and Vidic T 1994), (Miranda E and Bertero V 1994), (Priestley 1996), (Ordaz M. y Pérez L 1999), (Lee L Han S and Oh Y 1999), (Miranda E 1999), (Miranda E 2000), y (Lobo W Vielma J.C and Rivero P 2004); Finalmente la propuesta realizada por FEMA 450 (FEMA 2003) y validada y sostenida nuevamente en el FEMA 750 de 2009 (FEMA, 2009).

### 3.2 Coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R en la actualidad.

De la manera similar a lo expresado en el capítulo 3.1 la filosofía actual de diseño sísmico contempla un comportamiento inelástico, puesto que diseñar las estructuras para el rango elástico resulta costoso e ineficiente, por esa razón los códigos, normas y reglamentos usados para el diseño permiten trabajar con una carga menor a la que actuaría sobre la estructura si la respuesta fuera totalmente elástica.

Con el fin de considerar esta reducción en las fuerzas sísmicas de diseño los códigos definen el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R, el objetivo de este parámetro es dividir la carga sísmica elástica y así obtener la fuerza sísmica reducida de diseño, que se usa en todas las combinaciones para diseño y que permite en principio diseñar estructuras más económicas.

La Figura 5 evidencia la relación establecida entre el rango elástico e inelástico para tal propósito.

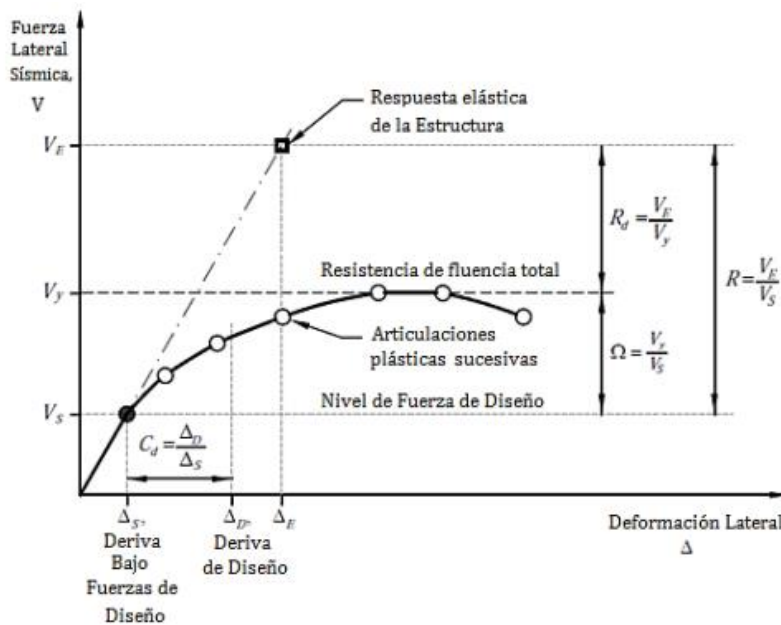


Figura 5. Curva de deformación inelástica y cálculo del (FEMA, 2009)

Donde:

- $R = V_E/V_S$  Coeficiente de capacidad de disipación de energía
- $\Omega$  = Factor de sobrerresistencia
- $C_d$  = Factor de amplificación de deflexión
- $V_E$  = Demanda de cortante sísmica elástico.
- $V_s$  = Cortante de diseño (a nivel de resistencia) en la estructura (primera articulación plástica)
- $V_y$  = Cortante a nivel en que se presenta la fluencia total de la estructura.

La Figura 5 permite evidenciar el resultado derivado de someter una estructura a una carga lateral; la respuesta típica de ello puede ser hallada ya sea por ensayo o por un análisis push-over o de segundo orden (Lee & McClure, 2007).

En tal sentido, el coeficiente de ductilidad  $R$ , puede hallarse teniendo como fundamento el patrón de comportamiento de una estructura siendo sometida a una fuerza sísmica. Dicho comportamiento parte por considerar que una estructura se comporta lineal y elástica, seguido de un comportamiento inelástico, a medida que la fuerza se incrementa.

Con base en la teoría del momento plástico de las estructuras (Priestley, Mjn; Calvi, G M & Kowalsk, M. J. 2007) se generan sucesivamente articulaciones en distintos puntos de la estructura luego del incremento de la fuerza, aumentando las deformaciones pasando por un mecanismo de fluencia hasta llegar a un punto máximo de fuerza. Este punto máximo es seguido de un desplazamiento último que determina la falla total de las estructuras.



Por tanto es fundamental desde esta perspectiva calcular la fuerza elástica de diseño,  $V_e$ , con base en el periodo, se debe amplificar el desplazamiento lineal  $D_s$  por medio del factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ .

Las fuerzas llevadas a las cimentaciones según la normativa (AIS, 2010) indica que deben incluir el valor del coeficiente de ductilidad para el diseño de las mismas, lo que no solo lleva a analizar el comportamiento en la estructura sino también en la subestructura, esperando encontrar resultados de diseño de cimentaciones seguras, funcionales y económicamente viables.

Por lo anterior el coeficiente de ductilidad conlleva a identificar la capacidad que tienen las estructuras para disipar la energía generada por un sismo y es por ello que este valor debe tener un análisis efectivo para poder tener una respuesta adecuada y precisa ante cualquier demanda sísmica.

Conociendo la importancia que representan las subestaciones debido a que contienen equipos cuyo costo es muy alto y que deben mantenerse operando durante un sismo por que deben prestar servicio a las edificaciones vitales, como hospitales, acueductos, entre otros; en este documento se pretende investigar cual es el valor adecuado del coeficiente ductilidad en las estructura de acero de celosía para soportar los equipos, que dé a hora en adelante las denominaremos soportes de equipos.

Realizando una búsqueda de bibliografía en las normativas y reglamentos usados para el análisis y diseño de estructuras, y especialmente las recomendaciones indicadas para los

soportes de equipos, torres de transmisión u otras configuraciones similares, con un comportamiento tipo péndulo invertido o parecido a este, se logró encontrar diferentes valores para el factor “R” dependiendo la norma que se aplique tal como se describen a continuación:

El manual (ASCE, 2008) en el cual se basa el análisis y diseño de las subestaciones presenta un valor de ductilidad  $R=2,0$  para los soportes de equipos, particularmente la norma no indica de donde se toma el valor sugerido, si este, es producto de ensayos experimentales o de análisis matemáticos detallados, adicionalmente cabe anotar que el origen de la norma es de investigaciones o estudios Norteamericanos y su manera de calcular las fuerzas dinámicas es específico para esa región, diferente a lo que podría aplicar en Colombia u otros países latinoamericanos, sin embargo esta norma es la guía para el diseño de los soportes de equipos aplicada por muchas empresas de la región, a continuación se presenta una imagen del manual de diseño de donde se presenta el valor de R.

**3.1.7.3 Structure–Response Modification Factor.** The structure–response modification factor,  $R$ , is based on the lateral force resisting system of the structure. Recommended substation structure  $R$  values are listed below:

<i>Structure or Component Type</i>	<i>USD</i>	<i>ASD</i>
Moment-resisting steel frame	3.0	4.0
Trussed tower	3.0	4.0
Cantilever support structures	2.0	2.7
Tubular pole	1.5	2.0
Steel and aluminum bus supports	2.0	2.7
Station post insulators	1.0	1.3
Rigid bus (aluminum and copper)	2.0	2.7
Structures with natural frequency $>25\text{Hz}$	1.3	1.7

Note: See Section 6.7.1.

Figura 6: Extracto de tabla tomado de (ASCE, 2008)

Los autores de la (ASCE, 2008) describen conceptos muy relevantes que complementan las provisiones sísmicas dadas en su manual, para el diseño de estructuras de subestaciones,

expuestas en la conferencia (ASCE, 2009). La mayoría de los análisis sísmicos, bien sean estáticos o dinámicos, consideran un comportamiento elástico de la estructura, sin embargo, para este tipo de eventos ocasionales y extremos las estructuras experimentan deformaciones no-lineales considerables. Estos indican que el valor de R depende de la frecuencia natural de la estructura. Para una frecuencia muy alta, R es igual a 1,0, sin importar las características no lineales de la estructura; Este concepto es la justificación con la cual en (ASCE, 2008) se define un valor de R igual a 1,3 para estructuras con frecuencias naturales iguales o mayores de 25 Hz. Es de la opinión de los autores de la (ASCE, 2008), que el valor de R debe estar en función de la frecuencia de la estructura.

Adicionalmente en el libro (ASCE, 2008) sección 5.5.5.2 se recomiendan valores de R para torres de telecomunicaciones desde 2,0 hasta 5,0 dependiendo del sistema estructural y el material. No obstante, cuestiona el uso de R para torres que usualmente se comportaran elásticas hasta la carga última de diseño. La configuración y características de este tipo de estructura, es muy similar a los soportes de equipos en subestaciones eléctricas. De acuerdo a esta referencia se aclara que si el desempeño de la estructura bajo solicitaciones dinámicas es importante, se recomienda una distribución más detallada de la fuerza lateral o un análisis dinámico.

Con base en la recomendación dada por la (ASCE, 2008), es posible definir para soportes de equipos un valor de R aproximadamente igual a 2,0.

En la norma americana (ASCE/SEI 7, 2005) se define una estructura tipo péndulo invertido (en la Figura 3 se presenta su configuración) , la cual se puede asimilar a los soportes de equipos. En este tipo de estructura más del 50% de la masa está concentrada en la parte

superior de una estructura esbelta y en voladizo. Asimismo, la estabilidad de la masa superior está dada por una restricción a la rotación. En la Tabla 15.4-2 se define un valor de  $R=2,0$  para estructuras tipo péndulo invertido, como se muestra en la Figura 4.

Con base en la definición dada para las estructuras de péndulo invertido que se puede asociar a el caso de estudio, es posible definir un valor de  $R=2,0$  para soportes de equipos.

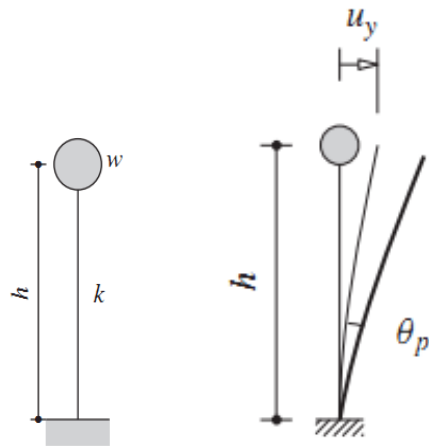


Figura 7: Configuración estructura tipo péndulo invertido, figura tomada del libro *Dinámica de Estructuras de Anil K. Chopra 4ta edición (Chopra Anil k 2001)*.

TABLE 15.4-2 SEISMIC COEFFICIENTS FOR NONBUILDING STRUCTURES NOT SIMILAR TO BUILDINGS

Nonbuilding Structure Type	Detailing Requirements <sup>f</sup>	R	$\Omega_0$	$C_d$	STRUCTURAL SYSTEM AND HEIGHT LIMITS (ft) <sup>g,d</sup>				
					A & B	C	D	E	F
Elevated tanks, vessels, bins, or hoppers:									
On symmetrically braced legs (not similar to buildings)	15.7.10	3	2 <sup>b</sup>	2.5	NL	NL	160	100	100
On unbraced legs or asymmetrically braced legs (not similar to buildings)	15.7.10	2	2 <sup>b</sup>	2.5	NL	NL	100	60	60
Single pedestal or skirt supported									
- welded steel	15.7.10	2	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
- welded steel with special detailing	15.7.10 and 15.7.10.5 a and b.	3	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
- prestressed or reinforced concrete	15.7.10	2	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
- prestressed or reinforced concrete with special detailing	15.7.10 and 14.2.3.6	3	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
Horizontal, saddle supported welded steel vessels	15.7.14	3	2 <sup>b</sup>	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Tanks or vessels supported on structural towers similar to buildings	15.5.5	Use values for the appropriate structure type in the categories for building frame systems and moment resisting frame systems listed in Table 15.4-1.							
Flat-bottom ground-supported tanks:	15.7								
Steel or fiber-reinforced plastic:									
Mechanically anchored		3	2 <sup>b</sup>	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Self-anchored		2.5	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
Reinforced or prestressed concrete:									
reinforced nonsliding base		2	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
anchored flexible base		3.25	2 <sup>b</sup>	2	NL	NL	NL	NL	NL
unanchored and unconstrained flexible base		1.5	1.5 <sup>b</sup>	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
All other		1.5	1.5 <sup>b</sup>	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Cast-in-place concrete silos, stacks, and chimneys having walls continuous to the foundation	15.6.2	3	1.75	3	NL	NL	NL	NL	NL
All other reinforced masonry structures not similar to buildings	14.4.1	3	2	2.5	NL	NL	NL	50	50
All other nonreinforced masonry structures not similar to buildings	14.4.1	1.25	2	1.5	NL	NL	50	50	50
All other steel and reinforced concrete distributed mass cantilever structures not covered herein including stacks, chimneys, silos, and skirt-supported vertical vessels that are not similar to buildings	15.6.2 15.7.10 and 15.7.10.5 a and b.	3	2	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Trussed towers (freestanding or guyed), guyed stacks and chimneys	15.6.2	3	2	2.5	NL	NL	NL	NL	NL
Cooling towers									
Concrete or steel		3.5	1.75	3	NL	NL	NL	NL	NL
Wood frames		3.5	3	3	NL	NL	NL	50	50
Telecommunication towers	15.6.6								
Truss: Steel		3	1.5	3	NL	NL	NL	NL	NL
Pole: Steel		1.5	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Wood		1.5	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Concrete		1.5	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Frame: Steel		3	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Wood		1.5	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Concrete		2	1.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Amusement structures and monuments	15.6.3	2	2	2	NL	NL	NL	NL	NL
Inverted pendulum type structures (except elevated tanks, vessels, bins, and hoppers)	12.2.5.3	2	2	2	NL	NL	NL	NL	NL
Signs and billboards		3.5	1.75	3	NL	NL	NL	NL	NL
All other self-supporting structures, tanks, or vessels not covered above or by reference standards that are similar to buildings		1.25	2	2.5	NL	NL	50	50	50

<sup>a</sup>NL = no limit and NP = not permitted. Heights shall be measured from the base.

<sup>b</sup>See Section 15.7.3a for the application of the overstrength factors,  $\Omega_0$ , for tank and vessels.

<sup>c</sup>If a section is not indicated in the Detailing Requirements column, no specific detailing requirements apply.

<sup>d</sup>For the purpose of height limit determination, the height of the structure shall be taken as the height to the top of the structural frame making up the primary seismic force-resisting system.

Figura 8: Extracto de la Tabla 15.4-2 de la (ASCE/SEI 7, 2005)

La norma europea (BSI, 2011) indica que para el tipo de estructura de péndulo invertido se define un valor de  $R=2,0$ , similar a lo indicado en la (ASCE/SEI 7, 2005); a continuación se presenta una imagen de la norma en donde se presenta el valor de  $R$ .

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

Figura 9: Extracto de la tabla de (BSI, 2011)

En (AIS 2013) apéndice de la norma (AIS 2012) se dan recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance típico del código, entre este tipo de estructuras se encuentran las estructuras tipo péndulo invertido, para la cual se define un coeficiente de capacidad de disipación de  $R = 2,0$ ; valor semejante a lo expuesto en las anteriores normas internacionales.

A continuación se presenta un resumen de los diferentes coeficientes o valores recomendados de “R” por las normas internacionales y nacionales para el diseño de soportes de equipos o estructuras con un comportamiento tipo péndulo invertido.

Tabla 2. Resumen de coeficientes de valores R

Referencia	Factor de modificación de la respuesta sísmica "R" para soportes de equipos
ASCE -113	2,0
Seismic Design of Substation Structures, 2009	Mayor a 1,0 en función de la frecuencia de la estructura.
Dynamic Response of Lattice Towers and Guyed Masts	2,0
ASCE/SEI - 7	2,0
Eurocódigo	2,0
AIS 2013	2,0

Como podemos observar los valores de R recomendados por las normas más reconocidas en el diseño de estructuras tipo soportes de equipo para subestaciones eléctricas tienden a

factores de modificación de respuesta similares o cercanos a  $R = 2,0$ . Sin embargo las recomendaciones realizadas no tienen registros de ensayos o pruebas de prototipos en donde se demuestre con certeza que estos valores son adecuados para la disipación de la energía con este tipo de estructura.

De la investigación realizada en diferentes artículos o publicaciones se logró identificar el artículo (Valencia R y Valencia C 2008). En el cual se evalúa el coeficiente de capacidad de disipación,  $R$ , para estructuras con sistemas de resistencia sísmica correspondientes a pórticos resistentes a momento; los autores mencionan que para predecir el mecanismo de falla de este tipo de estructuras es necesario realizar un análisis no lineal que tenga en cuenta los efectos de segundo orden y la curva de esfuerzo – deformación. Para este tipo de configuraciones se espera que la disipación de energía sea sistemática generando rotulas plásticas iniciando en las vigas hasta llegar a la falla total o colapso de la estructura. Después de obtener los diferentes resultados de los pórticos analizados, el artículo concluye que los factores  $R$  que se usan para el diseño de estructuras son mucho menores a los recomendados por las normas; porque obvian muchas condiciones reales a las que pueden estar sometidas estas configuraciones. En el caso de los soportes de equipos no es claro el mecanismo de disipación de energía; las estructuras están concebidas básicamente como armaduras espaciales, sus miembros están diseñados como elementos sometidos a carga axial, con una resistencia muy limitada a flexión de manera que no es clara ni efectivo un mecanismo de formación de articulaciones plásticas; esto nos con lleva pensar que para el caso de análisis de soportes de equipos se tenga una situación parecida a la presentada por (Valencia R y Valencia C 2008) , donde los valores de  $R$  puedan diferir a los propuestos en las normas.

Un artículo de (Lee & McClure, 2007) presenta unos resultados importantes, en el se demuestra la capacidad evidente de estructuras en celosía, similares a las usadas en subestaciones para soportes de equipos, para disipar energía por medio del comportamiento no lineal bajo cargas laterales.

Los autores del artículo plantean un modelo numérico en tres dimensiones para simular el comportamiento lateral de estructuras en celosía de acero. El modelo numérico considera excentricidades en la carga y las condiciones de borde, y no-linealidades tanto geométricas como en el material. Los resultados obtenidos en el modelo numérico son comparados con dos ensayos destructivos a escala real, con el fin de validar los resultados obtenidos en el análisis numérico. Estos ensayos fueron realizados en el verano del 2004 por Hydro-Québec TransÉnergie. La Figura 6 muestra características del modelo analizado y una fotografía del sitio del ensayo. Las dos estructuras ensayadas tienen una altura de 10,0 m y una relación altura-base de 8. Las estructuras para subestaciones regularmente cumplen con esta relación de dimensiones.



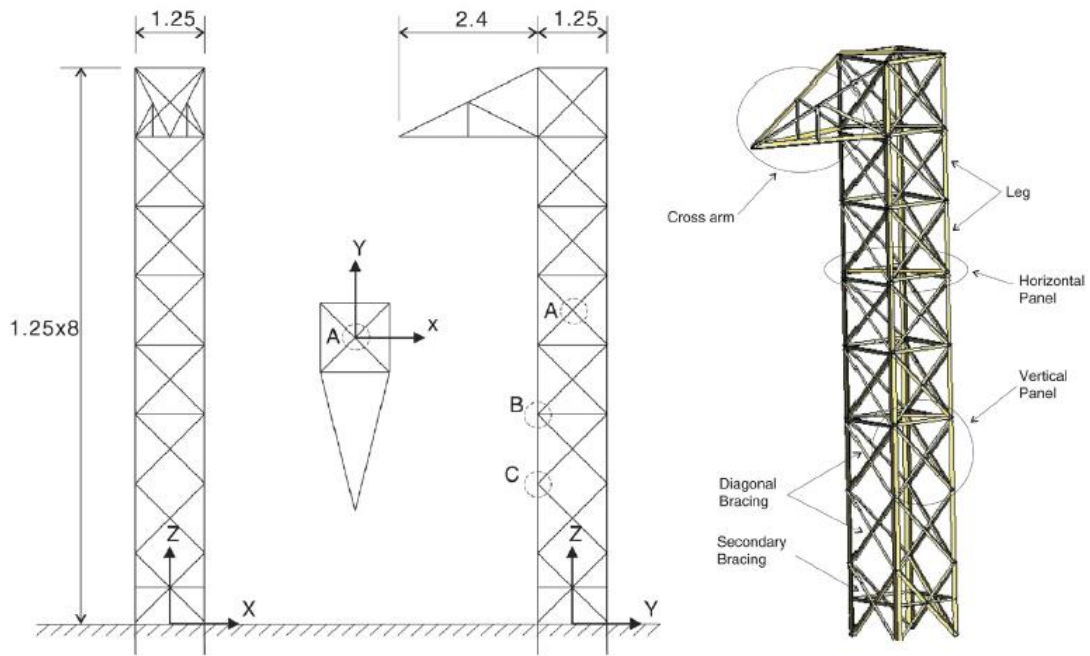


Figura 10: Modelo de torre ensayada y ensayo a escala real (Lee & McClure, 2007).

La curva desplazamiento-fuerza lateral obtenida por (Lee & McClure, 2007) mostrada en Figura 11 evidencia las diferencias entre las curvas obtenidas del análisis de los modelos y la curva del ensayo. Sin embargo, se debe resaltar que por medio del análisis lateral del modelo en tres dimensiones se logró obtener la respuesta elástica y la carga máxima lateral. Las diferencias de las curvas se evidencian en la degradación de la rigidez lateral antes de

alcanzar la carga máxima. Una de las razones para esta diferencia, es que las imperfecciones geométricas en la estructura real inducen un comportamiento no simétrico de los elementos.

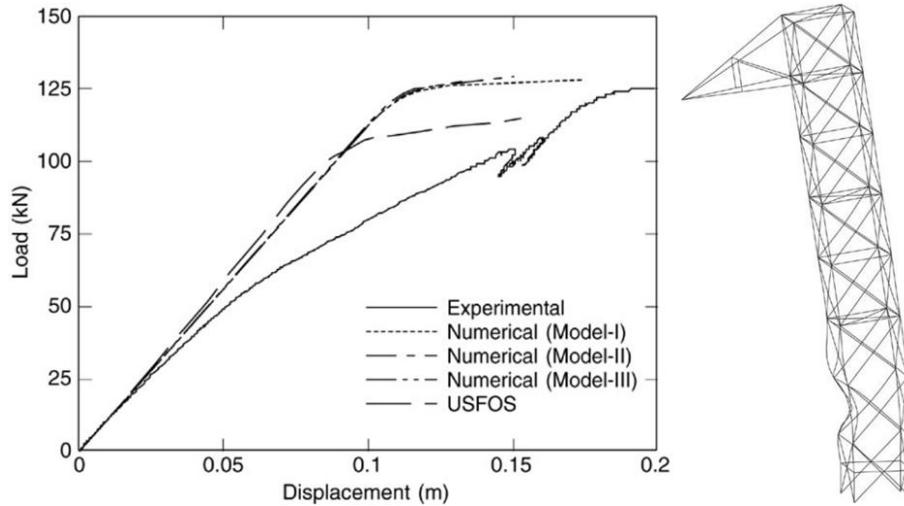


Figura 11: Gráfica fuerza-desplazamiento obtenida y deformada del modelo analítico (Lee & McClure, 2007)

Aunque en el artículo no se muestra la fuerza de diseño para la cual se diseñó la estructura, se considera de acuerdo a la curva fuerza-deformación de la Figura 7 que la fuerza de diseño para esta estructura está dada para un valor máximo de 125 kN; con esta consideración podemos extraer para este tipo de configuración diferentes coeficientes de disipación, basándonos en las recomendaciones brindadas por el Manual (ASCE, 2008) de los límites de desplazamientos o deformaciones que se permiten para no afectar físicamente la integridad de los equipos que serán fijados a los soportes metálicos.

## 4 OBSERVACIONES

En la búsqueda de la información asociada para determinar parte inelástica de las estructuras de soportes de equipos y por ende su coeficiente de capacidad de disipación sísmica, se encontraron dificultades en la consecución de artículos o investigaciones encaminadas en determinar factores o valores adecuados donde se demuestre la capacidad que tienen o no de disipar la energía frente a un evento sísmico para ese tipo de estructuras en específico. La bibliografía más confiable se concentró en las diferentes normas las cuales presentan precisiones pero no es claro de donde provienen sus recomendaciones.

Dentro de la corta bibliografía encontrada con el tema relacionado para soportes de acero, autores como (Valencia R y Valencia C 2008). y (Lee & McClure, 2007) demostraron en el desarrollo de su trabajo la verdadera importancia de la realización de estudios e investigaciones concienzudas sobre la manera de cómo se comporta una estructura, ya sea por medio de modelación o pruebas reales, como es el caso de (Lee & McClure, 2007), una columna en celosía halada por medio de un cable lateral, este tipo de estructuras tienen una disipación de energía real antes de llegar al debilitamiento o punto de falla, para las fuerzas de diseño esperado; en estos artículos se logró observar tanto en edificaciones como en estructuras de celosía que en muchas ocasiones los valores recomendados por las normas no corresponden a las configuraciones planteadas por los diseñadores, debido a la cantidad de factores a tener en cuenta, los modelos con materiales controlados y el uso de las metodologías de diseño; es por esta razón que el valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía para estructuras de soporte de equipos, debe definirse de acuerdo a

pruebas reales más aun cuando son estructuras fabricadas en serie o en otro caso seguir las recomendaciones de normas considerando el criterio más conservador para generar unas estructuras más seguras para la protección a la vida e integridad de las personas.

Se puede inferir que el uso del coeficiente de reducción sísmica en los soportes de equipos realmente afecta es la cimentación, ya que la estructura al estar compuesta de acero y ser muy resistente cumple para los esfuerzos de diseño con perfiles mínimos, quedando con porcentajes de uso muy bajos, en cambio en la cimentación al dominar los momentos sísmicos la carga que recibe es considerable.

La configuración típica de un soporte de equipo para las subestaciones eléctricas en esta monografía se ha basado en una estructura compuesta de elementos tipo ángulos con conexiones pernadas siendo los más comúnmente usados en Colombia. Conforme a lo encontrado en las normas internacionales y libros de dinámica estructural las configuraciones tienen un comportamiento tipo péndulo, debido a que sobre el soporte se instala un equipo con un peso de gran magnitud, el cual se acelera también por efectos sísmicos; se ha observado que los soportes de equipos son controlados fuertemente por los desplazamientos siguiendo las recomendaciones de la (ASCE 2008) produciendo elementos de un tamaño importante generando estructuras rígidas y con una menor posibilidad de disipar la energía y más aún cuando se desconoce la manera en que este tipo de estructuras gasta su energía, ya que no es mediante una rotula plástica como se analiza en edificios, ni es claro que las conexiones lo desarrollen, razón por la cual se concluye que se debe generar un mecanismo de falla y diseñar para esa fuerza así, cuando el sismo llegue, el conjunto disipe toda su energía hasta llegar a la falla pero no al colapso de la estructuras.

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al análisis realizado de los diferentes códigos de diseño acerca del comportamiento inelástico de soportes de equipos para una subestación eléctrica asociada a estructuras similares tipo péndulo se puede concluir que el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía recomendado oscila de manera consistente alrededor de 2.0, lo que suministra una justificación adecuada para la aplicación de este valor en la práctica de la industria. Sin embargo, teniendo en cuenta que en los mismos códigos no se encuentra información suficiente sobre las investigaciones en las que se basa en este valor, y que en los procesos de negociación y revisión es frecuente que ese valor sea cuestionado, es recomendable la realización de un estudio de mayor alcance que incluya la realización de ensayos para justificar el uso de este valor dado por las normas. Hasta tanto se disponga de esos estudios, lo más recomendable es que en los procesos de negociación se deje claro desde un principio para los casos generales que se trabajará con los valores de los códigos especificados para el diseño del proyecto, y que en caso de que se requieran valores menores esto quede claro desde los procesos de licitación.

## 6 REFERENCIAS

- AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- AIS. (2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones AIS 180. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- ASCE. (2002). Dynamic response of lattice guyed masts. American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2008). Substation Structure Design Guide. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 113. American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2009). Seismic design of substation structures. Electrical Transmission and Substation Structures Conference of American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7. (2005). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
- ASTM A36/A36M. (2008). Historical Standard: Especificación Normalizada para Acero al Carbono Estructura. American Society for Testing and Materials
- ASTM A572/A572M (2007). Historical Standard: Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Columbio-Vanadio. American Society for Testing and Materials
- ASTM A394 (2015) Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc-

Coated and Bare. American Society for Testing and Materials

BSI. (2011). Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance. In Buildings (Vol. 3). The European Standard EN 1998-6:2005 has the status of a British Standard.

Bazán-Zurita, J. Bielak, A M. DiGioia, Jr. S. Jarenprasert (2009). Seismic design of substation structures. Electrical Transmission and Substation Structures Conference ASCE.

Chopra Anil k. Dynamic of structures (2001): Theory and Applications to earthquake engineering [Libro]. - New York, EEUU: Prentice Hall.

FEMA (2003) Federal Emergency Management Agency FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures [Libro]. - Washington DC, EEUU: [s.n.].

FEMA (2009) Federal Emergency Management Agency FEMA 750, NEHRP

Fischinger M, Fajfar P, and Vidic T, (1994), Factors contributing to the response reduction, 5th US NCEE, 97-106.

Lee, P. S., & McClure, G. (2007). Elastoplastic large deformation analysis of a lattice steel tower structure and comparison with full-scale tests. Journal of Constructional Steel Research.

Lee L, Han S., and Oh Y., (1999), "Determination of ductility factor considering

different hysteretic models”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 957-977.

Lobo W., Vielma J.C., and Rivero P., (2004), “Hysteretic determination of the response factors  $\mu_R$  according to structural types”, *Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 3469, Vancouver.

Miranda E., and Bertero V., (1994), “Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design”, *Earthquake Spectra*, 10 (2), 357-379.

Miranda E., (1999), “Aproximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings”, *Journal of Structural Engineering*, 125 (4), 417-425.

Miranda E., (2000), “Inelastic displacement ratios for structures on firm sites”, *Journal of Structural Engineering*, 126 (10), 1150-1159.

Nassar A., and Krawinkler H., (1991), *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*, John Blume Earthquake Engineering. Ctr. Dept. of Civil Engineering, Rep. 95, Stanford University, Stanford, California.

Newmark N. (1962), *An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 449, Urbana, Illinois.

Newmark N.M. and W.J. Hall (1973), *Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design*, Building Practice for Design Mitigation // Building Science Series. - Washington DC: National Bureau of Standards.



Newmark N., and Hall W., (1982), Earthquake Spectra and Design, California United States of America. Earthquake Engineering Research Institute.

Paulay T. Priestley M. J. N (1991). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. - [s.l.] : John Wiley & Sons, INC.

Park R. Paulay T. (1983), Estructuras de Concreto Reforzado [Libro]. - [s.l.]: LIMUSA.

Priestley, Mjn; Calvi, G M & Kowalsk, M. J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures, 721.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges [Libro]. - [s.l.]: John Wiley & Sons, INC.

Ordaz M., y Pérez L., (1999), Estimación de espectros de respuesta elastoplástica, Centro Nacional de Prevención de Desastres. Cuaderno de Investigación 48, 29 p, México.

Riddell R., and Newmark N., (1979), Statistical Analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 468, Urbana, Illinois.

SEAOC Seismology Committee (2008). A brief guide to seismic design factors. STRUCTURE Magazine.

SEAOC. (2008). Veletsos, A. & Newmark, N. (1960). Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake ground motions. En: 2nd World

Conference on Earthquake Engineering, (pp. 895-912). Japan.

Valencia R y Valencia C (2008). Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, para algunos tipos de estructuras de acero. Revista ingeniería e investigación vol. 28

Veletsos, A. & Newmark, N. (1960). Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake ground motions. En: 2nd World Conference on Earthquake Engineering, (pp. 895-912). Japan.

Wu J., and Hanson R., (1989), "Study of inelastic spectra with high damping", Journal of Structural Engineering", 115 (6).