

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“ESPECTROS DE ACELERACIÓN PARA DIFERENTES PORCENTAJES
DE AMORTIGUAMIENTO Y SU APLICACIÓN EN EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS INDUSTRIALES”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

OSWALD CASAVARDE LÓPEZ

ASESOR

Dr. RAFAEL ROLANDO SALINAS BASUALDO

LIMA- PERÚ

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Oswald Casaverde López

ocasaverde93@gmail.com

Telf.: 954-164-564

DEDICATORIA

A Dios y a mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Rafael Salinas por el apoyo brindado a lo largo del desarrollo de la presente tesis, al Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería por permitirme utilizar sus instalaciones, y a todas las personas que me brindaron motivación y sugerencias.

ÍNDICE

RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	7
PRÓLOGO.....	9
LISTA DE TABLAS.....	10
LISTA DE FIGURAS.....	13
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	17
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	21
1.1 GENERALIDADES.....	21
1.2 REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	21
1.3 OBJETIVOS.....	22
1.3.1 Objetivo general.....	22
1.3.2 Objetivo específico.....	22
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	22
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO.....	25
2.1 CUANTIFICACIÓN DE TERREMOTOS.....	25
2.1.1 Momento sísmico.....	25
2.1.2 Intensidad sísmica.....	26
2.1.3 Magnitud sísmica.....	28
2.1.3.1 <i>Magnitud local (M_L)</i>	29
2.1.3.2 <i>Magnitud de ondas de cuerpo (m_b)</i>	30
2.1.3.3 <i>Magnitud de ondas de superficie (M_S)</i>	30
2.1.3.4 <i>Magnitud de momento (M_w)</i>	31
2.1.4 Energía del terremoto.....	32
2.2 ACELERÓGRAFOS Y ACELEROGRAMAS.....	32
2.2.1 Correcciones sobre los acelerogramas.....	34
2.2.1.1 <i>Corrección Instrumental</i>	36
2.2.1.2 <i>Corrección de línea base o corrección de ceros</i>	36
2.2.2 Filtrado de los acelerogramas.....	38
2.3 ESPECTRO DE RESPUESTA Y FOURIER.....	42

2.3.1	Espectro de Respuesta.....	42
2.3.1.1	<i>Coeficiente de amplificación sísmica</i>	44
2.3.2	Espectro de Fourier.....	45

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LOS ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE RESPUESTA 46

3.1	REGISTRO DE LOS ACELEROGRAMAS ANALIZADOS.....	46
3.2	CÁLCULO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA.....	48
3.3	ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS.....	49

CAPÍTULO IV: DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA..... 57

4.1	INTRODUCCIÓN.....	57
4.2	NORMAS INTERNACIONALES.....	57
4.3	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA.....	58
4.4	COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTORES DE MODIFICACIÓN.....	60
4.5	ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTO.....	66
4.5.1	Corrección de discontinuidades en las curvas.....	69
4.5.1.1	<i>Propuesta N°1</i>	71
4.5.1.2	<i>Propuesta N°2</i>	74
4.5.1.3	<i>Factores de modificación de la propuesta N°2</i>	78
4.5.2	Comparación de coeficientes sísmicos dados por otras normas.....	80
4.6	FUERZA CORTANTE DINÁMICA MÍNIMA PARA EL DISEÑO.....	81

CAPÍTULO V: EJEMPLOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES 83

5.1	NORMATIVA EMPLEADA.....	83
5.2	COMBINACIONES DE CARGA.....	83
5.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	84
5.4	NAVE INDUSTRIAL SIN PUENTE GRÚA.....	84
5.4.1	Descripción Geométrica.....	84
5.4.2	Descripción del sistema estructural y perfiles empleados.....	86
5.4.3	Cargas de diseño.....	86
5.4.3.1	<i>Carga muerta (D)</i>	86

5.4.3.2	Carga viva de techo (L_r).....	87
5.4.3.3	Carga de nieve (S).....	87
5.4.3.4	Carga de viento (W).....	87
5.4.3.5	Carga sísmica (E).....	91
5.4.4	Modelo Analítico.....	93
5.4.5	Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente	94
5.4.5.1	Modelo 1 – Espectro de la norma E.030.....	94
5.4.5.2	Modelo 2 – Espectro propuesto.....	98
5.4.6	Peso de los elementos estructurales	101
5.5	NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA.....	101
5.5.1	Perfiles utilizados	101
5.5.2	Cargas de diseño.....	102
5.5.2.1	Carga viva de grúa (L).....	102
5.5.3	Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente	105
5.5.3.1	Modelo 1 – Espectro de la norma E.030.....	105
5.5.3.2	Modelo 2 – Espectro propuesto.....	108
5.5.4	Peso de los elementos estructurales	111
5.6	SILO DE ACERO DE CENIZA VOLANTE	111
5.6.1	Descripción Geométrica.....	111
5.6.2	Descripción del sistema estructural y perfiles empleados	116
5.6.3	Cargas de diseño.....	116
5.6.3.1	Carga muerta (D).....	116
5.6.3.2	Carga viva (L).....	117
5.6.3.3	Carga sísmica (E).....	119
5.6.4	Modelo Analítico.....	120
5.6.5	Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente	121
5.6.5.1	Modelo 1 – Espectro de la norma E.030.....	121
5.6.5.2	Modelo 2 – Espectro propuesto.....	125
5.6.6	Peso de los elementos estructurales	129
CAPÍTULO VI: INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS Y COMPARACIONES.....		130
6.1	NAVE INDUSTRIAL SIN PUENTE GRÚA.....	130
6.1.1	Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes.....	130
6.1.2	Índices demanda – capacidad	132

6.2	NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA	140
6.2.1	Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes.....	140
6.2.2	Índices demanda – capacidad	142
6.3	SILO DE ACERO DE CENIZA VOLANTE	151
6.3.1	Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes.....	151
6.3.2	Índices demanda – capacidad	153
6.4	COMPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ANALIZADAS	159
6.4.1	Porcentajes de incremento y prioridad de combinación	159
6.4.2	Masas sísmicas y fuerzas cortantes	162
6.4.3	Coefficientes sísmicos de diseño.....	167
	CONCLUSIONES.....	170
	RECOMENDACIONES.....	180
	BIBLIOGRAFÍA.....	182
	ANEXOS.....	184

RESUMEN

Algunas normas internacionales consideran factores que modifican el espectro de aceleraciones con amortiguamiento del 5% (este amortiguamiento es utilizado en las normas de edificaciones) con el objetivo de obtener espectros con diferentes porcentajes de amortiguamiento. El porcentaje de amortiguamiento crítico depende de la tipología estructural, de los materiales empleados y el nivel de esfuerzo a que se halla sometida la estructura. Es así que un porcentaje de amortiguamiento del 5% es adecuado para estructuras de concreto armado que van a sufrir un nivel de daño ante un sismo severo; pero para estructuras de acero y estructuras con dispositivos de disipación de energía se deberían emplear porcentajes de amortiguamiento diferentes, de alrededor del 2% y 10% respectivamente. Por ello, se necesita tener otros espectros que consideren estos valores y los registros sísmicos del catálogo nacional.

En la presente investigación se han obtenido coeficientes de amplificación sísmica para amortiguamientos del 2%, 5% y 10% para probabilidades de no excedencia del 50% y 84.1%, con el objetivo de encontrar factores de modificación que al aplicarlos al espectro del 5% se puedan construir espectros para amortiguamientos del 10% y 2%; para lo cual se realizó un análisis de los registros sísmicos de sismos de mediana y gran magnitud, dando relevancia a aquellos con los que se construyó el espectro de la norma de diseño sismorresistente E030.

Con base en la forma del factor de amplificación dinámica y la relación de índices espectrales, se proponen tres factores de modificación, uno para la zona de la plataforma, en donde el espectro es más sensible a la variación del amortiguamiento, y otros dos para la zona de caída de la curva. En la zona de la plataforma existen grandes amplificaciones y reducciones para los espectros de aceleraciones con amortiguamiento del 2% y 10% respectivamente al ser comparados con el espectro de 5%.

Además, utilizando herramientas de ajustes de curvas a los datos analizados se propone una nueva expresión para el cálculo del coeficiente de amplificación sísmica de la primera región de la zona de caída de la curva. Otro punto importante que resulta del análisis de los espectros de desplazamiento es la

modificación del valor de periodo que define la zona de desplazamientos constantes " T_L ".

El espectro de aceleraciones para amortiguamiento del 2% se utilizó para el diseño de estructuras industriales de acero tales como: nave industrial sin puente grúa, nave industrial con puente grúa y un silo de almacenamiento y se compararon los resultados con el diseño con el espectro de la norma E030 que corresponde a un amortiguamiento del 5%.

Se observó que el cambio del espectro afecta principalmente a los elementos estructurales con mayor rigidez y las columnas que se encuentran en los extremos de los pórticos debido al aumento de la carga axial. Las deformaciones y fuerzas se ven incrementadas en el mismo porcentaje con el que se amplifica el espectro al pasar de uno con amortiguamiento del 5% a otro con 2%. Además, la fuerza sísmica alcanza mayor prioridad en las combinaciones de diseño cuando se pasa de una estructura liviana a una más pesada.

ABSTRACT

Some international codes consider factors that modified the spectrum of accelerations with damping of the 5% (this damping is used in the buildings codes) with the objective of obtaining spectra with different damping percentage. The critical damping percentage depends of the structural typology, materials used and the level of the stress to which the structure is subjected. So a damping percentage of 5% is suitable for reinforced concrete structures that will experience a level of damage in a severe earthquake; but for steel structures and structures with energy dissipation devices should be used different damping percentages, around of 2% and 10% respectively. Therefore, spectra that consider these values and the seismic records of the national catalog are needed.

In the present research, seismic amplification coefficients have been obtained for damping of 2%, 5% and 10% for non probability exceedance of 50% and 84.1%, with the purpose of finding modification factors that when applied to the spectrum of 5% spectra for 10% and 2% damping can be built; for which an analysis of the seismic records of medium and large magnitude was performed, giving relevance to those with which the spectrum of the seismic resistant design E030 standard was built.

Based on the shape of the dynamic amplification factor and spectral ratios, three modification factors are proposed, one for the platform zone, where the spectrum is more sensitive to the variation of the damping, and two others for the fall zone of the curve. In the platform zone there are large amplifications and reductions for the spectrum of acceleration with damping of 2% and 10% respectively when these are compared with the 5% spectrum.

Besides, using curve fitting tools to the analyzed data a new expression for the seismic amplification coefficient is proposed for the first region of the fall zone of the curve. Another important point that results of the analysis of the displacement spectrums is the modification of the period value that defines the zone of constant displacements " T_L ".

The acceleration spectrum for damping of 2% was used for the design of industrial steel structures such as: warehouse without bridge crane, warehouse with bridge crane and storage silo and the results were compared with the design with the spectrum of the E030 standard corresponding to a 5% damping.

It has been observed that the change of the spectrum mainly affects to the structural elements with greater stiffness and the extreme columns of the frames. The deformations and forces are increased by the same percentage with which the spectrum is amplified when going from one with damping of 5% to another with 2%. Besides, the seismic force reaches higher priority in the design combinations when going from a light structure to a heavier one.

PRÓLOGO

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 tiene algunos parámetros de diseño definidos con base en un factor de amortiguamiento crítico igual a 5%. Este factor, que puede ser considerado adecuado para el cálculo de las fuerzas sísmicas en estructuras de concreto armado, no es representativo para estructuras de acero ni aquellas que cuentan con dispositivos de control de la respuesta sísmica que aumentan el amortiguamiento general de las estructuras. Algunas normas de diseño sismorresistente contemplan valores de diseño para estructuras con factores de amortiguamiento crítico diferentes a 5%, mediante factores de modificación constantes para todo el espectro de periodos de interés para las estructuras.

Los espectros de diseño sismorresistente son establecidos con la consideración de los movimientos del terreno registrados durante los sismos ocurridos según los diferentes tipos de suelos. Por esta razón, el trabajo de Tesis del Sr. Casaverde presenta un estudio de las modificaciones a los espectros de diseño con factores de amortiguamiento diferentes, considerando un trabajo estadístico con los valores espectrales calculados con los registros acelerográficos más importantes obtenidos en suelos rígidos en el Perú. Con el espectro de diseño propuesto para un factor de amortiguamiento igual a 2%, realizó los análisis estructurales y diseños de tres estructuras industriales de acero, para revisar las implicancias de tomar en cuenta un espectro de diseño que implica fuerzas de diseño mayores que las obtenidas con el espectro de diseño de la norma vigente. Uno de los casos presentados es el de una estructura para un silo de almacenamiento de acero, que, por tener un peso elevado, revela la importancia de tener valores realistas para el diseño sismorresistente de las estructuras, que considere el amortiguamiento de las mismas en el cálculo de las fuerzas de diseño.

Se espera que el presente trabajo contribuya a la definición de espectros de diseño sismorresistente que consideren con mayor detalle propiedades dinámicas de las estructuras, tal como el factor de amortiguamiento crítico, y los acelerogramas registrados en las diversas regiones y suelos del país.

Dr. Ing. Rafael R. Salinas Basualdo

Asesor

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Escala de Mercalli Modificada (USGS)	27
Tabla 3-1. Registros sísmicos analizados	46
Tabla 4-1. Factores de modificación de espectros de respuesta B_0 , según la norma NCh2369.	58
Tabla 4-2. Factores de modificación de espectros de respuesta B_1 , según la norma NCh2745.	58
Tabla 4-3. Factores de modificación de espectros de respuesta B_2 , según el ASCE 7-10.	58
Tabla 4-4. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$) y para cada grupo analizado.	62
Tabla 4-5. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.	62
Tabla 4-6. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.	62
Tabla 4-7. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$) y para cada grupo analizado.	64
Tabla 4-8. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.	64
Tabla 4-9. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.	64
Tabla 4-10. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$).....	65
Tabla 4-11. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.	65
Tabla 4-12. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.	66

Tabla 4-13. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para el grupo de análisis II y para una probabilidad de no excedencia del 84.1%.	67
Tabla 4-14. Registros sísmicos del sismo de Pisco del 2007.	71
Tabla 4-15. Factores de modificación de espectros de la propuesta N°2 para amortiguamiento del 2% y 10%.	78
Tabla 4-16. Coeficientes sísmicos máximos de diversas normas para edificaciones e industrias de acero.	81
Tabla 5-1. Propiedades de los Materiales.	84
Tabla 5-2. Presiones y succiones para el diseño de la estructura.	88
Tabla 5-3. Parámetros sísmicos.	91
Tabla 5-4. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	96
Tabla 5-5. Resultados índice demanda-capacidad.	97
Tabla 5-6. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	99
Tabla 5-7. Resultados índice demanda-capacidad.	100
Tabla 5-8. Peso de los elementos estructurales.	101
Tabla 5-9. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	106
Tabla 5-10. Resultados índice demanda-capacidad.	107
Tabla 5-11. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	109
Tabla 5-12. Resultados índice demanda-capacidad.	110
Tabla 5-13. Peso de los elementos estructurales.	111
Tabla 5-14. Datos de entrada.	118
Tabla 5-15. Presiones sobre las paredes del silo.	119
Tabla 5-16. Peso de la ceniza volante.	120
Tabla 5-17. Desplazamiento lateral y permisible en dirección X.	122
Tabla 5-18. Desplazamiento lateral y permisible en dirección Y.	123
Tabla 5-19. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	123
Tabla 5-20. Resultados índice demanda-capacidad.	124
Tabla 5-21. Desplazamiento lateral y permisible en dirección X.	126
Tabla 5-22. Desplazamiento lateral y permisible en dirección Y.	126
Tabla 5-23. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.	127
Tabla 5-24. Resultados índice demanda-capacidad.	128
Tabla 5-25. Peso de los elementos estructurales.	129
Tabla 6-1. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.	130
Tabla 6-2. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.	130

Tabla 6-3. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.	130
Tabla 6-4. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.	132
Tabla 6-5. Combinaciones prioritarias para las columnas.....	133
Tabla 6-6. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.	138
Tabla 6-7. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.	140
Tabla 6-8. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.	140
Tabla 6-9. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.	141
Tabla 6-10. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.	142
Tabla 6-11. Combinaciones prioritarias para las columnas.....	144
Tabla 6-12. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.	150
Tabla 6-13. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.	152
Tabla 6-14. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.	152
Tabla 6-15. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.	152
Tabla 6-16. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.	154
Tabla 6-17. Combinaciones prioritarias para las columnas.....	155
Tabla 6-18. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.	157
Tabla 6-19. Porcentajes de incremento y combinación prioritaria para el sismo en columnas de las naves industriales con y sin puente grúa.	159
Tabla 6-20. Porcentajes de incremento y combinación prioritaria para el sismo en columnas del silo.	162
Tabla 6-21. Masas sísmicas y fuerzas cortantes del modelo 1.....	162
Tabla 6-22. Masas sísmicas y fuerzas cortantes del modelo 2.....	163
Tabla 6-23. Coeficiente sísmico.	163
Tabla 6-24. Coeficiente sísmico de diseño.....	167
Tabla 6-25. Fuerzas sísmicas y coeficientes sísmicos de diseño en dirección Y.	168

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Acelerógrafo analógico RION, modelo SM-10 B.....	34
Figura 2-2. Acelerógrafo digital Kinometrics, modelo ETNA.	34
Figura 2-3. Esquema básico de un sismógrafo (Del Carpio et al., 2006).....	35
Figura 2-4. Corrección Normal de línea base.....	37
Figura 2-5. Izq: efecto del ruido de alta frecuencia; Der: efecto del ruido de baja frecuencia (Salas, 2012).	39
Figura 2-6. Comportamiento de los filtros ideales (Salas, 2012).....	41
Figura 2-7. Construcción del espectro de respuesta.....	43
Figura 2-8. Variación de la aceleración con el tipo de suelo y amplificación en la estructura (Muñoz, 2018).	45
Figura 3-1. Acelerogramas del sismo del 17 de octubre de 1966.....	48
Figura 3-2. Espectros de aceleraciones para diferente porcentaje de amortiguamiento, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.....	50
Figura 3-3. Espectros de Fourier, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.	50
Figura 3-4. Índices espectrales 2% / 5%, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.....	51
Figura 3-5. Índices espectrales 10% / 5%, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.....	51
Figura 3-6. Espectros de aceleraciones para diferente porcentaje de amortiguamiento, sismo 23 de junio del 2001 componente N-S.....	52
Figura 3-7. Espectros de Fourier, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.....	52
Figura 3-8. Índices espectrales 2% / 5%, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.	53
Figura 3-9. Índices espectrales 10% / 5%, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.	53
Figura 4-1. Factor de amplificación dinámica para porcentaje de amortiguamiento del 2%, 5% y 10%.	59
Figura 4-2. Espectros de aceleraciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento 2%, 5% y 10% (Bazan y Meli, 2002).	60
Figura 4-3. Coeficientes de amplificación sísmica para amortiguamiento del 2%.	65
Figura 4-4. Factores de Modificación para probabilidad del 84.1% y diferente amortiguamiento.....	66

Figura 4-5. Coeficiente de amplificación propuesto para amortiguamiento del 2% y 10%.	68
Figura 4-6. Coeficiente de Amplificación sísmica $P(0.84)$ y coeficiente considerando un solo factor de modificación para amortiguamiento del 2%.	70
Figura 4-7. Coeficiente de Amplificación sísmica $P(0.84)$ y coeficiente considerando un solo factor de modificación para amortiguamiento del 10%. ...	70
Figura 4-8. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%.	72
Figura 4-9. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 10%.	72
Figura 4-10. Propuesta N°1 para el coeficiente de amplificación sísmica.	73
Figura 4-11. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica amortiguamiento del 5%.	74
Figura 4-12. Propuesta N°2 para el espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%.	75
Figura 4-13. Propuesta N°2 para el espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 10%.	75
Figura 4-14. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%, 5% y 10%, propuestas N°1 y N°2.	76
Figura 4-15. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 5%.	76
Figura 4-16. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 2%.	77
Figura 4-17. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 10%.	77
Figura 4-18. Factores de modificación para diferentes porcentajes de amortiguamiento de las normas chilenas, americana y los encontrados en la plataforma según nuestro catálogo sísmico.	79
Figura 4-19. Factores de modificación para amortiguamiento del 2%,5% y 10% de las normas chilenas, americana y los propuestos según nuestro catálogo nacional.	80
Figura 5-1. Modelo analítico de la nave industrial.	85
Figura 5-2. Vista en planta de la estructura.	85
Figura 5-3. Cargas de viento (kN/m) – $W_x(+)$	89
Figura 5-4. Cargas de viento (kN/m) – $W_x(-)$	89
Figura 5-5. Cargas de viento (kN/m) – $W_y(+)$	90
Figura 5-6. Cargas de viento (kN/m) – $W_y(-)$	90

Figura 5-7. Espectro inelástico de diseño.	92
Figura 5-8. Espectro inelástico de diseño propuesto.	93
Figura 5-9. Modelo analítico de la nave industrial.	94
Figura 5-10. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m). ..	95
Figura 5-11. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m). ..	95
Figura 5-12. Índices demanda-capacidad.	97
Figura 5-13. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m). ..	98
Figura 5-14. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m). ..	98
Figura 5-15. Índices demanda-capacidad.	100
Figura 5-16. Detalle de ménsula de soporte de viga carrilera.	102
Figura 5-17. Carga móvil aplicada en las ruedas del puente grúa.	104
Figura 5-18. Cargas concentradas en el vano más desfavorable (kN).	104
Figura 5-19. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m). ..	105
Figura 5-20. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m). ..	105
Figura 5-21. Índices demanda-capacidad.	107
Figura 5-22. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m). ..	108
Figura 5-23. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m). ..	108
Figura 5-24. Índices demanda-capacidad.	110
Figura 5-25. Modelo analítico del silo.	112
Figura 5-26. Dimensiones del silo de acero (m).	112
Figura 5-27. Dimensiones de la planta de la estructura de soporte del silo (m).	113
Figura 5-28. Elevación - Eje A y Eje C de la estructura de soporte del silo.	113
Figura 5-29. Elevación - Eje 1 y Eje 3 de la estructura de soporte del silo.	114
Figura 5-30. Dimensiones del primer nivel de la estructura de soporte del silo.	114
Figura 5-31. Dimensiones del segundo nivel de la estructura de soporte del silo.	115
Figura 5-32. Dimensiones del tercer nivel de la estructura de soporte del silo.	115
Figura 5-33. Modelo analítico del silo de ceniza volante.	120
Figura 5-34. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección X (m).	121
Figura 5-35. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección Y (m).	122
Figura 5-36. Índices demanda-capacidad.	124

Figura 5-37. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección X (m).	125
Figura 5-38. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección Y (m).	126
Figura 5-39. Índices demanda-capacidad.	128
Figura 6-1. Comparación de curvas de coeficientes de amplificación para amortiguamiento del 2%.	141

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

a_i y b_i :	Coefficientes para corrección de línea base.
a_m :	Valor estimado del movimiento del suelo.
$a(t)$:	Aceleración absoluta exacta en la base del instrumento.
$a(\tau)$:	Aceleración provocada por una fuerza infinitesimal actuando en el tiempo $t = \tau$.
ASD:	Método de diseño por esfuerzos admisibles.
A :	Máxima amplitud del registro.
A_d :	Amplitud del desplazamiento del terreno.
$A(t)$:	Aceleración original o sin corregir.
$A_c(t)$:	Aceleración corregida.
A_f :	Área de falla o ruptura.
$A(w)$:	Espectro de Fourier aplicado a la aceleración original.
B_0 :	Factor de modificación de espectros de respuesta de la norma chilena NCh2369.
B_1 :	Factor de modificación de espectros de respuesta de la norma chilena NCh2745.
B_2 :	Factor de modificación del estándar ASCE7-10.
C :	Factor de forma adimensional indicado en la Tabla 3.7.4 de la norma E.020 / Coeficiente de amplificación sísmica.
CQC:	Combinación cuadrática perfecta.
CV:	Coeficiente de variación.
D:	Carga muerta / Diámetro del silo.
$D[R[a(t)]]$:	Digitización de la respuesta instrumental.
E:	Carga de sismo.
E_s :	Energía del terremoto.
FAD:	Factor de amplificación dinámica.
FS:	Espectro de Fourier.
Fx:	Carga transversal del puente grúa.
Fy:	Carga longitudinal del puente grúa.

F_z :	Carga vertical del puente grúa.
f_L :	Frecuencia más baja que puede ser reproducidos por un acelerograma.
f_H :	Frecuencia más alta que puede ser obtenida con exactitud de un acelerograma.
g :	Aceleración de la gravedad.
h :	Altura sobre el terreno en metros / profundidad focal.
$H(w)$:	Función filtro.
k :	Coefficiente de empuje activo de Rankine.
L :	Carga viva.
L_r :	Carga viva de techo.
LRFD:	Método de diseño por factores de carga y resistencia.
m_b :	Magnitud de ondas de cuerpo.
M_L :	Magnitud local.
M_o :	Momento sísmico.
M_s :	Magnitud de ondas de superficie.
M_w :	Magnitud de momento.
n :	Número total de ordenadas espectrales normalizadas.
p :	Parámetro que controla la caída de la curva.
$p(z)$:	Presiones normales sobre la pared vertical.
P_h :	Presión o succión del viento a una altura h .
P :	Peso de la estructura.
PGA:	Aceleración máxima del terreno.
$q(z)$:	Presiones verticales.
q_n :	Presiones normales a la superficie inclinada.
Q :	Factor de atenuación.
$r(t)$:	Ruido.
R :	Coefficiente de reducción sísmica / Dimensión característica del silo.
$R(w)$:	Espectro de Fourier aplicado al ruido.

$R[a(t)]$:	Conversión de la aceleración exacta en un registro analógico de respuesta instrumental.
$s(t)$:	Señal sísmica.
$S(w)$:	Espectro de Fourier aplicado a la señal sísmica.
S :	Factor de amplificación del suelo / Carga de nieve.
S_1 :	Roca o suelo muy rígido.
S_2 :	Suelo intermedio.
S_d^r :	Espectro de respuesta en desplazamientos.
S_v^r :	Espectro de respuesta en velocidades.
S_a^r :	Espectro de respuesta en aceleraciones.
S_d :	Pseudoespectro de desplazamiento.
S_v :	Pseudoespectro de velocidad.
S_a :	Pseudoespectro de aceleración.
San_i :	Ordenada espectral normalizada i.
t :	Tiempo.
T :	Período medido sobre los primeros ciclos de la llegada de las ondas P / Periodo fundamental de vibración de la estructura.
T_x :	Período fundamental de vibración en la dirección X.
T_y :	Período fundamental de vibración en la dirección Y.
T_L :	Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
T_p :	Período que define la plataforma del factor C.
T_R :	Período de las ondas de Rayleigh.
U :	Factor de uso.
U_x, U_y :	Deformaciones laterales.
$v(z)$:	Fuerza friccional en las paredes del silo.
V :	Fuerza cortante estática / Velocidad de diseño hasta 10 m de altura.
V_h :	Velocidad de diseño en la altura h.
w :	Frecuencia natural.

w_0 :	Frecuencia para el filtro ideal pasa bajas y altas.
w_1 y w_2 :	Frecuencia para el filtro pasa - banda.
w_ξ :	Frecuencia de la vibración amortiguada.
W:	Carga de viento.
$x(t)$:	Desplazamiento en función del tiempo.
$\dot{x}(t)$:	Velocidad en función del tiempo.
$\ddot{x}(t)$:	Aceleración en función del tiempo.
X :	Distancia epicentral.
z :	Profundidad efectiva.
Z :	Factor de zona.
α :	Ángulo de inclinación del manto en el cono inferior.
μ :	Módulo de rigidez.
μ' :	Coeficiente de fricción de material – silo.
\bar{D} :	Desplazamiento medio sobre el plano de falla.
Δ :	Distancia epicentral medida en grados.
τ :	Tiempo en el que empieza la fuerza impulsiva de la integral de Duhamel.
ϕ_e :	Factor de amplificación.
ϕ :	Ángulo de fricción interna del material.
σ :	Desviación estándar.
δ :	Parámetro que depende de la probabilidad de no excedencia.
Ω :	Frecuencia de la excitación sísmica.
ω :	Frecuencia de vibración del sistema.
ξ :	Porcentaje de amortiguamiento crítico.
γ :	Peso unitario del material de relleno.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

En la actualidad muchas normas internacionales a parte de tener una norma para edificaciones, consideran también una destinada para estructuras industriales y aislamiento sísmico. Uno de las variaciones principales de estas con respecto a la norma de edificaciones es que los espectros de aceleración incluyen factores de modificación que al aplicarlos al espectro de edificaciones, que consideran un amortiguamiento del 5%, es posible obtener espectros para diferentes porcentajes de amortiguamiento.

La necesidad de contar con tales factores de modificación radica que en la parte práctica de la carrera también nos enfrentamos con el diseño de estructuras de acero y con dispositivos de disipación de energía que presentan amortiguamientos alrededor del 2% y 10% respectivamente. En el caso de las estructuras industriales que utilizan por lo general como material al acero estructural, diseñarlas con el espectro de aceleraciones de la norma de edificaciones no sería lo más adecuado ya que al poseer estos un amortiguamiento menor, el espectro de aceleraciones sufre una amplificación en sus ordenadas espectrales, y consecuentemente se tiene mayores fuerzas sísmicas, desplazamientos e índices de demanda – capacidad.

Estos factores de modificación resultan de una comparación entre coeficientes de amplificación sísmica obtenidos a partir de una normalización de los espectros de aceleración considerando diferentes porcentajes de amortiguamiento.

1.2 REALIDAD PROBLEMÁTICA

Actualmente los códigos internacionales disponen de factores de modificación mediante los cuales se pueden obtener espectros para diferentes porcentajes de amortiguamiento, pero estos han sido calculados con base en el catálogo de registros sísmicos característicos de cada región, por lo que es necesario obtener estos factores de modificación de acuerdo a los registros sísmicos del catálogo nacional.

Los espectros de respuesta para diferentes porcentajes de amortiguamiento son importantes para el diseño de estructuras industriales y de las estructuras con dispositivos de disipación de energía. En los primeros se utilizan por lo general materiales como el acero estructural por sus grandes propiedades de resistencia y ductilidad, que posee un amortiguamiento menor que 5%, como consecuencia debería considerarse una amplificación mayor de las aceleraciones del suelo a la estructura y por ende mayores fuerzas sísmicas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

El objetivo de la tesis es generar espectros de aceleración para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico y aplicarlos en el diseño de estructuras industriales.

1.3.2 Objetivo específico

- Realizar un análisis de los acelerogramas de sismos de mediana y gran magnitud, dando relevancia a aquellos con los cuales se construyó el espectro de la norma E030.
- Generar factores de modificación con base en el análisis de espectros para porcentajes de amortiguamiento de 2%, 5% y 10%.
- Diseñar estructuras industriales con el nuevo espectro generado y analizar modificaciones que se producen con respecto a un diseño base realizado con el espectro de diseño actual.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada en seis capítulos, que se describen brevemente a continuación.

En el Capítulo I se describe la importancia de contar con espectros de aceleraciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento y las implicancias

que se tendrían en el diseño de estructuras industriales. Asimismo, se dan a conocer los objetivos de la tesis.

En el Capítulo II se describen los principales parámetros para medir el tamaño de un terremoto tales como: el momento sísmico, la intensidad sísmica, la magnitud sísmica y la energía del terremoto. Se revisa los conceptos de acelerógrafo y acelerograma, las correcciones y el filtrado de frecuencias de estos últimos. También se muestra una definición e interpretación de las gráficas del espectro de respuesta y de Fourier.

En el Capítulo III se presentan los registros sísmicos analizados así como una descripción de las estaciones acelerográficas de donde se tomaron estos. Se muestran las figuras de los espectros de aceleración, espectros de Fourier y relación de índices espectrales de los acelerogramas y se realiza un análisis de los mismos.

El Capítulo IV presenta los factores de modificación utilizados por otras normas internacionales, el cálculo del coeficiente de amplificación sísmica y factores de modificación de acuerdo a los registros sísmicos del catálogo nacional analizado. También se muestran los espectros de diseño propuestos y la cortante mínima en la base para procesos de diseño.

En el Capítulo V se describen las estructuras industriales analizadas, la normativa empleada en el diseño, combinaciones de carga, características de los materiales y la verificación de deformaciones laterales permisibles e índices demanda – capacidad utilizando el espectro de la norma actual y el espectro propuesto.

En el Capítulo VI se realiza una comparación entre los resultados calculados en términos de deformaciones, fuerzas cortantes, índices de demanda – capacidad, masas sísmicas y coeficientes sísmicos de diseño de las estructuras al ser diseñadas con el espectro propuesto y el de la norma actual.

Seguido a los capítulos se presentan las conclusiones y recomendaciones que surgen del desarrollo de la tesis.

Finalmente, en los Anexos se incluyen los registros sísmicos analizados, los espectros de aceleraciones, espectros de Fourier e índices espectrales de los mismos. Asimismo se muestra los espectros de respuesta y de diseño obtenidos y por último los índices de demanda – capacidad de las estructuras analizadas.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 CUANTIFICACIÓN DE TERREMOTOS

Existen muchos parámetros que nos permiten cuantificar el “tamaño” de un terremoto; previos al desarrollo de los instrumentos de medición modernos, los métodos que cuantificaban el tamaño de los terremotos, estaban basados en una evaluación cualitativa de los efectos del sismo; el desarrollo de los sismógrafos, han permitido numerosos métodos cuantitativos que miden el tamaño de los sismos (Salas, 2012).

Los principales parámetros para medir el tamaño de un terremoto son: el momento sísmico, la intensidad, la magnitud y la energía sísmica.

2.1.1 Momento sísmico

La teoría de Rebote Elástico fue usada para desarrollar el método de medición de terremotos denominado Momento sísmico. El Momento Sísmico de un terremoto se define por la siguiente expresión:

$$M_o = \mu A_f \bar{D} \quad (2-1)$$

Donde:

μ : Módulo de rigidez.

A_f : Área de falla o ruptura.

\bar{D} : Desplazamiento medio sobre el plano de falla.

Este parámetro evalúa directamente el tamaño del terremoto midiendo sobre el terreno el desplazamiento causado por el sismo y estimando la superficie afectada por medios geológicos y sismológicos (área de réplicas); lógicamente este método está limitado a grandes sismos con ruptura en superficie (Herráiz, 1997). El momento sísmico, correlaciona bien con la energía liberada durante el sismo y puede ser estimado de los registros geológicos obtenidos en los terremotos históricos o también de las componentes de periodos largos en los sismogramas.

Por último, el Momento Sísmico es en realidad el mejor parámetro para estimar el tamaño de un sismo por relacionarse directamente con las dimensiones de la fuente. En cambio, la magnitud solo evalúa la energía sísmica asociada a un determinado periodo y su entorno (Herráiz, 1997).

2.1.2 Intensidad sísmica

Se entiende por intensidad sísmica en un punto como la fuerza con que en él se experimentan los efectos del terremoto. Es el parámetro de cuantificación sísmica más antiguo que existe y probablemente sea el de mayor interés en ingeniería; se obtiene estimando cualitativamente los daños producidos por un terremoto en una localidad en particular, de la evidencia de los daños observados y de la reacción humana en el lugar. La descripción cualitativa de los efectos de los terremotos pueden ser conseguidos en los registros históricos y por lo tanto el concepto de intensidad puede ser aplicado a estos para determinar la localización y el tamaño de los terremotos ocurridos antes del desarrollo de los instrumentos de medición.

Actualmente, las escalas más utilizadas para medir la intensidad sísmica son la Mercalli Modificada (MM) y la MSK. La primera fue propuesta por Mercalli en 1902 y modificada por Wood y Newman en 1931 y Richter en 1956. La segunda se debe a los trabajos de Medvedev, Sponheuer y Karnik en 1967. Ambas escalas tienen XII grados y son muy similares, siendo la primera más utilizada en América y la segunda en Europa.

El principal inconveniente de este parámetro es que su evaluación es en gran medida subjetiva, no tiene una base matemática, en cambio es una clasificación basada en efectos observados.

El servicio geológico de los estados unidos o USGS por sus siglas en inglés establece con respecto a la escala de Mercalli Modificada que los valores de intensidad más bajos están asociados por la forma en que las personas sienten el temblor y los valores más altos de la escala se relacionan con el daño estructural observado. La Tabla 2-1 muestra una descripción de los niveles de intensidad de la escala de Mercalli Modificada.

Tabla 2-1. Escala de Mercalli Modificada (USGS)

Grado	Descripción
I – Muy débil	Imperceptible para la mayoría excepto en condiciones favorables. Aceleración menor a 0.5 Gal.
II – Débil	Perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Los objetos colgantes suelen oscilar. Aceleración entre 0.5 y 2.5 Gal.
III – Leve	Perceptible por algunas personas dentro de los edificios, especialmente en pisos altos. Muchos no lo perciben como un terremoto. Los automóviles detenidos se mueven ligeramente. Sensación semejante al paso de un camión pequeño. Aceleración entre 2.5 y 6.0 Gal.
IV - Moderado	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Durante la noche algunas personas pueden despertarse. Perturbación en cerámica, puertas y ventanas. Las paredes suelen hacer ruido. Los automóviles detenidos se mueven con más energía. Sensación semejante al paso de un camión grande. Aceleración entre 6.0 y 10 Gal
V – Fuerte	Sacudida sentida casi por todo el mundo y algunas piezas de vajilla o crista
VI – Bastante Fuerte	Sacudida sentida por todo el mundo. Algunos muebles pesados cambian de sitio y provoca daños leves, en especial en viviendas de material ligero. Aceleración entre 20 y 35 Gal.
VII – Muy Fuerte	Ponerse de pie es difícil. Muebles dañados. Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Daños leves a moderados en estructuras ordinarias bien construidas. Daños considerables en estructuras pobremente construidas. Mampostería dañada. Perceptible por personas en vehículos en movimiento. Aceleración entre 35 y 60 Gal.
VIII –	Daños leves en estructuras especializadas. Daños

Destructivo	considerables en estructuras ordinarias bien construidas, posibles derrumbes. Daño severo en estructuras pobremente construidas. Mampostería seriamente dañada o destruida. Muebles completamente sacados de lugar. Aceleración entre 60 y 100 Gal.
IX – Ruinoso	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras especializadas, paredes fuera de plomo. Grandes daños en importantes edificios, con derrumbes parciales. Edificios desplazados fuera de las bases. Aceleración entre 100 y 250 Gal.
X – Desastroso	Algunas estructuras de madera bien construidas quedan destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería y el marco destruido con sus bases. Rieles doblados. Aceleración entre 250 y 500 Gal.
XI – Muy desastroso	Pocas estructuras de mampostería, si las hubiera, permanecen en pie. Puentes destruidos. Rieles curvados en gran medida. Aceleración mayor a 500 Gal.
XII – Catastrófico	Destrucción total con pocos supervivientes. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados. Imposibilidad de mantenerse en pie.

2.1.3 Magnitud sísmica

Con el avance de las técnicas de instrumentación se ha podido determinar la medición cuantitativa del tamaño de un terremoto. A diferencia de la intensidad, la magnitud es una medida instrumental y cuantitativa que se relaciona con la energía sísmica liberada en el foco (hipocentro) y transmitida por ondas sísmicas. La magnitud es un parámetro constante que no depende del lugar de observación. Debido a que mide la energía transmitida por las ondas sísmicas, este parámetro en sus diferentes escalas, está relacionado directa o indirectamente con las amplitudes de las fases registradas.

2.1.3.1 Magnitud local (M_L)

Richter (1935) definió inicialmente la magnitud para los terremotos del Sur de California (lo que se conoce actualmente como magnitud local M_L) como el logaritmo decimal de la máxima amplitud, expresada en micrones (10^{-6} m), del registro obtenido de un sismógrafo Wood-Anderson a una distancia de 100 km del epicentro del terremoto. Matemáticamente es la diferencia entre los logaritmos de la máxima amplitud de la traza y del término de corrección de la distancia, que se deduce empíricamente. El sismógrafo de torsión Wood-Anderson tiene un periodo propio de 0.85 s, una amplificación de 2800 y un factor de amortiguamiento igual a 0.80. La magnitud de Richter tomando en consideración la corrección por distancia se obtiene de:

$$M_L = \log A + 2.56 \log X - 1.67 \quad (2-2)$$

Donde:

A : Máxima amplitud del registro.

X : Distancia epicentral.

La generalización de la escala de Richter a terremotos locales ocurridos en zonas diferentes que el Sur de California, y registrados con otros tipos de sismógrafos ha dado lugar a la magnitud local M_L . Algunos especialistas han propuesto expresiones obtenidas correlacionando fases o amplitudes máximas de acelerogramas, con los valores que se obtendrían utilizando un equipo Wood-Anderson. En esta línea, Kanamori y Jennings (1978) han desarrollado un procedimiento para producir sismogramas Wood-Anderson a partir de acelerogramas, de forma que es posible evaluar la magnitud M_L de sismos de los que se han obtenido registros de aceleración.

La magnitud de Richter es la escala de magnitud más conocida; además, evalúa la energía sísmica vinculada a las altas frecuencias, por lo que es interesante en ingeniería. Por otro lado, la magnitud local (M_L) de Richter no siempre es la escala más apropiada para describir el tamaño de un terremoto debido a limitaciones intrínsecas al tipo de datos sismológicos que emplea; por ejemplo,

no hace distinción entre los diferentes tipos de ondas habiendo sido necesario desarrollar otras escalas que determinen la magnitud en función de la amplitud de algún tipo de onda en particular.

Para los sismos más alejados, se definen dos tipos de magnitud: m_b y M_s según se mida la amplitud de ondas internas (generalmente P) o de ondas superficiales (ondas Rayleigh de aproximadamente 20 s de periodo).

2.1.3.2 Magnitud de ondas de cuerpo (m_b)

La escala m_b se utiliza preferentemente para terremotos regionales y lejanos de magnitud inferior a 6.5 o de gran profundidad, ya que en ambos casos no se generan ondas superficiales de suficiente amplitud. Esta escala estima la energía en el rango de periodos próximos a 1 s, para su determinación se utiliza la siguiente expresión:

$$m_b = \log(A_d / T) + Q(\Delta, h) \quad (2-3)$$

Donde:

A_d : Amplitud del desplazamiento del terreno en micrómetros.

T : Periodo medido sobre los primeros ciclos de la llegada de las ondas P.

Q : Factor de atenuación.

Δ : Distancia epicentral medida en grados.

h : Profundidad focal en kilómetros.

Un problema de la magnitud de las ondas de cuerpo es que se satura a magnitudes del orden de 6.5; es decir, no es posible determinar m_b para sismos con magnitud superior a estos valores (Herráiz, 1997).

2.1.3.3 Magnitud de ondas de superficie (M_s)

Para terremotos con foco superficial y largas distancias epicentrales, las ondas de cuerpo son atenuadas y diseminadas lo suficiente como para que el movimiento sísmico sea dominado por las ondas superficiales. La escala M_s es

la más conocida magnitud basada en la amplitud de las ondas de Rayleigh que mide la energía correspondiente a periodos de 20 s, esta magnitud se obtiene de:

$$M_s = \log(A_d / T_R) + 1.66 \log \Delta + 3.3 \quad (2-4)$$

Donde:

A_d : Amplitud del desplazamiento del terreno en micrómetros.

T_R : Periodo de las ondas de Rayleigh en segundos.

Δ : Distancia epicentral medida en grados.

Un valor de M_s igual a 1.5 corresponde al sismo más pequeño que puede ser sentido en la zona epicentral y otro igual a 3 a los que se sienten hasta una distancia de 20 km. Un evento de $M_s=4.5$ produce un daño pequeño en las proximidades del epicentro y uno de 6 es destructivo en un área limitada. Los de 7.5 están en el límite de los grandes terremotos (Bullen y Bolt, 1985).

La magnitud de las ondas superficiales es comúnmente utilizada para describir sismos superficiales (menores a 70 km aproximadamente de profundidad focal) y distancias moderadas a largas (aproximadamente 1000 km). Sin embargo, estas ondas se saturan a magnitudes en torno de 7.5 (Herráiz, 1997).

2.1.3.4 Magnitud de momento (M_w)

Las escalas de magnitud se saturan a partir de un determinado valor, debido entre otros motivos, a que la respuesta del sismógrafo es limitada tanto para las amplitudes como para las frecuencias (Salas, 2012). Esta limitación se supera con la escala M_w introducida por Kanamori en 1977, se basa en el Momento Sísmico Escalar M_o (en dinas - cm) el cual es una medición directa de los factores que producen la ruptura a lo largo de la falla. Esta magnitud se determina con la siguiente relación:

$$M_w = \frac{1}{1.5} \log M_o - 10.7 \quad (2-5)$$

Esta escala permite extender la evaluación del tamaño hasta $M_w=9.5$ que es por ejemplo el valor del terremoto de Chile de 1960 con un $M_s=8.3$ convirtiéndose así en el sismo de mayor magnitud hasta hoy registrado (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales Gobierno de El Salvador, 2018).

2.1.4 Energía del terremoto

Gutenberg y Richter (1956) establecieron que la energía sísmica liberada en un terremoto, que se transmite en formas de ondas, medida en ergios, se relaciona con la magnitud a partir de las siguientes expresiones:

$$\log E_s = 5.8 + 2.4m_b \quad (2-6)$$

$$\log E_s = 11.8 + 1.5M_s \quad (2-7)$$

Un aumento de una unidad de magnitud M_s se traduce en la multiplicación de la energía liberada por un factor de aproximadamente 31.5. Por ejemplo, un terremoto de magnitud 7 en M_s libera 10^3 veces energía que uno de magnitud 5, lo cual es un indicativo de la ineficiencia de los terremotos pequeños en liberar la presión de la energía acumulada que causa los terremotos grandes.

2.2 ACELERÓGRAFOS Y ACELEROGRAMAS

Un acelerógrafo es un instrumento que permite la obtención de un gráfico denominado acelerograma, el cual muestra la variación de aceleraciones en el suelo cuando ocurre un sismo.

La vibración del suelo o de una estructura puede caracterizarse analizando la evolución temporal de los desplazamientos, las velocidades o las aceleraciones. Mientras que para las estaciones en campo lejano los sismógrafos registran velocidades o desplazamientos, los instrumentos que estudian los movimientos en el campo próximo generalmente registran aceleraciones y por ello se llaman acelerógrafos. La elección de este parámetro que se expresa en gal (cm/s^2) o en factores de la aceleración de la gravedad (g) se debe a que los desplazamientos

en campo próximo pueden alcanzar amplitudes tan grandes que se imposibilita su registro. Además, es más fácil obtener velocidades y desplazamientos a partir de la aceleración mediante la integración numérica simple y doble que hacer el proceso contrario de diferenciación para obtener la aceleración a partir de la velocidad o el desplazamiento (Herráiz, 1997).

El movimiento de un punto de terreno por acción de un sismo puede ser completamente descrito utilizando 6 grados de libertad, 3 componentes de traslación y 3 componentes de rotación. En la práctica, los grados de libertad rotacionales son despreciados y sólo las 3 componentes ortogonales de traslación son medidas.

Básicamente un acelerógrafo consta de 3 sensores que detectan el movimiento en dos componentes horizontales (N-S y E-W) y una vertical, un sistema de discriminación de señales y un equipo de registro. El movimiento del suelo es transformado en impulsos eléctricos los cuales, después de ser amplificados, pasan al sistema de discriminación. Si la señal reúne las condiciones programadas previamente, el sistema se activa generando un acelerograma analógico o digital.

Los primeros acelerógrafos en el Perú fueron los analógicos y son mediante los cuales se registraron los sismos históricos de la década del 70, con base en estos registros se construyó el espectro de aceleraciones de nuestra norma.

El CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) en una primera etapa instalaron acelerógrafos analógicos RION, modelo SM-10 B, de manufactura japonesa; este equipo tiene la capacidad de registrar 100 muestras de aceleración por segundo y graba registros cuando el movimiento del suelo excede el valor de 5 gal de aceleración en la componente vertical, en la Figura 2-1 se muestra el acelerógrafo analógico RION. Los registros son grabados en un cassette analógico, el cual es procesado en un convertidor analógico digital para obtener el respectivo registro en formato digital. Estos equipos posteriormente fueron reemplazados por estaciones acelerográficas digitales Kinematics, modelo ETNA, que tienen la capacidad de registrar 200 muestras de aceleración por segundo; y el nivel de disparo puede

ser programado como un porcentaje de la máxima amplitud de registro, en la Figura 2-2 se muestra el acelerógrafo digital Kinematics. Actualmente los equipos tienen como umbral 2 cm/s^2 . El registro es grabado directamente a una memoria interna a la cual se accede mediante comunicación directa con cualquier computadora, obteniéndose directamente el acelerograma; este equipo además cuenta con una antena GPS que le permite actualizar en forma permanente los datos de la fecha, hora y coordenadas geográficas del lugar donde se encuentra instalada, así como una batería que le permite funcionar sin energía eléctrica por un lapso de 72 horas (Alva, 2016).



Figura 2-1. Acelerógrafo analógico RION, modelo SM-10 B.



Figura 2-2. Acelerógrafo digital Kinematics, modelo ETNA.

2.2.1 Correcciones sobre los acelerogramas

La aceleración absoluta exacta de la base del acelerógrafo experimenta dos grandes alteraciones antes de estar disponible en la forma de “acelerograma sin corregir”.

La primera alteración ocurre en el transductor del acelerógrafo (representado por un oscilador de 1 grado de libertad), donde la aceleración exacta es convertida a un registro analógico de respuesta instrumental, simbólicamente se representa por $R[a(t)]$, donde $a(t)$ es la aceleración absoluta exacta en la base del instrumento. La segunda alteración ocurre durante la digitización de la respuesta instrumental, representado simbólicamente por $D[R[a(t)]]$, el efecto de cada conversión es modificar el contenido de frecuencias de una entrada (Meneses, 1985).

El instrumento tradicional, tal como se muestra en la Figura 2-3, usado para registrar el movimiento del suelo es un sistema con un solo grado de libertad, un dispositivo masa-resorte-amortiguamiento (Del Carpio et al., 2006).

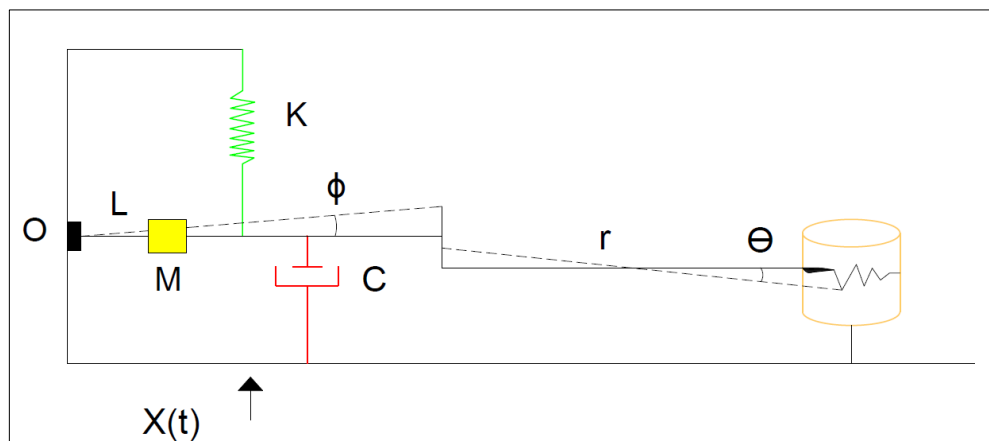


Figura 2-3. Esquema básico de un sismógrafo (Del Carpio et al., 2006).

En el Perú, inicialmente se contaba con acelerógrafos analógicos donde el proceso de conversión de analógico-digital se realizaba mediante una digitización semiautomática; que consistía en poner la película con el acelerograma (obtenida de la etapa de registro) sobre una mesa iluminada, se colocaba un retículo "al ojo" sobre el punto de la curva a hacer digitizado, un dispositivo operado con el pie activa el circuito que lee las coordenadas de tiempo y aceleración y las registraba en tarjetas estándar perforadas (Meneses, 1985). Con el avance de la electrónica estos instrumentos pasaron a ser digitales y el proceso de digitización se realiza internamente en el acelerógrafo mediante un convertidor de señal analógica-digital (Del Carpio et al., 2006).

2.2.1.1 Corrección Instrumental

Existen errores durante el proceso de registro que dependen de las características del instrumento utilizado. La corrección de este error consiste en la convolución del registro con la función de transferencia del instrumento. Para ello, debemos conocer las constantes de calibración del instrumento como son la sensibilidad del instrumento, la frecuencia natural, y el amortiguamiento.

2.2.1.2 Corrección de línea base o corrección de ceros

A veces ocurre que los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto de la línea cero de la aceleración. Este error puede ocurrir porque el acelerógrafo no está perfectamente nivelado en su emplazamiento o bien porque el sistema de registro provoca una deriva de los datos respecto de la línea base. Aunque este error puede ser inapreciable en aceleración, puede ser muy importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que se está compatibilizando el área que hay entre la curva de aceleración y la línea base.

Tomando como referencia el manual del programa DEGTRA elaborado por Ordaz y Castellanos (2005), se tiene los siguientes métodos de corrección de línea base:

Corrección Normal

En este caso, la corrección consiste en restar una constante a todo el registro sísmico. Esta constante es el promedio de los valores del registro comprendidas entre los cursores. La corrección sin embargo se aplica a todo el registro sísmico. La corrección es tal que después de ser aplicada, el promedio de los valores comprendidos entre los cursores (región 2 de la Figura 2-4) es cero.

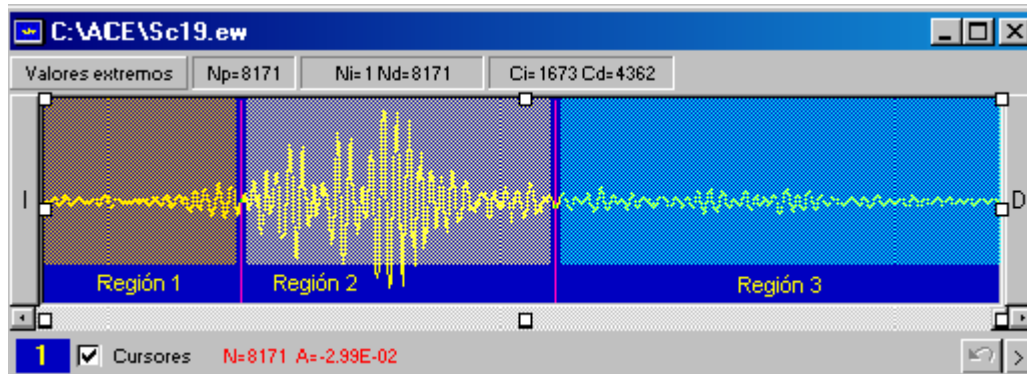


Figura 2-4. Corrección Normal de línea base.

Corrección de tres líneas

En este caso, la parte visible del registro se divide en tres regiones, a cada una de las cuales se aplica una corrección diferente. La primera región está comprendida entre el inicio de la parte visible y el cursor izquierdo, la segunda región está delimitada por los cursores y la tercera región empieza en el cursor derecho y termina al final de la parte visible del registro como se puede ver en la Figura 2-4 de la sección anterior.

En cada región se aplicará una corrección lineal, de tal manera que la aceleración corregida será igual a:

$$A_c(t) = A(t) - (a_i + b_i t) \quad i = 1, 2, 3 \quad (2-8)$$

Donde $A(t)$ es la aceleración original, i vale 1, 2 o 3 dependiendo de la región y los valores a_i y b_i se determinan de diferente manera dependiendo de la opción seleccionada:

Opción 1

$a_1 = b_1 = 0$ (no se hace corrección alguna en la primera región)

a_3 y b_3 resultan de un ajuste lineal de mínimos cuadrados con los puntos del registro que están en la región 3.

a_2 y b_2 son tales que se unen las rectas ya determinadas en la región 1 y 3.

Opción 2

$a_1 = 0$ y b_1 resulta del ajuste con ordenada al origen 0 y pendiente libre de los valores del registro en la región 1.

a_3 y b_3 resultan de un ajuste lineal de mínimos cuadrados con los puntos del registro que están en la región 3.

a_2 y b_2 son tales que se unen las rectas ya determinadas en la región 1 y 3.

Opción 3

$a_1 = 0$ y b_1 resulta del ajuste con ordenada al origen 0 y pendiente libre de los valores de aceleración en la región 1.

a_2 es la ordenada final de la recta calculada para la región 1, b_2 resulta de un ajuste de mínimos cuadrados a los puntos de la región 2 con pendiente (b_2) libre y ordenada al origen igual a a_2 .

a_3 es la ordenada final de la recta calculada para la región 2, b_3 resulta de un ajuste de mínimos cuadrados a los puntos de la región 3 con pendiente (b_3) libre y ordenada al origen igual a a_3 .

2.2.2 Filtrado de los acelerogramas

Una vez que el acelerograma ha sido corregido tanto por línea base como por la corrección instrumental, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido (interferencias en el registro y procesamiento de la señal) tiene sobre el acelerograma. Este ruido puede estar causado tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos. Así podemos considerar que el acelerograma es la suma de la señal sísmica más el ruido:

$$A(t) = s(t) + r(t) \quad (2-9)$$

Donde:

$A(t)$: Acelerograma sin corregir.

$s(t)$: Señal sísmica.

$r(t)$: Ruido.

El ruido que afecta al acelerograma puede ser de dos tipos: errores de frecuencia alta y errores de frecuencia baja. La Figura 2-5 muestra estos dos tipos de errores:

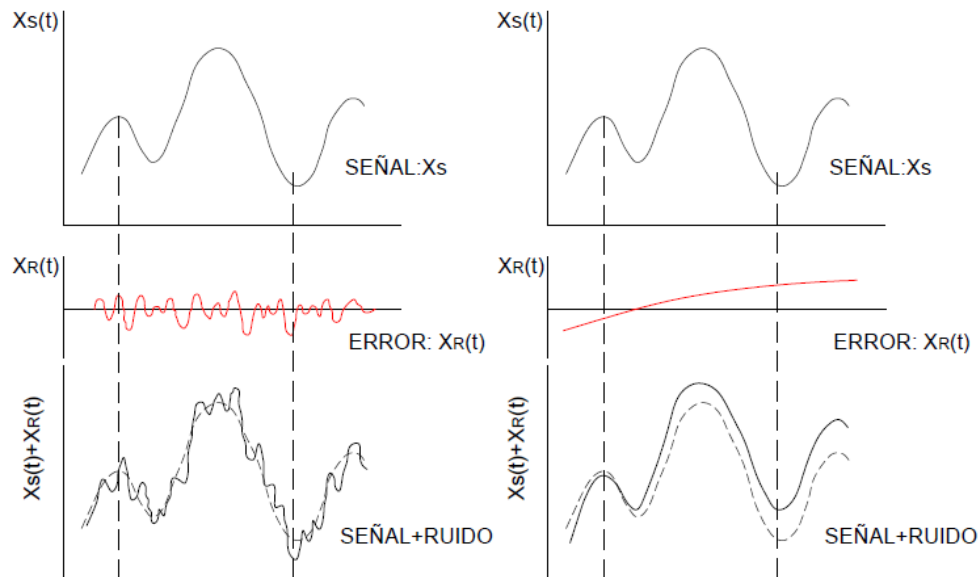


Figura 2-5. Izq: efecto del ruido de alta frecuencia; Der: efecto del ruido de baja frecuencia (Salas, 2012).

Error de alta frecuencia (periodos bajos): Las frecuencias de la señal del error están más altas que la frecuencia a ser medida. Este ruido afecta fundamentalmente a los picos de aceleración. Sin embargo, no afecta mucho en el proceso de integración (cálculo de velocidades y desplazamientos), ya que el área bajo la curva es prácticamente la misma que para la señal corregida, dado que las desviaciones por encima y por debajo se compensan.

Error de baja frecuencia (periodos largos): Cuando aparece por debajo de la banda de frecuencias en la que trabajamos. La doble integración de los acelerogramas para obtener las velocidades y desplazamientos requiere de una minimización de este tipo de errores.

Con el objetivo de evitar que los errores afecten a la señal sísmica, se limita información a la banda de frecuencias deseada, en lugar de mantener información adicional a mayores y menores frecuencias, que pueden contener gran número de errores. Para hacerlo, se utilizan los filtros pasa baja para

eliminar altas frecuencias, y los pasa alta para eliminar las bajas. Los filtros pasa banda, eliminan el ruido de alta y baja frecuencia simultáneamente.

Lo más importante a la hora de aplicar los filtros, es elegir la frecuencia de corte adecuada, ya que una mala elección puede suponer eliminar parte de la señal de interés, o por el contrario, no eliminar el ruido de la señal.

El filtrado de la señal se hace multiplicando el espectro del acelerograma por una función que reduzca el valor de la amplitud del espectro de Fourier fuera de la banda donde están contenidas las frecuencias importantes de nuestra señal. En esa banda, el filtro deja amplitudes inalterables. Se aplica la transformada de Fourier a la ecuación (2-9):

$$A(\omega) = S(\omega) + R(\omega)$$

Si $H(\omega)$ es una función filtro:

$$H(\omega).A(\omega) = H(\omega).S(\omega) + H(\omega).R(\omega)$$

Que en la banda de frecuencias que se considera, se puede aproximar a:

$$S(\omega) \cong H(\omega).A(\omega)$$

Los filtros ideales son aquellos que están definidos como una función escalón de la siguiente forma:

Filtro ideal paso-bajas: Elimina todas las frecuencias superiores a una dada ω_o y deja pasar sin atenuación las frecuencias inferiores.

Filtro ideal paso-altas: Elimina todas las frecuencias inferiores a una dada ω_o y deja pasar sin atenuación las frecuencias superiores.

Filtro ideal paso-banda: Elimina todas las frecuencias inferiores a una dada ω_1 y las superiores a ω_2 dejando pasar todas las frecuencias comprendidas entre ambas.

En la Figura 2-6 se observa gráficamente los filtros ideales:

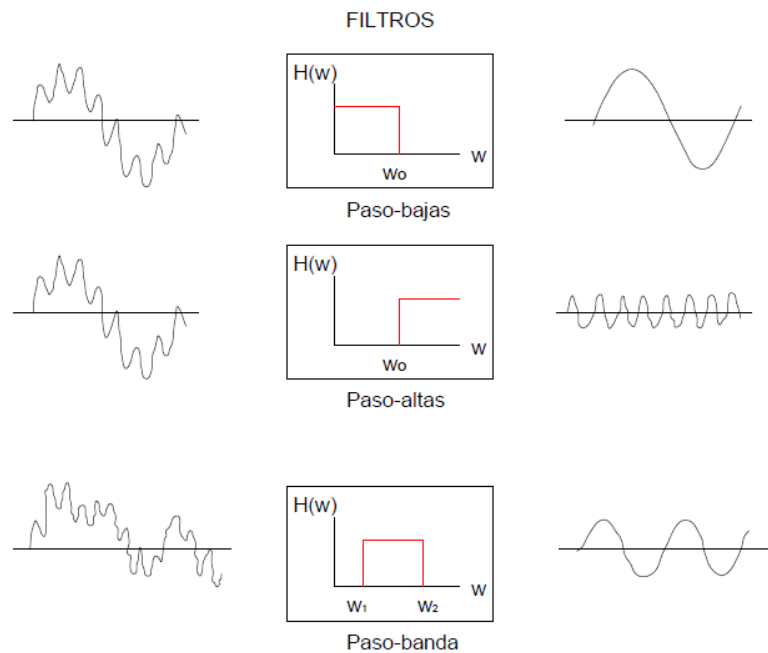


Figura 2-6. Comportamiento de los filtros ideales (Salas, 2012).

Los errores introducidos en el proceso de registro y digitización, presentes en los acelerogramas sin corregir, están asociados con las frecuencias f_L y f_H . Una vez que estas frecuencias son conocidas el acelerograma sin corregir puede ser corregido para representar exactamente la aceleración del suelo en el dominio de frecuencias entre f_L y f_H (Meneses, 1985). Idealmente la frecuencia f_L debe ser tal que todos los errores de frecuencias bajas (periodos largos) sean menores que este, y la frecuencia f_H debe ser tal que todos los errores de frecuencia alta (periodos cortos) sean mayores que este.

Estas frecuencias f_L y f_H cambian de un instrumento a otro y dependen de la velocidad de registro y su sensibilidad. Diversos ensayos fueron realizados (Trifunac, 1970) para encontrar el periodo más largo ($1/f_L$); para el cual el movimiento del suelo puede ser exactamente recuperado de los acelerogramas. Uno de estos ensayos fue encontrar el espectro de Fourier del ruido de digitización de periodo de largo. En otro ensayo las curvas de desplazamiento del suelo, tal como fueron medidos por un escalímetro exacto de laboratorio, fueron calculadas con las curvas de desplazamiento obtenidas por doble integración de un registro de acelerógrafo. De estos ensayos se concluyó que,

para un acelerograma típico, el promedio de los periodos más largos, que pueden ser reproducidos exactamente es aproximadamente 16 s ($f_L = 0.06 \text{ cps}$).

Para acelerógrafos analógicos el análisis de los errores de digitización de frecuencias altas muestra que la frecuencia más alta resuelta por una digitización óptico-mecánica en un segmento corto del registro, es sustancialmente mayor que la frecuencia de 25 cps. La frecuencia fundamental de la mayoría de instrumentos están comprendidas entre 10 y 30 cps. Las señales registradas más altas que 30 cps; tendrían o una razón muy baja señal a ruido o serían distorsionadas por los modos superiores del transductor del instrumento, o ambos casos. De esto se concluye que $f_H = 25 \text{ cps}$ es la frecuencia más alta que puede ser obtenida con exactitud de los registros de papel digitizado manualmente (Meneses, 1985). Este límite de frecuencia alta es la consecuencia de la digitización manual y el procesamiento de registro de papel y película. En la actualidad se cuentan con acelerógrafos digitales que poseen mejoras en la tecnología del instrumento y del procesamiento, por lo tanto esta frecuencia podría ser incrementada.

2.3 ESPECTRO DE RESPUESTA Y FOURIER

2.3.1 Espectro de Respuesta

Un espectro es una gráfica que representa las máximas respuestas (aceleración, velocidad, desplazamiento) de un sistema de un grado de libertad bajo acciones dinámicas (sismos). Para construir el espectro se somete al sistema de un grado de libertad, con masa unitaria, frecuencia ω_0 y razón de amortiguamiento ξ , a un registro de aceleraciones y se soluciona la ecuación de movimiento, calculando sus respuestas máximas. Este procedimiento se vuelve a realizar variando el periodo de vibración pero manteniendo constante su amortiguamiento, de tal manera que en el eje de las abscisas tengamos periodos y en el de las ordenadas respuestas máximas. En la Figura 2-7 se muestra el proceso de construcción del espectro respuesta.

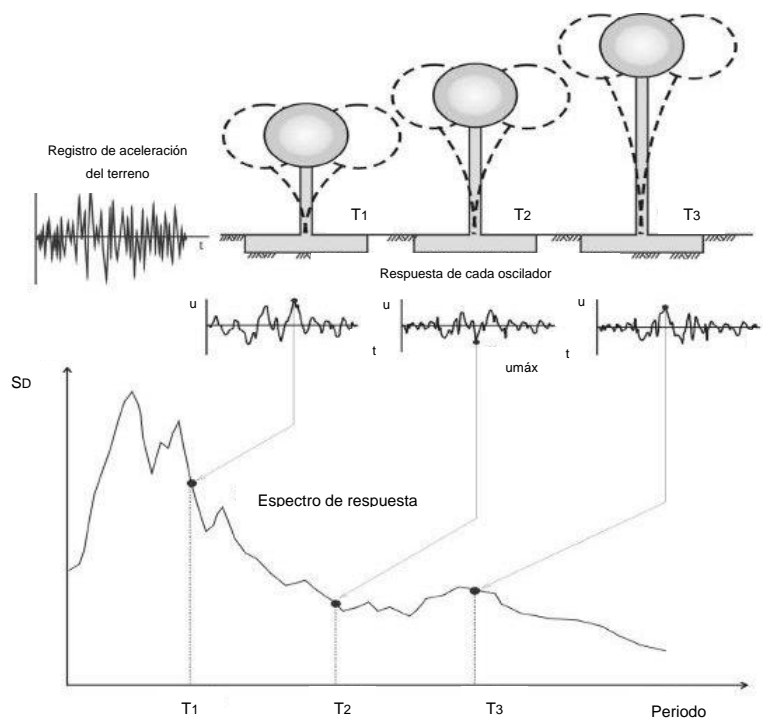


Figura 2-7. Construcción del espectro de respuesta.

La solución de las vibraciones estacionarias de un sistema de un grado de libertad, viene dado por la integral de Duhamel, donde $x(t)$ es función de ξ , w y $a(\tau)$:

$$x(t) = -\frac{1}{w_{\xi}} \int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen} [w_{\xi}(t-\tau)] \cdot d\tau \quad (2-10)$$

Donde: $w_{\xi} = w\sqrt{1-\xi^2}$

Derivando la ecuación (2-10) se obtiene la historia de respuesta en velocidades y derivando nuevamente en aceleraciones:

$$\dot{x}(t) = \left[-\int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \cos [w_{\xi}(t-\tau)] \cdot d\tau \right] - \xi \cdot w \cdot x(t)$$

$$\ddot{x}(t) + a(t) = \left[w_{\xi} \int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen} [w_{\xi}(t-\tau)] \cdot d\tau \right] - 2\xi \cdot w \cdot \dot{x}(t) - (\xi \cdot w)^2 \cdot x(t)$$

El espectro de respuesta en desplazamientos, velocidad o aceleración, será el conjunto de máximos valores de la respuesta del sistema:

$$S_d^r(w, \xi) = |x(t)|_{max} \quad (2-11)$$

$$S_v^r(w, \xi) = \left| \dot{x}(t) \right|_{max} \quad (2-12)$$

$$S_a^r(w, \xi) = \left| \ddot{x}(t) + a(t) \right|_{max} \quad (2-13)$$

Donde S_d^r y S_v^r son los máximos de desplazamiento y velocidad relativos y S_a^r es el máximo de la aceleración total del oscilador de un grado de libertad.

Debido a que estos valores requieren un largo proceso de cálculo, se han hecho simplificaciones para aligerarlo, obteniéndose los pseudoespectros de respuesta, que vienen dados por las siguientes expresiones:

$$S_d(w, \xi) = \left| -\frac{1}{w_\xi} \int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen} [w_\xi (t-\tau)] \cdot d\tau \right|_{max} \quad (2-14)$$

$$S_v(w, \xi) = \left| -\int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen} [w_\xi (t-\tau)] \cdot d\tau \right|_{max} \quad (2-15)$$

$$S_a(w, \xi) = \left| w_\xi \int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen} [w_\xi (t-\tau)] \cdot d\tau \right|_{max} \quad (2-16)$$

Como se puede observar, sin más que calcular S_d , podemos calcular S_v y S_a utilizando las siguientes relaciones:

$$S_v = w_\xi S_d \quad (2-17)$$

$$S_a = w_\xi^2 S_d \quad (2-18)$$

Tanto para calcular los espectros sísmicos de respuesta como los pseudoespectros sísmicos de respuesta, es necesario realizar el cálculo numérico de la integral de Duhamel.

2.3.1.1 Coeficiente de amplificación sísmica

En la Figura 2-8 se muestra como varía la aceleración del suelo rígido cuando se pasa a otro tipo de suelo y la amplificación que experimenta en la estructura. La amplificación de aceleración que experimenta la estructura con respecto a la que

recibe en la base se denomina coeficiente de amplificación sísmica, este depende principalmente de las condiciones geotécnicas del sitio, del catálogo sísmico, del amortiguamiento de la estructura y de las probabilidad de no excedencia al realizar el análisis estadístico.

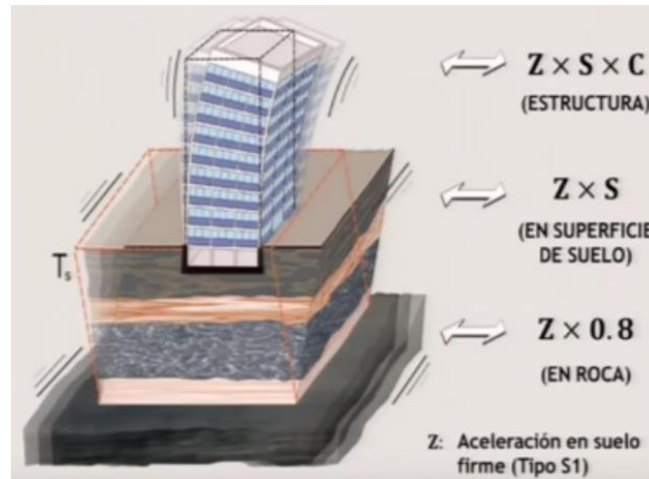


Figura 2-8. Variación de la aceleración con el tipo de suelo y amplificación en la estructura (Muñoz, 2018).

2.3.2 Espectro de Fourier

El espectro de Fourier es un parámetro que aplicado a un acelerograma lo transforma en el dominio de frecuencias y para cada frecuencia o periodo de oscilación del acelerograma se representa la máxima amplitud que le corresponde. De la interpretación del espectro de Fourier, podemos deducir cuales son las frecuencias o periodos predominantes del terremoto (que son los que lo van a caracterizar) sin más que buscar en qué lugar se alcanzan los picos de amplitud; y que además mantiene una correlación directa con la distancia epicentral. Se suele representar con ejes logarítmicos, de modo que en el eje de las abscisas se colocan las distintas frecuencias de oscilación, y en el eje de las ordenadas se representan las amplitudes.

El espectro de Fourier en amplitudes, se define matemáticamente como:

$$FS = \sqrt{\left[\int_0^t a(\tau) \cos(w.\tau) d\tau \right]^2 + \left[\int_0^t a(\tau) \text{sen}(w.\tau) d\tau \right]^2} \quad (2-19)$$

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LOS ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE RESPUESTA

3.1 REGISTRO DE LOS ACELEROGRAMAS ANALIZADOS

Los registros sísmicos que se han considerado en la elaboración de la presente tesis son los obtenidos de las estaciones Parque de la Reserva (Cercado de Lima-Lima), Cesar Vizcarra (Mariscal Nieto-Moquegua) y UNICA (Ica):

Tabla 3-1. Registros sísmicos analizados

Grupo para análisis	Sismo	Magnitud	Tipo de Suelo E030	PGA (g)
I	Lima (31/01/1951)	6.0 M _L	S ₁	0.06
I / II	Lima (17/10/1966)	8.1 M _w	S ₁	0.27
I / II	Lima (31/05/1970)	6.6 mb	S ₁	0.11
I	Lima (29/11/1971)	5.3 mb	S ₁	0.09
I	Lima (05/01/1974)	6.1 mb	S ₁	0.07
I / II	Lima (03/10/1974)	6.6 mb	S ₁	0.20
I	Lima (09/11/1974)	6.0 mb	S ₁	0.07
III	Moquegua (23/06/2001)	8.3 M _w	S ₂	0.30
III	Pisco (15/08/2007)	8.0 M _w	S ₂	0.34

Estación Parque de la Reserva

Esta estación se encuentra ubicada en el cercado de Lima y de acuerdo al Mapa de Zonificación de tipos de suelos para Lima Metropolitana elaborado por el CISMID (2005) y la información de las redes acelerográficas en el Perú (Alva, 2016) se encuentra sobre un suelo rígido clasificado como S₁ de acuerdo a la norma E.030.

Estación Cesar Vizcarra

Se encuentra ubicada en el distrito de Moquegua provincia de Mariscal Nieto de la región de Moquegua; de acuerdo a la zonificación geotécnica sísmica de la

ciudad de Moquegua elaborada por Salas Cachay (2003) esta estación se encuentra sobre un suelo tipo S_2 definido en la norma E.030.

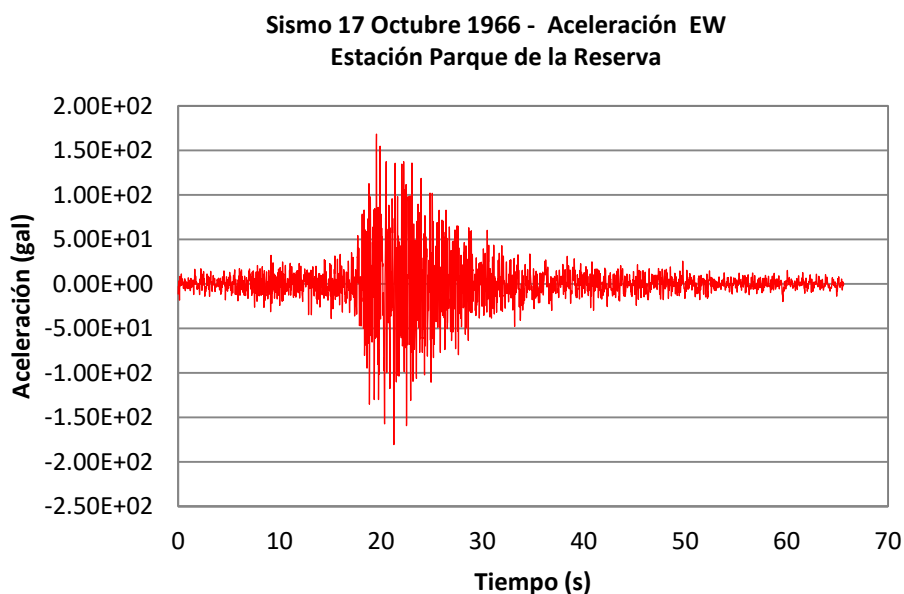
Estación UNICA

Se encuentra ubicada dentro de la universidad nacional San Luis Gonzaga de Ica; de acuerdo a la información de las redes acelerográficas del Perú (Alva, 2016) se encuentra sobre arena fina suelta y de acuerdo a la clasificación del suelo de la norma sismorresistente le corresponde el tipo S_2 .

Es de suma importancia hacer la clasificación de los acelerogramas por el tipo de suelo en el cuál se han tomado los datos, debido a que el rango de amplificación de aceleración más alto (plataforma del espectro de aceleraciones) varía de $0.2 T_p$ a T_p , donde T_p es el periodo que define el límite de la plataforma para cada tipo de suelo (Norma de diseño sismorresistente E.030, 2018).

Estos registros sísmicos se han seleccionado en base a su amplitud máxima es decir a las máximas aceleraciones. Para que el registro sea significativo tiene que tener una amplitud máxima pico de 0.05 g si el registro se obtiene a nivel de suelo y de 0.10 g si el registro es obtenido en un piso superior de una estructura (Meneses, 1985).

El acelerograma del sismo del 66 se muestra en la Figura 3-1:



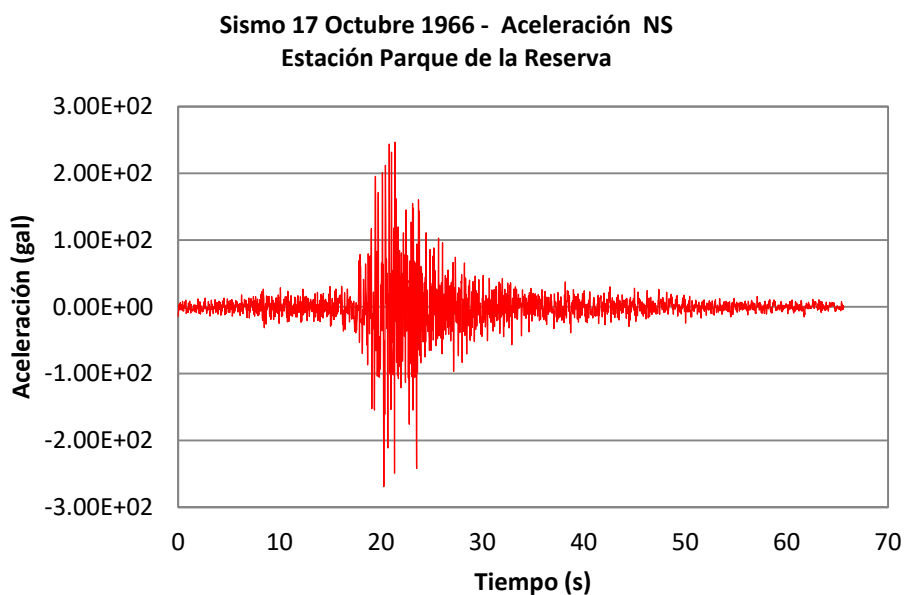


Figura 3-1. Acelerogramas del sismo del 17 de octubre de 1966.

En el anexo A, se pueden apreciar los registros tiempo historia de los sismos analizados.

3.2 CÁLCULO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA

Para propósitos de diseño el espectro de respuesta es inapropiado; la forma dentada en el espectro de respuesta es característico de una sola excitación. Debido a la alta variabilidad de los eventos sísmicos el espectro de diseño debe ser representativo de movimientos del suelo registrados en el sitio durante sismos pasados, de no existir registros sísmicos en el lugar entonces el espectro de diseño se debe basar en movimientos del suelo registrados en otros sitios bajo condiciones similares (Salas, 2012). Los factores a considerar en esta selección son: la magnitud del sismo, la distancia del sitio a la falla sísmica, el mecanismo de falla, la geología presente en la trayectoria del viaje de las ondas sísmicas y las condiciones locales del suelo en sitio.

Los espectros de respuesta de aceleración absoluta y aceleración normalizada, se han calculado para cada uno de los acelerogramas considerados en la presente investigación mediante el programa DEGTRA, para porcentajes de amortiguamiento de 2%, 5% y 10% en ambas componentes horizontales.

La ecuación diferencial de movimiento pone en evidencia que la respuesta sísmica de un sistema elástico de un grado de libertad depende de su frecuencia de vibración. Esto se refleja en que la respuesta máxima de un sistema a un temblor varía principalmente con el periodo de vibración; la representación gráfica de esta variación se denomina espectros de respuesta. El periodo dominante (intervalo donde se produce máximas aceleraciones) del suelo depende de la estratigrafía del lugar y este se mantiene casi constante en todos los sismos (Bazan y Meli, 2001); estos periodos dominantes del suelo se determinan mediante pruebas geotécnicas. Por lo tanto, el análisis de los acelerogramas tiene que realizarse por cada estación de manera individual debido a que las condiciones geotécnicas son diferentes.

3.3 ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS

Se presenta a continuación un análisis de los registros sísmicos del terremoto de Lima del 3 de octubre del año de 1974 y el de Moquegua del 23 junio del 2001, que fueron obtenidas de las estaciones acelerográficas Parque de la Reserva y Cesar Vizcarra; estas se encuentran en suelo tipo S_1 y S_2 respectivamente.

Para el sismo del 3 de octubre del año 1974 componente E-W, se presenta los espectros de aceleraciones para porcentajes de amortiguamiento de 2%,5% y 10% mostrados en la Figura 3-2, el espectro de Fourier para este sismo se muestra en la Figura 3-3. La Figura 3-4 y Figura 3-5 muestran la relación de amplitudes espectrales con respecto al espectro del 5% para los de 2% y 10% de porcentaje de amortiguamiento respectivamente.

Para el sismo del 23 de junio del año 2001 componente N-S, se presenta los espectros de aceleraciones para porcentajes de amortiguamiento de 2%,5% y 10% mostrados en la Figura 3-6, el espectro de Fourier para este sismo se muestra en la Figura 3-7. La Figura 3-8 y Figura 3-9 muestran la relación de amplitudes espectrales con respecto al espectro del 5% para los de 2% y 10% de porcentaje de amortiguamiento respectivamente.

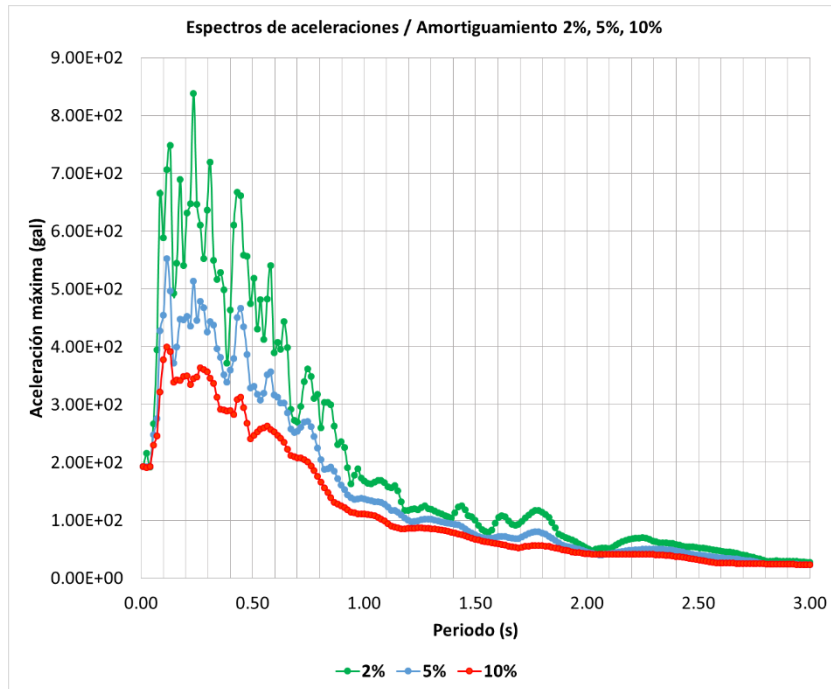


Figura 3-2. Espectros de aceleraciones para diferente porcentaje de amortiguamiento, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.

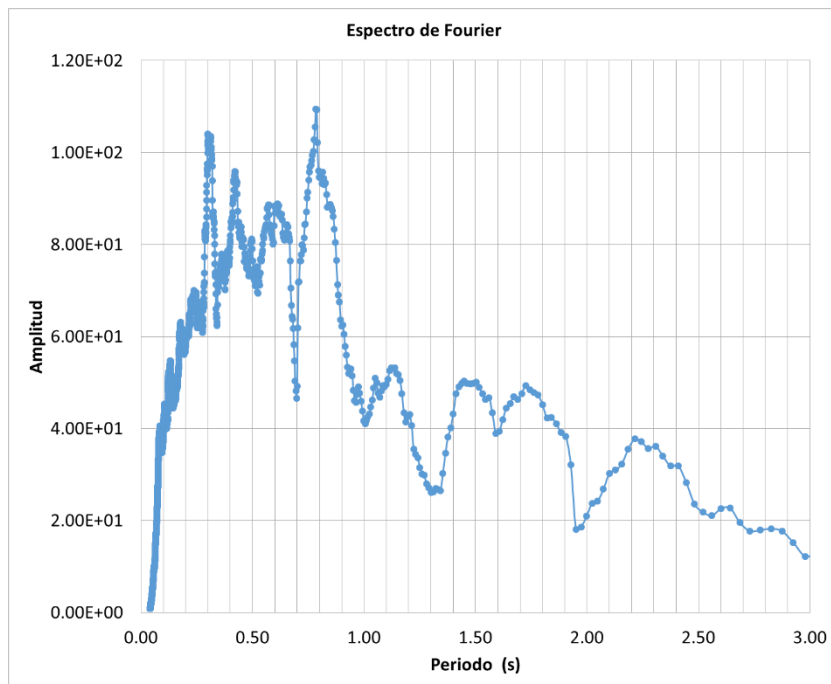


Figura 3-3. Espectros de Fourier, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.

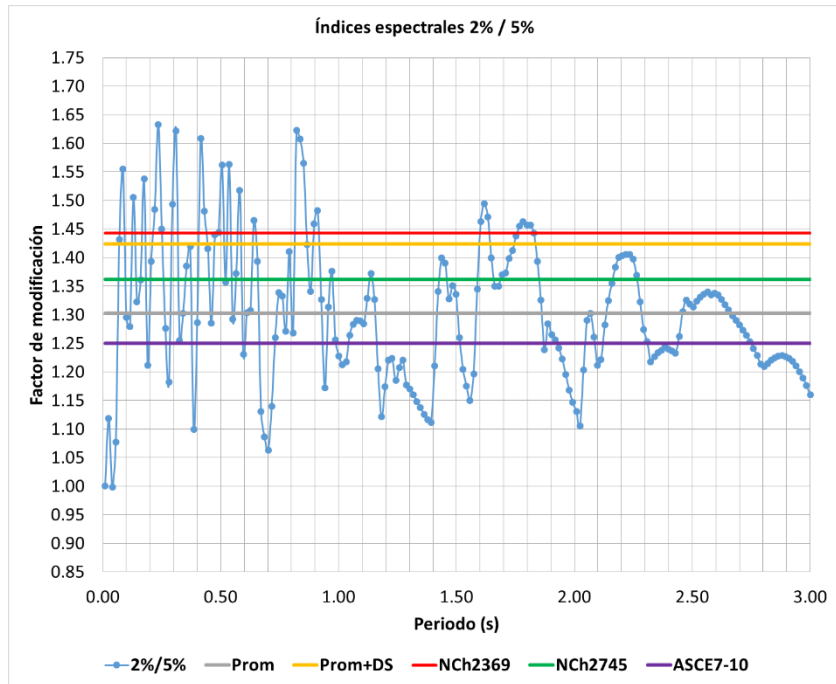


Figura 3-4. Índices espectrales 2% / 5%, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.

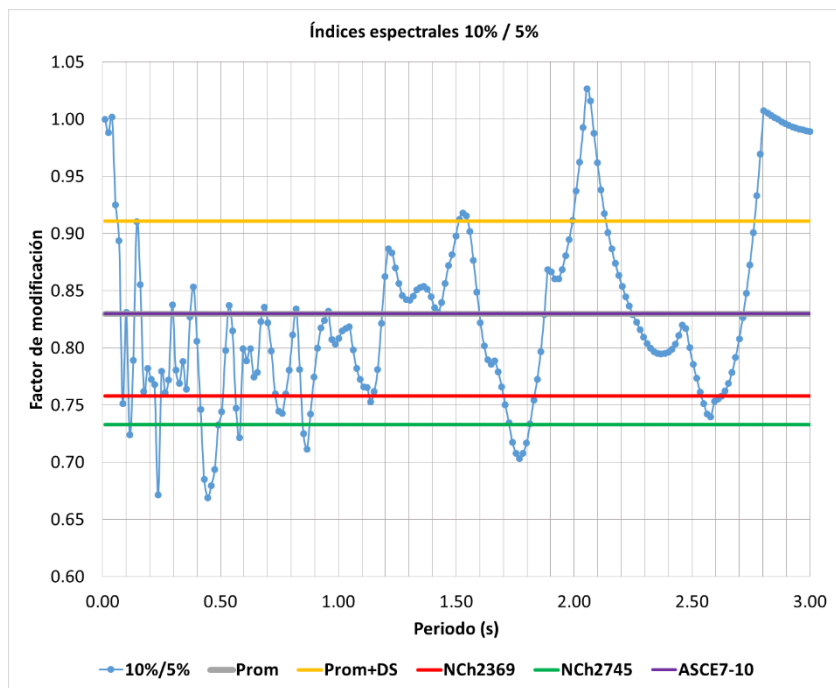


Figura 3-5. Índices espectrales 10% / 5%, sismo 3 de octubre de 1974 componente E-W.

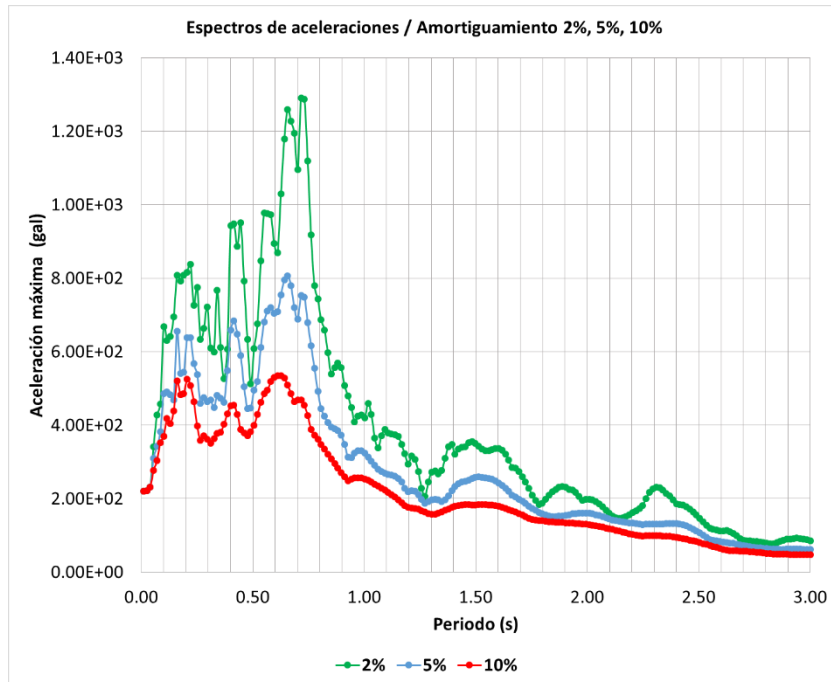


Figura 3-6. Espectros de aceleraciones para diferente porcentaje de amortiguamiento, sismo 23 de junio del 2001 componente N-S.

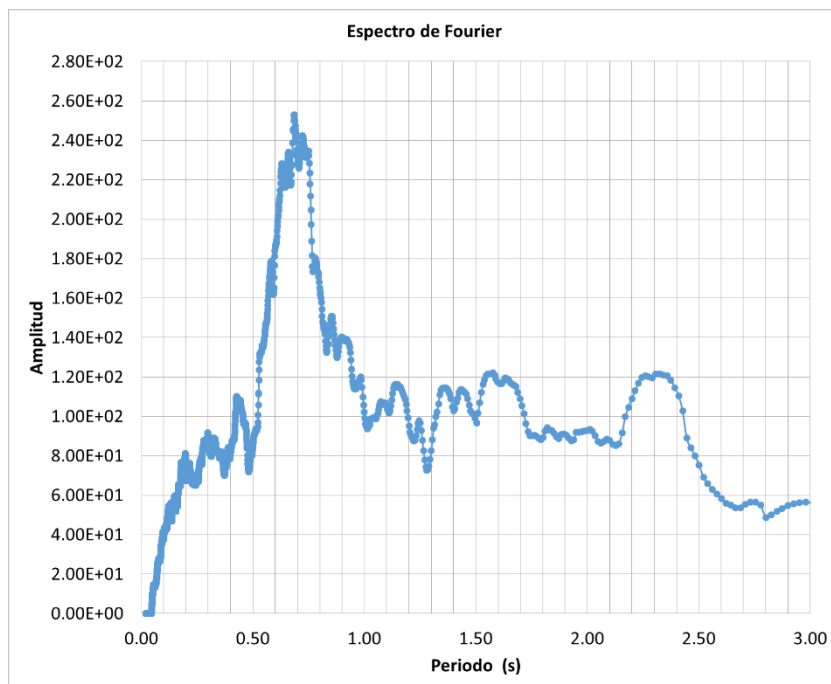


Figura 3-7. Espectros de Fourier, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.

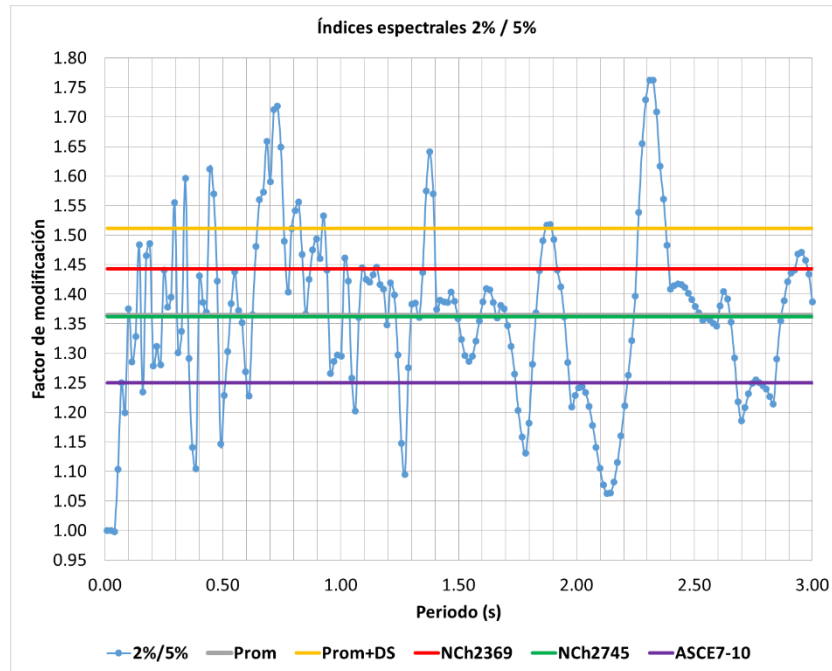


Figura 3-8. Índices espectrales 2% / 5%, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.

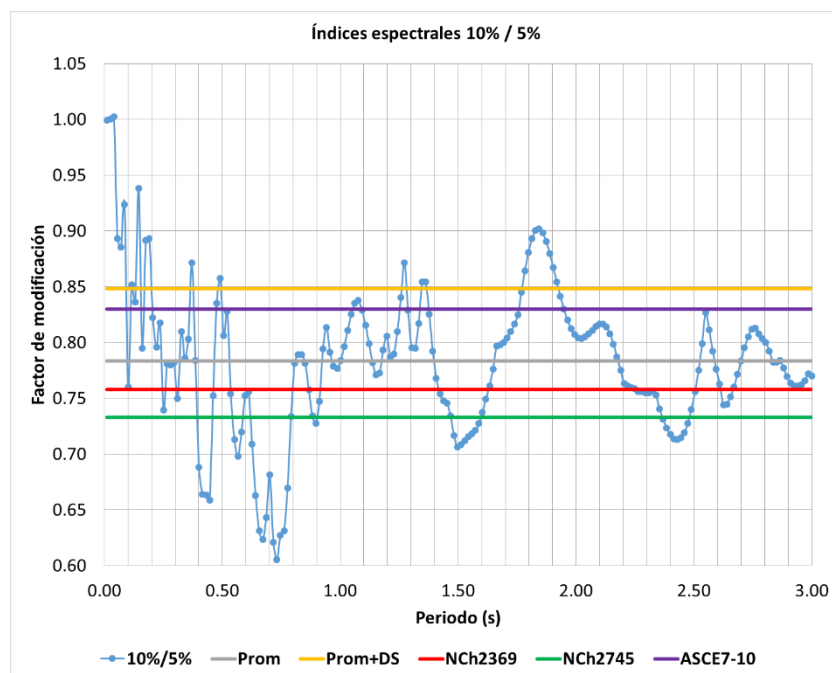


Figura 3-9. Índices espectrales 10% / 5%, sismo 21 de junio del 2001 componente N-S.

En el anexo B, se pueden apreciar los espectros de aceleraciones, espectros de Fourier e índices espectrales de los demás sismos analizados.

La Figura 3-2 y Figura 3-6 muestran que para valores menores de amortiguamiento la aceleración espectral se incrementa, también se observa que

el rango en el que se encuentra la plataforma del espectro es de aproximadamente 0.08 s – 0.45 s para la estación del Parque de la Reserva, el cual se encuentra sobre un suelo S_1 , y de 0.12 – 0.8 s para la estación Cesar Vizcarra localizada sobre un suelo S_2 ; comparando estos valores con los especificados en la norma E030, $T_p=0.4$ s para suelo S_1 y $T_p=0.6$ s para suelo S_2 , se observa que para suelo S_1 el valor encontrado se asemeja al de la norma, pero se tiene que tener presente que este último es resultado de un análisis de un conjunto de espectros; para el suelo S_2 se aprecia una mayor diferencia en estos valores, lo que nos indica que el análisis de nuevos registros sísmicos de gran magnitud puede generar modificaciones en el rango de periodos definidos en la norma.

El amortiguamiento es la capacidad que tiene una estructura de disipar energía, por lo tanto a mayor amortiguamiento la estructura disipará mayor energía y la respuesta es menor. La magnitud de las ordenadas espectrales aumenta y disminuye rápidamente en un rango de periodos que aproximadamente se encuentra en donde las amplitudes de aceleración son máximas (ver Figura 3-3 y Figura 3-7), pero para periodos muy cortos o muy largos la amplificación o disminución es menos apreciable.

La Figura 3-3 y Figura 3-7 muestran los espectros de Fourier de las señales, los cuales nos indican que existe un intervalo de periodos donde las amplitudes de las aceleraciones son máximas. Además, estos espectros están relacionados con sus respectivos espectros de respuesta mostrado en la Figura 3-2 y Figura 3-6, debido a que en el rango de periodos predominantes de la señal (intervalo donde se producen las máximas aceleraciones) también se producen las máximas respuestas del sistema de un grado de libertad, es decir, cuando se resuelva la ecuación diferencial de movimiento para sistemas de un grado de libertad con esos periodos predominantes de la señal, estos entrarán en resonancia.

En la Figura 3-4 y Figura 3-8 se observan que las relaciones espectrales para el amortiguamiento de 2% con respecto al 5% no es una constante y tiene una tendencia decreciente a partir de la plataforma. En todo el dominio de periodos

analizados se tiene una tendencia con forma de la campana de Gauss, con picos máximos que son los que corresponden al periodo predominante del tipo suelo. Además, estos índices presentan mucha variabilidad y una zona de máxima amplificación que está aproximadamente en el rango de periodos menores a T_p ; para periodos mayores a T_p se observa que estos índices van disminuyendo en valor lo cual guarda relación con la Figura 3-2 y Figura 3-6 donde se aprecia que la curva del espectro de 2% se va aproximando en valor al de 5%. Por otra parte, utilizar solo un factor de modificación para todo el espectro de aceleración induciría a un error. Conservadoramente el factor de modificación de la norma chilena 2369 sería un valor adecuado para el rango menor a T_p , y el de la norma chilena 2745 lo sería para valores mayores a T_p .

En la Figura 3-5 y Figura 3-9 se observan que las relaciones espectrales para el amortiguamiento de 10% con respecto al 5% no es uniforme y tiene una tendencia creciente a partir de la plataforma. En todo el dominio de periodos la línea de tendencia se aproxima a la forma de la campana de Gauss invertida con picos máximos que son los que corresponden a los periodos predominantes del tipo de suelo.

Además, estos índices presentan mucha variabilidad y una zona de máxima reducción que está aproximadamente en el rango de periodos menores a T_p ; para periodos mayores a T_p se observa que estos índices van incrementándose en valor lo cual guarda relación con la Figura 3-2 y Figura 3-6 donde se aprecia que la curva del espectro de 10% se va aproximando en valor al de 5%. Por lo tanto, utilizar solo un factor de modificación para todo el espectro de aceleración induciría a un error. Conservadoramente el factor de modificación de la norma chilena 2369 sería un valor adecuado para el rango menor a T_p , y el del documento ASCE7-10 lo sería para valores mayores a T_p .

En las figuras de los índices espectrales 2%/5% y 10%/5% se puede observar la tendencia decreciente y creciente en los valores de estos respectivamente, pero también existen anomalías en algunos puntos que se encuentran en los periodos largos mayores a T_p , pero debido a que estos puntos pertenecen a repuestas de

ordenadas espectrales pequeñas podemos considerarlos como no representativos.

Para las zonas donde la aceleración espectral toman valores altos (periodos menores a T_p) se debe tener especial atención en la elección del factor de modificación, debido a que se van a producir grandes reducciones o amplificaciones. Por otra parte, en las zonas donde la aceleración espectral va decreciendo (periodos mayores a T_p) las amplificaciones y reducciones ya no son tan relevantes por el hecho de tener valores pequeños de aceleración espectral.

En el espectro del Fourier de los acelerogramas se puede apreciar en que periodos se tiene máximas amplitudes, por ende para dichos periodos se producirán máximas respuestas. Además, se observa la tendencia a la forma de la campana de Gauss, en donde en una determinada región (que depende significativamente del tipo de suelo) existen grandes amplitudes.

CAPÍTULO IV: DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA

4.1 INTRODUCCIÓN

La mayoría de las normas sísmicas presentan espectros de diseño para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y la norma peruana no es una excepción. Este amortiguamiento es adecuado para las estructuras de concreto armado en las que se espera un agrietamiento considerable en los elementos estructurales, ante un sismo severo (Aguiar, 2007).

El porcentaje de amortiguamiento crítico depende de la tipología estructural, de los materiales empleados y del nivel de esfuerzos a que se halla sometida la estructura (Chopra, 1995). Para estructuras de acero cuyos esfuerzos en los elementos son menores al 50% del esfuerzo de fluencia el porcentaje de amortiguamiento es alrededor del 2% al 3% (NCh2369, 2003; Aguilar, 2007). Por otra parte, las nuevas corrientes de diseño de estructuras de concreto armado o de acero, incorporan en la estructura dispositivos de disipación de energía con los cuales se obtienen valores altos de amortiguamiento pudiendo llegar en estos a valores de amortiguamiento del 10% a más (Salas, 2012).

4.2 NORMAS INTERNACIONALES

Las normas chilenas: NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2745 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” consideran factores que modifican el espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento con el objetivo de obtener espectros de respuesta para diferentes porcentajes de amortiguamiento. Estos factores son $B_0 = \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}$ y

$B_1 = 2\left(\frac{1+\xi}{1+14.68\xi^{0.865}}\right)$ para cada norma mencionada respectivamente,

evaluando cada expresión para amortiguamientos de 2% y 10% se obtienen los siguientes factores mostrados en la Tabla 4-1 y Tabla 4-2.

Tabla 4-1. Factores de modificación de espectros de respuesta B_0 , según la norma NCh2369.

Amortiguamiento, ξ	Factor de modificación, B_0
2%	1.44
10%	0.76

Tabla 4-2. Factores de modificación de espectros de respuesta B_1 , según la norma NCh2745.

Amortiguamiento, ξ	Factor de modificación, B_1
2%	1.36
10%	0.73

El estándar ASCE7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, en el capítulo 17 que está referido a los requerimientos de diseño sísmico para estructuras aisladas sísmicamente presenta los factores de modificación con base en un amortiguamiento del 5% y son los que se muestran en la Tabla 4-3 para amortiguamientos del 2% y 10%.

Tabla 4-3. Factores de modificación de espectros de respuesta B_2 , según el ASCE 7-10.

Amortiguamiento, ξ	Factor de Modificación, B_2
2%	1.25
10%	0.83

Comparando los factores de modificación, se observa que para un amortiguamiento del 2% (amortiguamiento menor que 5%) el factor de la norma chilena 2369 es mayor que el de la norma chilena 2745 y este a su vez es mayor que el de la norma americana ($B_0 > B_1 > B_2$). Para un amortiguamiento del 10% (amortiguamiento mayor que 5%) el factor de la norma americana es mayor que el de la norma chilena 2369 y este a su vez es mayor que el de la norma chilena 2745 ($B_2 > B_0 > B_1$).

4.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA

El factor de amplificación dinámica (FAD) se define como la relación de la amplitud de la deformación dinámica sobre la deformación estática. El FAD para un sistema de un solo grado de libertad con amortiguamiento sometido a un

movimiento en la base de forma armónica se determina mediante la siguiente expresión:

$$FAD = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\Omega / \omega)^2]^2 + (2\xi \cdot \Omega / \omega)^2}} \quad (4-1)$$

Donde:

Ω : Frecuencia de la excitación sísmica.

ω : Frecuencia de vibración del sistema.

ξ : Porcentaje de amortiguamiento crítico.

La Figura 4-1 muestra el FAD para dicho sistema para porcentaje de amortiguamientos del 2%, 5% y 10%.

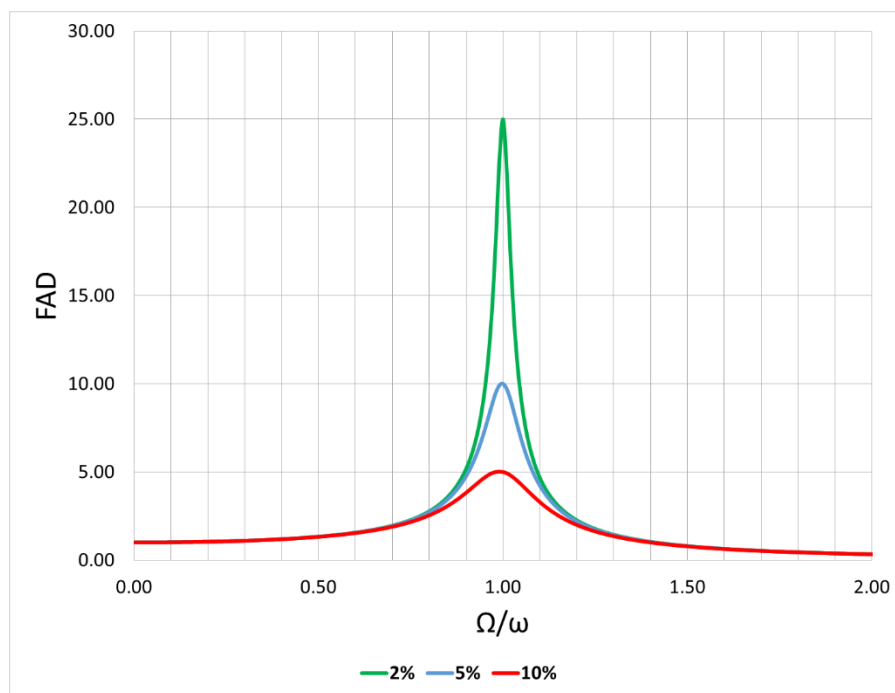


Figura 4-1. Factor de amplificación dinámica para porcentaje de amortiguamiento del 2%, 5% y 10%.

En la Figura 4-1 se observa que cuando la frecuencia de la fuerza externa es igual que la frecuencia del sistema se produce grandes amplificaciones, este fenómeno se conoce como resonancia, también se observa que existe un rango periodos cercanos al punto de resonancia en la que la respuesta es sensible al

porcentaje de amortiguamiento; lo que no ocurre para periodos muy cortos y periodos muy largos.

Bazan y Meli (2002) indican con respecto al espectro de aceleraciones mostrados en la Figura 4-2 que a mayor amortiguamiento menor respuesta y que existe un rango de periodos en la que la respuesta es sensiblemente mayor que para los demás.

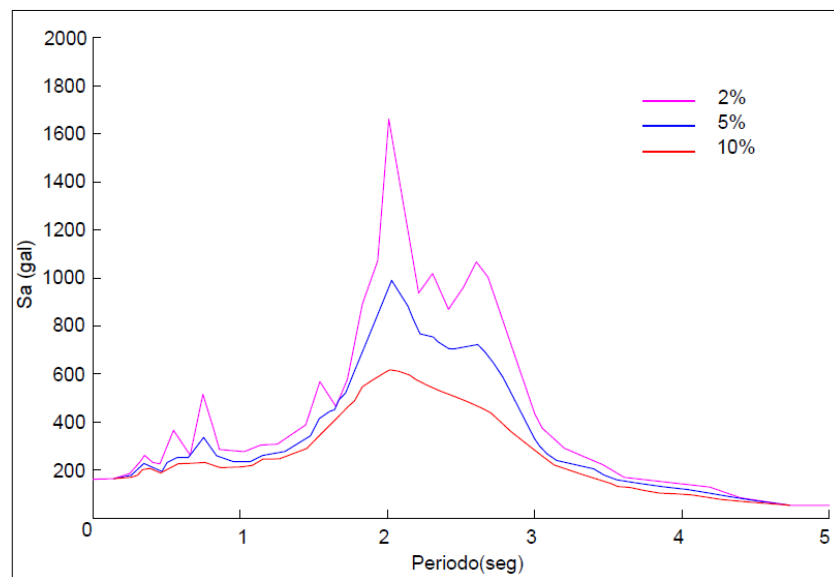


Figura 4-2. Espectros de aceleraciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento 2%, 5% y 10% (Bazan y Meli, 2002).

Con base en estos argumentos y los gráficos de los índices espectrales mostrados en la sección anterior, se plantea tener tres factores de modificación para el cálculo del espectro de aceleración correspondiente a un porcentaje de amortiguamiento específico. Uno para la zona de máxima amplificación o reducción y otros dos factores en la que la respuesta ya no es tan sensible al cambio de amortiguamiento.

4.4 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTORES DE MODIFICACIÓN

Dado que analizar un solo registro sísmico posee mucha variabilidad, tal como se pudo observar en la sección anterior, es necesario realizar el análisis de un conjunto de acelerogramas que pertenezcan a una misma estación

acelerográfica debido a que las características geotécnicas sobre el cual se encuentra localizado influyen en la respuesta de los espectros. Y dado que uno de los objetivos de la presente tesis es analizar los acelerogramas de sismos de mediana y gran magnitud dando relevancia a aquellos con los cuales se construyó el espectro de la norma E.030, se analizarán los registros sísmicos históricos correspondientes a la estación del Parque de la Reserva; para ello los grupos que se analizarán, denominados I y II, se indican en la Tabla 3-1.

Tomando en consideración la investigación realizada por Salas (2012), el coeficiente de amplificación sísmica se ha calculado mediante el espectro normalizado promedio de la estación siguiendo el siguiente procedimiento:

a) En los espectros normalizados promedio de aceleración, para cada porcentaje de amortiguamiento, se define el rango de la plataforma del espectro de la norma peruana $0.2T_p - T_p$ y el rango de caída de la curva $>T_p$, en estos rangos se definen el factor de amplificación (ϕ_e) como el promedio de las ordenadas espectrales.

$$\phi_e = \frac{\sum_{i=1}^n San_i}{n} \quad (4-2)$$

Donde:

San_i : Ordenada espectral normalizada i .

n : Número total de ordenadas espectrales normalizadas.

Los rangos de periodo para el espectro normalizado promedio de aceleración son:

- Para la estación Parque de la Reserva: el valor de T_p según norma E030 correspondiente al suelo tipo S_1 es 0.4 s, por lo tanto el rango para obtener el factor de amplificación para la plataforma es de 0.08 s – 0.4 s. La zona de caída se ha dividido en dos regiones, el rango de la primera comprende periodos mayores a T_p y menores o iguales a T_L y la segunda involucra periodos mayores a T_L .

Para los valores de las ordenadas espectrales ubicados en los rangos de periodo definidos, se calculan además la desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (CV) correspondientes a los promedios obtenidos.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (San_i - \phi_e)^2}{n}} \quad (4-3)$$

$$CV = \frac{\sigma}{\phi_e} \quad (4-4)$$

Los valores antes indicados se muestran en la Tabla 4-4, Tabla 4-5 y Tabla 4-6.

Tabla 4-4. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$) y para cada grupo analizado.

Para la Plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$)						
Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I			Parque de la Reserva Grupo II		
	ϕ_e	σ	CV	ϕ_e	σ	CV
2%	2.675	0.416	0.156	3.220	0.406	0.126
5%	2.008	0.287	0.143	2.310	0.214	0.093
10%	1.587	0.215	0.136	1.778	0.122	0.069

Tabla 4-5. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.

Para la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$)						
Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I			Parque de la Reserva Grupo II		
	ϕ_e	σ	CV	ϕ_e	σ	CV
2%	0.498	0.386	0.774	0.649	0.592	0.912
5%	0.392	0.296	0.755	0.490	0.436	0.890
10%	0.322	0.238	0.737	0.387	0.336	0.867

Tabla 4-6. Factores de amplificación (ϕ_e), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.

Para la zona de caída de la curva ($T > T_L$)						
Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I			Parque de la Reserva Grupo II		
	ϕ_e	σ	CV	ϕ_e	σ	CV
2%	0.137	0.012	0.085	0.164	0.010	0.060
5%	0.117	0.009	0.081	0.136	0.009	0.063
10%	0.101	0.006	0.064	0.116	0.005	0.047

b) El coeficiente de amplificación sísmica de diseño C, se obtiene aplicando los factores de amplificación ϕ_e a los valores estimados del movimiento del suelo a_m . En nuestro caso, para los espectros normalizados de aceleración $a_m = 1$. Por lo tanto, el valor de C se define como:

$$C = \phi_e \cdot 1$$

Para valores de amplificación más conservadores, se reemplaza ϕ_e por $\phi_e + \delta\sigma$ pudiendo calcular con este reemplazo, y asumiendo que los datos poseen una distribución normal, el espectro de diseño para una probabilidad de no excedencia de 50% ($\delta = 0$) y 84.1% ($\delta = 1$).

c) El coeficiente de amplificación sísmica de diseño queda definido de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} - \text{ Para } 0 < T < T_p & \quad C = \phi_e + \delta\sigma \\ - \text{ Para } T_p < T < T_L & \quad C = (\phi_e + \delta\sigma) \left(\frac{T_p}{T}\right)^p \\ - \text{ Para } T > T_L & \quad C = (\phi_e + \delta\sigma) \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)^p \end{aligned}$$

Donde, T_p es el periodo donde finaliza la plataforma o meseta y queda definido por el valor indicado en la norma de diseño sismorresistente E.030. En este caso para la estación sísmica Parque de la Reserva clasificado como suelo S1 le corresponde un $T_p = 0.4$ s. El parámetro p controla la caída de la curva y está asociado a la mayor seguridad que se le debe dar a las estructuras de periodos largos, que generalmente representan edificios altos, puentes, etc.

Con las expresiones indicadas líneas arriba, en la Tabla 4-7, Tabla 4-8 y Tabla 4-9, se observan los valores del coeficiente de amplificación sísmica "C" representativos, para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1% para los grupos analizados y para porcentajes de amortiguamiento de 2%, 5% y 10%.

Tabla 4-7. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$) y para cada grupo analizado.

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	2.675	3.091	3.220	3.626
5%	2.008	2.296	2.310	2.524
10%	1.587	1.802	1.778	1.901

Tabla 4-8. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	0.498	0.884	0.649	1.240
5%	0.392	0.688	0.490	0.926
10%	0.322	0.560	0.387	0.723

Tabla 4-9. Coeficiente de amplificación sísmica C para probabilidades de no excedencia de 50% y 84.1%, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	0.137	0.148	0.164	0.174
5%	0.117	0.126	0.136	0.145
10%	0.101	0.107	0.116	0.121

En la Figura 4-3 se muestran los coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 2%, probabilidades de no excedencia del 50% y 84.1%, para el grupo de análisis II y para las tres zonas en las que se ha dividido el rango de periodos del espectro.

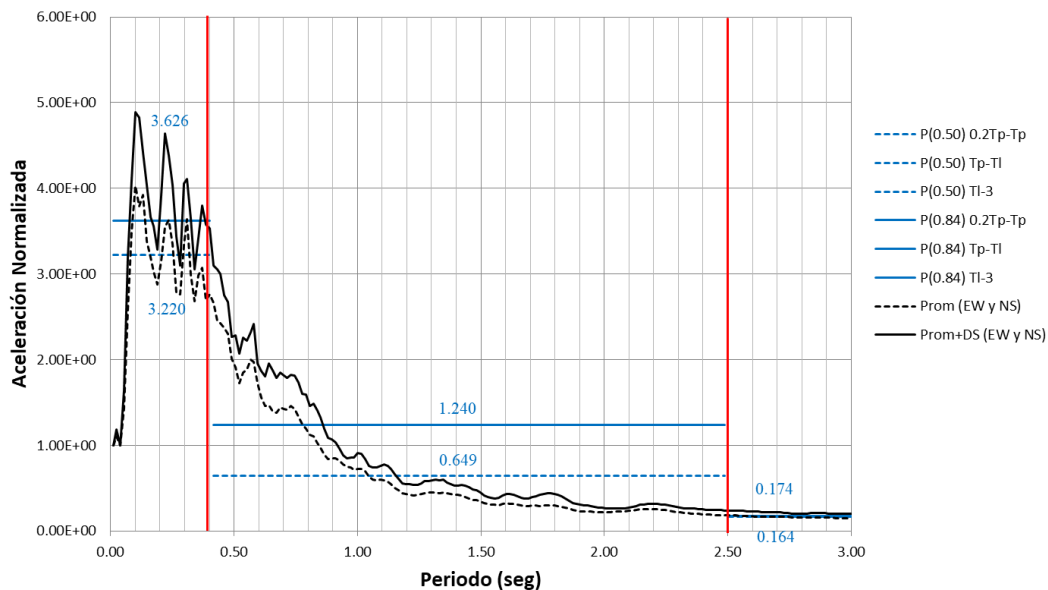


Figura 4-3. Coeficientes de amplificación sísmica para amortiguamiento del 2%.

Con estos coeficientes de amplificación sísmica representativos, se han calculado los factores de modificación con respecto a los valores de amortiguamiento del 5% y son los que se muestran en la Tabla 4-10, Tabla 4-11 y Tabla 4-12.

Tabla 4-10. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$).

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	1.332	1.346	1.394	1.437
10%	0.790	0.785	0.770	0.753

Tabla 4-11. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p < T \leq T_L$) y para cada grupo analizado.

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	1.270	1.284	1.324	1.339
10%	0.821	0.814	0.790	0.781

Tabla 4-12. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T > T_L$) y para cada grupo analizado.

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	1.171	1.175	1.206	1.208
10%	0.863	0.849	0.853	0.840

En la Figura 4-4 se muestran los factores de modificación para una probabilidad de no excedencia del 84.1%, para el grupo de análisis II y para las tres zonas en las que se ha dividido el rango de periodos del espectro.

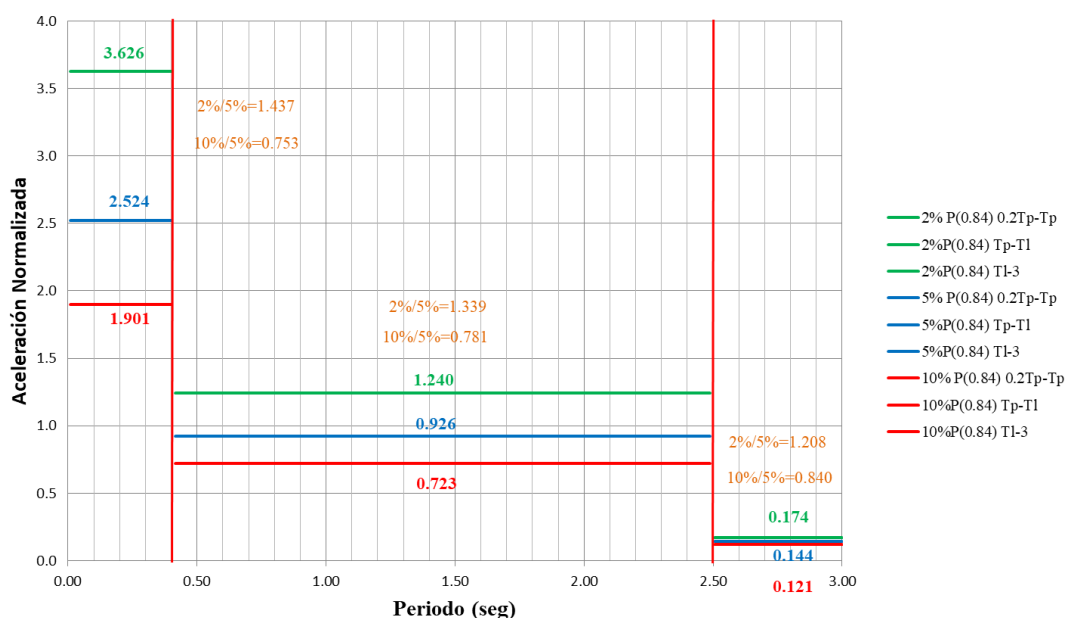


Figura 4-4. Factores de Modificación para probabilidad del 84.1% y diferente amortiguamiento.

4.5 ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTO

De la Tabla 4-10, Tabla 4-11 y Tabla 4-12, se observa que para ambos grupos analizados para un amortiguamiento del 2% existe un factor de modificación mayor en la plataforma que en la zona de caída de la curva (máximas amplificaciones en la plataforma); y para un amortiguamiento del 10% existe un factor de modificación menor en la plataforma que en la zona de caída de la curva (máximas reducciones en la plataforma), lo cual es congruente con el análisis realizado en la sección 3.3.

De las tablas anteriores, se observa que el coeficiente de amplificación sísmica indicado en la norma ($C=2.5$) se obtiene con los registros sísmicos del grupo de análisis II y para una probabilidad de no excedencia del 84.1%. Los factores de modificación para dicho grupo y su probabilidad se muestran en la Tabla 4-13.

Tabla 4-13. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2% y 10%, para el grupo de análisis II y para una probabilidad de no excedencia del 84.1%.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$)	Para la primera región de la zona de caída ($T_p < T \leq T_L$)	Para la segunda región de la zona de caída ($T > T_L$)
2%	1.437	1.339	1.208
10%	0.753	0.781	0.840

Comparando estos resultados con los códigos internacionales se observa que para un amortiguamiento del 2% en la zona de la plataforma el factor de modificación indicado por la norma chilena 2369 $B_0 = 1.44$ es aproximadamente igual al calculado; para la primera zona de caída de la curva el factor de modificación indicado por la norma chilena 2745 $B_1 = 1.36$ es el que más se aproxima y para la segunda región de la zona de caída de la curva es el factor indicado en el estándar ASCE 7-10 $B_2 = 1.25$. Con el objetivo de tener coeficientes de amplificación exactos y que no existan saltos bruscos en el espectro de diseño propuesto se adoptaron estos factores de modificación, después se realizará la verificación de estos factores viendo la mejor aproximación a la curva de espectros de aceleraciones y desplazamientos de los acelerogramas analizados.

Analizando los factores de modificación para un amortiguamiento del 10%, la norma que se aproxima más para la zona de la plataforma es la norma chilena 2369 $B_0 = 0.76$, para la primera y segunda región de la zona de caída de la curva se ha mantenido los factores de modificación del análisis 0.78 y 0.84 respectivamente.

De lo anterior, el coeficiente de amplificación sísmica propuesto (al igual que el espectro de aceleraciones) para amortiguamiento del 2% resulta de multiplicar al coeficiente dado por la norma correspondiente al 5% en la zona de la plataforma

por el factor $B_0 = 1.44$, y por $B_1 = 1.36$ y $B_2 = 1.25$ para la primera y segunda región de la zona de caída de la curva. El coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 10% resulta de multiplicar al de 5% por los factores $B_0 = 0.76$, 0.78 y 0.84 para las tres zonas antes mencionadas respectivamente. Lo indicado se muestra en la Figura 4-5.

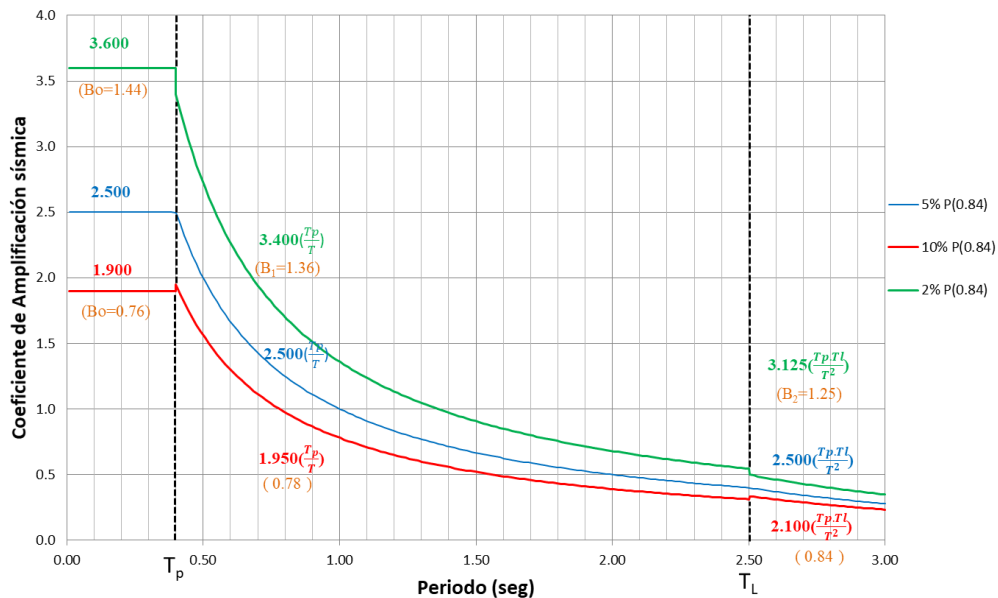


Figura 4-5. Coeficiente de amplificación propuesto para amortiguamiento del 2% y 10%.

Matemáticamente el espectro inelástico está definido mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (4-5)$$

Donde:

Z : Factor de zona.

U : Factor de uso.

C : Coeficiente de amplificación sísmica.

S : Factor de suelo.

R : Coeficiente de reducción sísmica.

g : Aceleración de la gravedad.

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento de 2% se define por las siguientes expresiones:

- Para $T \leq T_p$ $C = 3.60$
- Para $T_p < T \leq T_L$ $C = 3.40 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
- Para $T > T_L$ $C = 3.125 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento de 10% se define por las siguientes expresiones:

- Para $T \leq T_p$ $C = 1.90$
- Para $T_p < T \leq T_L$ $C = 1.95 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
- Para $T > T_L$ $C = 2.10 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

De la Figura 4-5 se observa que las curvas de los coeficientes de amplificación sísmica para amortiguamientos del 2% y 10% presentan discontinuidades (caídas y subidas abruptas) en los periodos T_p y T_L . Esto afecta al espectro de desplazamientos, por lo que es necesario definir una expresión que dé continuidad a la curva en la primera región de la zona de caída. Por lo mencionado anteriormente para encontrar esta expresión se necesita observar en conjunto el espectro de aceleraciones, el de desplazamientos y el punto de llegada en T_L teniendo en consideración que este periodo define la zona de desplazamiento constante en el espectro de desplazamientos.

4.5.1 Corrección de discontinuidades en las curvas

En la Figura 4-6 y Figura 4-7 se muestra una comparación entre el coeficiente de amplificación considerando solo el factor de modificación de la plataforma y el coeficiente de amplificación inicialmente propuesto que considera tres factores de modificación.

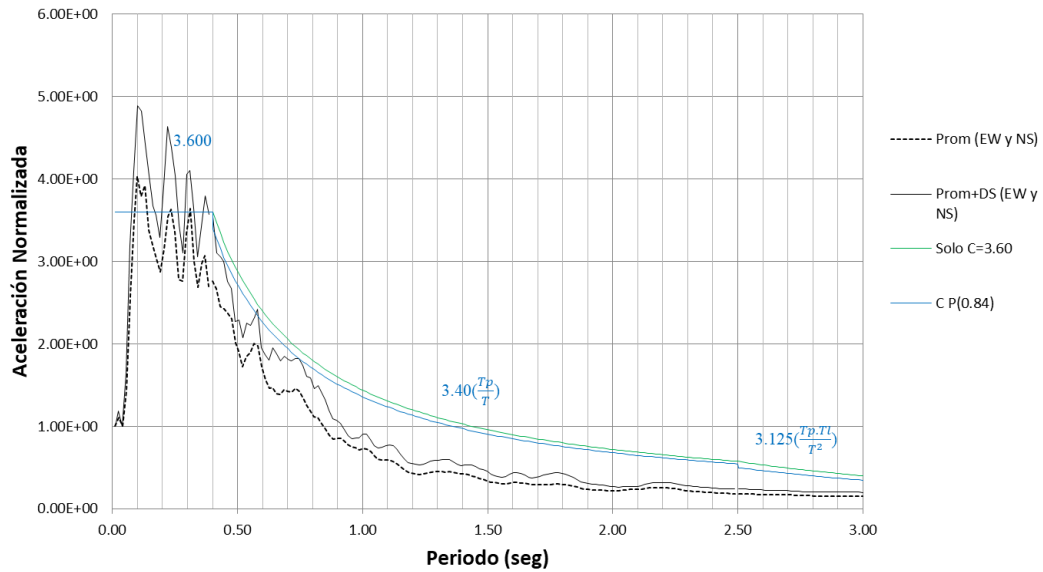


Figura 4-6. Coeficiente de Amplificación sísmica P(0.84) y coeficiente considerando un solo factor de modificación para amortiguamiento del 2%.

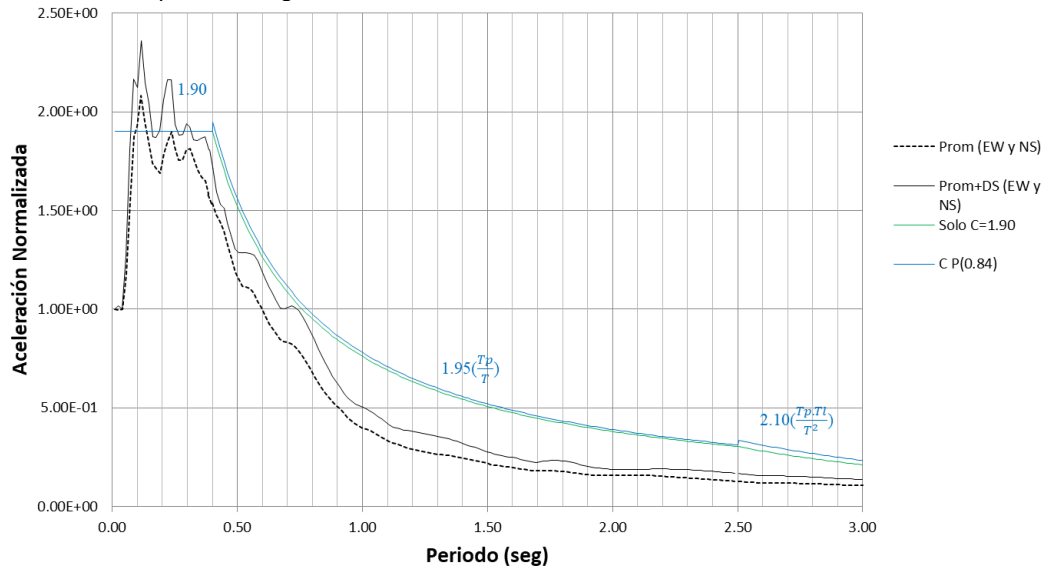


Figura 4-7. Coeficiente de Amplificación sísmica P(0.84) y coeficiente considerando un solo factor de modificación para amortiguamiento del 10%.

De la Figura 4-6 se observa que el coeficiente de amplificación sísmica propuesto para un amortiguamiento del 2% tiene una mejor aproximación que considerando un solo factor de modificación en la zona de caída de la curva, sobre todo a partir del periodo de 0.80 s donde la forma del espectro normalizado se aleja significativamente del espectro de diseño.

De la Figura 4-7 inicialmente se puede pensar que utilizando solo un factor de modificación (C=1.90) existe una mejor aproximación al espectro de aceleración

normalizada de los registros analizados, pero estos coeficientes se tienen que verificar en conjunto con el espectro de desplazamientos.

Para tener una visión más general se presenta el gráfico del espectro de desplazamientos, con base en la tesis de Angulo y Martín (2013) se agrega a los acelerogramas analizados, los del sismo de Pisco del 2007 registrados sobre estaciones acelerográficas ubicadas sobre suelo S_1 . En la Tabla 4-14 se muestra los registros sísmicos adicionales.

Tabla 4-14. Registros sísmicos del sismo de Pisco del 2007.

Sismo	Magnitud	Estación de Registro	Tipo de Suelo E030	PGA (g)
Pisco (15/08/2007)	8.0 Mw	La Molina	S_1	0.080
Pisco (15/08/2007)	8.0 Mw	Jorge Alva Hurtado	S_1	0.075
Pisco (15/08/2007)	8.0 Mw	Consejo departamental de Lima	S_1	0.055

Para comparar los espectros de desplazamientos de diseño con los espectros de desplazamientos de los registros analizados, se realizó la corrección de línea base y filtrado de frecuencias pasa banda, posterior a esto se escalan los registros de aceleraciones a 0.45g; ya con estos se calculó los espectros de aceleración y desplazamiento.

4.5.1.1 Propuesta N°1

En la Figura 4-8 y Figura 4-9 se muestra los espectros de desplazamiento con el coeficiente de amplificación sísmica inicialmente propuesto ($P(0.84)$) y la corrección realizada a la ecuación de estos para evitar los saltos bruscos en las curvas de espectro de los espectros de desplazamientos y aceleraciones.

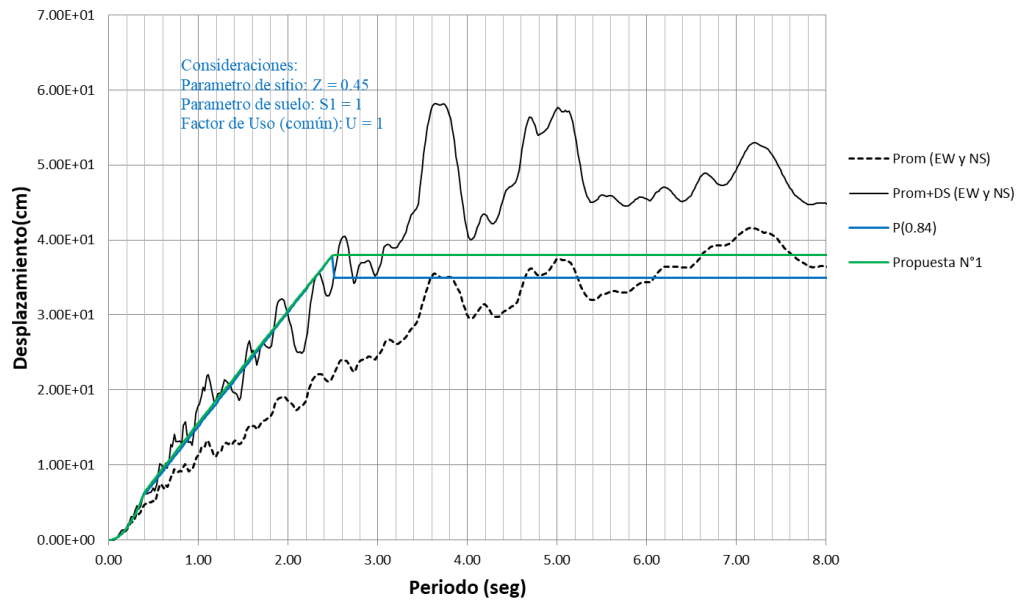


Figura 4-8. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%.

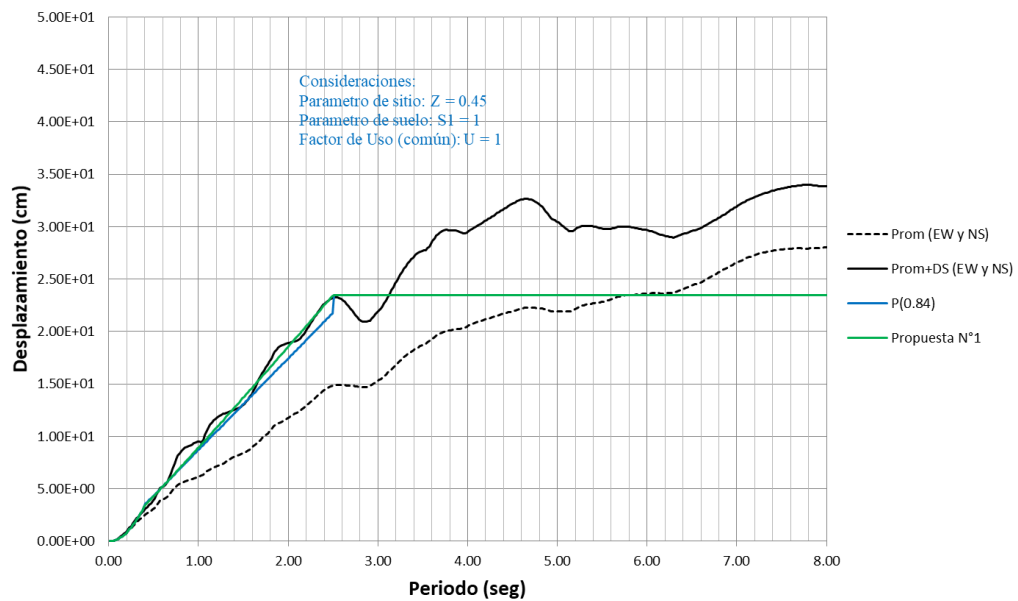


Figura 4-9. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 10%.

La ecuación de la curva de la propuesta N°1 del espectro de desplazamientos mostrada en las Figura 4-8 y Figura 4-9, resulta de realizar un ajuste al coeficiente de amplificación sísmica manteniendo como puntos fijos el valor del coeficiente sísmico para T_p (Coeficiente sísmico de la plataforma) y tomando el mayor valor del coeficiente para el periodo T_L , es decir, 3.40 y 2.10 como factores para amortiguamiento del 2% y 10% respectivamente.

La Figura 4-10 muestra la curva de la propuesta N°1 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamientos del 2% y 10%.

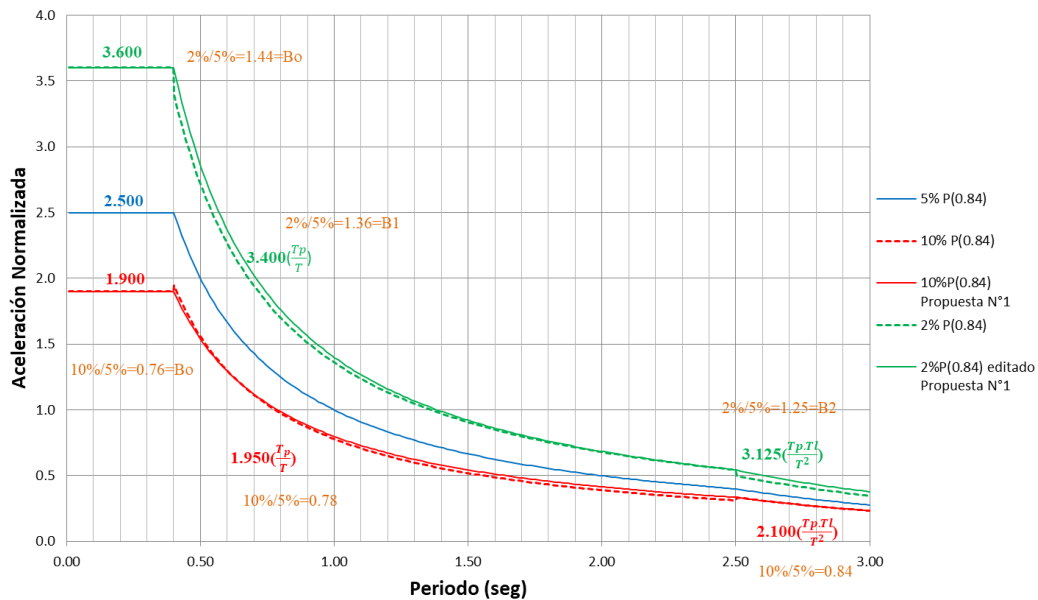


Figura 4-10. Propuesta N°1 para el coeficiente de amplificación sísmica.

De la expresión utilizada para la primera región de la zona de la caída de la curva se observa que la función utilizada para el ajuste de esta curva es una función del tipo potencial $y = b \cdot x^a$, sacando logaritmos y realizando cambio de variable tenemos:

$$\log y = \log b + a \log x$$

Realizando el siguiente cambio de variable $Y = \log y$, $B = \log b$ y $X = \log x$ se tiene:

$$Y = B + aX$$

La cuál es la ecuación de una recta, como previamente se definió los dos puntos por los cuales tiene que pasar esta recta, la ecuación de la función potencial ya se encuentra definida.

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento de 2% para la propuesta N°1 se define por las siguientes expresiones:

- Para $T \leq T_p$ $C = 3.60$

$$\begin{aligned}
 & - \text{Para } T_p < T \leq T_L & C = 3.60 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\left(1 - \frac{T_p}{T_L}\right) \log \frac{T_p}{T_L}}} \\
 & - \text{Para } T > T_L & C = 3.40 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento del 10% para la propuesta N°1 se define por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 & - \text{Para } T \leq T_p & C = 1.90 \\
 & - \text{Para } T_p < T \leq T_L & C = 1.90 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\left(1 - \frac{\log \frac{1.90}{2.10}}{\log \frac{T_p}{T_L}}\right)} \\
 & - \text{Para } T > T_L & C = 2.10 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

4.5.1.2 Propuesta N°2

De la Figura 4-11, Figura 4-12 y la Figura 4-13 mostrada a continuación, se plantea un nuevo valor para T_L igual a 3 segundos, debido que al considerar los acelerogramas del sismo de pisco del 2007 registrados sobre suelo rígido, se observa que el espectro de desplazamiento de estos se encuentra por encima del espectro de la norma y espectros de la propuesta N°1.

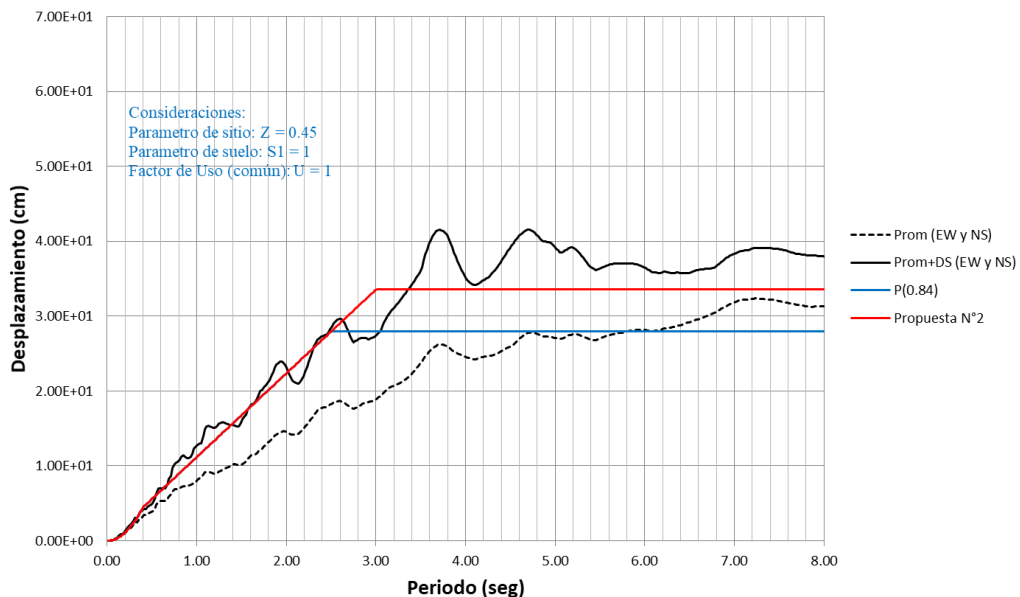


Figura 4-11. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica amortiguamiento del 5%.

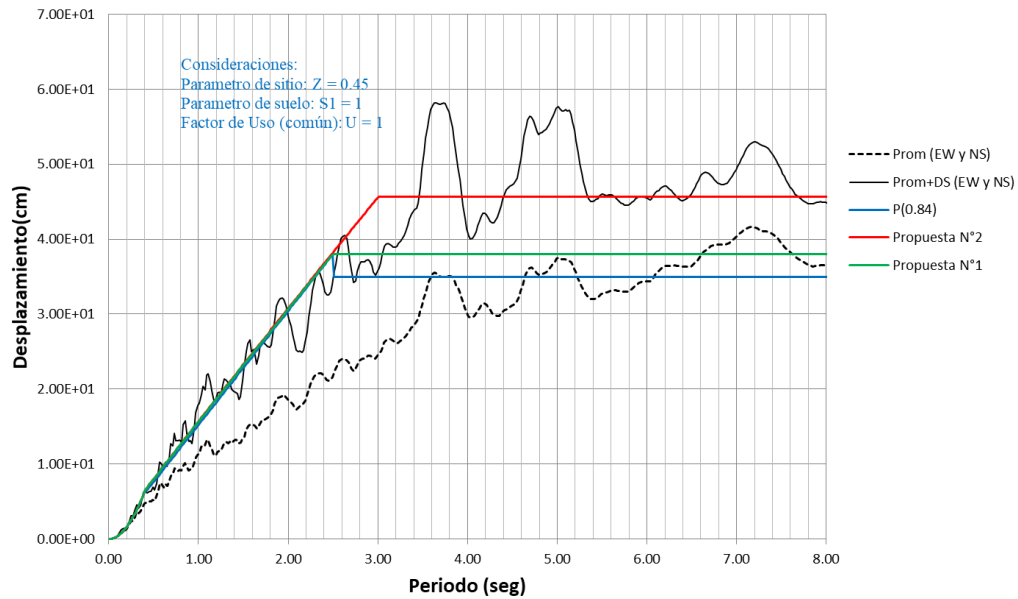


Figura 4-12. Propuesta N°2 para el espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%.

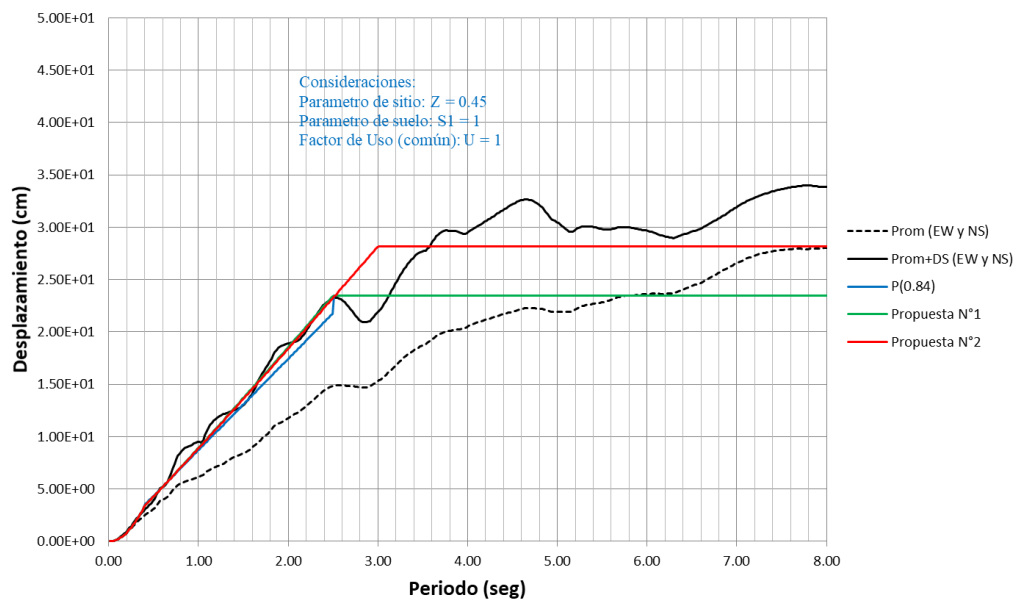


Figura 4-13. Propuesta N°2 para el espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 10%.

De la Figura 4-11, Figura 4-12 y Figura 4-13 se observa que el espectro de desplazamiento de la propuesta N°2 se adapta mucho mejor al espectro de desplazamiento de los sismos analizados.

En la Figura 4-14 se muestra los espectros de desplazamiento para porcentaje de amortiguamiento del 2%, 5% y 10% y las propuestas N°1 y N°2.

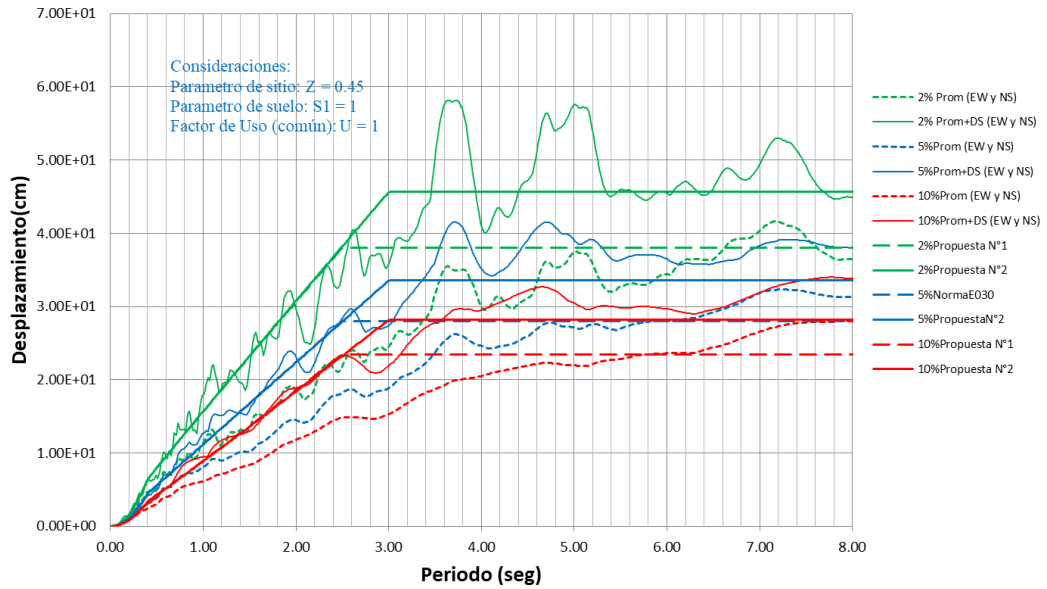


Figura 4-14. Espectro de desplazamiento para amortiguamiento del 2%, 5% y 10%, propuestas N°1 y N°2.

Finalmente en la Figura 4-15, Figura 4-16 y Figura 4-17 se muestra el coeficiente de amplificación utilizado en la propuesta N°2 y se verifica la mejor aproximación de esta a las curvas de los sismos.

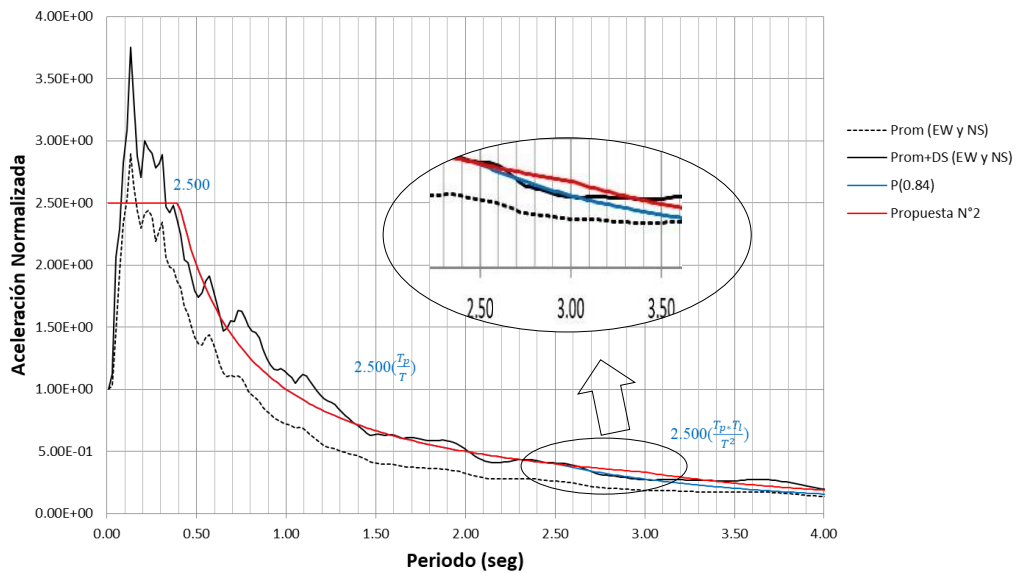


Figura 4-15. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 5%.

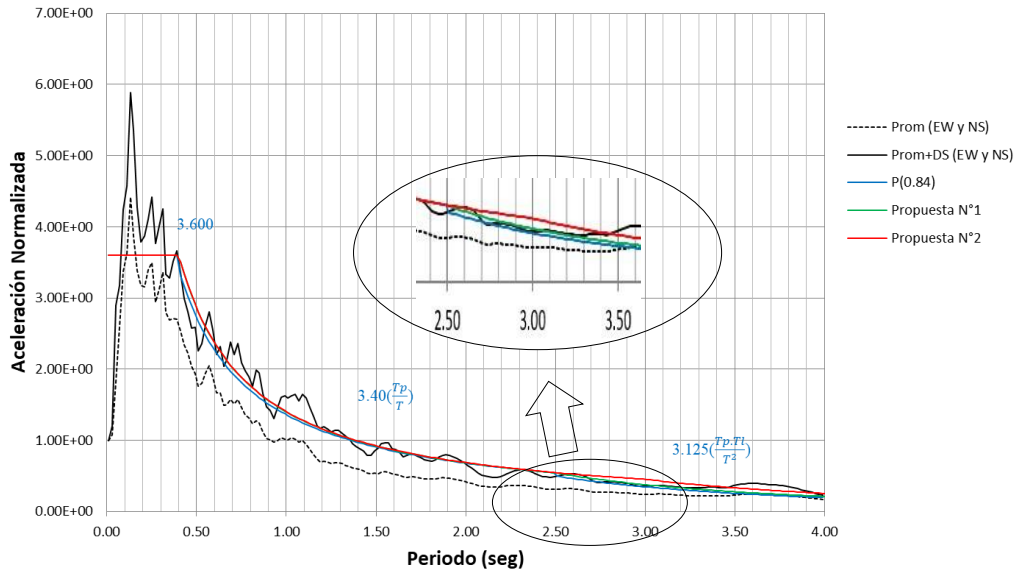


Figura 4-16. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 2%.

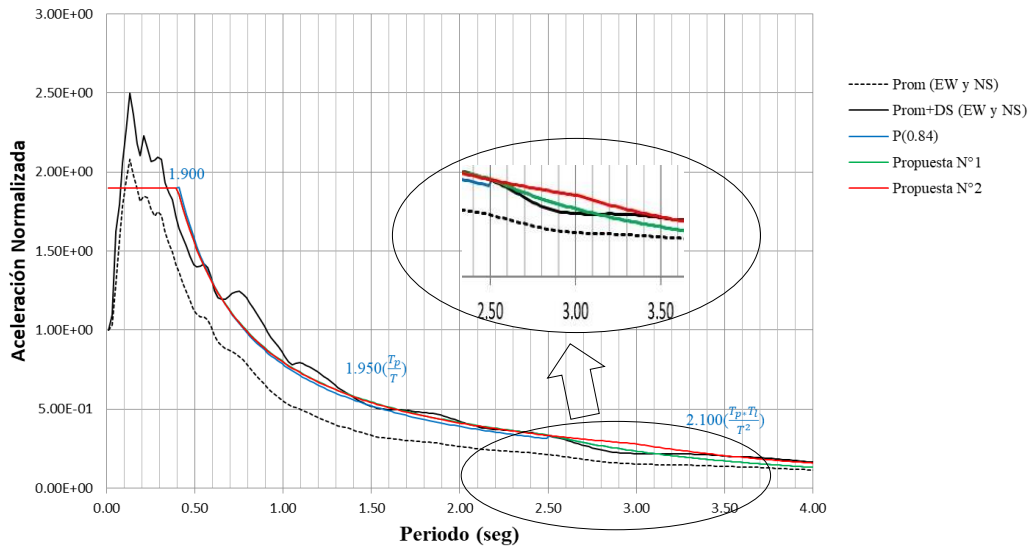


Figura 4-17. Propuesta N°2 para el coeficiente de amplificación sísmica para amortiguamiento del 10%.

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento del 2% para la propuesta N°2 se define con las siguientes expresiones:

- Para $T \leq T_p$ $C = 3.60$

- Para $T_p < T \leq T_L = 3s$ $C = 3.60 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\left(1 - \frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}\right)}$

- Para $T > T_L = 3s$ $C = 3.40 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

El coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento del 10% para la propuesta N°2 se define por las siguientes expresiones:

- Para $T \leq T_p$ $C = 1.90$

- Para $T_p < T \leq T_L = 3s$ $C = 1.90 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\left(1 - \frac{\log \frac{1.90}{2.10}}{\log \frac{T_p}{T_L}}\right)}$

- Para $T > T_L = 3s$ $C = 2.10 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

El coeficiente de amplificación sísmica de la propuesta N°2 se utilizará para los casos analizados de diseño de estructuras industriales.

4.5.1.3 Factores de modificación de la propuesta N°2

Los factores de modificación que resultan de la comparación de los coeficientes de amplificación sísmica ya definidos para amortiguamientos del 2% y 10% se muestran en la Tabla 4-15.

Tabla 4-15. Factores de modificación de espectros de la propuesta N°2 para amortiguamiento del 2% y 10%.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma (T ≤ Tp)	Para la primera región de la zona de caída (Tp < T ≤ TL = 3 s)	Para la segunda región de la zona de caída (T > TL = 3 s)
2%	1.44	$1.44 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}}$ (1.44 – 1.36)	1.36
10%	0.76	$0.76 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{1.90}{2.10}}{\log \frac{T_p}{T_L}}}$ (0.76 – 0.84)	0.84

En la Figura 4-18 se muestra los factores de modificación para diferentes porcentajes de amortiguamiento de las normas chilenas y americana analizadas,

y se realiza una comparación con los factores de modificación para la plataforma encontrados según nuestro catálogo sísmico.

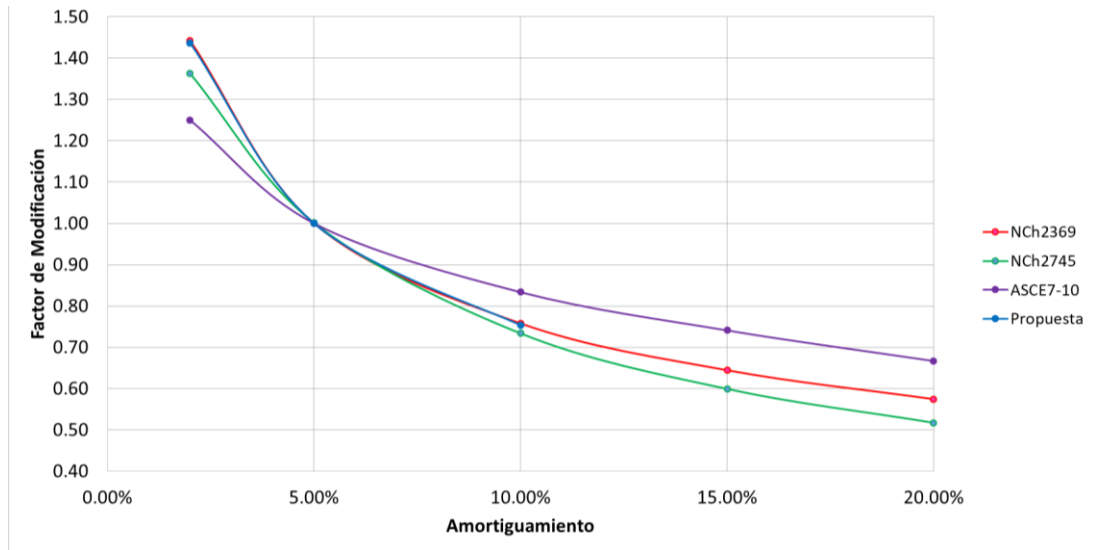


Figura 4-18. Factores de modificación para diferentes porcentajes de amortiguamiento de las normas chilenas, americana y los encontrados en la plataforma según nuestro catálogo sísmico.

De la Figura 4-18 se observa que los factores de modificación para la plataforma encontrados según nuestro catálogo sísmico se aproximan en gran medida a los de la norma chilena NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”.

En la Figura 4-19 se muestra los factores de modificación para amortiguamientos de 2%, 5% y 10% de las normas analizadas y se comparan con los propuestos para un rango de periodo de 4s.

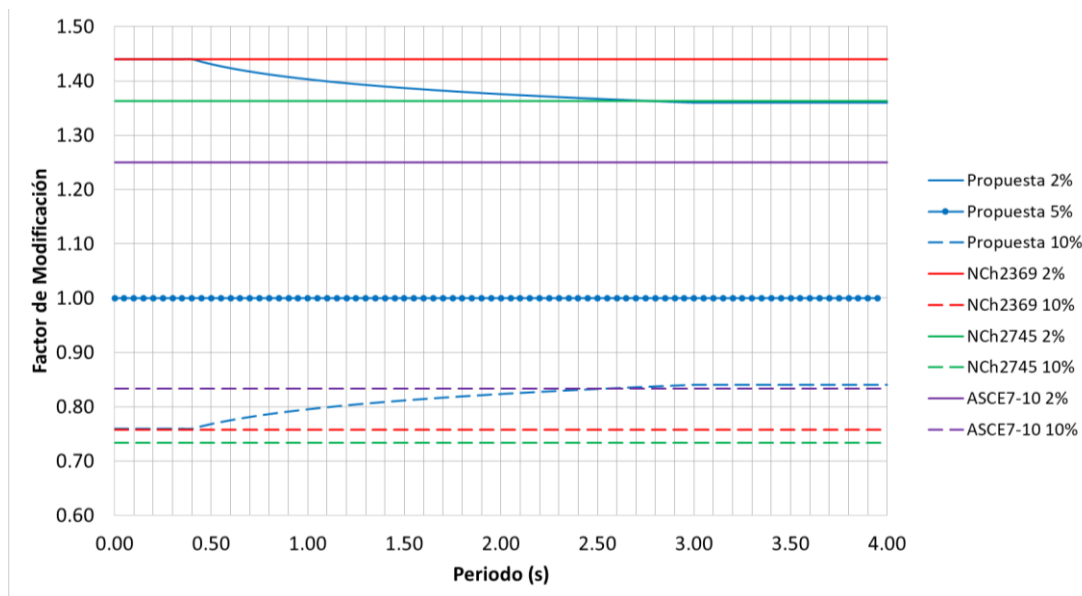


Figura 4-19. Factores de modificación para amortiguamiento del 2%,5% y 10% de las normas chilenas, americana y los propuestos según nuestro catálogo nacional.

De la Figura 4-19 se observa tal como se mencionó anteriormente que los factores de modificación propuestos correspondientes a la plataforma son aproximadamente iguales a los indicados en la norma chilena NCh2369, seguidamente estos sufren una disminución y un aumento para amortiguamientos del 2% y 10% respectivamente en la primera región de la zona de caída la curva; para la segunda región los factores de modificación para amortiguamientos del 2% y 10% se aproximan en valor a los de la norma chilena NCh2745 y al estándar ASCE7-10 respectivamente.

4.5.2 Comparación de coeficientes sísmicos dados por otras normas

La Tabla 4-16 muestra los coeficientes sísmicos para edificaciones y estructuras de acero considerando los siguientes parámetros sísmicos: zona 4, suelo tipo S_1 , factor de uso $U=1.00$ y $R=4$. Además, se observa los coeficientes sísmicos utilizados por las normas chilenas y americanas utilizando parámetros sísmicos con características similares a las nuestras.

Tabla 4-16. Coeficientes sísmicos máximos de diversas normas para edificaciones y estructuras de acero.

Norma	Coeficiente sísmico máximo
E030, Edificios	0.28
E030, Estructuras de acero	0.41
NCh433, Edificios	0.24
NCh2369, Estructuras de acero	0.40
UBC-SEAOC, Edificios	0.275
UBC-SEAOC, Estructuras de acero	0.367

En la Tabla 4-16 se observa que el coeficiente sísmico propuesto para el diseño de estructuras de acero está en el rango de valores de las otras normas. Este coeficiente es más aproximado al de la norma chilena que al de la americana y esto se debe fundamentalmente a que la norma chilena utiliza un factor de modificación para la plataforma igual que el nuestro, mientras que los americanos utilizan uno de menor valor.

Cabe resaltar que en las combinaciones de carga por el método LRFD la normativa chilena amplifica los sismos para el caso de estructuras de acero y concreto en 1.10 y 1.40 respectivamente. En las combinaciones por esfuerzos admisibles presentan un factor de 1.00 para las cargas sísmicas; en contraste con la norma peruana en la que utilizando el método LRFD el factor de la carga sísmica es igual a 1, y en el método de esfuerzos admisibles es igual a 0.7.

4.6 FUERZA CORTANTE DINÁMICA MÍNIMA PARA EL DISEÑO

La norma E.030 considera valores de cortante dinámica mínimas que se deben de cumplir para el diseño de estructuras, estos son un porcentaje de la cortante estática dependiendo si la estructura es regular o irregular.

Es cierto que utilizar un amortiguamiento menor al 5% para el análisis y diseño de las estructuras industriales es en cierto grado conservador, pero debido a que estamos tratando con fenómenos probabilísticos complejos que queremos interpretarlos mediante fórmulas determinísticas se necesita tener siempre factores de seguridad. Por esta razón, aparte de considerar un diferente porcentaje de amortiguamiento se tiene que seguir las pautas de la normatividad E.030 en cuanto al valor de cortante dinámica mínima en la base para el diseño de estructuras.

Por lo tanto, los factores de modificación utilizados para la determinación de los espectros de aceleración para diferentes porcentajes de amortiguamiento afectan también al cálculo de la cortante estática. De lo anterior la cortante estática en la base de la estructura está definida mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad (4-6)$$

Donde:

Z : Factor de zona.

U : Factor de uso.

C : Coeficiente de amplificación sísmica.

S : Factor de suelo.

R : Coeficiente de reducción sísmica.

P : Peso de la estructura.

El coeficiente de amplificación sísmica se determinará con las expresiones indicadas en la propuesta N°2.

CAPÍTULO V: EJEMPLOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

Con el objetivo de ver cuáles son las implicancias del espectro propuesto se ha analizado las siguientes estructuras industriales de acero: nave industrial, nave industrial con puente grúa y un silo de almacenamiento. Se espera que en las estructuras livianas diseñadas con el nuevo espectro el cambio no sea tan relevante, por otro lado, para las estructuras pesadas el índice de demanda entre la capacidad de los elementos estructurales se debe incrementar significativamente.

5.1 NORMATIVA EMPLEADA

La definición de las acciones, la verificación de los límites de deformación y resistencia se lleva a cabo bajo las formulaciones y recomendaciones expresadas en la normativa obligatoria siguiente:

- Norma Técnica Peruana E.030, Diseño Sismorresistente (2018).
- Norma Técnica Peruana E.020, Cargas.
- Norma Técnica Peruana E.090, Estructuras Metálicas.
- ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

La normativa y guías de referencia se presentan a continuación:

- Steel Design Guide 7/AISC, Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods.
- ACI 313-11, Standard Practice for Design and Construction of Silos and Tubes of Storing Granular Materials.
- AICE, Procedimiento de Diseño de Silos de Acero.

5.2 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga son las especificadas en la norma ASCE7-10 usando el método de esfuerzos admisibles ASD.

- 1) D
- 2) D+L
- 3) D+(Lr ó S)
- 4) D+0.75L+0.75(Lr ó S)
- 5) D+(0.6W ó 0.7E)
- 6) D+0.75L+0.75(0.6W)+0.75(Lr ó S)
- 7) D+0.75L+0.75(0.7E)+0.75S
- 8) 0.6D+0.6W
- 9) 0.6D+0.7E

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Para el análisis estructural se ha realizado considerando un acero estructural ASTM A36, cuyas características se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Propiedades de los Materiales.

Elemento	Grado	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Perfiles laminados	A36	250	400	210

5.4 NAVES INDUSTRIAL SIN PUENTE GRÚA

5.4.1 Descripción Geométrica

La estructura metálica tiene una planta rectangular de 30 m de ancho y 42 m de largo. El punto más alto tiene una elevación medido desde la base de 20 m y la cobertura es del tipo ligera a dos aguas con una pendiente de 26.7%. En la Figura 5-1 y Figura 5-2 se muestra el modelo analítico de la nave industrial y la vista en planta de la estructura respectivamente.

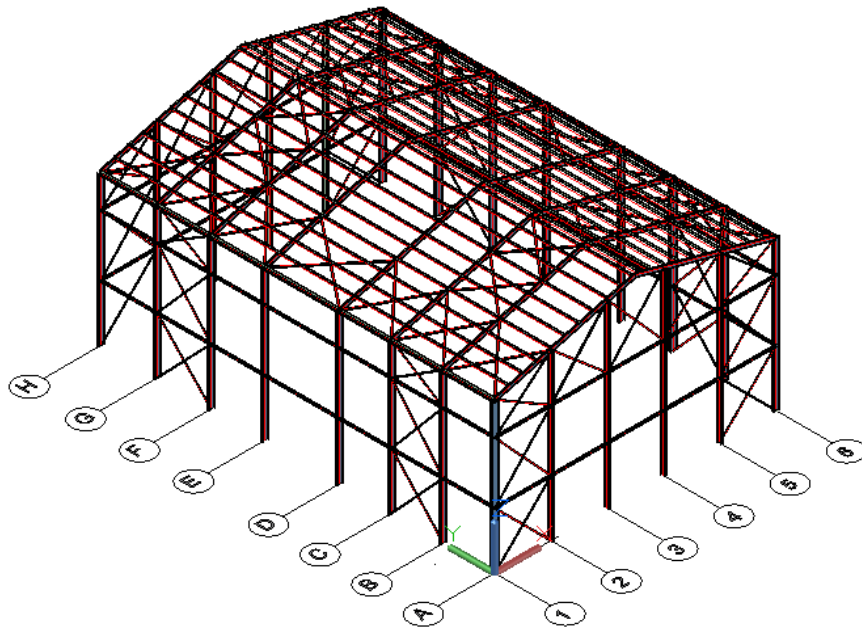


Figura 5-1. Modelo analítico de la nave industrial.

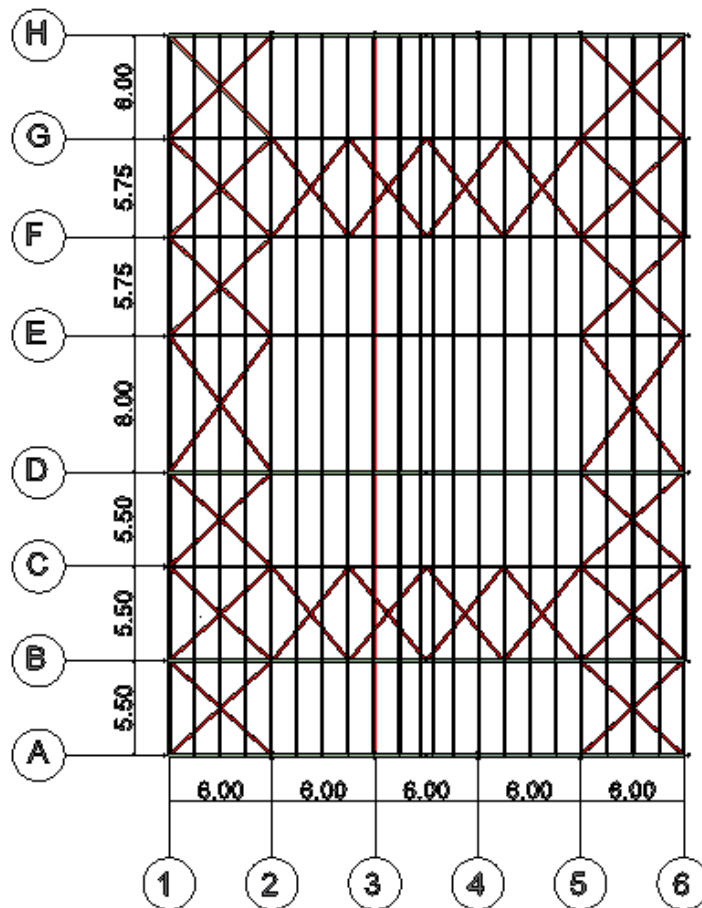


Figura 5-2. Vista en planta de la estructura.

5.4.2 Descripción del sistema estructural y perfiles empleados

El sistema resistente a fuerzas laterales en la dirección X, está conformado por pórticos rígidos los cuales serán diseñados como pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF); en la dirección Y se tiene pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) donde los elementos que dan rigidez a la estructura son los arriostres.

Los perfiles laminados empleados son:

- Columnas Eje A y Eje H entre Ejes 2 y 5: W18x55.
- Columnas Eje 1 y Eje 6: W24x94.
- Viga pórtico rígido eje A y eje H: W16x50.
- Viga pórtico rígido Ejes B-G: W24x55.
- Vigas soporte lateral de columnas: W8x24.
- Arriostres verticales: WT4x9.
- Arriostres horizontales: WT6x13.

Perfiles formados en frío:

- Viguetas de techo y largueros laterales: C8x3x1/8"

5.4.3 Cargas de diseño

5.4.3.1 Carga muerta (D)

El peso propio de la estructura se calculará según sus dimensiones y la densidad del material que lo constituye:

- Elementos de acero: 78.5 kN/m³.

Adicional a esto se ha considerado el peso de la cobertura igual a:

- Cobertura ligera : 0.10 kN/m².

5.4.3.2 Carga viva de techo (L_r)

Según la norma técnica peruana de cargas E.020, considera para coberturas livianas de cualquier pendiente, una sobrecarga (carga viva de techo) de techo de 0.30 kN/m². Esta carga solo actúa al momento de montar el techo o cuando se quiera hacer alguna reparación o mantenimiento.

5.4.3.3 Carga de nieve (S)

De acuerdo a la norma de cargas E.020, la carga de nieve sobre el techo de según la pendiente de este, le corresponde una carga de 0.40 kN/m².

5.4.3.4 Carga de viento (W)

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento; en especial las que tienen gran altura. También lo están aquellas ubicadas en zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerables a efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, su peso relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, produce una magnificación de los efectos del viento relativos a la inercia de la estructura. Por esto las cargas de viento pueden ser más importantes que las producidas por sismo.

Las presiones de viento serán calculadas de acuerdo a la normativa E.020, según los siguientes parámetros:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (5-1)$$

$$P_h = 0.005 \cdot C \cdot V_h^2 \quad (5-2)$$

Donde:

V_h : Velocidad de diseño en la altura h , en Km/h.

V : Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h.

h : Altura sobre el terreno en metros.

P_h : Presión o succión del viento a una altura h en kgf/m².

C : Factor de forma adimensional indicado en la Tabla 3.7.4 de la norma E.020.

La velocidad de diseño hasta 10 m de altura se ha obtenido con el mapa eólico del Perú indicado en la norma E.020; el proyecto desarrollado tendrá su ubicación en el distrito de San Pedro, provincia de Ocros, en la región Ancash; por lo que le corresponde una velocidad básica de viento de 85 km/h.

Considerando una altura promedio de 15 m y una velocidad básica de 85 km/h se tiene la siguiente presión $P_h=0.43C$. El coeficiente de forma en los cerramientos perpendiculares a la dirección del viento es de +0.8 en barlovento, y -0.6 de succión en sotavento; y en los cerramientos paralelos a la dirección del viento de -0.7. En la cobertura del techo un coeficiente de forma en barlovento de +0.3/-0.7 y en sotavento un coeficiente de succión de -0.6.

Con estos parámetros, se determinan las siguientes presiones de diseño mostrados en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Presiones y succiones para el diseño de la estructura.

$P_h =$	0.35 kN/m ²	Presión sobre cerramientos Barlovento
$P_h =$	+0.13 / -0.30 kN/m ²	Presión / succión sobre cobertura de techo Barlovento $P < 15^\circ$
$P_h =$	-0.26 kN/m ²	Succión sobre cobertura de techo Sotavento $P < 15^\circ$
$P_h =$	-0.26 kN/m ²	Succión sobre cerramiento Sotavento
$P_h =$	-0.30 kN/m ²	Succión sobre cerramiento lateral

En las Figuras 5-3 a la 5-6 se muestran la aplicación de las presiones del viento en la estructura.

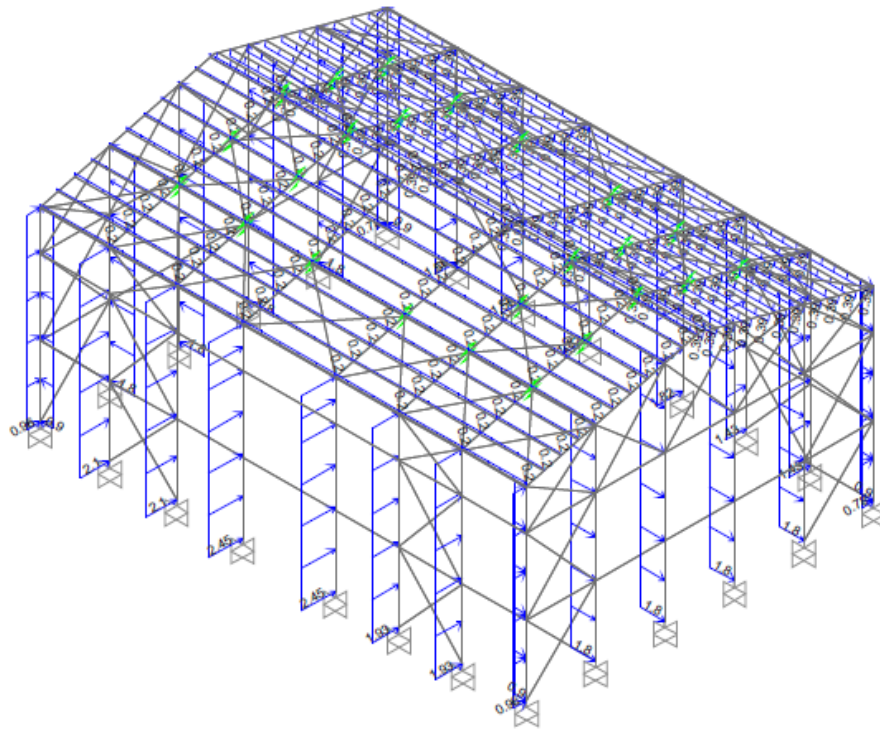


Figura 5-3. Cargas de viento (kN/m) – $W_x(+)$.

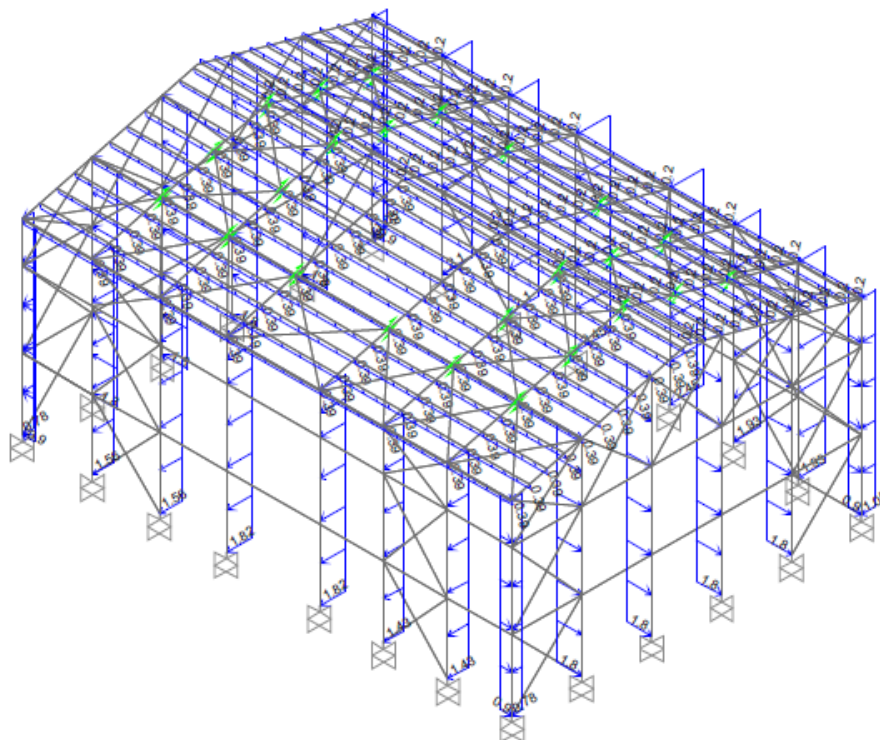


Figura 5-4. Cargas de viento (kN/m) – $W_x(-)$.

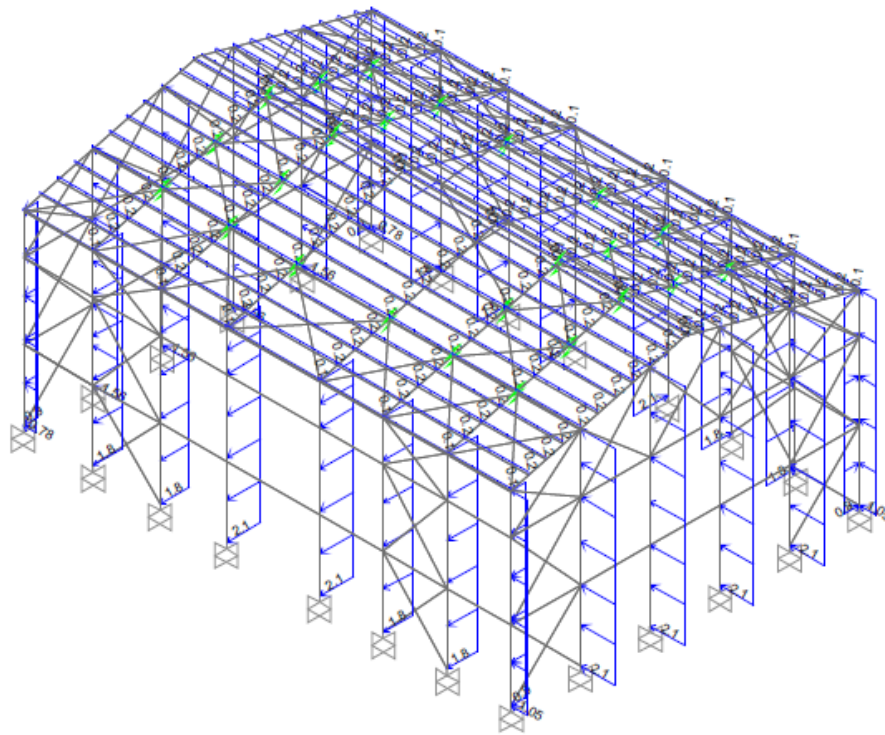


Figura 5-5. Cargas de viento (kN/m) – Wy(+).

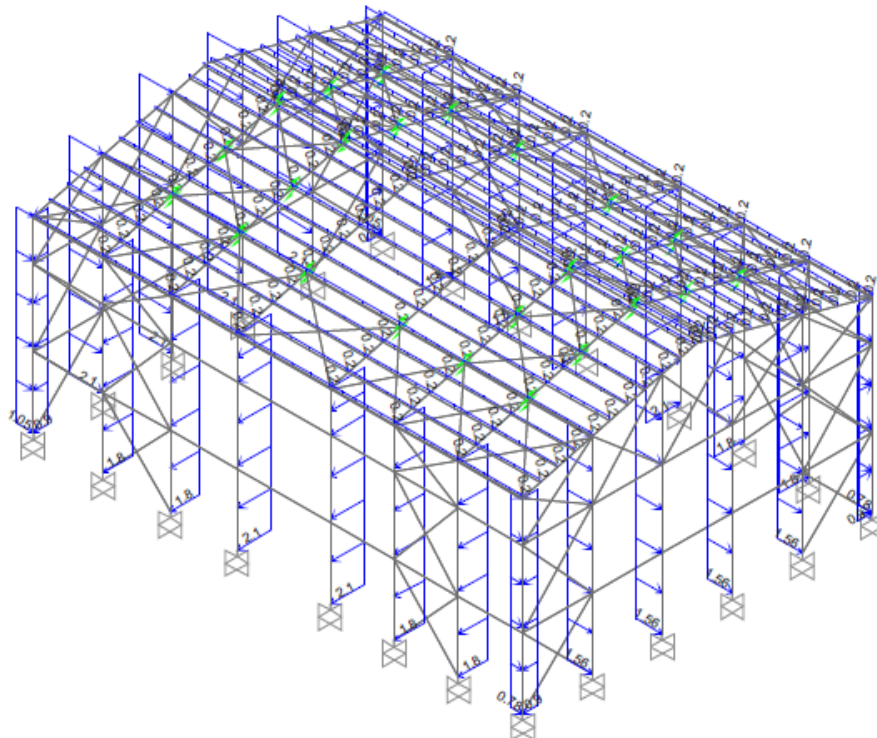


Figura 5-6. Cargas de viento (kN/m) – Wy(-).

5.4.3.5 Carga sísmica (E)

Espectro de la norma E.030

Para el análisis sísmico se ha establecido los siguientes parámetros en concordancia con la normativa sísmica E.030 (Tabla 5-3).

Tabla 5-3. Parámetros sísmicos.

Descripción	Valor	Datos
Factor de zona (Z)	0.45g	Zona 4 (distrito de San Pedro, región Ancash)
Factor de uso (U)	1.00	Categoría C (edificaciones comunes)
Factor de suelo (S)	1.00	Suelo tipo S1 (roca o suelo muy rígido)
Periodo T_p	0.4 s	Para suelo S1
Periodo T_L	2.5 s	Para suelo S1
Coefficiente de reducción (R)	4	Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF) y Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)

Con los parámetros sísmicos de la Tabla 5-3 se ha construido el siguiente espectro de respuesta, cuya gráfica se muestra en la Figura 5-7.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (5-3)$$

T	Sa (g)
0.00	0.28
0.50	0.23
1.00	0.11
1.50	0.08
2.00	0.06
2.50	0.05
3.00	0.04

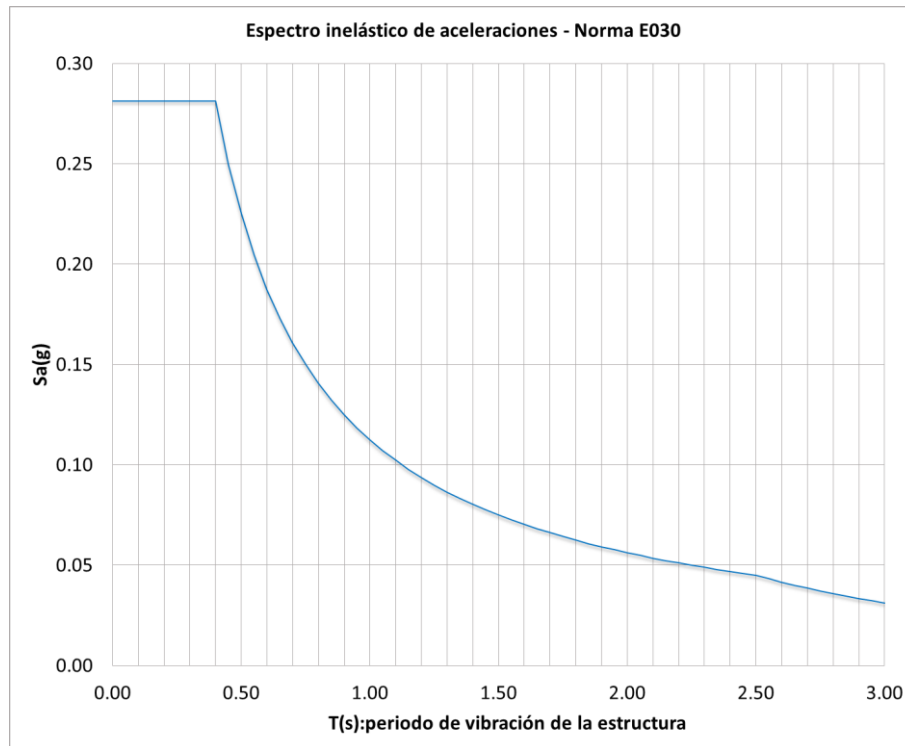


Figura 5-7. Espectro inelástico de diseño.

De acuerdo a la norma E.030 el análisis se realizará de manera independiente en dos direcciones principales ortogonales entre sí. La incertidumbre en la ubicación de las cargas se considera mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

La masa sísmica para edificaciones de la categoría C, se calcula adicionando a la carga permanente el 25% de la carga viva.

Para el diseño de la estructura según la norma E.030, se comprobará que la cortante basal obtenida en el análisis dinámico no sea menor que el 80% del calculado mediante el análisis estático.

Espectro propuesto

Con los mismos parámetros sísmicos de la Tabla 5-3 y considerando las indicaciones expuestas en la sección 4.5 se ha construido el nuevo espectro de diseño (Figura 5-8).

T	Sa (g)
0.00	0.41
0.50	0.32
1.00	0.16
1.50	0.10
2.00	0.08
2.50	0.06
3.00	0.05

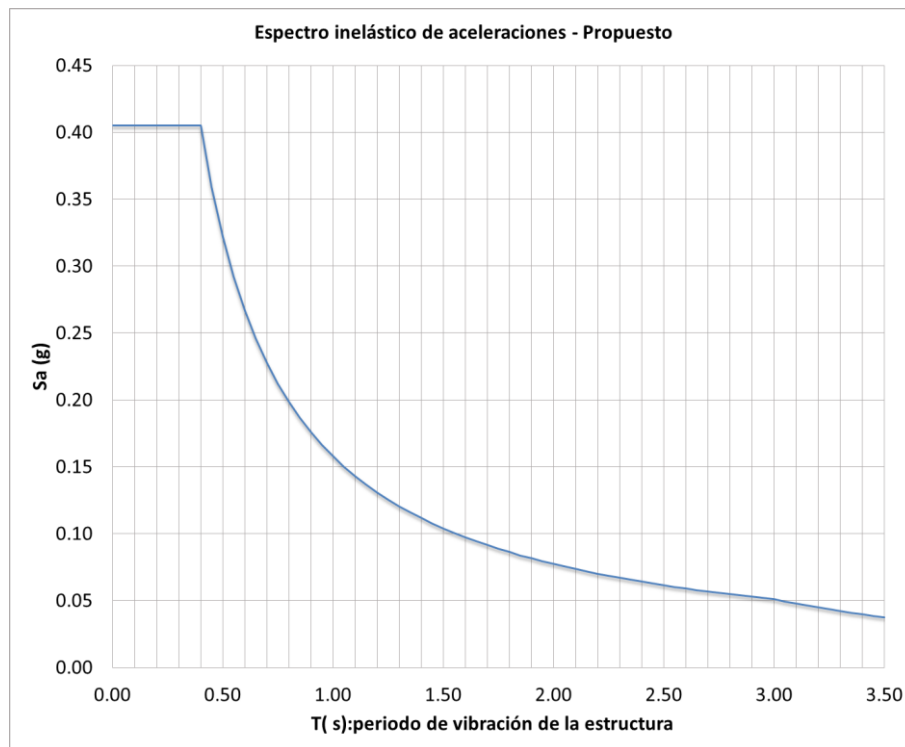


Figura 5-8. Espectro inelástico de diseño propuesto.

5.4.4 Modelo Analítico

Se ha elaborado un modelo tridimensional que representa el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa de cómputo SAP2000 (Figura 5-9).

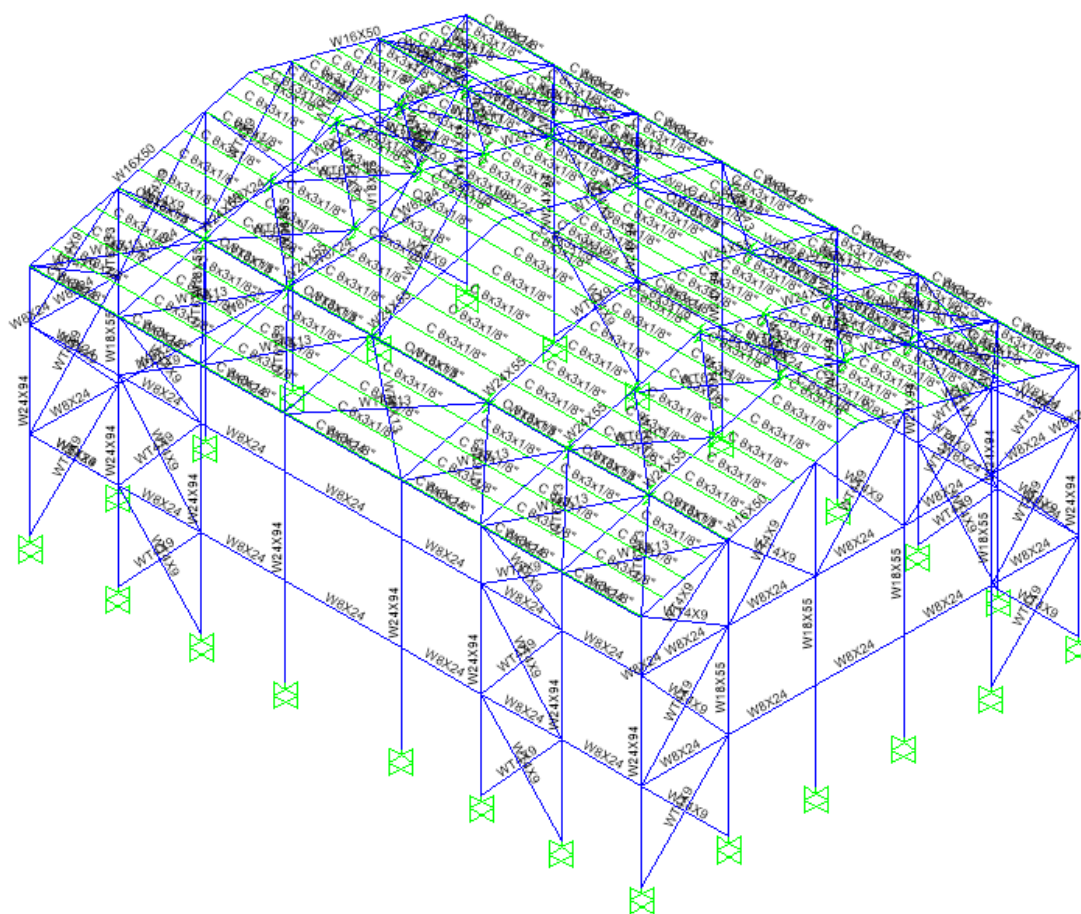


Figura 5-9. Modelo analítico de la nave industrial.

5.4.5 Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente

5.4.5.1 Modelo 1 – Espectro de la norma E.030

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximos debido a las acciones sísmicas se muestran en la Figura 5-10 y Figura 5-11.

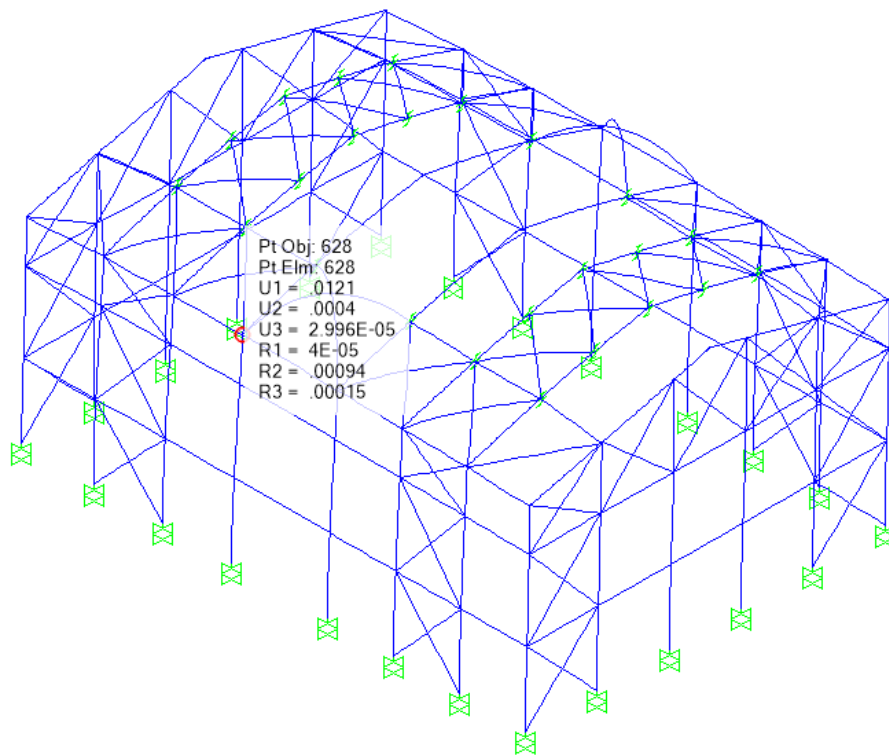


Figura 5-10. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m).

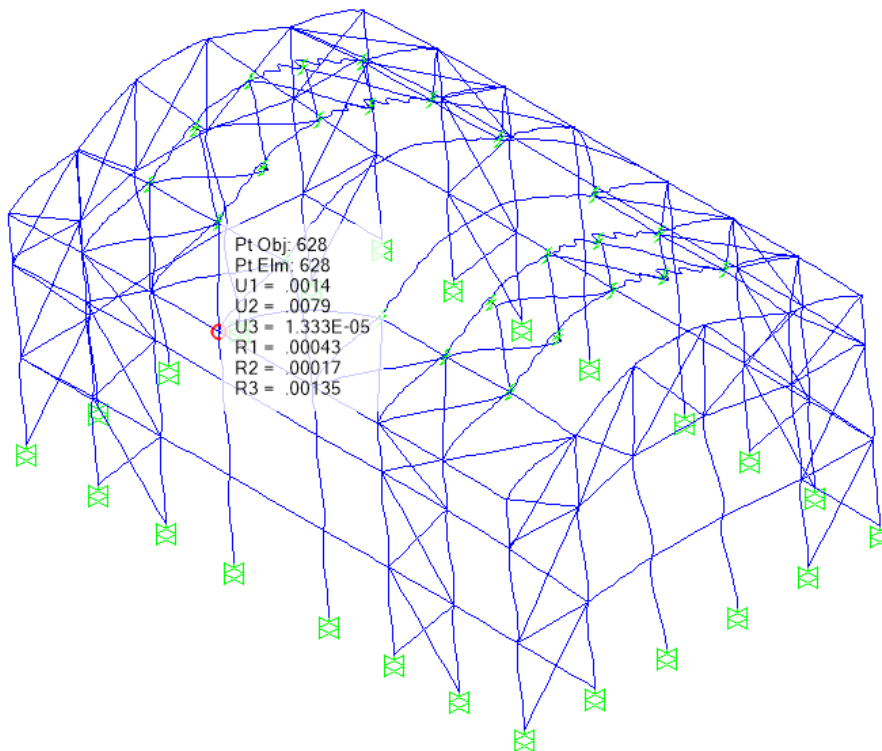


Figura 5-11. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m).

Según la norma E.030 las deformaciones laterales se obtienen de la forma siguiente:

Dirección X: $U_x=0.75 \times 4 \times 12.1 \text{ mm}=36.3 \text{ mm}$

Dirección Y: $U_y=0.75 \times 4 \times 7.9 \text{ mm}=23.7 \text{ mm}$

La máxima deformación según la norma para estructuras industriales es $d_{\text{máx}}=0.010 \times 16000 \text{ mm}=160 \text{ mm}$. Por lo tanto, las deformaciones sísmicas son menores que la deformación permisible.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-4 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-4. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	289.30	396.44	317.15	1.096	1.096
Direcc. Y	320.20	396.44	317.15	0.990	1.000

En la Figura 5-12 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos, los que indican la relación de fuerzas actuantes entre resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

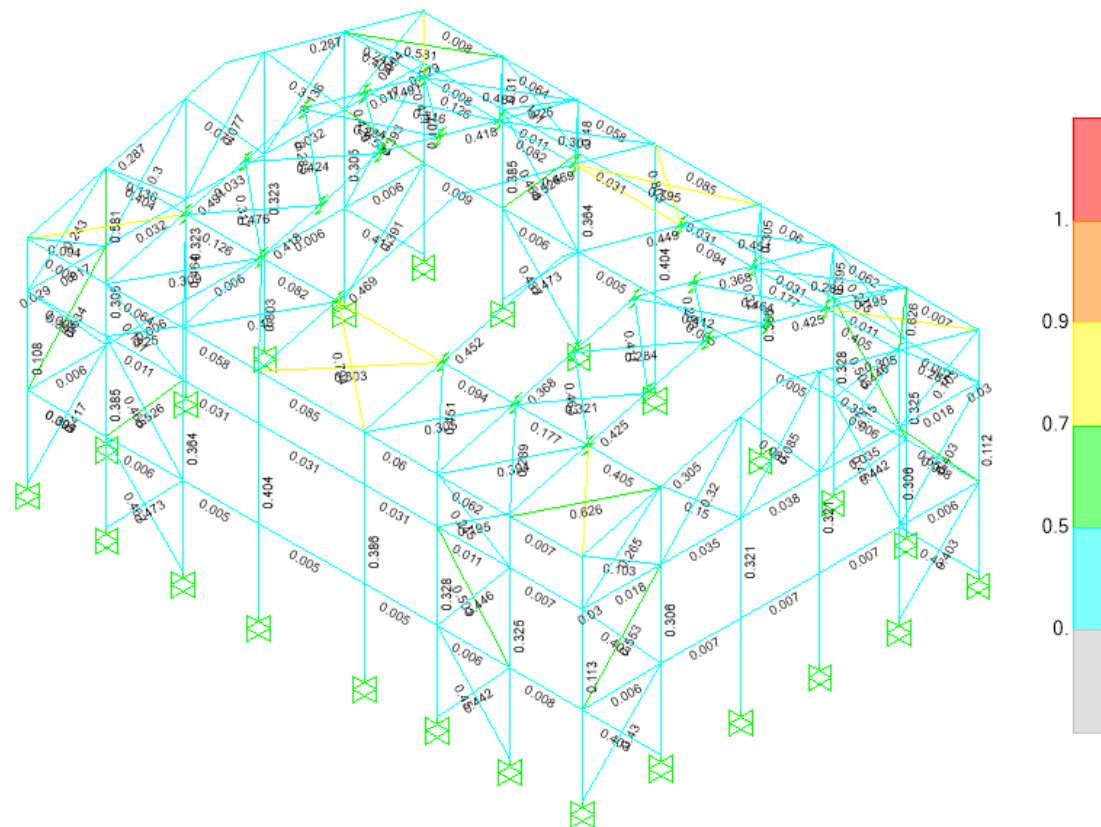


Figura 5-12. Índices demanda-capacidad.

En la Tabla 5-5 se muestra un resumen de los índices demanda – capacidad de los elementos.

Tabla 5-5. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arriostre WT4x9 eje 1 y eje 6	0.526	D+0.7Ey
Arriostre WT4x9 eje A	0.553	D+0.7Ex
Columna entre eje B y eje 1	0.325	D+S
Columna entre eje C y eje 1	0.328	D+S
Columna entre eje D y eje 1	0.386	D+S
Columna entre eje E y eje 1	0.404	D+S
Columna entre eje F y eje 1	0.364	D+S
Columna entre eje G y eje 1	0.385	D+S
Columna entre eje H y eje 1	0.108	D-0.6Wx
Columna entre eje A y eje 1	0.113	D-0.6Wx
Columna entre eje A y eje 2	0.306	D+0.6Wx
Columna entre eje A y eje 3	0.321	D+0.6Wx
Viga eje E	0.469	D+S
Viga eje A	0.305	D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.803	D+0.75(0.7Ex)+0.75S

5.4.5.2 Modelo 2 – Espectro propuesto

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximos debido a las acciones sísmicas se muestran en la Figura 5-13 y Figura 5-14.

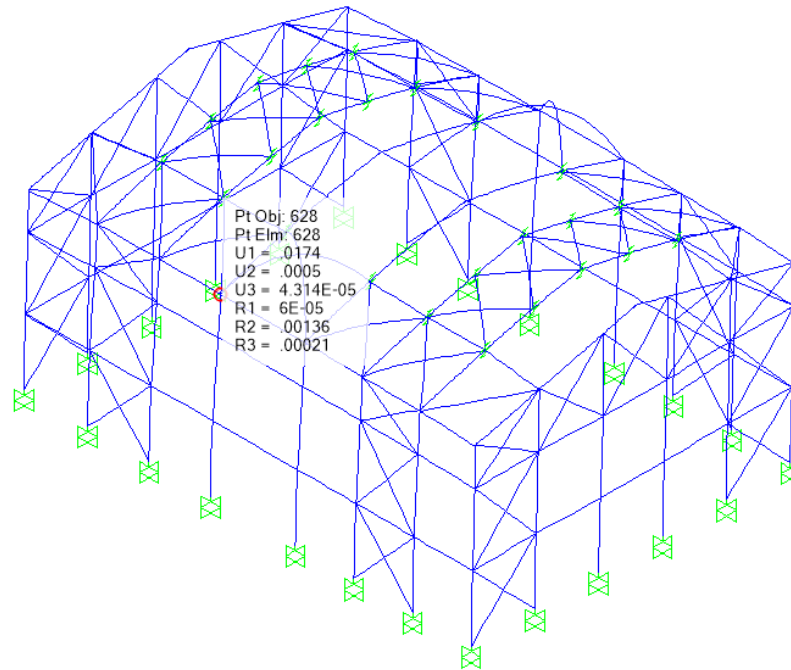


Figura 5-13. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m).

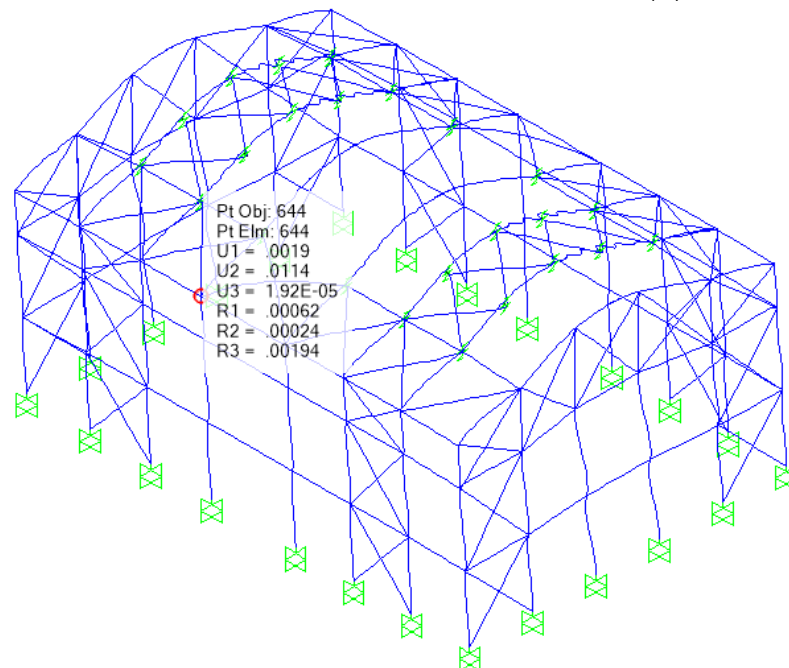


Figura 5-14. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m).

Según la norma E.030 las deformaciones laterales se obtienen de la forma siguiente:

Dirección X: $U_x=0.75 \times 4 \times 17.4 \text{ mm}=52.2 \text{ mm}$

Dirección Y: $U_y=0.75 \times 4 \times 11.4 \text{ mm}=34.2 \text{ mm}$

La máxima deformación según la norma para estructuras industriales es $d_{\text{máx}}=0.010 \times 16000 \text{ mm}=160 \text{ mm}$. Por lo tanto, las deformaciones sísmicas son menores que la deformación permisible.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-6 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-6. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	416.60	572.79	458.23	1.100	1.100
Direcc. Y	461.08	572.79	458.23	0.994	1.000

En la Figura 5-15 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos, los que indican la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

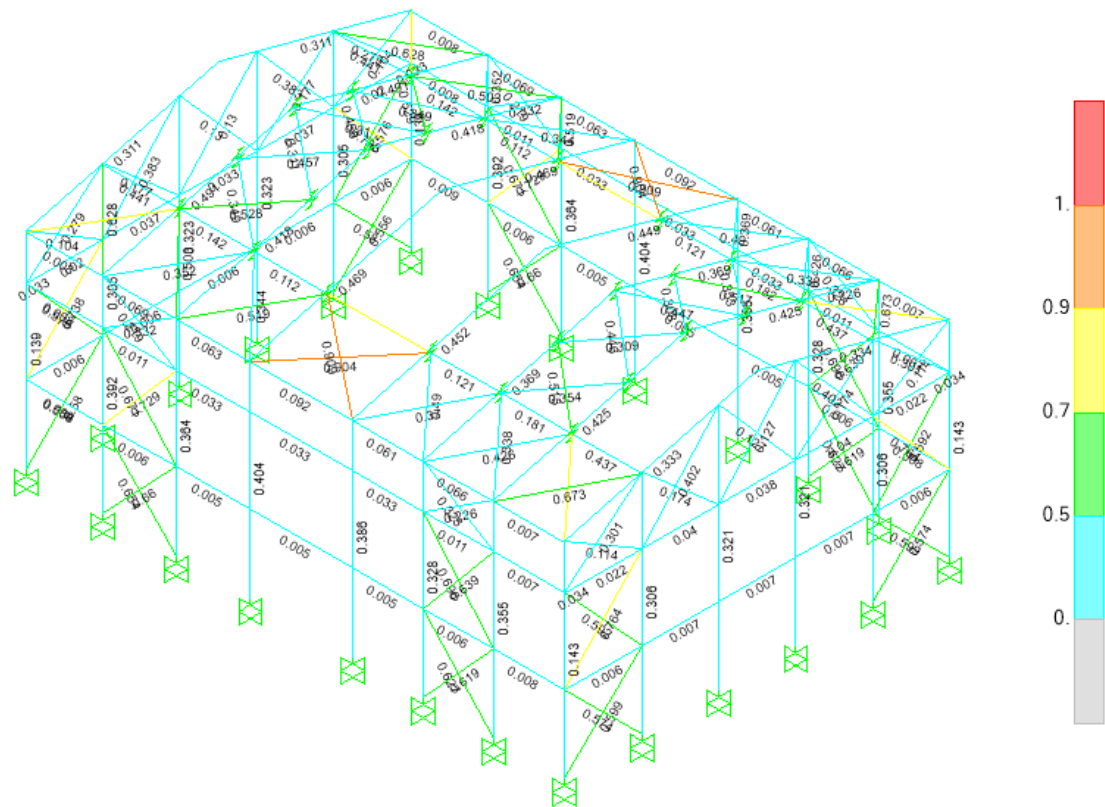


Figura 5-15. Índices demanda-capacidad.

En la Tabla 5-7 se muestra un resumen de los elementos más exigidos.

Tabla 5-7. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arriostre WT4x9 eje 1 y eje 6	0.729	D+0.7Ey
Arriostre WT4x9 eje A	0.764	D+0.7Ex
Columna entre eje B y eje 1	0.355	D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje C y eje 1	0.328	D+S
Columna entre eje D y eje 1	0.386	D+S
Columna entre eje E y eje 1	0.404	D+S
Columna entre eje F y eje 1	0.364	D+S
Columna entre eje G y eje 1	0.392	D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje H y eje 1	0.139	D+0.7Ex
Columna entre eje A y eje 1	0.143	D+0.7Ex
Columna entre eje A y eje 2	0.306	D+0.6Wx
Columna entre eje A y eje 3	0.321	D+0.6Wx
Viga Eje E	0.469	D+S
Viga Eje A	0.333	D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.909	D+0.75(0.7Ex)+0.75S

5.4.6 Peso de los elementos estructurales

En estructuras de acero es fundamental para evaluar alternativas de diseño comparar el índice del peso de los elementos estructurales entre el área construida. En tal sentido en la Tabla 5-8 se muestran los pesos de los elementos estructurales y el índice mencionado.

Tabla 5-8. Peso de los elementos estructurales.

Elemento	Nºde piezas	Longitud (m)	Peso (t)
W8X24	66	372.00	13.34
WT6X13	52	393.29	7.61
WT4X9	60	488.96	6.51
W16X50	4	62.10	4.62
C 8x3x1/8"	154	924.00	9.05
W24X94	16	256.00	35.91
W24X55	12	186.29	15.38
W18X55	8	147.20	12.08
Total (t)			104.49

El área construida de la nave industrial es de $30 \times 42 = 1260 \text{ m}^2$, por lo tanto se tiene un índice de 82.93 kg/m^2 . Cabe mencionar que la masa sísmica (carga muerta más un porcentaje de la carga viva) utilizada en el análisis de la estructura fue de 140.96 t .

5.5 NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

A la nave industrial analizada en la sección anterior, se le adicionará un puente grúa para ver las variaciones que se generan en los elementos de la estructura por este adiconamiento de peso.

5.5.1 Perfiles utilizados

Los perfiles laminados empleados son:

- Columnas Eje A y Eje H entre Ejes 2 y 5: W18x65.
- Columnas Eje 1 y Eje 6: W24x104.
- Viga pórtico rígido eje A y eje H: W16x50.
- Viga pórtico rígido Ejes B-G: W24x68.

- Vigas soporte lateral de columnas: W8x24.
- Arriostres verticales: WT6x13.
- Arriostres horizontales: WT6x13.
- Perfil estabilizador de viga carrilera: WT4x9
- Viga carrilera: W27x146

Perfiles formados en frío:

- Viguetas de techo y largueros laterales: C8x3x1/8"

Perfiles formado por planchas soldadas:

- Ménsula: Soldada a las columnas de los ejes 1 y 6, sobre la cual se apoya la viga carrilera y tiene las siguientes dimensiones:

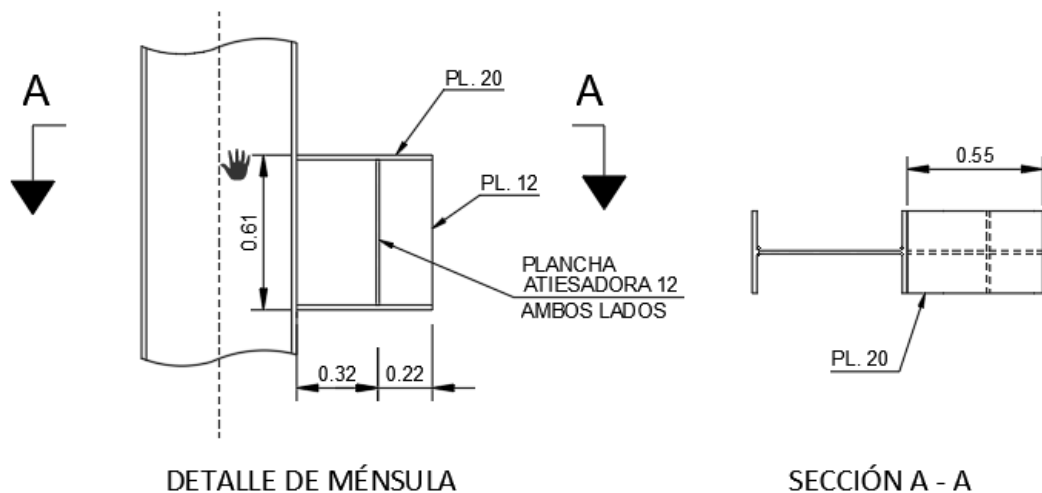


Figura 5-16. Detalle de ménsula de soporte de viga carrilera.

5.5.2 Cargas de diseño

5.5.2.1 Carga viva de grúa (L)

El peso de los elementos que constituye el puente grúa se muestran a continuación:

- Capacidad de levante : 30 t.
- Viga del puente grúa : 20 t.

- Carro de traslación : 10 t.

La norma E.090 de estructuras metálicas indica que en las cargas vivas que producen impacto, deberá considerarse un incremento en la carga viva nominal debido a este efecto.

El ASCE 7 y la norma E020 indican que la carga vertical será la máxima carga sobre la rueda incrementada en un porcentaje de 25% (para puentes grúas con cabina de operador) para tomar en cuenta el impacto; por lo tanto:

$$F_z = (30 \text{ t} + 20 \text{ t}/2 + 10 \text{ t}) \times 1.25 = 62.5 \text{ t} = 613.13 \text{ kN}$$

Como se dispone dos ruedas separadas una distancia de 3 m apoyada sobre la viga carrilera, la carga vertical aplicada en esta será de 306.46 kN.

La carga transversal en la viga carrilera se produce debido a varios factores como la desalineación de la viga carrilera, aceleración y frenado del carro de traslación entre otros. El ASCE7 y la norma E.020 indican que esta debe ser calculada como el 20% de la suma de la capacidad de levante de la grúa y el peso del carro de traslación; por lo tanto:

$$F_x = (30 \text{ t} + 10 \text{ t}) \times 0.20 = 8 \text{ t} = 78.48 \text{ kN (carga transversal)}$$

Repartiendo esta carga transversal entre las ruedas tenemos una carga transversal de 19.62 kN aplicada sobre la viga carrilera.

Para el caso de la carga longitudinal debido a la traslación de la grúa, las normas mencionadas anteriormente establecen que debe ser calculada como el 10% de la reacción máxima total sin incluir el impacto, por lo tanto:

$$F_y = (30 \text{ t} + 20 \text{ t}/2 + 10 \text{ t}) \times 0.10 = 5 \text{ t} = 49.05 \text{ kN (carga longitudinal)}$$

La carga longitudinal sobre cada rueda será de 24.53 kN.

Siguiendo las recomendaciones de la guía de diseño 07 del AISC, Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods, la masa sísmica a considerar del puente grúa será de la viga del puente grúa y el carro de traslación, por lo tanto se adicionará al peso de la estructura 30 t adicionales.

Para obtener la máxima respuesta sobre los elementos de la nave industrial que se produce por el desplazamiento de la grúa sobre su carril, se introducirá al modelo una carga móvil definida por dos cargas verticales aplicadas en la ubicación de las ruedas del puente grúa (Figura 5-17).

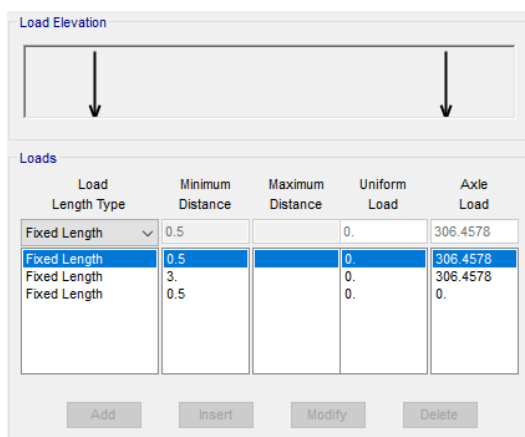


Figura 5-17. Carga móvil aplicada en las ruedas del puente grúa.

Para el análisis sísmico se tiene que considerar la ubicación de las cargas verticales y transversales en el vano más desfavorable, para ello se realiza un análisis por líneas de influencia de la cual se obtiene que para que se produzcan los mayores efectos, las cargas deben estar ubicadas en el vano de mayor luz, de 8.00 m y de mayor flexibilidad al no estar próximo a los pórticos extremos (Figura 5-18).

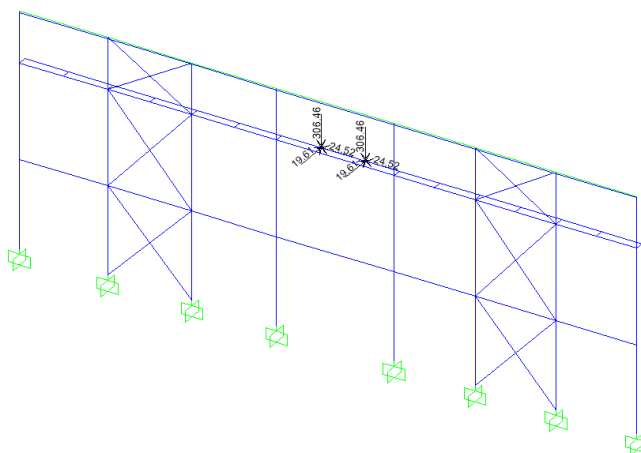


Figura 5-18. Cargas concentradas en el vano más desfavorable (kN).

5.5.3 Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente

5.5.3.1 Modelo 1 – Espectro de la norma E.030

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximo debido a las acciones sísmicas se muestran en la Figura 5-19 y Figura 5-20.

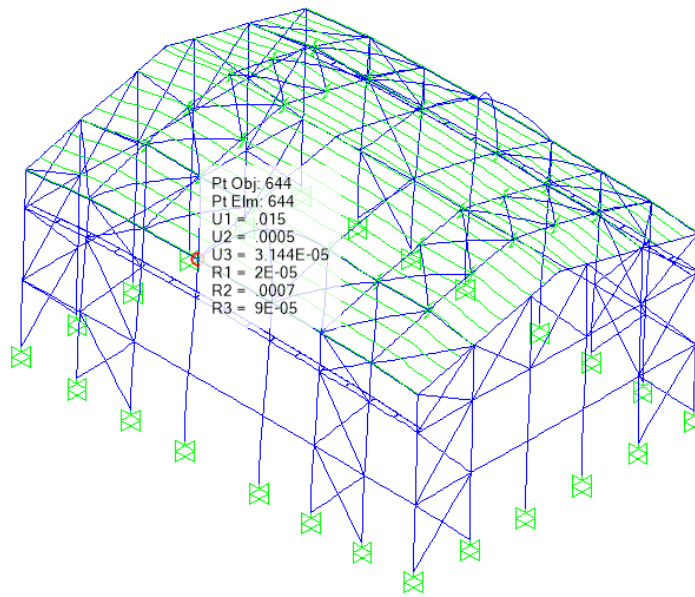


Figura 5-19. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m).

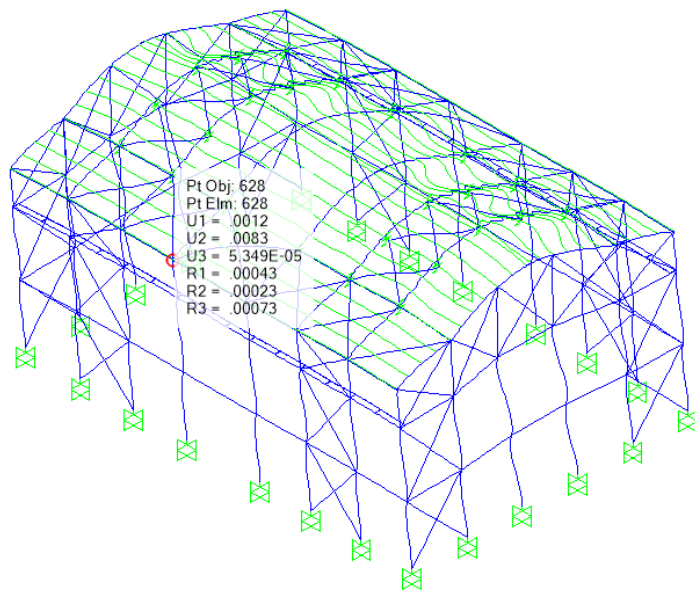


Figura 5-20. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m).

Según la norma E.030 las deformaciones laterales se obtienen de la forma siguiente:

Dirección X: $U_x=0.75 \times 4 \times 15 \text{ mm}=45.0 \text{ mm}$

Dirección Y: $U_y=0.75 \times 4 \times 8.27 \text{ mm}=24.81 \text{ mm}$

La máxima deformación según la norma para estructuras industriales es $d_{\text{máx}}=0.010 \times 16000 \text{ mm}=160 \text{ mm}$. Por lo tanto, las deformaciones sísmicas son menores que la deformación permisible.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-9 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-9. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	436.79	562.13	449.70	1.030	1.030
Direcc. Y	478.25	562.13	449.70	0.940	1.000

En la Figura 5-21 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos, los que indican la relación de fuerzas actuantes entre resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

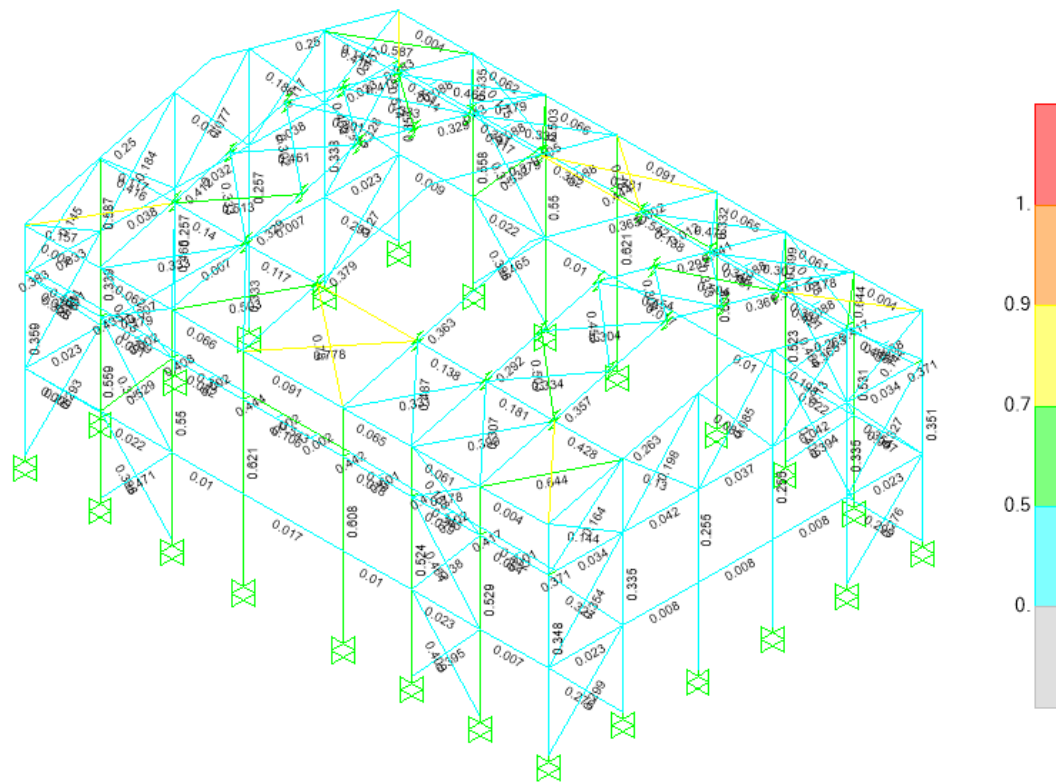


Figura 5-21. Índices demanda-capacidad.

En la Tabla 5-10 se muestra un resumen de los elementos más exigidos.

Tabla 5-10. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arriostre WT6x13 eje 1 y eje 6	0.529	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre WT6x13 eje A	0.354	D+0.7Ex
Columna entre eje B y eje 1	0.529	D+L
Columna entre eje C y eje 1	0.524	D+L
Columna entre eje D y eje 1	0.608	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje E y eje 1	0.621	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje F y eje 1	0.550	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje G y eje 1	0.559	D+L
Columna entre eje H y eje 1	0.359	D+L
Columna entre eje A y eje 1	0.348	D+L
Columna entre eje A y eje 2	0.335	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S
Columna entre eje A y eje 3	0.255	D+0.6Wx
Viga eje E	0.379	D+S
Viga eje A	0.263	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.780	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S

5.5.3.2 Modelo 2 – Espectro propuesto

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximos debido a las acciones sísmicas se muestran en la Figura 5-13 y Figura 5-14.

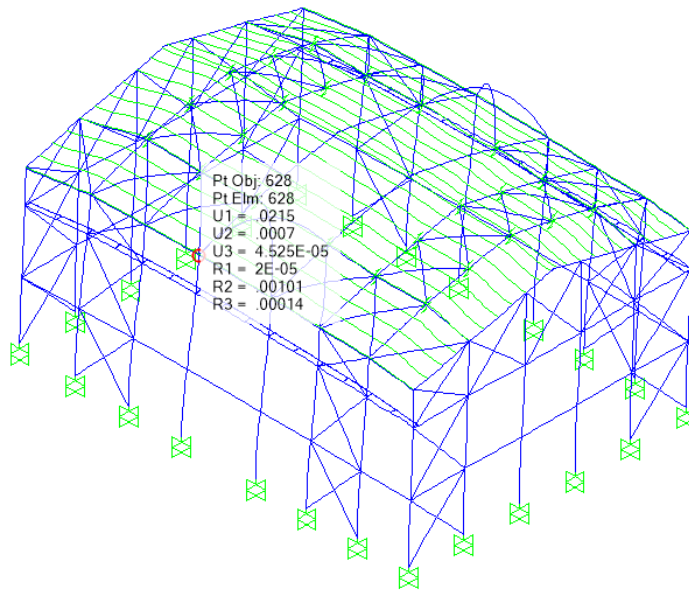


Figura 5-22. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección X (m).

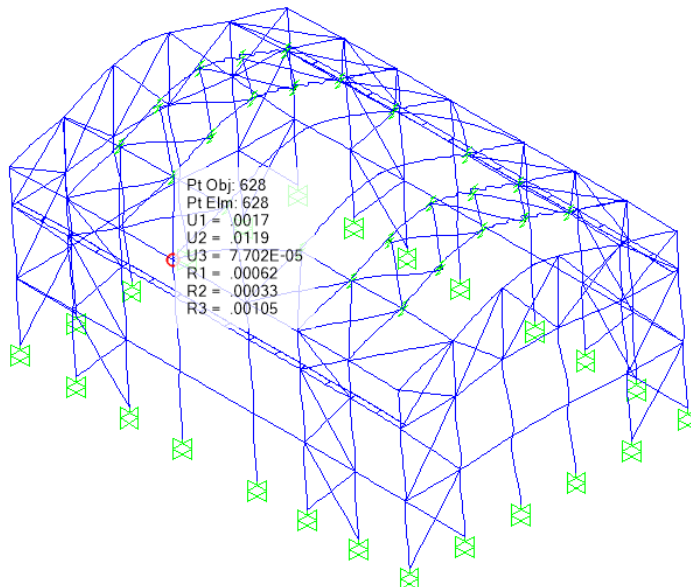


Figura 5-23. Deformación lateral máxima debido al sismo en dirección Y (m).

Según la norma E.030 las deformaciones laterales se obtienen de la forma siguiente:

Dirección X: $U_x=0.75 \times 4 \times 21.6 \text{ mm}=64.8 \text{ mm}$

Dirección Y: $U_y=0.75 \times 4 \times 11.9 \text{ mm}=35.7 \text{ mm}$

La máxima deformación según la norma para estructuras industriales es $d_{\max}=0.010 \times 16000 \text{ mm}=160 \text{ mm}$. Por lo tanto, las deformaciones sísmicas son menores que la deformación permisible.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-11 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-11. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	628.69	815.08	652.06	1.037	1.037
Direcc. Y	688.68	815.08	652.06	0.947	1.000

En la Figura 5-24 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos, los que indican la relación de fuerzas actuantes entre resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

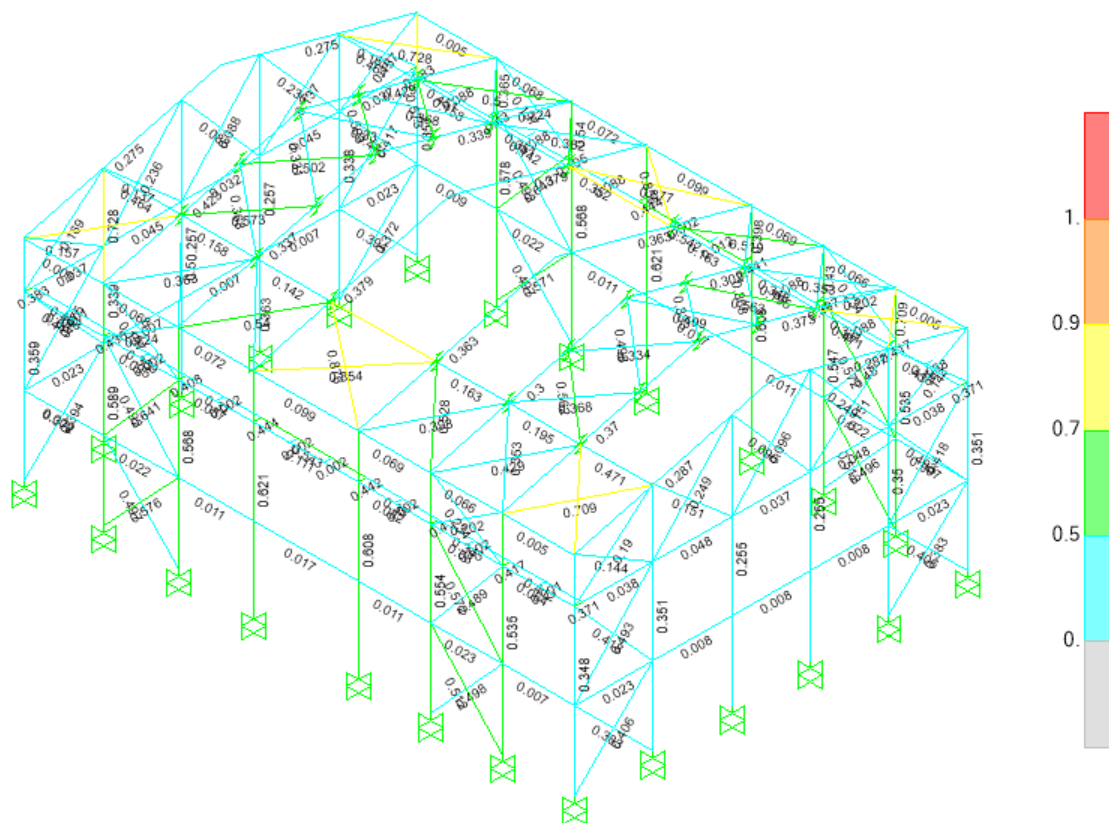


Figura 5-24. Índices demanda-capacidad.

En la Tabla 5-12 se muestra un resumen de los elementos más exigidos.

Tabla 5-12. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arriostre WT6x13 eje 1 y eje 6	0.641	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre WT6x13 eje A	0.493	D+0.7Ex
Columna entre eje B y eje 1	0.535	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje C y eje 1	0.554	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje D y eje 1	0.608	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje E y eje 1	0.621	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje F y eje 1	0.568	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje G y eje 1	0.589	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje H y eje 1	0.359	D+L
Columna entre eje A y eje 1	0.348	D+L
Columna entre eje A y eje 2	0.351	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S
Columna entre eje A y eje 3	0.255	D+0.6Wx
Viga eje E	0.379	D+S
Viga eje A	0.287	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.876	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S

5.5.4 Peso de los elementos estructurales

En estructuras de acero es fundamental para evaluar alternativas de diseño comparar el índice del peso de los elementos estructurales entre el área construida. En tal sentido en la Tabla 5-13 se muestran los pesos de los elementos estructurales y el índice mencionado.

Tabla 5-13. Peso de los elementos estructurales.

Elemento	Nºde piezas	Longitud (m)	Peso (t)
W24X68	12	186.29	18.96
W24X104	32	265.60	41.16
W8X24	62	369.60	13.25
W18X65	8	147.20	14.24
WT6X13	112	882.24	17.07
WT4X9	16	9.60	0.13
W27X146	14	84.00	18.33
W16X50	4	62.10	4.62
C 8x3x1/8"	154	924.00	9.05
Total (t)			136.80

El área construida de la nave industrial es de $30 \times 42 = 1260 \text{ m}^2$, por lo tanto se tiene un índice de 108.57 kg/m^2 . Cabe mencionar que la masa sísmica (carga muerta más un porcentaje de la carga viva) utilizada en el análisis de la estructura fue de 200.76 t.

5.6 SILO DE ACERO DE CENIZA VOLANTE

El silo de ceniza volante, tiene una geometría principalmente cilíndrica con un cono superior, y un cono inferior utilizado para descarga. La sujeción del silo a la estructura metálica se realiza en la parte cilíndrica mediante un anillo de sujeción conformado por planchas de acero estructural.

5.6.1 Descripción Geométrica

La estructura metálica de soporte del silo tiene una planta cuadrada de 16.20 m de lado. El punto más alto tiene una elevación medido desde la base de 19.70 m. El silo tiene un diámetro de la parte cilíndrica de 16.20 m y un altura de 31.15 m.

En las Figuras 5-25 a la 5-32 se muestran las dimensiones del silo de ceniza volante y la estructura metálica de soporte.

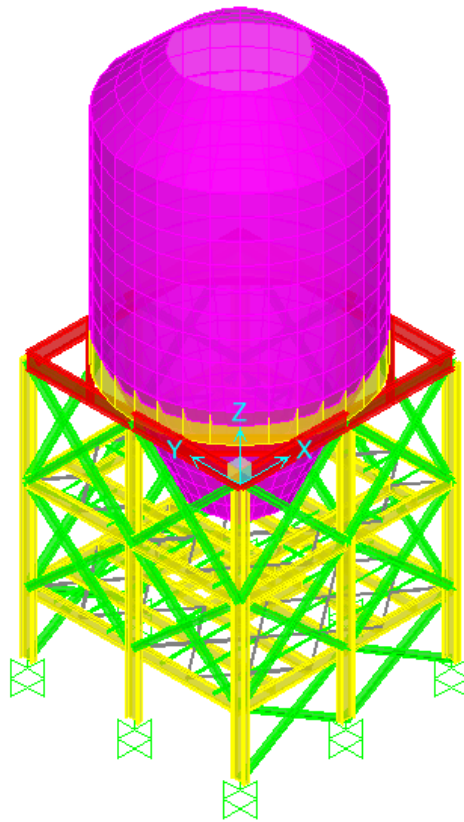


Figura 5-25. Modelo analítico del silo.

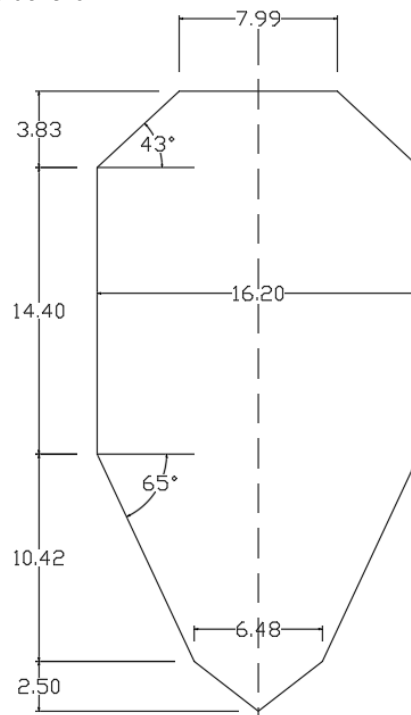


Figura 5-26. Dimensiones del silo de acero (m).

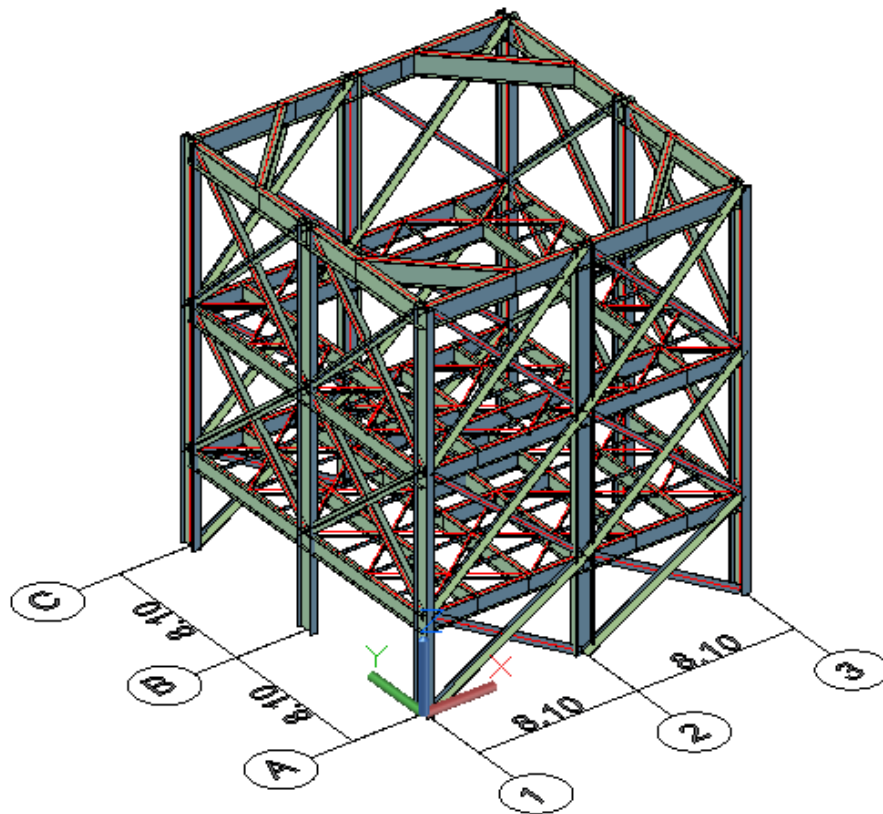


Figura 5-27. Dimensiones de la planta de la estructura de soporte del silo (m).

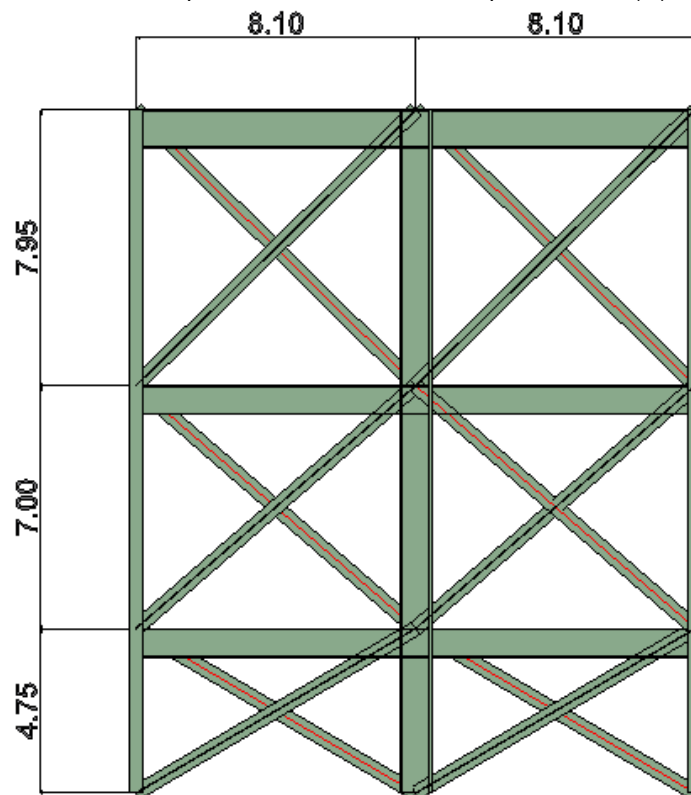


Figura 5-28. Elevación - Eje A y Eje C de la estructura de soporte del silo.

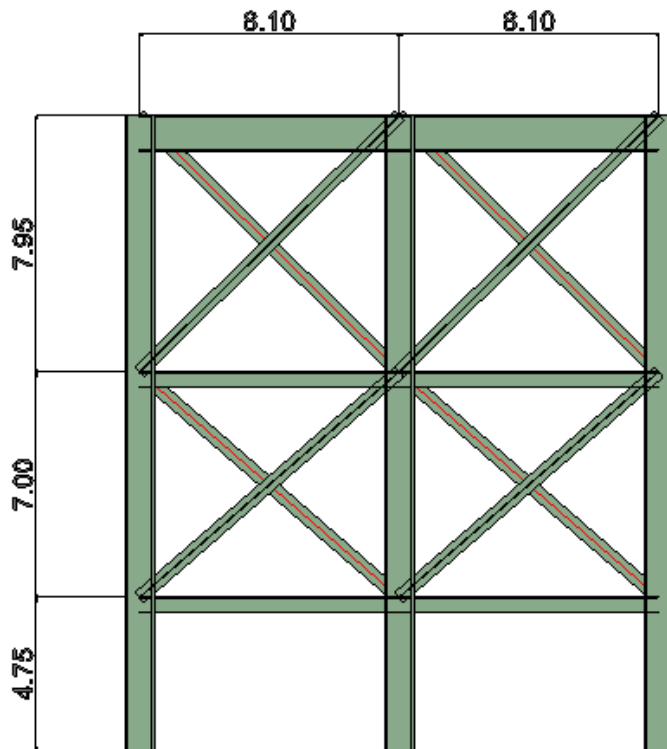


Figura 5-29. Elevación - Eje 1 y Eje 3 de la estructura de soporte del silo.

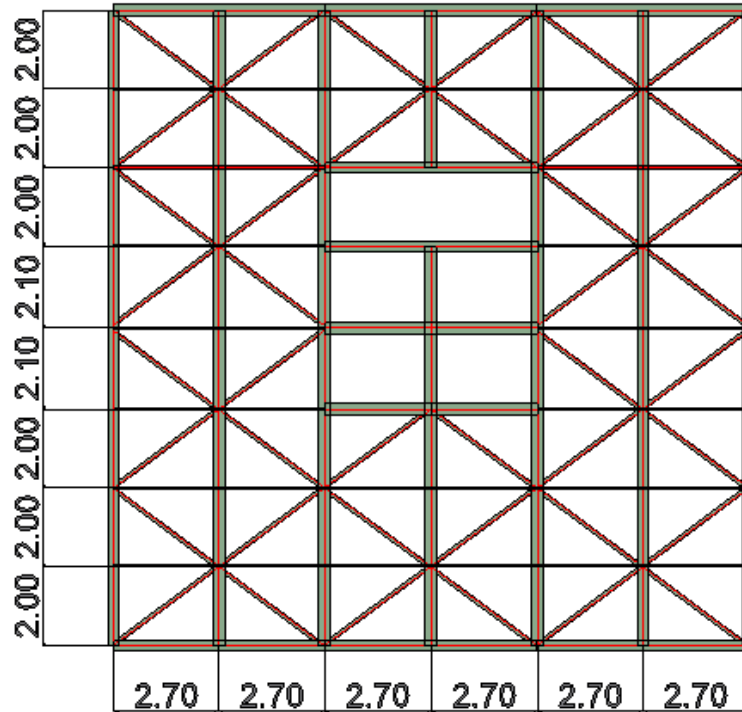


Figura 5-30. Dimensiones del primer nivel de la estructura de soporte del silo.

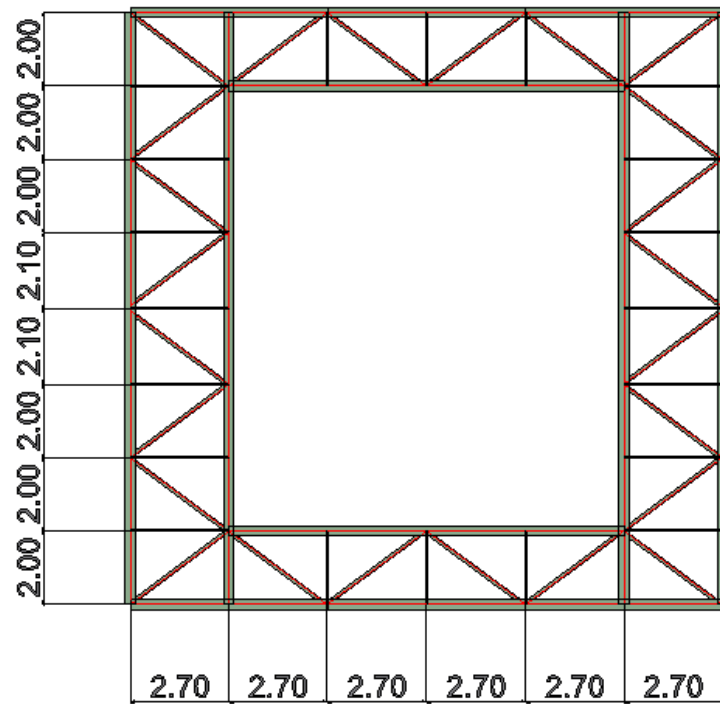


Figura 5-31. Dimensiones del segundo nivel de la estructura de soporte del silo.

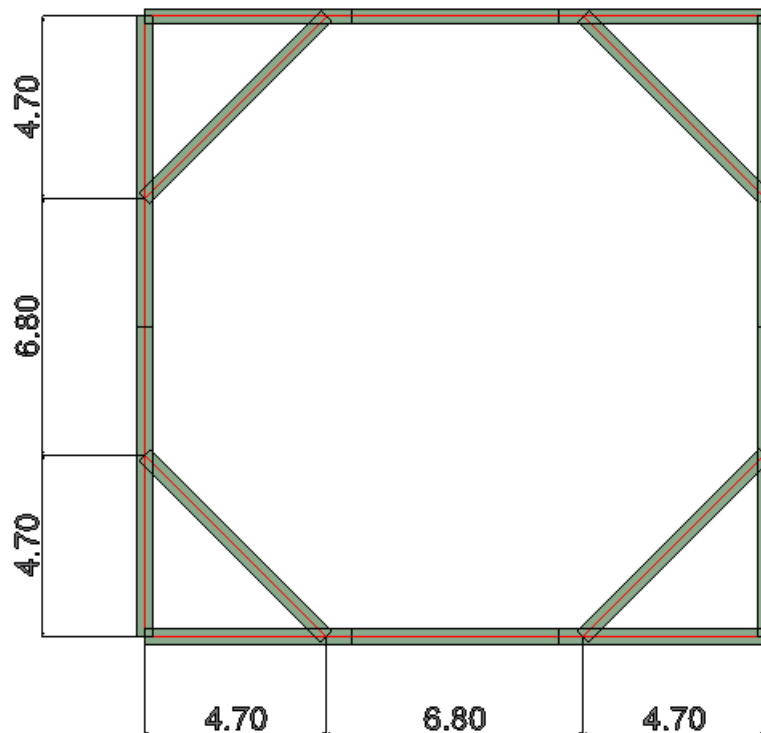


Figura 5-32. Dimensiones del tercer nivel de la estructura de soporte del silo.

5.6.2 Descripción del sistema estructural y perfiles empleados

El sistema resistente a fuerzas laterales en ambas direcciones está conformado por pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) donde los elementos que dan rigidez lateral a la estructura son los arriostres.

Los perfiles laminados empleados en la estructura metálica son:

- Columnas: W33x387.
- Vigas del 3er nivel: W44x230.
- Vigas del 1er y 2do nivel: W33x118.
- Arriostres verticales: WT18x115.
- Arriostres horizontales: L4x4x1/2, C6x8.2.

Espesores de las planchas de acero A36 del silo:

- Cono superior: 14 mm.
- Cilindro: 20 mm.
- Cono inferior: 16 mm.
- Anillo de sujeción: 20 mm.

5.6.3 Cargas de diseño

5.6.3.1 Carga muerta (D)

El peso propio de la estructura se calculará según sus dimensiones y la densidad del material que lo constituye:

- Elementos de acero: 78.5 kN/m³.

Adicional a esto se ha considerado el peso de la parrilla de piso:

- Peso de la parrilla de piso: 0.50 kN/m².

5.6.3.2 Carga viva (L)

Sobrecarga de mantenimiento y operación

La sobrecarga de mantenimiento y operación considerada se ha tomado conforme a los valores recomendados por el documento ASCE7-10 y por la norma DIN 1055 parte 3 para edificios industriales:

- Sobrecarga de mantenimiento y operación: 5 kN/m².

Fuerzas del Relleno

Las fuerzas del relleno incluyen la acción sobre la estructura de las presiones verticales, y horizontales, que se traducen en fuerzas friccionales y fuerzas normales. Para el diseño de la estructura, las fuerzas del relleno se han determinado mediante el método de Janssen, como indica el ACI 313.

Los parámetros para evaluar estas fuerzas son:

- La geometría del silo.
- Características del material almacenado (densidad y ángulo de fricción interna).
- Coeficiente de fricción material-pared.

De las formulaciones de Janssen se tienen las siguientes expresiones para el cálculo de las presiones:

$$q(z) = \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot k} \left(1 - e^{-\frac{\mu' \cdot k \cdot z}{R}} \right) \quad (5-4)$$

$$p(z) = q(z) \cdot k \quad (5-5)$$

Donde:

$q(z)$: Presiones verticales.

$p(z)$: Presiones normales sobre la pared vertical.

γ : Peso unitario del material de relleno.

R : Dimensión característica del silo.

μ' : Coeficiente de fricción de material – silo.

k : Coeficiente de empuje activo de Rankine.

z : Profundidad efectiva.

Las presiones sobre las paredes inclinadas del cono inferior del silo se calcularon con la siguiente expresión:

$$q_n(z) = p(z) \cdot \text{sen}(\alpha)^2 + q(z) \cdot \text{cos}(\alpha)^2 \quad (5-6)$$

Donde:

q_n : Presiones normales a la superficie inclinada.

α : Ángulo de inclinación del manto en el cono inferior.

Las fuerzas friccionales sobre la pared vertical e inclinada del silo se calcularon con la Ecuación (5-7) y Ecuación (5-8) respectivamente.

$$v(z) = \mu' \cdot p(z) \quad (5-7)$$

$$v(z) = \mu' \cdot q_n(z) \quad (5-8)$$

Donde:

$p(z)$: Presiones normales sobre la pared vertical.

$v(z)$: Fuerza friccional en las paredes del silo.

En la Tabla 5-14 y Tabla 5-15 se muestran los datos de entradas y las presiones sobre las paredes del silo calculadas con las expresiones anteriores, respectivamente.

Tabla 5-14. Datos de entrada.

$\gamma_{\text{ceniza}} =$	0.7	t/m ³	Peso unitario del material de relleno
D=	16.13	m	Diámetro del silo
$\phi =$	40	°	Ángulo de fricción interna del material
$k = (1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$	0.217		Coeficiente Rankine de presiones
$\mu' =$	0.45		Coeficiente de fricción de roce material - silo
R=D/4	4.033	m	Radio hidráulico
h1=	14.4	m	Profundidad hasta parte cilíndrica
h2=	27.32	m	Profundidad del fondo del silo
$\alpha =$	65	°	Ángulo inclinación del manto en el cono inferior

Tabla 5-15. Presiones sobre las paredes del silo.

Profundidad z (m)	q(z) (kN/m ²)	p(z) (kN/m ²)	q _n (z) (kN/m ²)	v(z)= (kN/m ²)
1.6	10.99	2.38	-	1.07
3.2	21.55	4.68	-	2.10
4.8	31.72	6.88	-	3.10
6.4	41.50	9.01	-	4.05
8	50.91	11.05	-	4.97
9.6	59.96	13.01	-	5.86
11.2	68.67	14.90	-	6.71
12.8	77.04	16.72	-	7.52
14.4	85.10	18.47	-	8.31
15.70	91.43	19.84	32.63	14.68
17.01	97.57	21.17	34.82	15.67
18.31	103.51	22.46	36.94	16.62
19.61	109.28	23.71	39.00	17.55
20.91	114.86	24.92	40.99	18.44
22.22	120.27	26.10	42.92	19.31
23.52	125.51	27.24	44.79	20.15
24.82	130.59	28.34	46.60	20.97
25.65	133.75	29.02	47.73	21.48
26.49	136.86	29.70	48.84	21.98
27.32	139.90	30.36	49.92	22.47

5.6.3.3 Carga sísmica (E)

Para efectos de modelación sísmica, se asignó un peso distribuido sobre el manto del silo, correspondiente al 100% del peso del material almacenado (según E.030). La forma en que se asignó el peso de las cenizas al manto de la estructura fue la siguiente:

- Determinación del peso total de ceniza de acuerdo a capacidad y densidad.
- Determinación del área total del manto en contacto con la ceniza.
- Asignación de pesos distribuidos en área, a la superficie considerada.

Los resultados de este proceso se muestran en la Tabla 5-16.

Tabla 5-16. Peso de la ceniza volante.

Estructura	Superficie en Contacto (m ²)	Capacidad (m ³)	Densidad (t/m ³)	Peso (t)	Peso/área (t/m ²)
Acero-Ceniza	1183.47	4110	0.70	2877	2.43

El espectro de aceleraciones de la norma E.030 y el espectro propuesto son los ya definidos en la sección 5.4.3.5.

5.6.4 Modelo Analítico

Se ha elaborado un modelo tridimensional que representa el comportamiento global y dinámico de la estructura en el programa de computo SAP2000 (Figura 5-33).

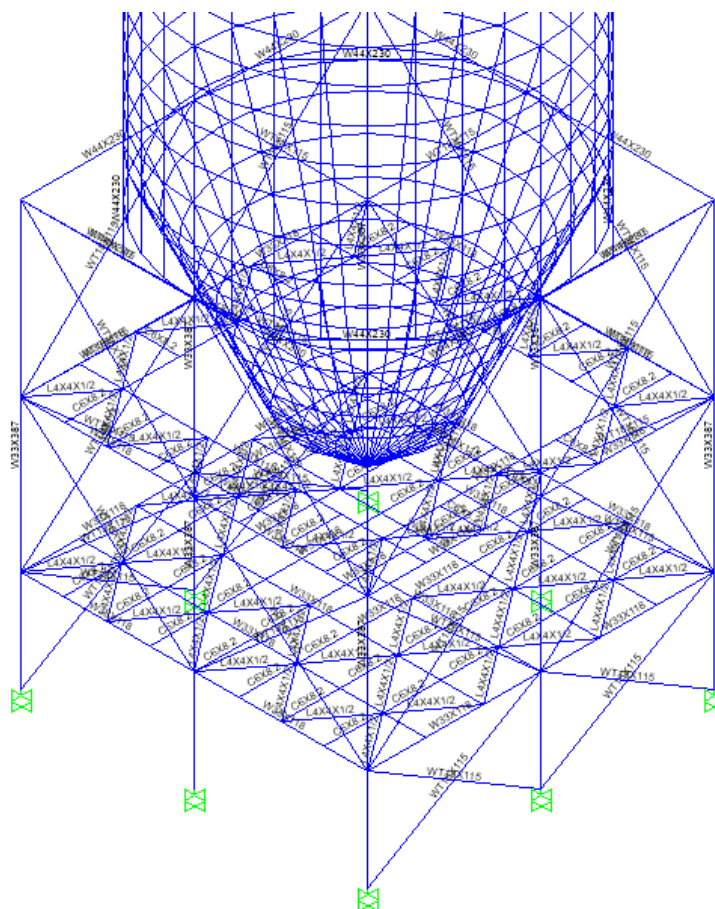


Figura 5-33. Modelo analítico del silo de ceniza volante.

5.6.5 Verificación de deformaciones permisibles y capacidad resistente

5.6.5.1 Modelo 1 – Espectro de la norma E.030

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximos debido a las acciones sísmicas reducidas en el primer nivel de la estructura de soporte del silo se muestran en la Figura 5-34 y la Figura 5-35.

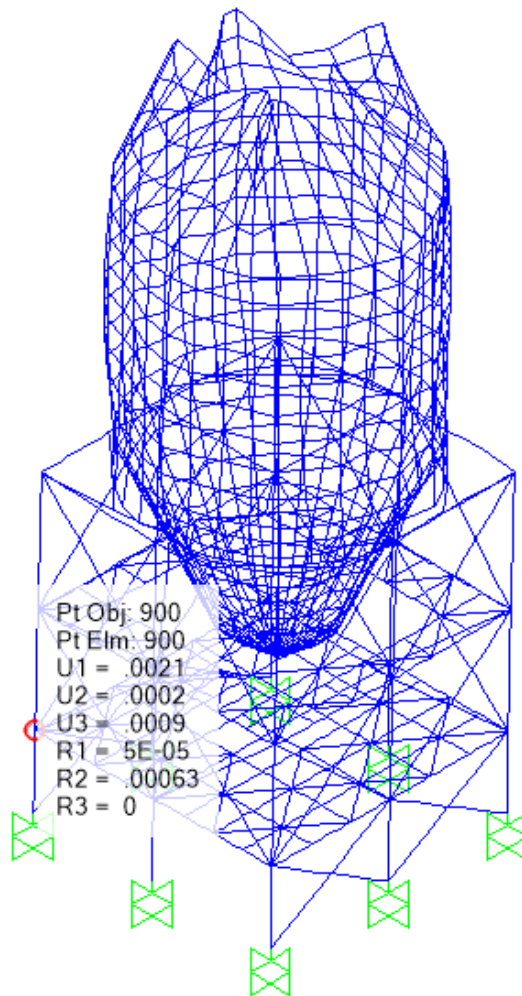


Figura 5-34. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección X (m).

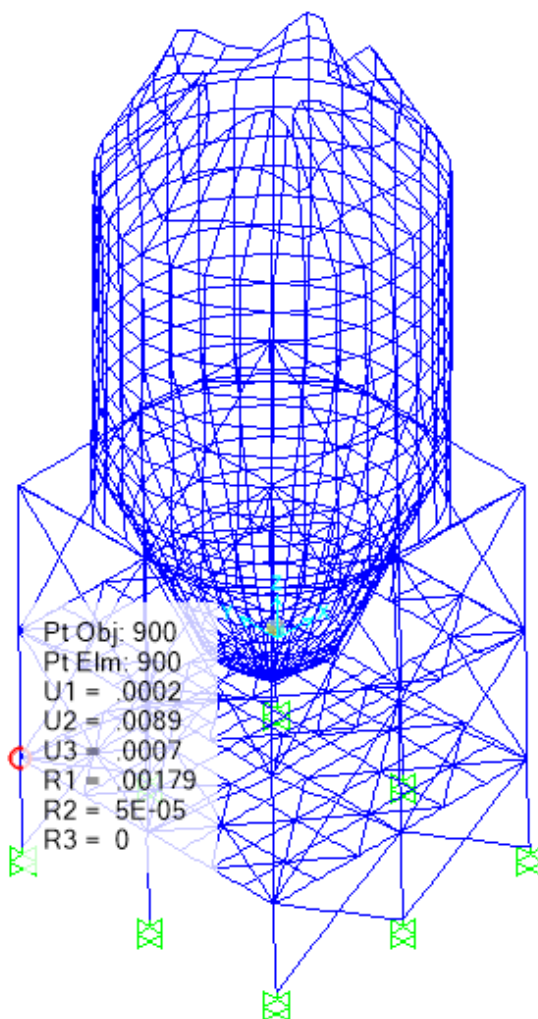


Figura 5-35. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección Y (m).

En la Tabla 5-17 y la Tabla 5-18 se muestran los desplazamientos laterales y permisibles respectivamente. Los desplazamientos laterales se calcularon multiplicando al desplazamiento relativo de piso por el valor de 0.75R y el desplazamiento permisible se determinó multiplicando a la altura de entrepiso por el límite de la distorsión 0.010 indicado por norma E.030.

Tabla 5-17. Desplazamiento lateral y permisible en dirección X.

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento Absoluto en X (mm)	Desplazamiento Relativo en X (mm)	Desplazamiento lateral en X(mm)	Desplazamiento lateral permisible en X(mm)
1er	4.75	2.14	2.14	6.42	47.5
2do	7.00	6.04	3.90	11.70	70.0
3er	7.95	10.77	4.73	14.19	79.5

Tabla 5-18. Desplazamiento lateral y permisible en dirección Y.

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento Absoluto en Y (mm)	Desplazamiento Relativo en Y (mm)	Desplazamiento lateral en Y (mm)	Desplazamiento lateral permisible en Y (mm)
1er	4.75	8.92	8.92	26.76	47.5
2do	7.00	13.28	4.36	13.08	70.0
3er	7.95	17.32	4.04	12.12	79.5

De las tablas anteriores se puede observar que ninguno de los desplazamientos laterales exceden los desplazamientos permisibles en ambas direcciones.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-19 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-19. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	4143.10	5915.66	4732.53	1.142	1.142
Direcc. Y	3823.51	5915.66	4732.53	1.238	1.238

En la Figura 5-36 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos de la estructura de soporte de los silos, los que indican la relación de fuerzas actuantes entre resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

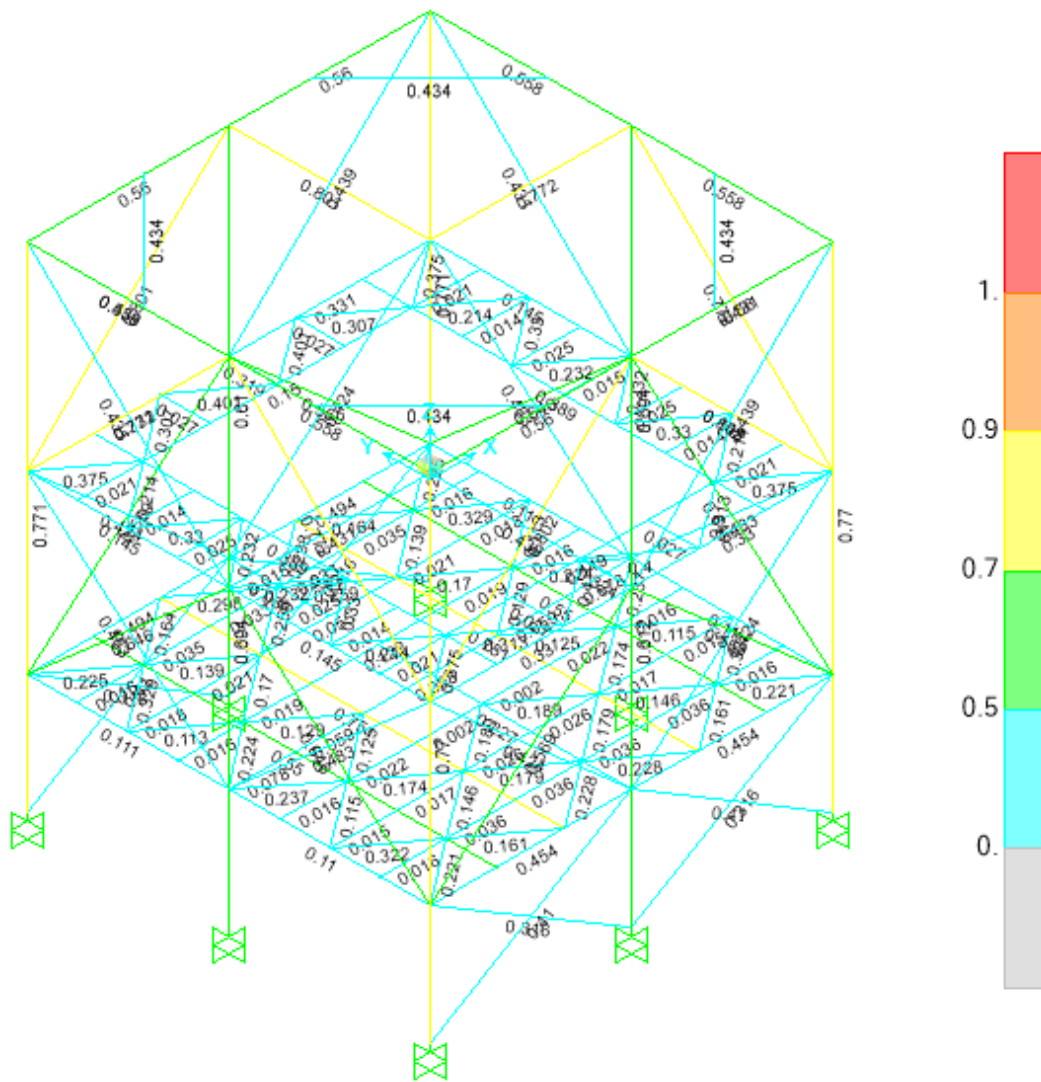


Figura 5-36. Índices demanda-capacidad.

En la Figura 5-36 se observa que los índices son menores a la unidad. Por lo tanto, la capacidad de los elementos estructurales es mayor a la demanda a la cual se halla sometida.

En la Tabla 5-20 se muestra un resumen del índice demanda – capacidad de los elementos estructurales.

Tabla 5-20. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arrioste vertical WT18x115 eje A y eje C	0.802	D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Arrioste vertical WT18x115 eje 1 y eje 3	0.772	D+0.75L+0.75(0.7Ey)

Columna entre eje A y eje 1	0.770	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna entre eje B y eje 1	0.694	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga W33x118 interior del primer nivel	0.751	D+L
Viga W33x118 perimetral del primer nivel	0.494	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del primer nivel	0.329	D+L
Viga W33x118 interior del segundo nivel	0.389	D+L
Viga W33x118 perimetral del segundo nivel	0.331	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del segundo nivel	0.375	D+L
Viga W44x230 interior del tercer nivel	0.434	D+L
Viga W44x230 perimetral del tercer nivel	0.558	D+L

5.6.5.2 Modelo 2 – Espectro propuesto

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos laterales máximos debido a las acciones sísmicas reducidas en el primer nivel de la estructura de soporte del silo se muestran en la Figura 5-37 y la Figura 5-38.

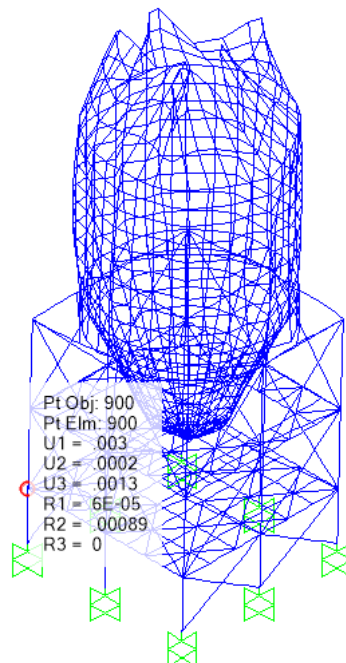


Figura 5-37. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección X (m).

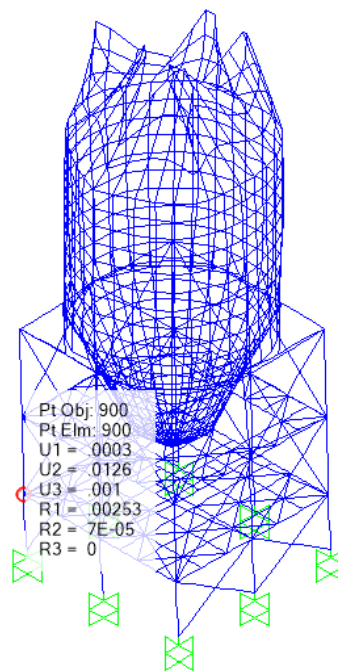


Figura 5-38. Deformación lateral máxima en el primer nivel debido al sismo reducido en dirección Y (m).

En la Tabla 5-17 y la Tabla 5-18 se muestran los desplazamientos laterales y permisibles respectivamente. Los desplazamientos laterales se calcularon multiplicando al desplazamiento relativo de piso por el valor de $0.75R$ y el desplazamiento permisible se determinó multiplicando a la altura de entrepiso por el límite de la distorsión 0.010 indicado por norma E.030.

Tabla 5-21. Desplazamiento lateral y permisible en dirección X.

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento Absoluto en X (mm)	Desplazamiento Relativo en X (mm)	Desplazamiento lateral en X(mm)	Desplazamiento lateral permisible en X(mm)
1er	4.75	3.03	3.03	9.09	47.5
2do	7.00	8.55	5.52	16.56	70.0
3er	7.95	15.26	6.71	20.13	79.5

Tabla 5-22. Desplazamiento lateral y permisible en dirección Y.

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento Absoluto en Y (mm)	Desplazamiento Relativo en Y (mm)	Desplazamiento lateral en Y (mm)	Desplazamiento lateral permisible en Y (mm)
1er	4.75	12.57	12.57	37.71	47.5
2do	7.00	18.71	6.14	18.42	70.0
3er	7.95	24.40	5.69	17.07	79.5

De las tablas anteriores se puede observar que ninguno de los desplazamientos laterales exceden los desplazamientos permisibles en ambas direcciones.

Verificación de la capacidad resistente

Para el diseño de los elementos se verificó que la cortante dinámica sea por lo menos el 80% de la cortante estática, en el caso en el que la cortante dinámica no superara este valor se escaló esta fuerza para cumplir con este mínimo establecido en la norma E.030. En la Tabla 5-23 se muestra las cortantes basales estáticas y dinámicas, así como el factor de escalamiento para cada dirección.

Tabla 5-23. Fuerzas cortantes estáticas, dinámicas y factor de escalamiento.

	Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Direcc. X	5869.69	8394.29	6715.43	1.144	1.144
Direcc. Y	5387.24	8394.29	6715.43	1.247	1.247

En la Figura 5-39 se muestra los índices demanda-capacidad de los elementos de la estructura de soporte de los silos, los que indican la relación de fuerzas actuantes entre resistentes.

En el anexo E, se pueden apreciar los índices de demanda y capacidad de los elementos.

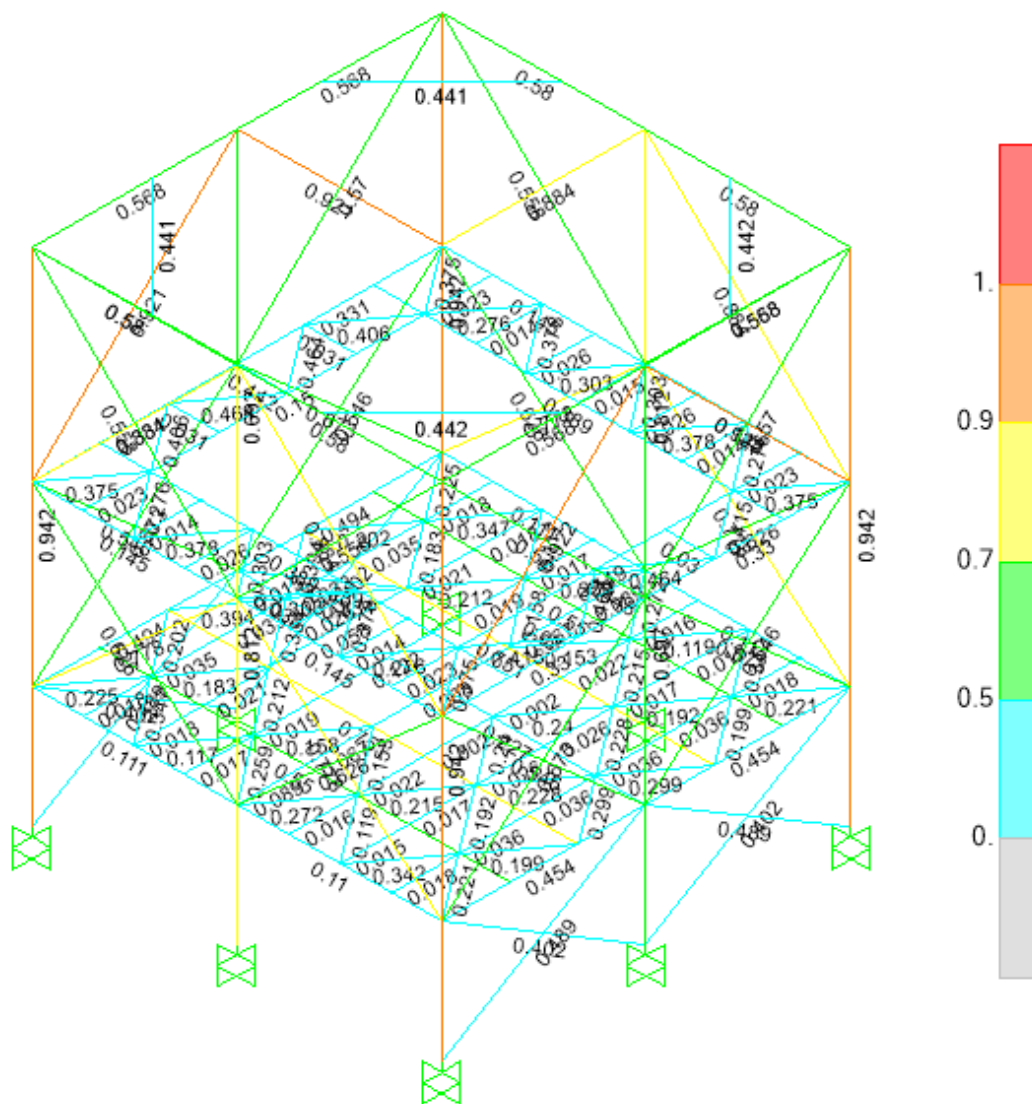


Figura 5-39. Índices demanda-capacidad.

En la Figura 5-39 se observa que los índices se incrementaron en valor y que algunos de los elementos como las columnas exceden el valor de la unidad, por lo tanto la demanda es mayor que la capacidad del elemento.

En la Tabla 5-24 se muestra un resumen de los elementos más exigidos.

Tabla 5-24. Resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - capacidad	Combinación de diseño
Arriostre vertical WT18x115 eje A y eje C	0.992	D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Arriostre vertical WT18x115 eje 1 y eje 3	0.884	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna entre eje A y eje 1	0.942	D+0.75L+0.75(0.7Ey)

Columna entre eje B y eje 1	0.812	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga W33x118 interior del primer nivel	0.751	D+L
Viga W33x118 perimetral del primer nivel	0.494	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del primer nivel	0.347	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga W33x118 interior del segundo nivel	0.389	D+L
Viga W33x118 perimetral del segundo nivel	0.331	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del segundo nivel	0.375	D+L
Viga W44x230 interior del tercer nivel	0.442	D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Viga W44x230 perimetral del tercer nivel	0.580	D+0.75L+0.75(0.7Ex)

5.6.6 Peso de los elementos estructurales

En estructuras de acero es fundamental para evaluar alternativas de diseño comparar el índice del peso de los elementos estructurales entre el área construida. En tal sentido en la Tabla 5-25 se muestran los pesos de los elementos estructurales y el índice mencionado.

Tabla 5-25. Peso de los elementos estructurales.

Elemento	Nº de piezas	Longitud (m)	Peso (t)
W44X230	12	91.25	31.28
L4X4X1/2	66	221.46	4.21
C6X8.2	54	140.79	1.70
W33X387	8	157.60	90.98
WT18X115	40	426.94	73.07
W33X118	31	283.13	49.75
Cono Sup	-	-	23.22
Cilindro	-	-	114.37
Cono Inf	-	-	56.12
Anillo suje	-	-	17.47
Total (t)			462.17

El área construida de la nave industrial es de $16.40 \times 16.40 = 268.96 \text{ m}^2$, por lo tanto se tiene un índice de 1718.40 kg/m^2 . Cabe mencionar que la masa sísmica (carga muerta más un porcentaje de la carga viva) utilizada en el análisis de la estructura fue de 3304.84 t .

CAPÍTULO VI: INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS Y COMPARACIONES

6.1 NAVE INDUSTRIAL SIN PUENTE GRÚA

6.1.1 Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes

En la Tabla 6-1 se muestran los desplazamientos laterales y porcentajes de incremento del modelo 2 (espectro propuesto) con respecto al modelo 1 (espectro de la norma actual). En la Tabla 6-2 se muestran las fuerzas cortantes y factores de escalamiento para ambos modelos y en la Tabla 6-3 se muestran los factores de modificación para amortiguamiento del 2%.

Tabla 6-1. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.

Modelo 1		Modelo 2		Porcentaje de incremento	
Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	%Ux	%Uy
36.30	23.70	52.20	34.2	44%	44%

Tabla 6-2. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.

		Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Modelo 1	Direcc. X	289.30 (1.00)	396.44 (1.00)	317.15	1.096	1.096
	Direcc. Y	320.20 (1.00)	396.44 (1.00)	317.15	0.990	1.000
Modelo 2	Direcc. X	416.60 (1.44)	572.79 (1.44)	458.23	1.100	1.100
	Direcc. Y	461.08 (1.44)	572.79 (1.44)	458.23	0.994	1.000

Tabla 6-3. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma (T ≤ Tp)	Para la primera región de la zona de caída (Tp < T ≤ TL = 3 s)	Para la segunda región de la zona de caída (T > TL = 3 s)
2%	1.44	$1.44 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}}$ (1.44 – 1.36)	1.36

De la Tabla 6-1, Tabla 6-2 y Tabla 6-3 se observa que la fuerza cortante en el modelo 2 se amplificó en un 44% en ambas direcciones al igual que los desplazamientos debido a que los periodos de vibración en ambas direcciones (Tx=0.384 s y Ty=0.372 s) son menores que el periodo de vibración del suelo Tp,

por lo tanto la estructura se encuentra en la plataforma del espectro que le corresponde un factor de modificación de 1.44.

En el modelo 2 el espectro se amplificó con tres factores de modificación (uno correspondiente a la zona de la plataforma y otros dos a la zona de caída de la curva), debido a que los periodos de los modos de vibración son menores que T_p todos estos amplificaron su fuerza y desplazamiento por el mismo factor (1.44 que corresponde a la de la plataforma) con el que se amplificó el espectro de aceleraciones ya que el procedimiento del cálculo de la fuerza y desplazamiento de cada modo depende del espectro de aceleraciones. Después estas fuerzas y desplazamientos amplificados por el mismo factor se combinan mediante la combinación cuadrática perfecta (CQC), en esta combinación si todos los modos han sido amplificados por el mismo factor, este sale y amplifica ya a la resultante del modelo inicial.

También se observa, que ya para el diseño los factores de escalamiento son aproximadamente iguales en ambas direcciones tanto el modelo 1 y el modelo 2 esto es debido a que la cortante estática también se amplificó por el mismo factor de 1.44 según su respectivo procedimiento de cálculo.

Finalmente esta estructura se está diseñando en el modelo 1 con un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.225 ($289.30 \cdot 1.096 / 1409.55$) y en la dirección Y de 0.227 ($320.20 \cdot 1.00 / 1409.55$) y en el modelo 2 con un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.325 ($416.60 \cdot 1.10 / 1409.55$) y en la dirección Y de 0.327 ($461.08 \cdot 1.00 / 1409.55$), en estos valores se puede observar la importancia de la masa participativa que multiplica al valor del espectro de aceleraciones de cada modo, es decir, no se está considerando el 100% del valor de la ordenada espectral (lo que sucede en el análisis estático) correspondiente al modo "i" sino un porcentaje de este; el coeficiente sísmico promedio se obtiene luego de realizar la combinación de todos los modos.

La fuerza sísmica dinámica depende no solo del espectro de aceleración sino también de la masa participativa, es decir, se puede amplificar el espectro de aceleración pero si la masa participativa en el modo traslacional es pequeña este

va a influir en la determinación del coeficiente sísmico que resulta de la combinación modal de estos valores.

6.1.2 Índices demanda – capacidad

En la Tabla 6-4 se muestran los índices de demanda - capacidad de los modelos analizados, porcentaje de incremento y la combinación que gobierna el diseño de los elementos estructurales, cuando se especifica el modelo en esta última columna, significa que hubo un cambio en la combinación que gobierna el diseño al pasar del modelo 1 al modelo 2.

En la Tabla 6-5 se muestran las tres combinaciones con los índices de demanda – capacidad más altos para las columnas de los dos modelos analizados, así como el porcentaje de incremento en la combinación que incluye a la carga de sismo.

Tabla 6-4. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - Capacidad		Porcentaje de Incremento	Combinación de diseño
	MODELO 1	MODELO 2		
Arriostre WT4x9 eje 1 y eje 6	0.526	0.729	39%	D+0.7Ey
Arriostre WT4x9 eje A	0.553	0.764	38%	D+0.7Ex
Columna entre eje B y eje 1	0.325	0.355	9%	D+S (MODELO 1) D+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje C y eje 1	0.328	0.328	0%	D+S
Columna entre eje D y eje 1	0.386	0.386	0%	D+S
Columna entre eje E y eje 1	0.404	0.404	0%	D+S
Columna entre eje F y eje 1	0.364	0.364	0%	D+S
Columna entre eje G y eje 1	0.385	0.392	2%	D+S (MODELO 1) D+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje H y eje 1	0.108	0.139	28%	D-0.6Wx (MODELO 1) D+0.7Ex (MODELO 2)
Columna entre eje A y eje 1	0.113	0.143	27%	D-0.6Wx (MODELO 1) D+0.7Ex (MODELO 2)
Columna entre eje A y eje 2	0.306	0.306	0%	D+0.6Wx

Columna entre eje A y eje 3	0.321	0.321	0%	D+0.6Wx
Viga Eje E	0.469	0.469	0%	D+S
Viga Eje A	0.305	0.333	9%	D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.803	0.909	13%	D+0.75(0.7Ex)+0.75S

Tabla 6-5. Combinaciones prioritarias para las columnas.

	MODELO 1			MODELO 2			Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
	D+S	D-0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+S	D-0.75(0.6Wy)+0.75S	
Columna entre eje B y eje 1	0.325	0.317	0.306	0.355	0.325	0.317	16%
Columna entre eje C y eje 1	0.328	0.315	0.307	0.328	0.317	0.315	3%
Columna entre eje D y eje 1	0.386	0.369	0.346	0.386	0.369	0.351	1%

	D+S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje E y eje 1	0.404	0.385	0.362	0.404	0.385	0.368	2%
	D+S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje F y eje 1	0.364	0.350	0.341	0.364	0.352	0.350	3%
	D+S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+S	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje G y eje 1	0.385	0.375	0.358	0.392	0.385	0.375	9%
	D-0.6Wx	D+0.7Ex	D-0.75(0.6Wx)+0.75S	D+0.7Ex	0.6D+0.7Ex	D+0.75(0.7Ex)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje H y eje 1	0.108	0.106	0.097	0.139	0.126	0.121	31%

	D-0.6Wx	D+0.7Ex	D-0.75(0.6Wx)+0.75S	D+0.7Ex	0.6D+0.7Ex	D+0.75(0.7Ex)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 1	0.113	0.109	0.102	0.143	0.131	0.126	31%
	D+0.6Wx	0.6D+0.6Wx	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.6Wx	D+0.7Ex	0.6D+0.6Wx	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 2	0.306	0.293	0.249	0.306	0.301	0.293	28%
	D+0.6Wx	0.6D+0.6Wx	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.6Wx	0.6D+0.6Wx	D+0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 3	0.321	0.302	0.297	0.321	0.302	0.297	26%

En la dirección X, el sistema resistente a fuerzas laterales está compuesto por pórticos rígidos y en la parte frontal y posterior por pórticos concéntricamente arriostrados. En la dirección Y en los ejes 1 y 6 se tiene pórticos concéntricamente arriostrados en donde los arriostres son los que proporcionan rigidez lateral.

Arriostres

En la Tabla 6-4 se observa que la combinación que gobierna el diseño de los arriostres verticales incluye a la carga de sismo (D+0.7Ey / D+0.7Ex) y son los elementos que poseen mayor porcentaje de incremento, alrededor del 38.5%, en el índice de demanda – capacidad. Los arriostres de techo tienen un porcentaje

de incremento no tan significativo como el de los verticales, 13%, en su combinación también está incluido el sismo (D+0.75 (0.7Ex)+0.75S).

Columnas de los pórticos rígidos

En el modelo 1, para las columnas de los pórticos rígidos (ejes B, C, D, E, F y G) la combinación que gobierna su diseño está definida por cargas gravitatorias (D+S).

En el modelo 2, las columnas de los ejes interiores de los pórticos rígidos (columnas entre ejes C y F) mantienen su combinación de diseño (D+S) y por lo tanto su índice demanda – capacidad no varía, mientras que los pórticos rígidos de los extremos, ejes B y G, cambiaron de cargas gravitatorias a una en la que la carga sísmica está incluida (D+0.75(0.7Ey)+0.75S) y por lo tanto su índice de demanda - capacidad se incrementó en promedio 5%.

Una de las razones que explican el cambio de combinación en las columnas es debido al ancho tributario de cada pórtico rígido, es decir, a mayor ancho tributario la cargas de gravedad serán mayores y producirán mayor compresión en las columnas, por lo tanto como se tiene diferente espaciamiento entre pórticos rígidos los que tienen mayor ancho tributario tendrán como combinación de diseño la definida por cargas gravitatorias y son los pórticos interiores, que efectivamente no cambian de combinación. Además, del análisis estructural se tiene que las columnas que se encuentran en los extremos están más solicitadas que las columnas interiores debido a un fuerza lateral (fuerza sísmica), esto se pone de manifiesto en la Tabla 6-5 en la que se observa que el porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo para los pórticos interiores (ejes C - F) es en promedio de 2% y este a su vez está en la tercera prioridad en el modelo 1 y en el modelo 2, después de las cargas de nieve y viento; lo que no ocurre con los pórticos rígidos extremos (ejes B y G) en los que la combinación que incluye el sismo que se encuentran tercera prioridad en el modelo 1, después de las cargas de nieve y viento, pasa a gobernar el diseño en el modelo 2 debido a que el porcentaje de incremento en dicha combinación es en promedio de 13% mucho mayor que en los pórticos interiores.

Columnas de esquina

Para las columnas de esquina, entre ejes A, H y eje 1, en el modelo 1 su diseño está gobernado por la siguiente combinación D-0.6Wx que incluye a la carga de viento.

En el modelo 2, para las columnas de esquina, entre ejes A, H y eje 1, la combinación de diseño cambió de una en la que gobernaba la carga de viento (D-0.6Wx) a una en la que está incluida el sismo (D+0.7Ex) con un porcentaje de incremento de 28% en promedio.

En la dirección X se observa en el modelo 1 que las columnas de las esquinas la combinación por sismo es más relevante y es por ello que en esta aparece como segunda prioridad mientras que en las columnas interiores, entre eje A y ejes 2 y 3, la combinación por sismo ya no figura entre las tres combinaciones prioritarias. Para las columnas de las esquinas teniendo en cuenta el porcentaje de incremento de 31% en la combinación por sismo (que es el más alto en valor) y su prioridad de esta, se explica el cambio de combinación de diseño cuando se pasa del modelo 1 al modelo 2, las cuales son D-0.6Wx y D+0.7Ex respectivamente.

Columnas interiores de los ejes A y H

Para las columnas interiores de los ejes A y H en el modelo 1 la combinación que gobierna su diseño incluye al igual que en la de las esquinas a la carga de viento D+0.6Wx. Además, se observa que esta combinación de diseño se mantiene en el modelo 2.

Como se mencionó anteriormente las columnas que se encuentran en los extremos son las que sufren más por la carga sísmica, es decir toman más carga axial, y esto se puede observar en la tabla de las combinaciones prioritarias. La columna interior entre eje A y eje 2 en el modelo 1 tiene en sus tres combinaciones prioritarias a aquellas que incluyen al viento, con un porcentaje de incremento de la combinación de la carga sísmica del 28%, al pasar al modelo 2 la combinación que gobierna el diseño se mantiene pero la carga sísmica (D+0.7Ex) ya aparece en segunda prioridad.

El cambio en las prioridades de combinación no suceden para la columna entre eje A y eje 3 en la que las combinaciones prioritarias se mantienen y estas incluyen solo cargas de viento, esto se explica con lo mencionado anteriormente que las que sufren más el impacto de las fuerzas laterales son las columnas ubicadas en los extremos, estas columnas interiores tienen un porcentaje de incremento en la combinación de la carga sísmica de 26% pero debido a que su índice de demanda – capacidad es bajo comparando con la combinación de diseño, este no llega a ser tan relevante.

Vigas

De la Tabla 6-4 se observa que para las vigas de los pórticos rígidos la combinación de diseño es D+S excepto para la que se encuentra en el eje A en cuya combinación está incluida el sismo $D+0.75(0.7E_y)+0.75S$.

Las vigas de los pórticos rígidos son las que están más solicitadas (mayor índice demanda - capacidad) y no cambian de combinación de diseño (D+S), la viga de los pórticos laterales tampoco cambian de combinación ($D+0.75(0.7E_y)+0.75S$) y poseen un porcentaje de incremento del 9%.

En la Tabla 6-6 se muestra el porcentaje de incremento en el índice de demanda – capacidad en los elementos estructurales, el orden de combinación prioritaria para el sismo y debajo del valor del modelo 1 la combinación de diseño en dicho modelo y debajo del valor del modelo 2 la combinación por sismo.

Tabla 6-6. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.

Elemento	Nave sin puente grúa		
	Porcentaje de incremento	Combinación prioritaria Modelo 1	Combinación prioritaria Modelo 2
Arriostres verticales	38.50%	1° D+0.7E _y /E _x	1° D+0.7E _y /E _x
Arriostres horizontales	13.00%	1° D+0.75(0.7E _x)+0.75S	1° D+0.75(0.7E _x)+0.75S

Columnas exteriores (ejes B y G)	5.50%	3° D+S	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna interiores (ejes C y F)	0.00%	3° D+S	2° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna interiores (ejes D y E)	0.00%	3° D+S	3° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columnas de esquina (ejes A y H)	27.50%	2° D-0.6Wx	1° D+0.7Ex
Columnas interior (entre eje A y 2)	0.00%	NA D+0.6Wx	2° D+0.7Ex
Columnas interior (entre eje A y 3)	0.00%	NA D+0.6Wx	NA D+0.6Wx
Viga Eje E	0.00%	3° D+S	2° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Viga Eje A	9.00%	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S

Se concluye que para estructuras livianas utilizando el espectro de la norma actual, el sismo no es tan relevante en el diseño de los elementos estructurales ya que las combinaciones de diseño incluyen las cargas gravitatorias y de viento, excepto en los arriostres en los que sí va a gobernar su diseño. Con el espectro propuesto solo las columnas de los pórticos rígidos extremos y las columnas de esquinas tienen un porcentaje de incremento en el índice de demanda - capacidad, del 5% y 28% respectivamente, lo cual nos indica que en las columnas de las esquinas se podrían generar variaciones en el diseño al utilizar el nuevo espectro.

Al analizar las columnas de los pórticos rígidos en el modelo 1 el que tiene mayor índice de demanda capacidad es la columna del pórtico central del eje E (0.404) con una combinación de diseño igual a D+S que se mantiene en el modelo 2. En el modelo 2 el mayor índice sigue siendo el de esta columna, a pesar de que algunas de las columnas incrementaron su índice en 28% (columnas de esquina) pero en comparación con el índice de demanda – capacidad estas son la cuarta parte de la columna central, lo anterior implica que realizar el diseño con el nuevo espectro propuesto en este tipo de estructuras no se generaría variaciones en el diseño sobre todo de las columnas interiores ya que las cargas sísmicas no son

tan relevantes y son las cargas gravitatorias que siguen gobernando el diseño, además solo se tiene en estas un incremento del 2% de la combinación que incluye al sismo al pasar del modelo 1 al modelo 2. Para las vigas se cumpliría lo mismo que para las columnas debido a que la que se encuentra mayor solicitada es la viga central con un índice de (0.469) y este no varía al pasar del modelo 1 al modelo 2. Sin embargo, para los arriostres verticales si se puede experimentar variación en el diseño ya que son estos los que sufren mayor porcentaje de incremento 38.5%, para los arriostres horizontales también se observa un incremento del 13%, el cual no están significativo como en los anteriores.

6.2 NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

6.2.1 Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes

La Tabla 6-7 se muestran los desplazamientos laterales y porcentajes de incremento del modelo 2 (espectro propuesto) con respecto al modelo 1 (espectro de la norma actual). En la Tabla 6-8 se muestran las fuerzas cortantes y factores de escalamiento para ambos modelos y en la Tabla 6-9 se muestran los factores de modificación para amortiguamiento del 2%.

Tabla 6-7. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.

Modelo 1		Modelo 2		Porcentaje de incremento	
Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	%Ux	%Uy
45.00	24.81	64.80	35.7	44%	44%

Tabla 6-8. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.

		Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Modelo 1	Direcc. X	436.79 (1.00)	562.13 (1.00)	449.70	1.030	1.030
	Direcc. Y	478.25 (1.00)	562.13 (1.00)	449.70	0.940	1.000
Modelo 2	Direcc. X	628.69 (1.44)	815.08 (1.44)	652.06	1.037	1.037
	Direcc. Y	688.68 (1.44)	815.08 (1.44)	652.06	0.947	1.000

Tabla 6-9. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma (T ≤ Tp)	Para la primera región de la zona de caída (Tp < T ≤ TL = 3 s)	Para la segunda región de la zona de caída (T > TL = 3 s)
2%	1.44	$1.44 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_P}{T_L}}}$ (1.44 – 1.36)	1.36

De la Tabla 6-7, Tabla 6-8 y Tabla 6-9 se observa que la fuerza cortante en el modelo 2 se amplificó en un 44% en ambas direcciones al igual que los desplazamientos. El periodo de vibración traslacional en X es de Tx=0.408 s lo que nos indica que este modo se encuentra en la zona de caída de la curva justo después de la plataforma pero dada la forma de la curva del coeficiente de amplificación sísmica propuesto para la primera región, esta hace que para este periodo no exista diferencia en utilizar solo el factor de modificación de la

plataforma 1.44 y el correspondiente a esta región $1.44 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_P}{T_L}}}$ (ver Figura 6-1). El periodo de vibración traslacional en Y es de Ty=0.361 s el cual es menor que el periodo de vibración del suelo Tp, por lo tanto este modo se encuentra en la plataforma del espectro que le corresponde un factor de modificación de 1.44.

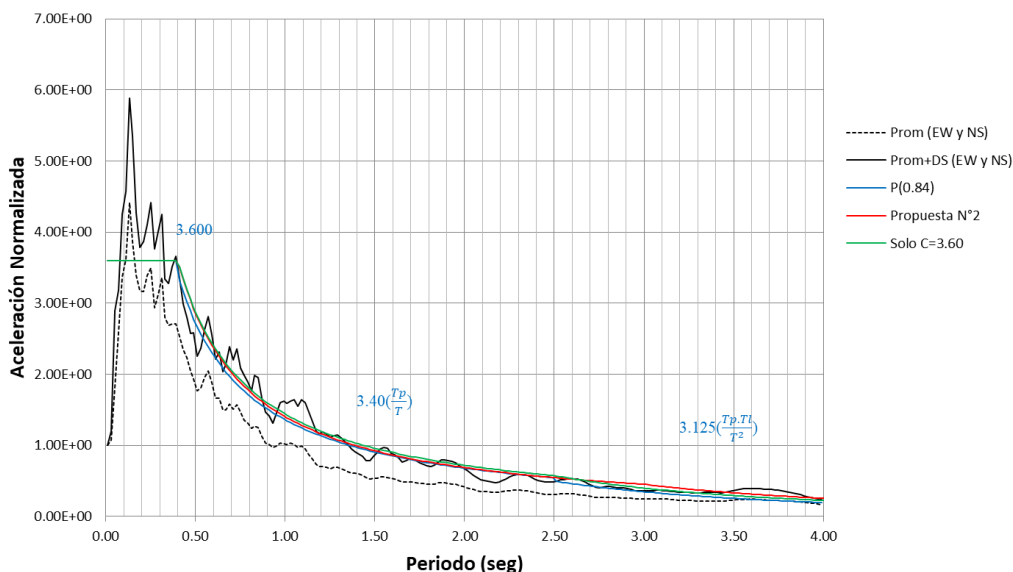


Figura 6-1. Comparación de curvas de coeficientes de amplificación para amortiguamiento del 2%.

También se observa, que ya para el diseño los factores de escalamiento son aproximadamente iguales en ambas direcciones tanto en el modelo 1 y en el modelo 2, esto es debido a que la cortante estática también se amplificó por el mismo factor de 1.44 según su respectivo procedimiento de cálculo.

Finalmente esta estructura se está diseñando en el modelo 1 con un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.225 ($436.79 \cdot 1.030 / 2007.59$) y en la dirección Y de 0.238 ($478.25 \cdot 1.00 / 2007.59$) y en el modelo 2 con un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.325 ($628.69 \cdot 1.037 / 2007.59$) y en la dirección Y de 0.343 ($688.68 \cdot 1.00 / 2007.59$), estos coeficientes sísmicos se explican debido a que el cálculo de la fuerza sísmica depende no solo del espectro de aceleración sino también de la masa participativa, es decir, se puede amplificar el espectro de aceleración pero si la masa participativa en el modo traslacional es pequeña este va a influir en la determinación del coeficiente sísmico.

6.2.2 Índices demanda – capacidad

En la Tabla 6-10 se muestran los índices de demanda - capacidad de los modelos analizados, porcentaje de incremento y la combinación que gobierna el diseño de los elementos estructurales, cuando se especifica el modelo en esta última columna, significa que hubo un cambio en la combinación que gobierna el diseño al pasar del modelo 1 al modelo 2.

En la Tabla 6-11 se muestran las tres combinaciones con los índices de demanda – capacidad más altos para las columnas de los dos modelos analizados, así como el porcentaje de incremento en la combinación que incluye a la carga de sismo.

Tabla 6-10. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - Capacidad		Porcentaje de Incremento	Combinación de diseño
	MODELO 1	MODELO 2		
Arriostre WT6x13 eje 1 y eje 6	0.529	0.641	21%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre WT6x13 eje A	0.354	0.493	39%	D+0.7Ex

Columna entre eje B y eje 1	0.529	0.535	1%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje C y eje 1	0.524	0.554	6%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje D y eje 1	0.608	0.608	0%	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje E y eje 1	0.621	0.621	0%	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S
Columna entre eje F y eje 1	0.550	0.568	3%	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje G y eje 1	0.559	0.589	5%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje H y eje 1	0.359	0.359	0%	D+L
Columna entre eje A y eje 1	0.348	0.348	0%	D+L
Columna entre eje A y eje 2	0.335	0.351	5%	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S (MODELO 2)
Columna entre eje A y eje 3	0.255	0.255	0%	D+0.6Wx
Viga Eje E	0.379	0.379	0%	D+S
Viga Eje A	0.263	0.287	9%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostre de techo WT6x13	0.78	0.876	12%	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S

Tabla 6-11. Combinaciones prioritarias para las columnas.

	MODELO 1			MODELO 2				
	D+L	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+L	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje B y eje 1	0.529	0.508	0.507	0.535	0.529	0.508	6%	
	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+L		Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje C y eje 1	0.524	0.523	0.515	0.554	0.527	0.524	6%	
	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S		Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje D y eje 1	0.608	0.606	0.594	0.608	0.606	0.604	2%	
	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+L		Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo

Columna entre eje E y eje 1	0.621	0.612	0.607	0.621	0.618	0.612	2%
	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje F y eje 1	0.550	0.542	0.542	0.568	0.550	0.550	5%
	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.6Wy)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje G y eje 1	0.559	0.558	0.552	0.589	0.559	0.552	6%
	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje H y eje 1	0.359	0.267	0.246	0.359	0.296	0.246	11%
	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S	D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo

Columna entre eje A y eje 1	0.348	0.269	0.246	0.348	0.299	0.246	11%
	$D+0.75L-0.75(0.6W_x)+0.75S$	$D+0.75L+0.75(0.6W_x)+0.75Lr$	$D+0.75L+0.75(0.7E_x)+0.75S$	$D+0.75L+0.75(0.7E_x)+0.75S$	$D+0.75L-0.75(0.6W_x)+0.75S$	$D+0.75L+0.75(0.6W_x)+0.75Lr$	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 2	0.335	0.335	0.296	0.351	0.335	0.335	19%
	$D+0.6W_x$	$D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75S$	$D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75Lr$	$D+0.6W_x$	$D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75S$	$D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75Lr$	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 3	0.255	0.243	0.242	0.255	0.243	0.242	9%

En la dirección X, el sistema resistente a fuerzas laterales está compuesto por pórticos rígidos y en la parte frontal y posterior por pórticos concéntricamente arriostrados. En la dirección Y en los ejes 1 y 6 se tiene pórticos concéntricamente arriostrados en donde los arriostres son los que proporcionan rigidez lateral.

Arriostres

En la Tabla 6-10 se observa que la combinación que gobierna el diseño de los arriostres verticales incluye a la carga de sismo ($D+0.75L+0.75(0.7E_y)+0.75S$ / $D+0.7E_x$) y son los elementos que poseen mayor porcentaje de incremento, alrededor del 30%, en el índice de demanda – capacidad; a diferencia de la nave sin puente grúa el diseño de los arriostres en la dirección Y incluye a la carga móvil del puente grúa. Los arriostres de techo tienen un porcentaje de incremento no tan significativo como el de los verticales, 12%, en su combinación también está incluido el sismo ($D+0.75L+0.75(0.7E_x)+0.75S$).

Columnas de los pórticos rígidos

En el modelo 1, para las columnas de los pórticos rígidos (ejes B,C,D, E, F y G) la combinación de diseño no incluye al sismo, la combinación que gobierna el diseño de los pórticos exteriores, ejes B,C y G, está definida por la carga muerta y la carga móvil del puente grúa (D+L); mientras que para las columnas de los ejes D,E y F la combinación que gobierna el diseño incluye además de la carga móvil, a la carga de viento y nieve ($D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75S$). A pesar de que analizar una nave industrial con puente grúa implica un incremento en la masa, por ende mayor fuerza sísmica, existen cargas más importantes que la carga sísmica en el diseño de las columnas de los pórticos rígidos y está es sobre todo la carga móvil.

En el modelo 2, las columnas centrales de los ejes interiores de los pórticos rígidos (columnas de los ejes D y E) mantienen su combinación de diseño ($D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75S$) y por lo tanto su índice demanda – capacidad no varía, mientras que los pórticos rígidos de los extremos y los demás pórticos interiores, ejes B,C,F y G, cambiaron a una en la que la carga sísmica está incluida ($D+0.75L+0.75(0.7E_y)+0.75S$) y por lo tanto su índice de demanda - capacidad se incrementó en promedio 4%. Cabe señalar que la cantidad de columnas que cambiaron de combinación a la de sismo, al analizar el eje 1, es mayor en 2 que la de la nave industrial sin puente grúa, lo cual implica que en la nave industrial con puente grúa la carga sísmica es de mayor importancia que en la nave sin puente grúa.

Una de las razones que explican el cambio de combinación en las columnas es debido al ancho tributario de cada pórtico rígido, es decir, a mayor ancho tributario las cargas de gravedad serán mayores y producirán mayor compresión en las columnas, por lo tanto como se tiene diferente espaciamiento entre pórticos rígidos los que tienen mayor ancho tributario tendrán como combinación de diseño la definida por cargas gravitatorias y son los pórticos interiores, que efectivamente no cambian de combinación. Además, del análisis estructural se tiene que las columnas que se encuentran en los extremos están más solicitadas que las columnas interiores debido a un fuerza lateral (fuerza sísmica), esto se pone de manifiesto en la Tabla 6-11 en la que se observa que el porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo para los pórticos interiores centrales (ejes

D - E) es en promedio del 2% y este a su vez está en la tercera prioridad en el modelo 1 después de las cargas de nieve, viento y carga móvil; y alcanzando solo la segunda prioridad en el modelo 2 para la columna del eje E. Lo que no ocurre con los pórticos rígidos extremos y demás pórticos interiores (ejes B, C, F y G) en los que la combinación que incluye el sismo se encuentran en segunda prioridad, para la mayoría de estos, en el modelo 1 pero el porcentaje de incremento en dicha combinación es en promedio de 5% mayor que en los pórticos interiores centrales y es por estos motivos que en el modelo 2 esta combinación sísmica $(D+0.75L+0.75(0.7E_y)+0.75S)$ gobierna el diseño.

Columnas de esquina

Para las columnas de esquina, entre ejes A, H y eje 1, en el modelo 1 su diseño está gobernado por la siguiente combinación D+L que incluye a la carga móvil.

En el modelo 2, para las columnas de esquina, entre ejes A, H y eje 1, la combinación de diseño no sufrió ningún cambio a pesar que el incremento en la combinación que incluye a la carga sísmica es del 11%, pero debido a que el índice de demanda capacidad de la combinación por carga móvil es más relevante este incremento hace que la combinación por sismo $(D+0.75L+0.75(0.7E_x)+0.75S)$ permanezca en la segunda prioridad no pudiendo superar a la primera tal como se observa en la Tabla 6-11.

En la dirección X se observa en el modelo 1 que las columnas de las esquinas la combinación por sismo es más relevante y es por ello que en esta aparece como segunda prioridad mientras que en la columna interior, entre eje A y eje 2, aparece en tercera prioridad y en la columna central, entre eje A y eje 3, la combinación por sismo ya no figura entre las tres combinaciones prioritarias. Para las columnas de esquina teniendo en cuenta el porcentaje de incremento (11%) y su prioridad en la combinación por sismo, se esperaría que en el modelo 2 la combinación que gobierne el diseño sea por el sismo, pero debido a que esta columna también interactúa con la carga viva móvil de la grúa esta prima en el diseño.

Columnas interiores de los ejes A y H

Para las columnas interiores de los ejes A y H en el modelo 1 la combinación que gobierna su diseño incluyen a las carga de viento $D+0.75L-0.75(0.6W_x)+0.75S$ y $D+0.6W_x$, para las columnas entre el eje A y ejes 2 y 3 respectivamente.

Como se mencionó anteriormente las columnas que se encuentran en los extremos son las que sufren más por la carga sísmica, es decir toman más carga axial, y esto se puede observar en la tabla de las combinaciones prioritarias. Para la columna interior entre eje A y eje 2 que posee un porcentaje de incremento de la carga sísmica del 19% y teniendo en consideración que en el modelo 1 esta se encuentra en la tercera prioridad, se observa que en el modelo 2 la combinación por sismo ($D+0.75L+0.75(0.7E_x)+0.75S$) gobierna el diseño. También se observa que el porcentaje de incremento en el índice de demanda capacidad es del 5%.

El cambio de combinación de diseño no sucede para la columna entre eje A y eje 3 en la que las combinaciones prioritarias se mantienen y estas incluyen solo cargas de viento, esto se explica por lo mencionado en el párrafo anterior que las que sufren más el impacto de las fuerzas laterales son las columnas ubicadas en los extremos, y en promedio estas columnas interiores tienen un porcentaje de incremento de 8% en la combinación sísmica y también debido a que su índice de demanda –capacidad es bajo comparando con la combinación de diseño, este no llega a ser tan relevante.

Vigas

De la Tabla 6-10 se observa que para las vigas de los pórticos rígidos la combinación de diseño es $D+S$ excepto para las que se encuentra en el eje A en cuya combinación está incluida el sismo $D+0.75L+0.75(0.7E_y)+0.75S$.

Las vigas de los pórticos rígidos son las que están más solicitadas (mayor índice de demanda - capacidad) y no cambian de combinación de diseño ($D+S$), la viga de los pórticos laterales tampoco cambian de combinación ($D+0.75L+0.75(0.7E_y)+0.75S$) y poseen un porcentaje de incremento del 9%.

En la Tabla 6-12 se muestra el porcentaje de incremento en el índice de demanda – capacidad en los elementos estructurales, el orden de combinación prioritaria para el sismo y debajo del valor del modelo 1 la combinación de diseño en dicho modelo y debajo del valor del modelo 2 la combinación por sismo.

Tabla 6-12. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.

Elemento	Nave con puente grúa		
	Porcentaje de incremento	Combinación prioritaria Modelo 1	Combinación prioritaria Modelo 2
Arriostres verticales	30.00%	1° D+0.7Ex/D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S	1° D+0.7Ex/D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Arriostres horizontales	12.00%	1° D+0.75(0.7Ex)+0.75S	1° D+0.75(0.7Ex)+0.75S
Columnas exteriores (ejes B y G)	3.00%	3°-2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna interiores (ejes C y F)	4.50%	2° D+L/ D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna interiores (ejes D y E)	0.00%	3° D+0.75L-0.75(0.6Wy)+0.75S	3°-2° D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S
Columnas de esquina (ejes A y H)	0.00%	2° D+L	2° D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S
Columnas interior (entre eje A y 2)	5.00%	3° D+0.75L-0.75(0.6Wx)+0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ex)+0.75S
Columnas interior (entre eje A y 3)	0.00%	NA D+0.6Wx	NA D+0.6Wx
Viga Eje E	0.00%	3° D+S	2° D+0.75L+0.75(0.7Ey)+0.75S
Viga Eje A	9.00%	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S

Se concluye que para este tipo de estructuras con puente grúa utilizando el espectro de la norma actual, el sismo no gobierna el diseño de los elementos estructurales, excepto en los arriostres en los que sí va a gobernar su diseño, pero

se encuentra dentro de las combinaciones prioritarias con valores de índices demanda – capacidad cercanos a la combinación de diseño. La carga más preponderante es la carga móvil de la grúa. Pero en el diseño con el espectro propuesto más columnas comparadas con el de la nave industrial sin puente grúa cambian de combinación de diseño a una que incluye al sismo, lo cual nos indica que la magnitud del sismo en esta estructura es más relevante que en la estructura liviana.

Al analizar las columnas de los pórticos rígidos en el modelo 1 el que tiene mayor índice de demanda capacidad es la columna del pórtico central del eje E (0.621) con una combinación de diseño igual a $D+0.75L+0.75(0.6W_y)+0.75S$ que se mantiene en el modelo 2. En el modelo 2 el mayor índice sigue siendo el de esta columna, a pesar de que algunas de las columnas incrementaron su índice en 4% en promedio (columnas de los pórticos rígidos exteriores y pórticos interiores de los ejes C y F) y a pesar que la diferencia entre índices de demanda - capacidad no es tanta como en la nave industrial sin puente grúa este porcentaje tendría que ser del once por ciento para llegar a ser crítico, lo anterior implica que realizar el diseño con el nuevo espectro propuesto en este tipo de estructuras no se generaría grandes variaciones en el diseño sobre todo de las columnas interiores ya que solo se tienen un incremento del 2% en la combinación que incluye al sismo al pasar del modelo 1 al modelo 2. Para las vigas se cumpliría lo mismo que para las columnas debido a que la que se encuentra mayor solicitada es la viga central con un índice de (0.379) debido a la combinación por cargas gravitatorias $D+S$ y este no varía al pasar del modelo 1 al modelo 2. Sin embargo, para los arriostres verticales si se puede experimentar variación en el diseño ya que son estos los que sufren mayor porcentaje de incremento 30%, para los arriostres horizontales también se observa un incremento del 12% lo cual no están significativo como los anteriores.

6.3 SILO DE ACERO DE CENIZA VOLANTE

6.3.1 Desplazamientos laterales y fuerzas cortantes

La Tabla 6-13 se muestran los desplazamientos laterales y porcentajes de incremento del modelo 2 (espectro propuesto) con respecto al modelo 1 (espectro de la norma actual). En la Tabla 6-14 se muestran las fuerzas cortantes y factores

de escalamiento para ambos modelos y en la Tabla 6-15 se muestran los factores de modificación para amortiguamiento del 2%.

Tabla 6-13. Desplazamientos laterales y porcentajes de incremento.

Nivel	Modelo 1		Modelo 2		Porcentaje de incremento	
	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	%Ux	%Uy
1er	6.42	26.76	9.09	37.71	42%	41%
2do	11.70	13.08	16.56	18.42	42%	41%
3er	14.19	12.12	20.13	17.07	42%	41%

Tabla 6-14. Fuerzas cortantes y factores de escalamiento.

		Vdinámica (kN)	Vestática (kN)	Vmin=0.80 Vestática	Vmín / Vdinámica	Factor de escalamiento
Modelo 1	Direcc. X	4143.10 (1.00)	5915.66 (1.00)	4732.53	1.142	1.142
	Direcc. Y	3823.51 (1.00)	5915.66 (1.00)	4732.53	1.238	1.238
Modelo 2	Direcc. X	5869.69 (1.42)	8394.29 (1.42)	6715.43	1.144	1.144
	Direcc. Y	5387.24 (1.41)	8394.29 (1.42)	6715.43	1.247	1.247

Tabla 6-15. Factores de modificación de espectros para amortiguamiento del 2%.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma (T ≤ Tp)	Para la primera región de la zona de caída (Tp < T ≤ TL = 3 s)	Para la segunda región de la zona de caída (T > TL = 3 s)
2%	1.44	$1.44 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}}$ (1.44 – 1.36)	1.36

De la Tabla 6-13, Tabla 6-14 y Tabla 6-15 se observa que la fuerza cortante en el modelo 2 se amplificó en un 42% en la dirección X y en un 41% en la dirección Y al igual que los desplazamientos en los tres niveles de la estructura del silo. El periodo de vibración traslacional en X es de Tx=0.713 s y en la dirección Y de Ty=0.860 s lo que nos indica que estos modos se encuentran en la primera región de la zona de caída de la curva y que el valor del espectro de aceleraciones para el periodo fundamental en X es mayor que para el periodo fundamental en Y, debido a que a menor periodo mayor es el factor de modificación o factor de amplificación del espectro; promediando todos los modos traslacionales se tiene

factores de modificación de 1.42 y 1.41 en la dirección X e Y respectivamente, los cuales se encuentran en el rango establecido.

También se observa, que en el modelo 2 el factor de escalamiento en la dirección Y es ligeramente mayor que en el modelo 1, esto es debido a que la cortante estática se amplificó por un factor de 1.42, mientras que la cortante dinámica se amplificó por 1.41. En la dirección X el factor de escalamiento es el mismo debido a que tanto la cortante estática y dinámica se amplificó por el mismo factor 1.42 al pasar del modelo 1 al modelo 2.

El factor de escalamiento no necesariamente es el mismo para el modelo 1 y modelo 2 debido a que el factor de modificación o amplificación para el caso estático y dinámico pueden ser diferentes y esto se debe principalmente al procedimiento de determinación de estos. Para el cálculo del factor de modificación de la cortante estática solo se necesita entrar a la curva con el periodo determinado tal como establece la norma para este tipo de análisis mientras que para el factor de modificación dinámica no solo es un valor sino que resulta de una combinación de los valores de la curva correspondientes a todos los modos traslacionales considerados multiplicados por la respectiva masa participativa de cada modo.

Finalmente esta estructura se está diseñando en el modelo 1 con un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.143 ($4143.10 \times 1.142 / 33048.37$) y en la dirección Y con el mismo coeficiente 0.143 ($3823.51 \times 1.238 / 33048.37$); en el modelo 2 se tiene un coeficiente sísmico promedio en la dirección X de 0.203 ($5869.69 \times 1.144 / 33048.37$) y en la dirección Y de 0.203 ($5387.24 \times 1.247 / 33048.37$).

6.3.2 Índices demanda – capacidad

En la Tabla 6-16 se muestran los índices de demanda - capacidad de los modelos analizados, porcentaje de incremento y la combinación que gobierna el diseño de los elementos estructurales, cuando se especifica el modelo en esta última columna, significa que hubo un cambio en la combinación que gobierna el diseño al pasar del modelo 1 al modelo 2.

En la Tabla 6-17 se muestran las tres combinaciones con los índices de demanda – capacidad más altos para las columnas de los dos modelos analizados, así como el porcentaje de incremento en la combinación que incluye a la carga de sismo.

Tabla 6-16. Comparación de resultados índice demanda-capacidad.

Elemento	Índice demanda - Capacidad		Porcentaje de Incremento	Combinación de diseño
	MODELO 1	MODELO 2		
Arriostre vertical WT18x115 eje A y eje C	0.802	0.992	24%	D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Arriostre vertical WT18x115 eje 1 y eje 3	0.772	0.884	15%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna entre eje A y eje 1	0.770	0.942	22%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna entre eje B y eje 1	0.694	0.812	17%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga W33x118 interior del primer nivel	0.751	0.751	0%	D+L
Viga W33x118 perimetral del primer nivel	0.494	0.494	0%	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del primer nivel	0.329	0.347	5%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ey) (MODELO 2)
Viga W33x118 interior del segundo nivel	0.389	0.389	0%	D+L
Viga W33x118 perimetral del segundo nivel	0.331	0.331	0%	D+L
Arriostre horizontal L4x4x1/2 del segundo nivel	0.401	0.464	16%	D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga W44x230 interior del tercer nivel	0.434	0.442	2%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ex) (MODELO 2)
Viga W44x230 perimetral del tercer nivel	0.558	0.580	4%	D+L (MODELO 1) D+0.75L+0.75(0.7Ex) (MODELO 2)

Tabla 6-17. Combinaciones prioritarias para las columnas.

	MODELO 1			MODELO 2			
	D+0.75L+0.75(0.7Ey)	D+0.7Ey	0.6D+0.7Ey	D+0.75L+0.75(0.7Ey)	D+0.7Ey	0.6D+0.7Ey	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje A y eje 1	0.770	0.702	0.673	0.942	0.930	0.901	22%
	D+0.75L+0.75(0.7Ey)	D+0.75L+0.75(0.7Ex)	D+L	D+0.75L+0.75(0.7Ey)	D+0.7Ey	0.6D+0.7Ey	Porcentaje de incremento en la combinación que incluye al sismo
Columna entre eje B y eje 1	0.694	0.629	0.611	0.812	0.705	0.689	17%

En la dirección X e Y, el sistema resistente a fuerzas laterales está compuesto por pórticos concéntricamente arriostrados.

Arriostres

En la Tabla 6-16 se observa que la combinación que gobierna el diseño de los arriostres verticales incluye a la carga de sismo (D+0.75L+0.75(0.7Ex)) y son los elementos junto con las columnas (lo cual no se observa en las naves industriales) que poseen mayor porcentaje de incremento, alrededor del 20%, en el índice de demanda – capacidad. Los arriostres horizontales del primer nivel no han experimentado un incremento tan significativo como el de los verticales, solo 5%, en el modelo 1 la combinación que gobierna su diseño no incluye la carga sísmica D+L solo cargas gravitatorias, ya en el modelo 2 esta cambia a una combinación que incluye el sismo (D+0.75L+0.75 (0.7Ey)). En los arriostres horizontales del segundo nivel se observa que la combinación que gobierna su diseño incluye a la carga de sismo (D+0.75L+0.75 (0.7Ey)) y presentan un mayor porcentaje de incremento 16%. En general se espera que no se presenten cambios en los arriostres horizontales debido a que el porcentaje de incremento no es tan significativo y al bajo índice de demanda capacidad en estos.

Columnas de esquina

Para la columna de esquina, entre eje A y eje 1, en el modelo 1 su diseño está gobernado por la siguiente combinación $D+0.75L+0.75(0.7E_y)$ que incluye a la carga sísmica. En el modelo 2, la combinación de diseño no sufrió ningún cambio teniendo un incremento en la combinación que incluye a la carga sísmica y en el índice de demanda capacidad del 22%, es importante observar que estos elementos son junto con los arriostres verticales los que experimentan mayor porcentaje de variación.

De la tabla de combinaciones prioritarias, Tabla 6-17, se observa en el modelo 1 que en la columna de esquina la combinación por sismo es más relevante que en las columnas interiores, y es por ello que en estas aparece en las tres combinaciones prioritarias mientras que en la columna interior, entre eje B y eje 1, aparece gobernando en las dos combinaciones prioritarias, en la tercera prioridad aparecen las cargas gravitatorias.

Columnas interiores

Para la columna interior, entre eje B y eje 1, en el modelo 1 la combinación que gobierna su diseño incluyen a las carga de sismo $D+0.75L+0.75(0.7E_y)$ y esta no cambia en el modelo 2.

Como se mencionó anteriormente las columnas que se encuentran en los extremos son las que sufren más por la carga sísmica, es decir toman más carga axial, y esto se puede observar en la tabla de las combinaciones prioritarias. La columna interior posee un porcentaje de incremento de la carga sísmica y en el índice de demanda capacidad del 17%.

Vigas

De la Tabla 6-16 se observa que las únicas vigas que cambian de combinación de diseño son las vigas del tercer nivel que en el modelo 1 tienen como combinación de diseño a las cargas gravitatorias $D+L$ y en el modelo 2 a la siguiente combinación $D+0.75L+0.75(0.7E_x)$. Pero el incremento en el índice de demanda – capacidad que estas experimentan es en promedio del 3%.

En la Tabla 6-18 se muestra el porcentaje de incremento en el índice de demanda – capacidad en los elementos estructurales, el orden de combinación prioritaria para el sismo y debajo del valor del modelo 1 la combinación de diseño en dicho modelo y debajo del valor del modelo 2 la combinación por sismo.

Tabla 6-18. Porcentaje de incremento en el índice demanda – capacidad y orden de combinación prioritaria para la carga sísmica.

Elemento	Silo de acero de ceniza volante		
	Porcentaje de incremento	Combinación prioritaria Modelo 1	Combinación prioritaria Modelo 2
Arriostres verticales	19.50%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey/0.7Ex)	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey/0.7Ex)
Arriostres horizontales Primer nivel	5.00%	2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Arriostres horizontales Segundo nivel	16.00%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna exterior (entre eje A y eje 1)	22.00%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Columna exterior (entre eje B y eje 1)	17.00%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga interior Primer - Segundo nivel	0.00%	2° D+L	2° D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Viga perimetral Primer - Segundo nivel	0.00%	2° D+L	2° D+0.75L+0.75(0.7Ey)
Viga interior Tercer nivel	2.00%	2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ex)
Viga perimetral Tercer nivel	4.00%	2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ex)

Se concluye que para este tipo de estructuras donde la masa sísmica es considerable, utilizando el espectro de la norma actual el sismo gobierna el diseño de los elementos estructurales tales como los arriostres verticales y las columnas, excepto en las vigas y arriostres horizontales en los que la combinación que gobierna el diseño son las cargas gravitatorias.

En el diseño con el espectro propuesto las columnas y los arriostres son los que experimentan un porcentaje de variación importante alrededor del 20% en ambos elementos, el cual es mayor que el porcentaje de variación en la nave industrial con puente grúa que es en promedio 3% para las columnas del eje 1 entre ejes B y G que son las que experimentan cambio de combinación, y en la nave industrial sin puente grúa que es de 5% para las columnas de los pórticos rígidos exteriores (ejes B y G) que son los únicos que experimentan cambios. Además en esta última estructura la cantidad de columnas que experimentan cambios es menor que el de la nave con puente grúa, y se tiene un porcentaje de variación del 28% en las columnas de las esquinas pero que no influyen considerablemente en el diseño debido a que éstas poseen un índice bajo de demanda – capacidad.

Al analizar las columnas en el modelo 1 el que tiene mayor índice de demanda capacidad es la columna de la esquina (0.770) con una combinación de diseño igual a $D+0.75L+0.75(0.6Ey)$ que se mantiene en el modelo 2. En el modelo 2 el mayor índice sigue siendo el de esta columna (0.942), lo anterior implica que realizar el diseño con el nuevo espectro propuesto en este tipo de estructuras generaría grandes variaciones en el diseño en todas las columnas, lo que no sucede en las estructuras de las naves en las que se observa que el máximo índice de demanda – capacidad en las columnas no varía.

Para las vigas del silo se cumpliría lo mismo que para las vigas de las otras estructuras, es decir no se generarían cambios en el diseño; en los dos primeros niveles no se tiene ningún porcentaje de incremento, pero en el tercer nivel la viga perimetral, con un índice de 0.558 debido a la combinación por cargas gravitatorias (D+L), varía al pasar del modelo 1 al modelo 2 en el que el índice se incrementa en 4% (0.580) y la combinación de diseño incluye al sismo $D+0.75L+0.75(0.7Ex)$.

Los arriostres verticales sufren mayor variación en el índice de demanda – capacidad de todos los elementos resistentes a fuerzas laterales alrededor del 38.5% en la nave sin puente grúa, 30% en la nave con puente grúa, y 20 % en la estructura del silo. Los arriostres horizontales también se ven afectadas por la carga de sismo pero no es una variación tan considerable como en los primeros: 13% en la nave sin puente grúa, 12% en la nave con puente grúa y 5% en la estructura del silo. Estos valores se puede explicar porque las columnas en los elementos más pesados son de mayores dimensiones por ende trabajan más y colaboran en la rigidez a fuerzas a laterales aliviando a los arriostres.

6.4 COMPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ANALIZADAS

6.4.1 Porcentajes de incremento y prioridad de combinación

En la Tabla 6-19 se muestra un resumen de los porcentajes de incremento y la prioridad de combinación del sismo para las columnas de las naves industriales con y sin puente grúa.

Tabla 6-19. Porcentajes de incremento y combinación prioritaria para el sismo en columnas de las naves industriales con y sin puente grúa.

Elemento	Nave sin puente grúa			
	Porcentaje de incremento	incremento combinación sismo	prioridad de combinación de sismo	
			MODELO 1	MODELO 2
Columna entre eje B y eje 1	9%	16%	3° D+S	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje C y eje 1	0%	3%	3° D+S	2° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje D y eje 1	0%	1%	3° D+S	3° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje E y eje 1	0%	2%	3° D+S	3° (D+0.750.7Ey)+0.75S
Columna entre eje F y eje 1	0%	3%	3° D+S	2° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje G y eje 1	2%	9%	3° D+S	1° D+0.75(0.7Ey)+0.75S
Columna entre eje H y eje 1	28%	31%	2° D-0.6Wx	1° D+0.7Ex

Columna entre eje A y eje 1	27%	31%	2° D-0.6Wx	1° D+0.7Ex
Columna entre eje A y eje 2	0%	28%	NA D+0.6Wx	2° D+0.7Ex
Columna entre eje A y eje 3	0%	26%	NA D+0.6Wx	NA D+0.6Wx
Elemento	Nave con puente grúa			
	Porcentaje de incremento	incremento combinación sismo	prioridad de combinación de sismo	
			MODELO 1	MODELO 2
Columna entre eje B y eje 1	1%	6%	3° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) +0.75S
Columna entre eje C y eje 1	6%	6%	2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) +0.75S
Columna entre eje D y eje 1	0%	2%	3° D+0.75L+0.75(0.6W y)+0.75S	3° D+0.75L+0.75(0.7Ex) +0.75S
Columna entre eje E y eje 1	0%	2%	3° D+0.75L- 0.75(0.6Wy)+0.75S	2° D+0.75L+0.75(0.7Ex) +0.75S
Columna entre eje F y eje 1	3%	5%	2° D+0.75L- 0.75(0.6Wy)+0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) +0.75S
Columna entre eje G y eje 1	5%	6%	2° D+L	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) +0.75S
Columna entre eje H y eje 1	0%	11%	2° D+L	2° D+0.75L+0.75(0.7Ex) +0.75S
Columna entre eje A y eje 1	0%	11%	2° D+L	2° D+0.75L+0.75(0.7Ex) +0.75S
Columna entre eje A y eje 2	5%	19%	3° D+0.75L- 0.75(0.6Wx)+0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ex) +0.75S
Columna entre eje A y eje 3	0%	9%	NA D+0.6Wx	NA D+0.6Wx

De la Tabla 6-19, para las columnas de los pórticos rígidos (ejes B-G) se observa que para la nave con puente grúa la combinación por sismo tiene mayor prioridad que en la nave sin puente grúa, incluso dos de estas columnas (entre ejes C, F y eje 1) que no poseen porcentaje de incremento en la nave sin puente grúa cambiaron de combinación en la estructura con puente grúa debido a que ahora

la combinación por sismo gobierna su diseño. Los porcentajes de incremento en la combinación por sismo presentan menos variabilidad en la nave con puente grúa que en la nave sin puente grúa. Además se observa que en las dos estructuras las columnas que son más susceptibles al sismo son las extremas en comparación con las columnas centrales.

Al analizar en la dirección X, en las columnas de las esquinas (entre ejes A, H y eje 1) se observa que en las dos estructuras inicialmente la combinación de diseño no incluye al sismo, en el modelo 1 el diseño está gobernado por la combinación que incluye la carga de viento en la estructura de la nave sin puente grúa y por la combinación que incluye la carga móvil en la nave con puente grúa, en el modelo 2 se observa que para la primera estructura ahora la combinación que gobierna el diseño incluye al sismo mientras que para la segunda estructura se mantiene invariable su combinación, esto se debe en el primer caso de que al tratarse de columnas de los extremos éstas son más vulnerables a la acción del sismo y en el segundo caso es que la carga móvil actúa sobre estas columnas y es más importante que el incremento del sismo.

En la columna interior cercana a los extremos (entre eje A y eje 2) se observa también que el sismo tiene mayor prioridad en la nave con puente grúa que en la nave sin puente grúa, en ambas estructuras en el modelo 1 la combinación de diseño incluye la carga de viento, pero al pasar al modelo 2 la única que sufre un porcentaje de incremento en el índice es de la primera estructura ya que ahora la combinación de diseño incluye a la carga de sismo. La columna interior entre eje A y eje 3 su combinación de diseño es debido a la carga de viento y no sufre variaciones al cambiar del modelo 1 al modelo 2, ya que al tratarse de una columna interior esta no es tan vulnerable a la acción sísmica y es por este motivo que también la combinación por sismo no aparece dentro de las tres combinaciones prioritarias.

En la Tabla 6-20 se muestra un resumen de los porcentajes de incremento y la prioridad de combinación del sismo para las columnas representativas del silo de acero de ceniza volante.

Tabla 6-20. Porcentajes de incremento y combinación prioritaria para el sismo en columnas del silo.

Elemento	Silo de acero de ceniza volante			
	Porcentaje de incremento	Porcentaje de incremento combinación sismo	prioridad de combinación de sismo	
			MODELO 1	MODELO 2
Columna entre eje A y eje 1	22%	22%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) + 0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)+ 0.75S
Columna entre eje B y eje 1	17%	17%	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey) + 0.75S	1° D+0.75L+0.75(0.7Ey)+ 0.75S

De la Tabla 6-20 se observa que en esta estructura la combinación que gobierna el diseño incluye a la carga sísmica y esta está en primera prioridad tanto en el modelo 1 y el modelo 2. Además tiene un porcentaje de incremento en el índice de demanda – capacidad mayor que el de las otras estructuras alrededor del 20% en promedio.

6.4.2 Masas sísmicas y fuerzas cortantes

La Tabla 6-21 y Tabla 6-22 muestran las masas sísmicas de las estructuras analizadas, el peso de los elementos estructurales por metro cuadrado de área construida y las cortantes dinámicas y estáticas en el modelo 1 y el modelo 2 respectivamente. Todos estos valores se normalizaron con respecto a los encontrados en la nave industrial sin puente grúa y son los que se muestran en paréntesis.

Tabla 6-21. Masas sísmicas y fuerzas cortantes del modelo 1.

Descripción de la estructura	Masa sísmica (t)	Peso Estructura (kg/m2)	Modelo 1		
			VdináX (t)	VdináY (t)	VestáX_Y (t)
Nave industrial sin puente grúa	140.96 (1.00)	82.93 (1.00)	28.93 (1.00)	32.02 (1.00)	39.64 (1.00)
Nave industrial con puente grúa	200.76 (1.42)	108.57 (1.31)	43.68 (1.51)	47.83 (1.49)	56.21 (1.42)
Silo de acero	3304.84 (23.44)	1718.35 (20.72)	414.31 (14.32)	382.35 (11.94)	591.57 (14.92)

Tabla 6-22. Masas sísmicas y fuerzas cortantes del modelo 2.

Descripción de la estructura	Masa sísmica (t)	Peso Estructura (kg/m2)	Modelo 2		
			VdináX (t)	VdináY (t)	VestáX_Y (t)
Nave industrial sin puente grúa	140.96 (1.00)	82.93 (1.00)	41.66 (1.00)	46.11 (1.00)	57.28 (1.00)
Nave industrial con puente grúa	200.76 (1.42)	108.57 (1.31)	62.87 (1.51)	68.87 (1.49)	81.51 (1.42)
Silo de acero	3304.84 (23.44)	1718.35 (20.72)	586.97 (14.09)	538.72 (11.68)	839.42 (14.65)

En la Tabla 6-23 se muestra los coeficientes sísmicos, obtenidos al dividir la cortante entre el peso de la estructura, de las cortantes estáticas y dinámicas en el modelo 1 y modelo 2 para cada estructura analizada.

Tabla 6-23. Coeficiente sísmico.

Descripción de la estructura	Coeficiente Sísmico					
	Modelo 1			Modelo 2		
	VdináX	VdináY	VestáX_Y	VdináX	VdináY	VestáX_Y
Nave industrial sin puente grúa	0.205	0.227	0.281	0.296	0.327	0.406
Nave industrial con puente grúa	0.218	0.238	0.281	0.313	0.343	0.406
Silo de acero	0.125	0.116	0.179	0.178	0.163	0.254

Cortante estática

De la Tabla 6-21 y Tabla 6-22 se observa que la cortante estática en ambas direcciones en el modelo 1 y modelo 2 guardan la misma relación que las masas sísmicas (relación de 1.00 a 1.42) para la nave industrial sin y con puente grúa, esto se debe a que ambas estructuras tienen el mismo coeficiente sísmico en ambos modelos, 0.281 en el modelo 1 y 0.406 en el modelo 2 (ver Tabla 6-23) y dado que este es constante entonces la cortante estática solo depende de la masa. Los coeficientes sísmicos de las cortantes estáticas siguen la misma forma que el espectro de aceleración, solo que en esta se ingresa con un solo periodo fundamental de vibración calculado como lo estipula la norma. Los periodos fundamentales de vibración son de 0.40 s y 0.36 s para la nave sin y con puente grúa respectivamente, ambos se encuentran en la plataforma por lo que los coeficientes sísmicos se calcularon con un coeficiente $C=2.50$ y $C=3.60$ en el modelo 1 y modelo 2 respectivamente para ambas estructuras.

Lo que no sucede con el silo de acero donde la masa sísmica es 23.44 veces mayor que el de nave industrial sin puente grúa pero su cortante estática en el modelo 1 solo es de 14.92 veces más grande, esto se explica debido a que poseen coeficientes sísmicos estáticos diferentes, el coeficiente sísmico estático del silo es de 0.179 (correspondiente a un periodo fundamental de 0.63 s lo que indica que se encuentra en la zona de caída de la curva y con el que se obtiene un $C=1.59$) y el de la nave industrial es de 0.281, por lo tanto las cortantes estáticas que depende del coeficiente sísmico y de la masa se van a ver influenciadas por esta diferencia ($14.92=23.44 \times 0.179 / 0.281$). Lo mismo sucede en el modelo 2 donde el coeficiente sísmico de la nave industrial se amplifican por 1.44 pero la del silo solo por 1.42 ($14.65=23.44 \times (0.179 \times 1.42) / (0.281 \times 1.44)$) es por ello que en este modelo la relación de cortantes estáticas entre el silo y la nave industrial se reduce.

Cortante dinámica

Cuando se realiza un análisis dinámico, el coeficiente sísmico de la cortante del modo "i" en la base depende no solo del coeficiente obtenido directamente del espectro, sino también del índice de masa participativa del modo. Por lo general la masa participativa del primer modo traslacional es menor que uno, posteriormente este modo que va a influir más en la respuesta (ya que tiene mayor masa participativa que los otros) se tiene que combinar con los demás modos para obtener la resultante. La norma establece que se tienen que combinar los modos de vibración hasta que se alcance por lo menos una masa participativa del 90% de la masa total.

Se puede un alcanzar una masa participativa que se aproxime a la unidad (100%) combinando los modos de vibración y es lo que indica la norma E030. Pero esta se refiere que al combinar estos modos de vibración sumando algebraicamente sus masas participativas se llegue a tal valor, pero la combinación modal no es una suma una algebraica, es un valor representativo que no llega a ese límite. Por este motivo la cortante dinámica es en valor numérico menor que la cortante estática.

Pero también se tiene que tener en cuenta que al realizar la combinación modal, los otros modos de vibración traslacional comparándolos con el primer modo

vibración traslacional tienen un periodo menor de vibración, por lo tanto mayor coeficiente leído directamente del espectro pero menor masa participativa, es decir, los otros modos de vibración tienen diferente periodo de vibración y masa participativa que el primer modo traslacional dominante (el que tiene mayor masa participativa).

De la Tabla 6-23 se observa que los coeficientes sísmicos estáticos son mayores que los coeficientes sísmicos dinámicos debido a que estos últimos se obtienen de realizar una combinación de todos los modos considerados y en cada modo el coeficiente sísmico no solo depende del espectro de aceleraciones sino también de la masa participativa de cada modo de vibración esto hace que el coeficiente obtenido directamente del espectro se reduzca por este factor.

La primera diferencia se debe a la forma del cálculo del periodo fundamental de vibración el cual en la cortante estática se calcula mediante $T=h/C_t$ mientras que en las formas de modo y periodos de vibración se calculan resolviendo la ecuación de valores y vectores propios y estos van a variar en su coeficiente obtenida del espectro. La segunda diferencia es en la masa participativa, en la cortante estática se tiene un valor del 100% mientras que en los modos de vibración son valores menores a la unidad. En la dinámica se consideran los modos hasta que tengan una masa participativa de por lo menos el 90%, esto no quiere decir que el coeficiente sísmico será el 90% del coeficiente estático este inclusive será menor ya que las cortantes de los modos no se suman algebraicamente si no que se combinan mediante un método de combinación.

En el caso hipotético que el periodo fundamental de vibración traslacional para el análisis estático y el periodo del primer modo traslacional del análisis dinámico son iguales, ambos tendrían el mismo coeficiente leído directamente del espectro (que solo depende de C , y este del periodo de vibración) pero la masa participativa del cortante estático es 1 mientras que la masa participativa del cortante dinámico es menor que uno y es por ello que siempre va a haber una diferencia en el valor numérico.

Se observa que los coeficientes sísmicos de la nave industrial con puente grúa son mayores que los coeficientes sísmicos que la nave industrial sin puente grúa,

a pesar de que ambas estructuras tiene casi el mismo coeficiente obtenida directamente del espectro para todos sus modos traslacionales, debido a que los periodos de vibración de los modos se encuentran dentro de la plataforma ($T_x=0.384$ s, $T_y=0.372$ s para la nave industrial sin puente grúa, y $T_x=0.408$ s $T_y=0.361$ s para la nave con puente grúa). Esto se debe a que los primeros modos traslacionales de la nave industrial sin puente grúa tienen una masa participativa menor (2do modo masa participativa en $X=62.07\%$ y 3er modo masa participativa en $Y=71.98\%$) que para los primeros modos traslaciones del puente grúa (1er modo masa participativa en $X=77.87\%$ y 5to modo masa participativa en $Y=82.43\%$) esto hace la diferencia, ya que el coeficiente del espectro es casi el mismo para ambas estructuras. Es por la variación del coeficiente sísmico que la relación entre cortantes dinámicas de estas estructuras se incrementan, en la dirección Y a 1.49 en el modelo 1 y el modelo 2 ($1.49=1.42 \times 0.343/0.327$) porque si tuvieran el mismo coeficiente sísmico se cumpliría la misma relación entre masas e igual relación que la cortante estática. Esta misma relación pero con un poco mayor de variación (1.51) se mantiene para las cortantes dinámicas en X en el modelo 1 y 2 debido a la variación mayor en masa participativa en esa dirección (variación $X=1.25=77.87/62.07$, variación $Y=1.15=82.43/71.98$).

Se observa que los coeficientes sísmicos de la estructura del silo son menores que los coeficientes sísmicos de la nave industrial sin puente grúa, esto se debe a la diferencia del coeficiente obtenido del espectro debido a que los periodos son totalmente diferentes ($T_x=0.384$ s, $T_y=0.372$ s para la nave industrial sin puente grúa, y $T_x=0.713$ s $T_y=0.860$ s para la estructura del silo, estos últimos explican también porque el coeficiente sísmico en X, 0.125, es mayor que en Y, 0.116, para el silo en el modelo 1) y a parte también se tiene diferente masa participante.

La nave industrial sin puente grúa tienen una masa participativa menor (2do modo masa participativa en $X=62.07\%$ y 3er modo masa participativa en $Y=71.98\%$, esto explica porque el coeficiente sísmico en Y, 0.227, es mayor que en X, 0.205, a pesar de tener mismo coeficiente del espectro) que para los primeros modos traslaciones del silo (6to modo masa participativa en $X=75.22\%$ y 5to modo masa participativa en $Y=86.68\%$, a pesar de que la masa participativa es mayor en Y que en X el coeficiente sísmico es menor ya que esta predominando el coeficiente del espectro). Es por los coeficientes sísmicos que la relación entre cortantes

dinámicas es de 14.32 en la dirección X en el modelo 1 ($14.32=23.44 \times 0.125/0.205$) porque si tuvieran el mismo coeficiente sísmico se cumpliría la misma relación entre masas. Esta misma relación pero con menor variación (11.94) se da para las cortantes dinámicas en Y en el modelo 1 debido a que la variación de coeficientes sísmicos en X es mayor que en Y (variación $X=0.610=0.125/0.205$, variación $Y=0.511=0.116/0.227$).

6.4.3 Coeficientes sísmicos de diseño

En la Tabla 6-24 se muestra los coeficientes sísmicos con los que se están diseñando las estructuras, obtenidas al dividir la cortante dinámica amplificada por el factor de escalamiento entre el peso de la estructura, y el factor de incremento al pasar del modelo 1 al modelo el cual se encuentra entre paréntesis. El factor de escalamiento resulta de comparar la cortante dinámica con el 80% de la cortante estática.

Tabla 6-24. Coeficiente sísmico de diseño.

Descripción de la estructura	Coeficiente Sísmico					
	Modelo 1			Modelo 2		
	VdináX	VdináY	VestáX_Y	VdináX	VdináY	VestáX_Y
Nave industrial sin puente grúa	0.225 (1.00)	0.227 (1.00)	0.281 (1.00)	0.325 (1.44)	0.327 (1.44)	0.406 (1.44)
Nave industrial con puente grúa	0.225 (1.00)	0.238 (1.00)	0.281 (1.00)	0.325 (1.44)	0.343 (1.44)	0.406 (1.44)
Silo de acero	0.143 (1.00)	0.143 (1.00)	0.179 (1.00)	0.203 (1.42)	0.203 (1.42)	0.244 (1.42)

De la Tabla 6-24 se observa que el coeficiente sísmico máximo que corresponde al de la plataforma en el espectro de diseño (0.281 para el modelo 1 y 0.406 para el modelo 2) no va a ser con el que se diseñan las estructuras industriales, debido a que muchas de estas van a presentar periodos de vibración correspondientes a los modos traslacionales que sean mayores T_p y masas participantes menores al 100%.

El coeficiente sísmico con el que se diseña el silo es el 51% ($0.51=0.143/0.281$) del máximo en el modelo 1 y 50% ($0.50=0.203/0.406$) en el modelo 2, el de la nave industrial sin puente grúa es de 81% en ambos modelos y en la nave con puente grúa 85% también en ambos modelos. También se observa que al pasar del

modelo 1 al modelo 2 el coeficiente sísmico del silo se incrementa en un 42%, y el de las naves en 44%, esto es debido a los factores de modificación aplicados.

Con lo anterior se corrobora la importancia del periodo vibración traslacional y el tipo de suelo que va a definir el espectro de respuesta. Por ejemplo si estuviéramos sobre un suelo flexible $T_p=1.0$ s, la plataforma del espectro se extiende hasta este valor y envolvería los periodos de vibración del silo ($T_x=0.713$ s, $T_y=0.860$ s) y consecuentemente el coeficiente sísmico se incrementaría, ya que con estos periodos nos encontraríamos en la plataforma del espectro y alcanzar el máximo coeficiente sísmico solo dependería de las masas participantes de los modos traslacionales de las estructuras.

En la Tabla 6-25 se muestran las fuerzas sísmicas y los coeficientes sísmicos de diseño en la dirección Y (entre paréntesis se muestran los valores normalizados de estos con respecto a la nave industrial sin puente grúa).

Tabla 6-25. Fuerzas sísmicas y coeficientes sísmicos de diseño en dirección Y.

Descripción de la estructura	Masa sísmica (t)	Peso Estructura (kg/m ²)	Modelo 1		Modelo 2	
			CS (Direcc. Y)	VdináY (kN)	CS (Direcc. Y)	VdináY (kN)
Nave industrial sin puente grúa	140.96 (1.00)	82.93 (1.00)	0.227 (1.00)	320.20 (1.00)	0.327 (1.00)	461.08 (1.00)
Nave industrial con puente grúa	200.76 (1.42)	108.57 (1.31)	0.238 (1.05)	478.25 (1.49)	0.343 (1.05)	688.68 (1.49)
Silo de acero	3304.84 (23.44)	1718.35 (20.72)	0.143 (0.63)	4733.51 (14.78)	0.203 (0.62)	6717.89 (14.57)

Teniendo en consideración que las tres estructuras poseen el mismo espectro de diseño, sin embargo estas tienen diferentes coeficientes sísmicos, de los cuales la nave industrial con puente grúa tiene ligeramente un mayor coeficiente sísmico que la nave industrial sin puente grúa, y este a su vez tiene mayor coeficiente sísmico que la estructura del silo. Pero debido a la enorme diferencia de masas entre el silo este se diseña con mayor fuerza cortante que la nave industrial con puente grúa y este a su vez con mayor fuerza que la nave industrial sin puente grúa por tener mayor coeficiente sísmico y masa que esta última. Esta diferencia se puede maximizar aún más en el caso del silo, si es que este se encontraría sobre un suelo flexible y por lo mencionado anteriormente su coeficiente sísmico

podría ser tan igual que el de las naves y por lo tanto la relación de cortantes podría resultar ser igual a la relación de masas de las estructuras.

CONCLUSIONES

Espectro de aceleraciones

- Utilizar solo un factor de modificación para todo el espectro conduciría a errores, en unos casos se estaría siendo conservador (amortiguamiento del 2%) y en otros no (amortiguamiento del 10%). Es por ello que en la presente tesis se plantea tres factores de modificación, uno para la zona de la plataforma y otros dos para la zona de caída de la curva.

Lo anterior tiene como fundamento teórico al FAD (factor de amplificación dinámica) y se comprobó analizando la relación de índices espectrales y las formas de los espectros, en los cuales se observa que para periodos muy cortos y periodos muy largos el espectro no es muy sensible al porcentaje de amortiguamiento. Por lo mencionado, adicionalmente a los factores de modificación obtenidos se debería tener otro factor para la zona de periodo cortos ($T < 0.2T_p$), el cual también fue determinado pero se observó que presenta mucha variabilidad en un rango corto, es por este motivo que se homogenizo con el factor de modificación de la plataforma. Otra de las razones se debe a que la normativa peruana no considera el tramo ascendente hasta la plataforma debido a que los sismos característicos de nuestra región son de frecuencia alta y por convención se optó por prolongar el coeficiente de la plataforma.

- El cálculo del coeficiente de amplificación sísmica no puede ser determinado considerando solo un registro sísmico, ya que este posee mucha variabilidad, es por ello que este coeficiente resulta de un análisis de un conjunto de acelerogramas que pertenecen a estaciones acelerográficas bajo características geotécnicas similares, debido a que estas influyen en la respuesta, tal como el periodo dominante (intervalo donde se produce máximas aceleraciones) del suelo que se mantiene casi constante en todos los sismos.

- Dado que uno de los objetivos es analizar los acelerogramas de sismos de mediana y gran magnitud dando relevancia a aquellos con los cuales se construyó el espectro de la norma; la estación acelerográfica analizada fue la del Parque de la Reserva que se encuentra ubicada en el cercado de Lima y de acuerdo al Mapa de zonificación de tipos de suelos para Lima Metropolitana elaborado por el CISMID (2005) y la información de las redes acelerográficas en el Perú (Alva, 2016), esta se encuentra sobre un suelo rígido clasificado como S_1 , de acuerdo a la norma E030.

Los registros sísmicos de esta estación se dividieron en dos grupos para ver las implicancias que se tienen en el valor de los coeficientes de amplificación sísmica y los factores de modificación al considerar diferentes acelerogramas. El grupo II está conformado por los tres registros sísmicos con mayor magnitud y PGA, y el grupo I está conformado por todos los registros sísmicos con magnitud mayor a 6 y un PGA mayor a 0.05g.

- Los coeficientes de amplificación sísmica obtenidos se corroboraron incorporando en el análisis el sismo de Pisco del año 2007 registrado en estaciones acelerográficas sobre suelo tipo S_1 .

Con estos registros y los del Grupo II se validaron y corrigieron los coeficientes de amplificación sísmica con base en el análisis de las curvas de los espectros de desplazamiento y aceleración normalizada.

- Los coeficientes de amplificación sísmica para porcentajes de amortiguamiento del 2%, 5% y 10% para probabilidades de no excedencia del 50% y 84.1% para cada grupo de análisis son:

-Para la zona de la plataforma ($0.2 \leq T \leq T_p$)

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	2.675	3.091	3.220	3.626
5%	2.008	2.296	2.310	2.524
10%	1.587	1.802	1.778	1.901

-Para la primera región de la zona de caída de la curva ($T_p \leq T \leq T_L$)

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	0.498	0.884	0.649	1.240
5%	0.392	0.688	0.490	0.926
10%	0.322	0.560	0.387	0.723

-Para la segunda región de la zona de caída de la curva ($T \geq T_L$)

Porcentaje de amortiguamiento	Parque de la Reserva Grupo I		Parque de la Reserva Grupo II	
	P(50%)	P(84.1%)	P(50%)	P(84.1%)
2%	0.137	0.148	0.164	0.174
5%	0.117	0.126	0.136	0.145
10%	0.101	0.107	0.116	0.121

Se observa que los coeficientes de amplificación sísmica con mayor valor son los que corresponden al Grupo II y probabilidad de no excedencia del 84.1%, debido a esto los factores de modificación considerados fueron los calculados a partir de estos valores.

- Los factores de modificación de espectros para amortiguamientos del 2 y 10% que se obtuvieron después de analizar los registros sísmicos son:

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma ($0.2T_p \leq T \leq T_p$)	Para la primera región de la zona de caída ($T_p < T \leq T_L$)	Para la segunda región de la zona de caída ($T > T_L$)
2%	1.437	1.339	1.208
10%	0.753	0.781	0.840

Estos factores de modificación son una relación de los coeficientes de amplificación sísmica que se obtuvieron a partir de los espectros normalizados teniendo como base al espectro normalizado de 5%.

- Luego de analizar la curva del coeficiente de amplificación sísmica en conjunto con el espectro de desplazamientos se propuso que el valor de $T_L=2.5$ s para un suelo tipo S_1 necesita ser incrementado hasta el valor de 3 s, y los factores de modificación que hacen un mejor ajuste a las curvas de los espectros de aceleración normalizada y de desplazamientos resultan los mostrados en la siguiente tabla.

Porcentaje de amortiguamiento	Para la plataforma ($T \leq T_p$)	Para la primera región de la zona de caída ($T_p < T \leq T_L = 3 \text{ s}$)	Para la segunda región de la zona de caída ($T > T_L = 3 \text{ s}$)
2%	1.44	$1.44 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}}$ (1.44–1.36)	1.36
10%	0.76	$0.76 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\left(1 - \frac{\log \frac{1.90}{2.10}}{\log \frac{T_p}{T_L}}\right)}$ (0.76–0.84)	0.84

Con estos factores de modificación se calcularon los coeficientes de amplificación sísmica para amortiguamientos del 2% y 10% al multiplicarlos por el coeficiente correspondiente al 5%.

Por lo tanto el coeficiente de amplificación sísmica para un amortiguamiento del 2% se define como:

$$\begin{aligned}
 & \text{- Para } T \leq T_p && C = 3.60 \\
 & \text{- Para } T_p < T \leq T_L = 3s && C = 3.60 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\frac{\log \frac{3.60}{3.40}}{\log \frac{T_p}{T_L}}} \\
 & \text{- Para } T > T_L = 3s && C = 3.40 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

Y para un amortiguamiento del 10% se estableció como:

$$\begin{aligned}
 & \text{- Para } T \leq T_p && C = 1.90 \\
 & \text{- Para } T_p < T \leq T_L = 3s && C = 1.90 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)^{\left(1 - \frac{\log \frac{1.90}{2.10}}{\log \frac{T_p}{T_L}}\right)} \\
 & \text{- Para } T > T_L = 3s && C = 2.10 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

- El factor de modificación aplicado al espectro de diseño también debe ser considerado en el cálculo de la cortante estática para poder encontrar la fuerza cortante mínima en la base y por ende el factor de escalamiento ya en el proceso de diseño.

Estructuras analizadas

- Diseñar estructuras de acero con el espectro de la norma E030, que corresponde a un porcentaje de amortiguamiento del 5%, induciría a errores en los cálculos de análisis y diseño, debido a que estas estructuras poseen un amortiguamiento menor y por lo tanto mayores ordenadas espectrales, y se observó en las estructuras diseñadas que la fuerza cortante y los desplazamientos se incrementaron en 43% en promedio, y los índices de demanda – capacidad de los elementos más rígidos en 30%.
- Los desplazamientos y las fuerzas cortantes se amplificaron por el mismo factor de modificación con el que se amplificó el espectro de aceleraciones, esto debido a que se ha realizado un análisis lineal y elástico.
- El coeficiente sísmico máximo que corresponde al de la plataforma en el espectro de diseño (0.281 para el modelo 1 y 0.406 para el modelo 2) no es con el que se diseñaron las estructuras industriales de acero, debido a que se tiene modos traslacionales con periodos de vibración mayores a T_p en algunos casos y masas participativas menores al 100%. Sin embargo, se observó que el coeficiente sísmico correspondiente a la cortante estática para los modelos de la nave industrial sin y con puente grúa si poseen el máximo valor, debido a que el coeficiente sísmico para este tipo de análisis posee una masa participativa del 100% y solo depende en que zona del espectro se encuentre la estructura al entrar a la gráfica con el periodo de vibración traslacional.
- A pesar de que las tres estructuras poseen el mismo espectro de diseño estas tienen diferentes coeficientes sísmicos de los cuales la nave industrial con puente grúa tiene ligeramente un mayor coeficiente que la nave sin puente grúa, y esta a su vez posee mayor coeficiente que el silo. Sin embargo, por la enorme diferencia de masas entre el silo y las demás estructuras este se diseña con mayor fuerza cortante que la nave industrial con puente grúa y este a su vez con mayor fuerza que la nave sin puente grúa.

Esta diferencia entre fuerzas sísmicas de diseño se puede incrementar aún más en el caso del silo, si es que este se encontrara sobre un suelo flexible $T_p=1.00$ s y por lo tanto sus modos de vibración estarían en la plataforma del espectro, y consecuentemente su coeficiente sísmico podría ser tan igual que el de las naves y la relación de cortantes podría resultar ser igual al de sus masas.

- Los arriostres verticales (en los pórticos) sufren mayor variación en el índice de demanda – capacidad de todos los elementos resistentes a fuerzas laterales alrededor del 38.5% en la nave sin puente grúa, 30% en la nave con puente grúa, y 20 % en la estructura del silo. Los arriostres horizontales (en los sistemas de techo) también se ven afectados por la carga de sismo pero no es una variación tan considerable como en los primeros: 13% en la nave sin puente grúa, 12% en la nave con puente grúa y 10.5% en la estructura del silo. Estos valores se explican porque las columnas en los elementos más pesados son de mayores dimensiones por ende colaboran en la rigidez a fuerzas laterales aliviando a los arriostres.
- Del análisis estructural se observó en todas las estructuras que las columnas de los extremos de los pórticos son las que son más susceptibles a las fuerzas sísmicas comparadas con las columnas centrales. Esto se puede ver reflejado en el incremento en la combinación que incluye al sismo.

En las naves industriales con y sin puente grúa estas columnas exteriores tienen mayor incremento en el índice de demanda - capacidad pero las columnas centrales son las que se encuentran más solicitadas y su combinación de diseño son gobernadas por cargas gravitatorias y de viento.

- En las estructuras analizadas el diseño de las vigas está gobernado por cargas gravitatorias más que por cargas sísmicas. En las naves industriales con y sin puente grúa las vigas centrales son las que se encuentran más solicitadas y su combinación de diseño por cargas gravitatorias no varían al pasar del modelo 1 al modelo 2, en la estructura del silo en los dos primeros niveles no se tiene ningún porcentaje de incremento pero en el tercer nivel las vigas interiores y perimetrales experimentan incrementos en el índice del 2%

y 4% respectivamente, los cuales no son tan significativos como en el caso de las columnas y los arriostres.

- A medida que se pasa de una estructura liviana a una más pesada, el sismo tiene mayor relevancia y eso se observa en las prioridades de combinación, por ejemplo se observó que existen más columnas que cambian de combinación de diseño a una gobernada por el sismo cuando se pasa de una nave sin puente grúa a una con puente grúa, y finalmente en la estructura pesada como es el silo todas las columnas están siendo dominadas por el sismo.

Nave industrial sin puente grúa

- En este tipo de estructuras las cargas gravitatorias y de viento son normalmente superiores a las sísmicas, esto se ve reflejado en el modelo 1 en donde todas las combinaciones de diseño en los elementos estructurales son debidas a estas cargas, con excepción de los arriostres y la viga de los ejes frontal y posterior.
- En el modelo 2 las únicas columnas que cambian de combinación de diseño son las columnas de los pórticos rígidos exteriores (Ejes B y G) y las columnas de esquina que tienen un porcentaje de incremento en el índice de demanda – capacidad de 5% y 28% respectivamente.

De lo anterior, se concluye que las columnas que podrían experimentar cambios en su diseño utilizando el nuevo espectro propuesto serían las columnas de esquina, siempre y cuando se realice un diseño específico para estas que haga que tengan un índice de demanda – capacidad cercano a la unidad. Sin embargo, es costumbre en el diseño de elementos estructurales homogenizar dimensiones en base a la columna más esforzada, la cual en el caso analizado es la del pórtico central (eje E) que mantiene su combinación de diseño por cargas gravitatorias, y en el modelo 2 sigue siendo la columna con mayor índice de demanda capacidad (0.404) que es aproximadamente 3 veces el índice de las columnas de esquina (0.143) que son las que sufrieron mayor incremento.

- Utilizar el nuevo espectro propuesto no tendría mayor relevancia en el diseño de las vigas, ya que la viga más solicitada es la viga central (eje E) con un índice de 0.469 y este no varía al pasar del modelo 1 al modelo 2. En general el diseño de las vigas está gobernado por cargas gravitatorias más que por cargas sísmicas en todas las estructuras analizadas.
- Los arriostres verticales y de techo poseen un porcentaje de incremento de 38.5% y 13% respectivamente, por lo que se espera que se puedan originarse variaciones en sus diseños al utilizar el espectro propuesto.

Nave industrial con puente grúa

- Para este tipo de estructuras utilizando el espectro de la norma actual, se observó que el sismo no gobierna el diseño de los elementos estructurales, excepto en los arriostres y las vigas de los ejes frontal y posterior, pero las combinaciones sísmicas se encuentran dentro de las combinaciones prioritarias con valores índices de demanda – capacidad cercanos a la combinación de diseño. Para el modelo 1 la carga preponderante es la carga móvil del puente grúa, las cargas muertas y de viento acompañan a esta en la combinación de diseño.
- En el modelo 2 las columnas que cambian de combinación de diseño son las columnas de los pórticos rígidos exteriores (ejes B y G) y las columnas de los pórticos interiores al costado de estos (ejes C y F), que tienen un porcentaje promedio de incremento en el índice de demanda – capacidad de 3% y 4.5% respectivamente. En la dirección X se observó que la combinación que gobierna el diseño de las columnas de esquina se mantiene e incluye a la carga móvil, sólo la columna que se encuentra al costado de esta (entre el eje A y eje 2) experimenta una variación en su diseño del 5% al pasar a una combinación gobernada por el sismo.

De lo anterior, se concluye que el incremento del índice demanda – capacidad en las columnas no es tan significativo, y es en valor considerablemente menor que las columnas de esquina de la nave industrial sin puente grúa.

- Realizar el diseño con el nuevo espectro propuesto en este tipo de estructuras no generaría grandes variaciones en el diseño de las columnas. Debido a que la columna del pórtico central (eje E) mantiene su combinación debida a cargas gravitatorias y de viento, y en el modelo 2 sigue siendo la columna con mayor índice de demanda - capacidad (0.621). Además, la columna del pórtico exterior (eje G) cuyo índice (0.559) es el que posee mayor porcentaje de incremento 5% y a pesar de que la diferencia entre este índice demanda - capacidad y el de la columna del pórtico central no es tanta como en la nave industrial sin puente grúa, este porcentaje tendría que ser del 11% para llegar a ser crítico.
- Utilizar el nuevo espectro propuesto no tendría mayor relevancia en el diseño de las vigas, ya que la viga del pórtico rígido central (eje E) es la que se encuentra más solicitada con un índice de 0.379 y posee una combinación por cargas gravitatorias que se mantiene al pasar del modelo 1 al modelo 2.
- Los arriostres verticales y de techo poseen un porcentaje de incremento de 30% y 12% respectivamente, por lo que se espera que se puedan originar variaciones en sus diseños al utilizar el espectro propuesto.
- En el diseño con el espectro propuesto más columnas comparadas con el de la nave sin puente grúa cambian de combinación de diseño a una que incluye el sismo, lo cual nos indica que la magnitud del sismo en esta estructura es más relevante que en la estructura liviana.

Estructura silo de ceniza volante

- Para este tipo de estructuras donde la masa sísmica es considerable, utilizando el espectro de la norma actual el sismo gobierna el diseño de los elementos estructurales tales como los arriostres verticales y las columnas, excepto en las vigas y arriostres horizontales en los que la combinación que gobierna el diseño son debidas a las cargas gravitatorias y las presiones del relleno del silo.

- Con el espectro propuesto las columnas y los arriostres verticales son los que experimentan un porcentaje de variación importante alrededor del 20% en ambos elementos, el cual es mucho más grande que el porcentaje de variación en las columnas de los pórticos rígidos exteriores (ejes B y G) de la nave industrial con puente grúa que es en promedio 3% y en la nave industrial sin puente grúa que es de 5%. Cabe señalar que en esta última estructura se tiene un porcentaje de incremento del 28% en las columnas de las esquinas pero que no influyen considerablemente en el diseño debido a que éstas poseen un índice de demanda – capacidad mucho menor que las columnas centrales de esta estructura.

Lo anterior implica que realizar el diseño con el nuevo espectro propuesto generaría variaciones en el diseño en todas las columnas del silo, lo que no sucede en las estructuras de las naves en las que se observa que en este diseño el máximo índice de demanda – capacidad en las columnas no varía.

- Para las vigas se cumpliría lo mismo que para las otras estructuras (no se generaría cambios en el diseño), en los dos primeros niveles no se tiene ningún porcentaje de incremento, pero en el tercer nivel las vigas interiores y perimetrales experimentan incrementos en el índice de 2% y 4% respectivamente, los cuales no son tan significativos como en el caso de las columnas y los arriostres.
- Para los arriostres verticales y de techo el porcentaje de incremento es de 20% y 10.5% respectivamente, por lo que se espera puedan originarse variaciones en sus diseños.

RECOMENDACIONES

- En la presente tesis se determinó el espectro de aceleraciones para porcentajes de amortiguamiento del 2% y el 10%, presentando las diferencias que se producen al realizar el diseño de estructuras industriales con un amortiguamiento del 2%. Se recomienda que en futuras investigaciones se pueda usar el espectro propuesto con amortiguamiento del 10% en el diseño de estructuras con dispositivos de disipación de energía y analizar las implicancias que se producen.
- Los factores de modificación para la plataforma del espectro obtenidos utilizando los registros sísmicos del catálogo nacional, se aproximan en gran medida a los de la norma chilena NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, por lo que se recomienda utilizar la fórmula de esta norma para obtener factores de modificación para otros porcentajes de amortiguamiento diferentes a los calculados, pero realizando un ajuste al espectro para la zona de caída de la curva considerando los valores obtenidos en la presente tesis.
- Los coeficientes de amplificación determinados con base en los espectros normalizados para los diferentes amortiguamientos fueron calculados para el tipo de suelo S_1 y considerando los sismos históricos registrados en la estación Parque de la Reserva, se recomienda realizar investigaciones para la obtención del coeficientes de amplificación en otros tipos de suelos.
- Dentro de las combinaciones por el método ASD (esfuerzos admisibles) se considera la siguiente $0.6D+0.7E$, se observa que el factor de carga muerta ha sido reducido al 60%, para considerar un mayor factor de seguridad cuando se verifique la estabilidad de la estructura.

Por esta razón, otras normas tienen consideraciones especiales para esta combinación al momento de verificar el volteo de las estructuras. Por ejemplo, la norma NCh3171 indica que el factor de seguridad al volteo debe de ser 1.5, el cual es menor que el que se aplica a las demás combinaciones, un factor de 3 para condiciones estáticas y 2.1 para condiciones dinámicas, de lo anterior se recomienda que para la Normativa Peruana se debería considerar

especificaciones similares teniendo en cuenta los factores de seguridad al volteo que se utilizan en el medio nacional.

- En el modelamiento de la nave industrial con puente grúa la guía de diseño 07 del AISC, indica que la masa sísmica del puente grúa solo considerará la masa del carro de traslación y la viga del puente grúa mas no el de la carga de levante, a pesar de esto las reacciones en las vigas carrileras (cargas verticales, transversales y longitudinales) consideran la acción de la carga de levante y éstas son consideradas como cargas vivas.

De lo anterior, se recomienda que la normatividad peruana debería de considerar un porcentaje de la carga de levante como masa sísmica de acuerdo a su probabilidad de simultaneidad con el sismo de diseño y teniendo en consideración la frecuencia de operación del puente grúa, como se dispone en normativas de diseño sísmico de otros países.

- En vista de que los factores de modificación obtenidos se encuentran en el rango de valores de otras normas internacionales, el presente trabajo de investigación puede contribuir para fundamentar algunos cambios en la normatividad peruana de diseño sismorresistente.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI. *Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Tubes of Storing Granular Materials*. ACI 313-11, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2011.
2. AICE. *Procedimiento de Diseño Silos de Acero*. Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales, Chile, 2015.
3. AISC. *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2010.
4. AISC. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2010.
5. AISC. *Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods*. Steel Design Guide 7, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
6. ASCE. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.
7. Aguiar, R. y Álvarez, M. *Obtención de espectros para factores de amortiguamiento*. Recuperado de <http://www.espe.edu.ec/portal/files/JORNADAS/Articulo1.pdf>, 2007.
8. Alva, J. *Redes Acelerográficas en el Perú*, Instituto Nacional de Investigación y Capacitación de Telecomunicaciones UNI, Lima, 2016.
9. Bazán, E. y Meli, R. *Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial Limusa, México, 2002.
10. Bullen, K. y Bolt, B. *An Introduction to the Theory of Seismology*, Cambridge University Press, Cambridge, 1985.
11. CISMID. *Mapa de Zonificación Sísmica para Lima Metropolitana*. Lima, 2005.
12. Chopra, A. *Dinámica de Estructuras*, Editorial Pearson, México, 2014.
13. Del Carpio J., Calderón F. y Román P. *Diseño, Construcción y Procesamiento de Señales de un Acelerógrafo para la Red de Acelerógrafos del Cismid*. Lima, 2006.
14. Herráiz, M. *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*, CISMID, Lima, 1997.
15. Instituto Nacional de Normalización. *Norma Chilena Oficial NCh2745 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Chile, 2003.

16. Instituto Nacional de Normalización. *Norma Chilena Oficial NCh2369.Of2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Chile, 2003.
17. Meneses, J. *Evaluación de acelerogramas y determinación de espectros de respuesta en Lima*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil FIC-UNI, Lima, 1985.
18. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*, Lima, 2018.
19. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *Norma Técnica de Edificaciones E.090 Estructuras Metálicas*, Lima, 2004.
20. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. *Escalas de Magnitud*. Recuperado de <http://www.snet.gob.sv/ver/seccion+educativa/sismologia/escalas+de+magnitud/>, 2019.
21. Muñoz, A. “*Propuesta de Norma E.090 Diseño Sismorresistente y Norma E.031 Aislamiento Sísmico*” en *Ciclo de Conferencias Magistrales*, SENCICO, Lima, 2018.
22. Ordaz, M. y Castellanos, F. *Manual de uso del programa DEGTRA, versión 5.4*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 2002.
23. Salas, E. *Análisis de acelerogramas y determinación de espectros de respuesta en la ciudad de Moquegua*. Tesis para optar el grado académico de maestro en ciencias con mención en ingeniería geotécnica FIC-UNI, Lima, 2012.
24. Salas, L. *Zonificación Geotécnica Sísmica de la Ciudad de Moquegua*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil FIC-UNI, Lima, 2003.
25. Sepúlveda, S. *Diseño y comparación técnico-económica de silos de almacenamiento de ceniza y escoria, en hormigón armado y acero estructural, para centrales termoeléctricas de 350mw en Chile*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2015.
26. Zegarra, L. “*Propuesta de Norma E.090 Estructuras Metálicas*” en *Ciclo de Conferencias Magistrales*, SENCICO, Lima, 2018.

ANEXOS

ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS

**ANEXO B: ESPECTROS DE ACELERACIONES, ESPECTROS DE
FOURIER E ÍNDICES ESPECTRALES**

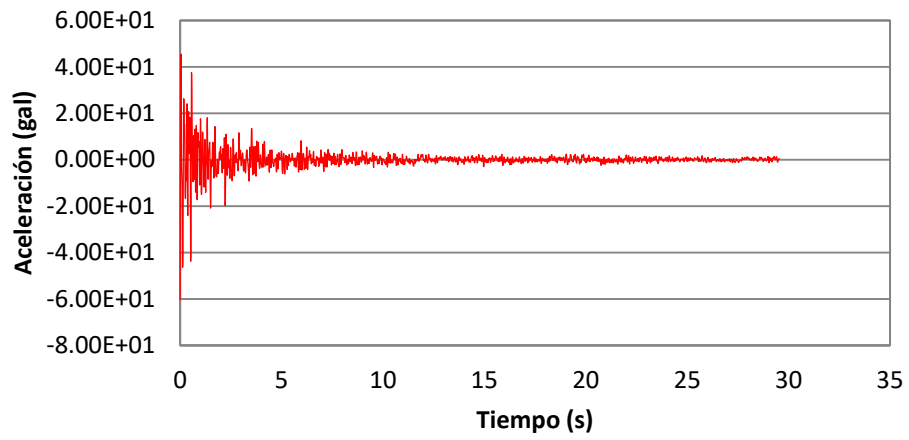
ANEXO C: ESPECTROS DE RESPUESTA

ANEXO D: ESPECTROS DE DISEÑO

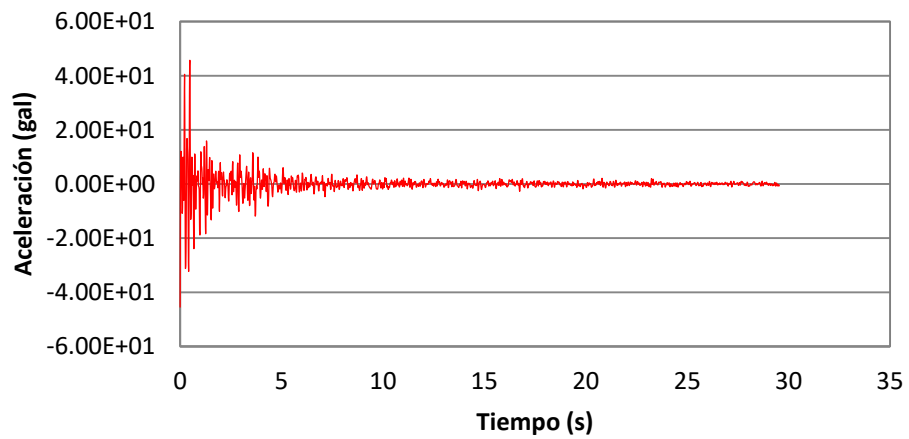
ANEXO E: ÍNDICES DE DEMANDA - CAPACIDAD

ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS

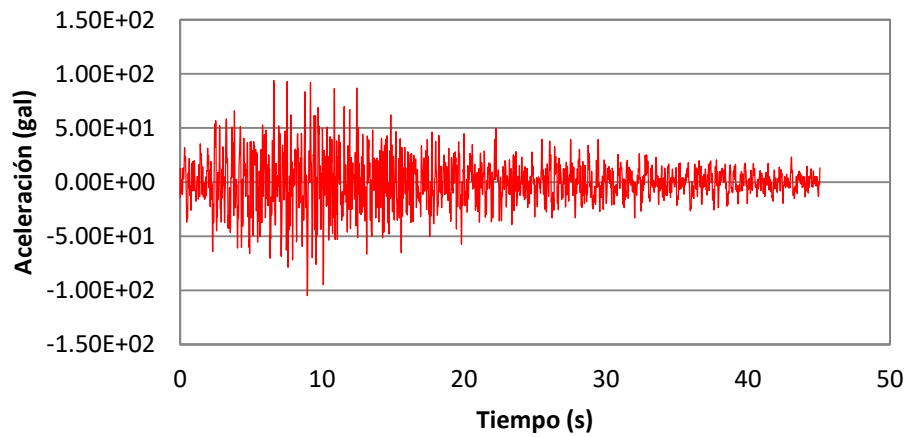
**Sismo 31 Enero 1951 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva**



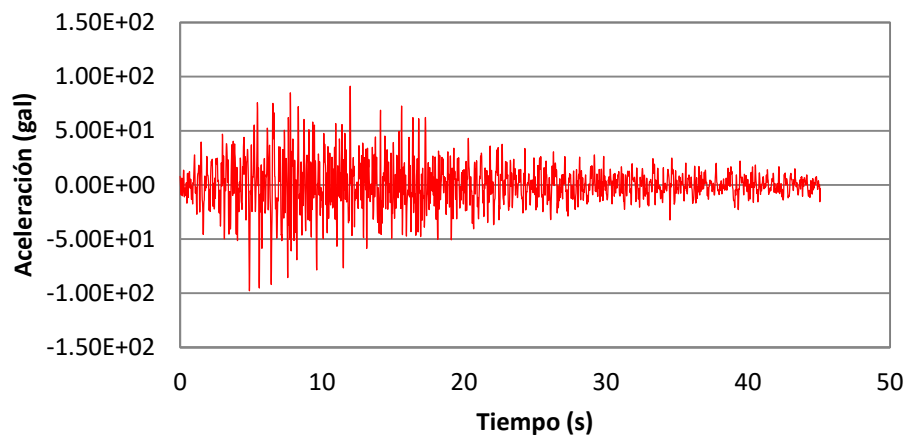
**Sismo 31 Enero 1951 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva**



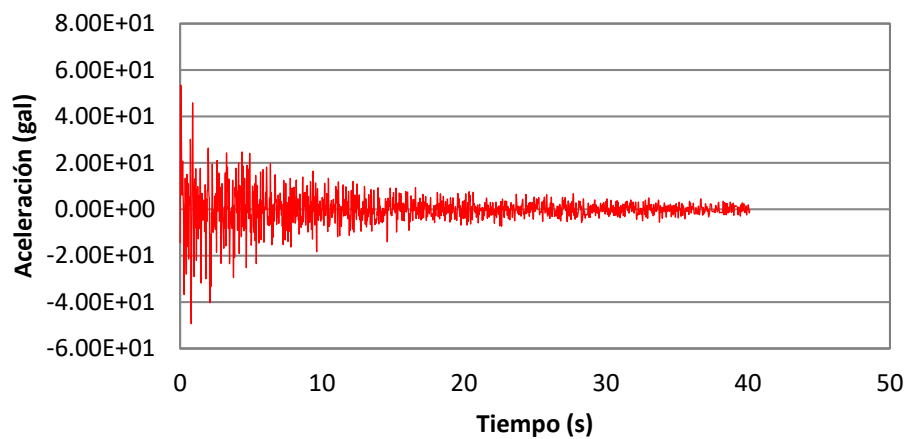
**Sismo 31 Mayo 1970 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva**



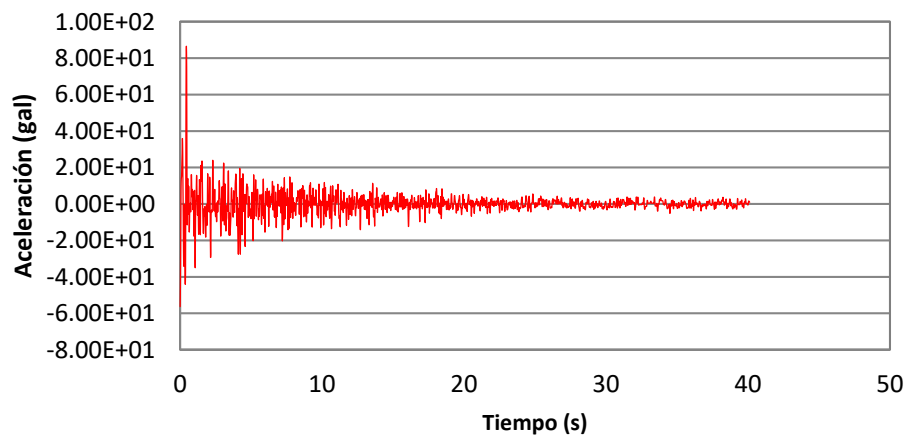
Sismo 31 Mayo 1970 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva



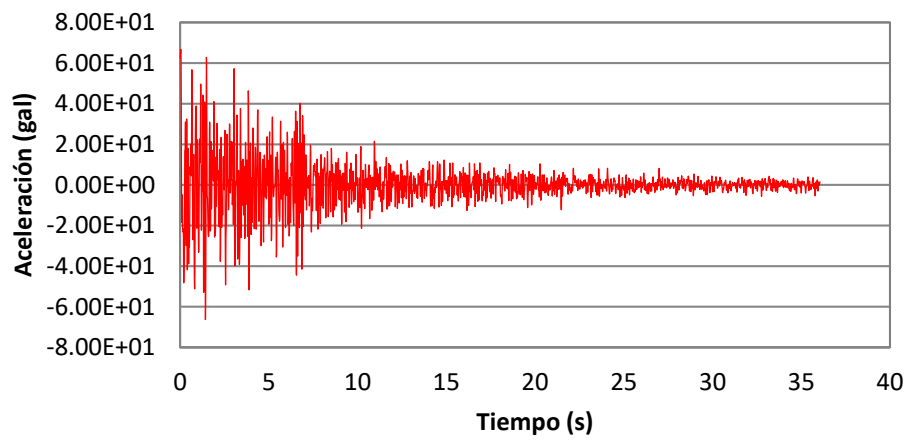
Sismo 29 Noviembre 1971 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva



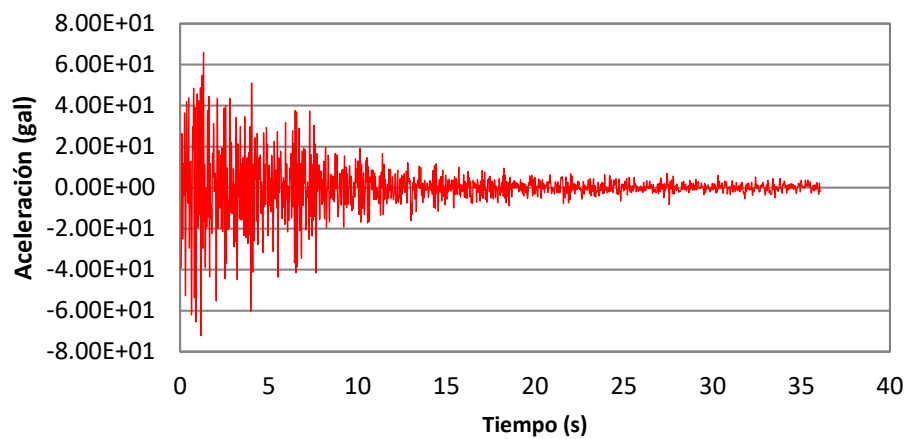
Sismo 29 Noviembre 1971 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva



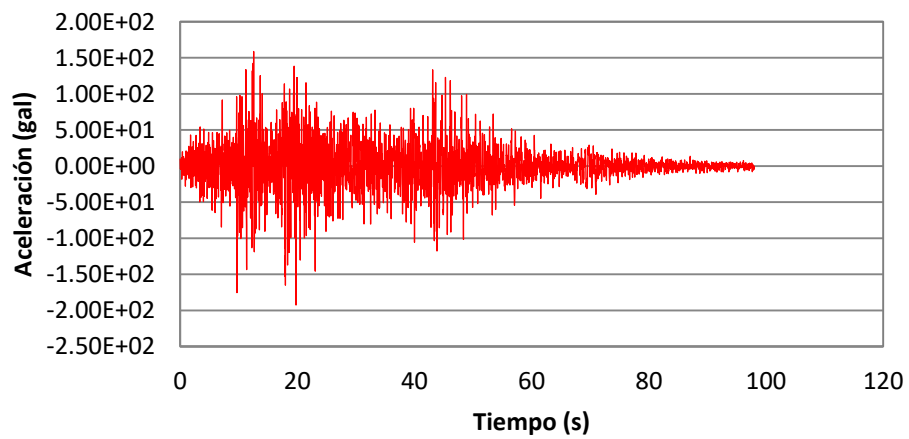
Sismo 05 Enero 1974 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva



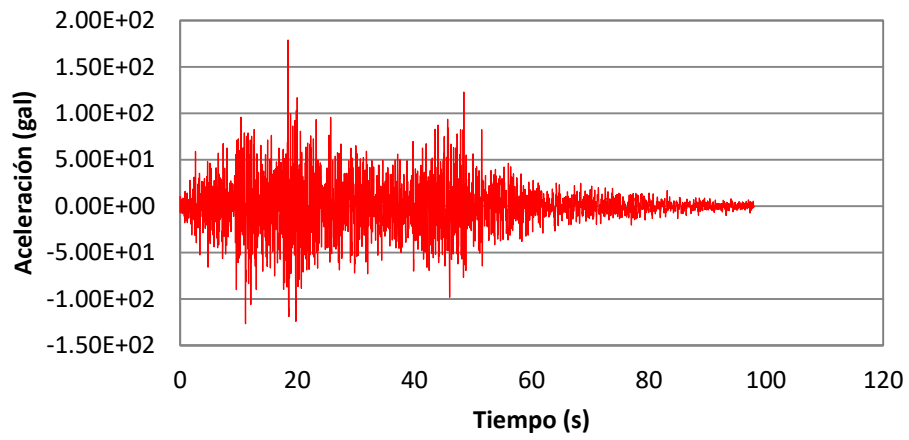
Sismo 05 Enero 1974 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva



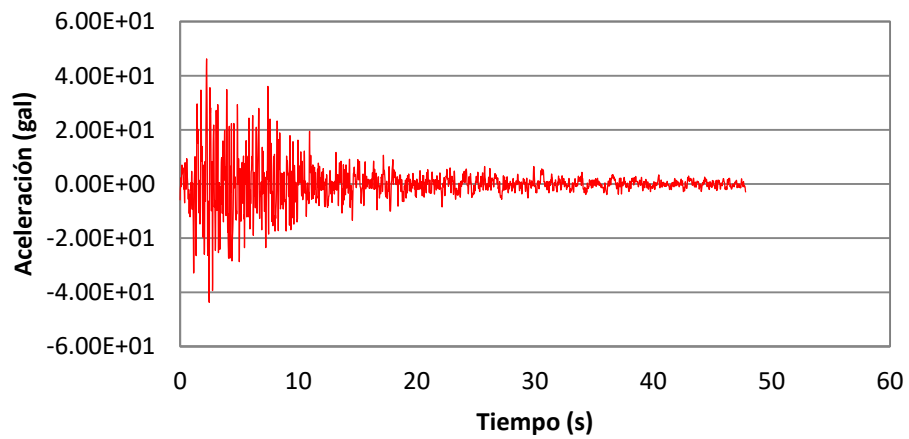
Sismo 03 Octubre 1974 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva



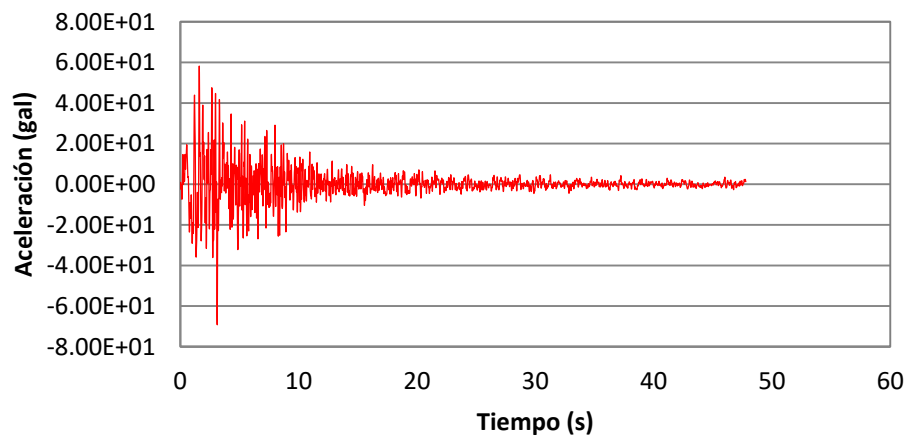
**Sismo 03 Octubre 1974 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva**



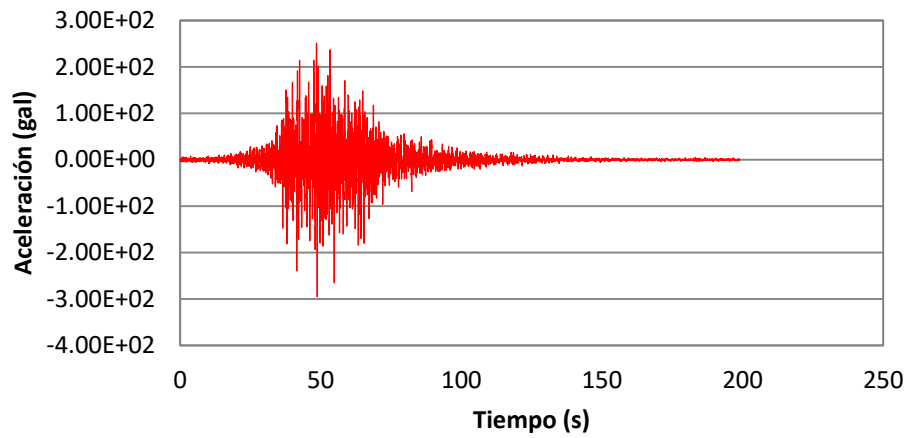
**Sismo 09 Noviembre 1974 - Aceleración EW
Estación Parque de la Reserva**



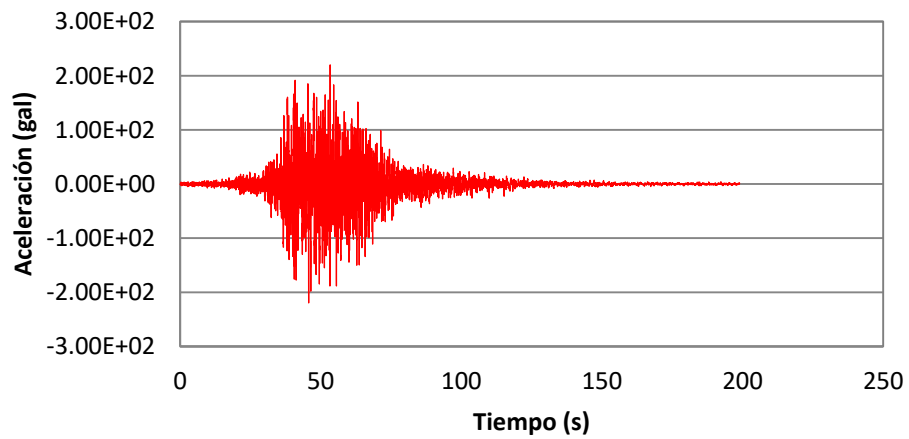
**Sismo 09 Noviembre 1974 - Aceleración NS
Estación Parque de la Reserva**



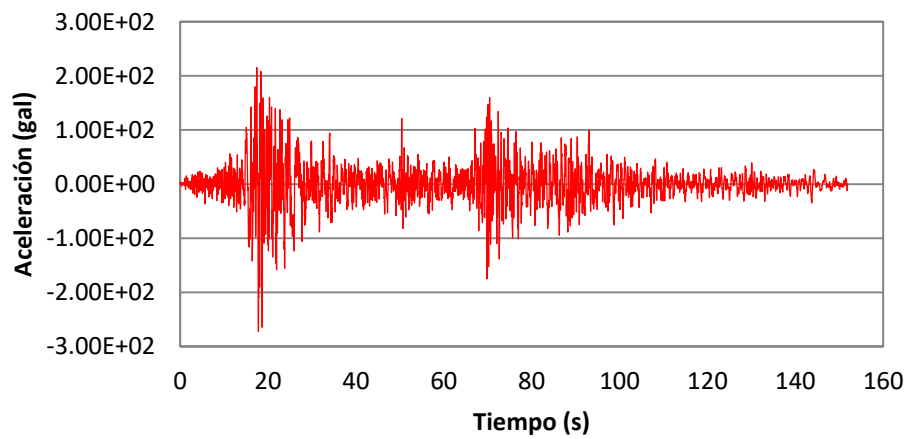
**Sismo 23 Junio 2001 - Aceleración EW
Estación Cesar Vizcarra**



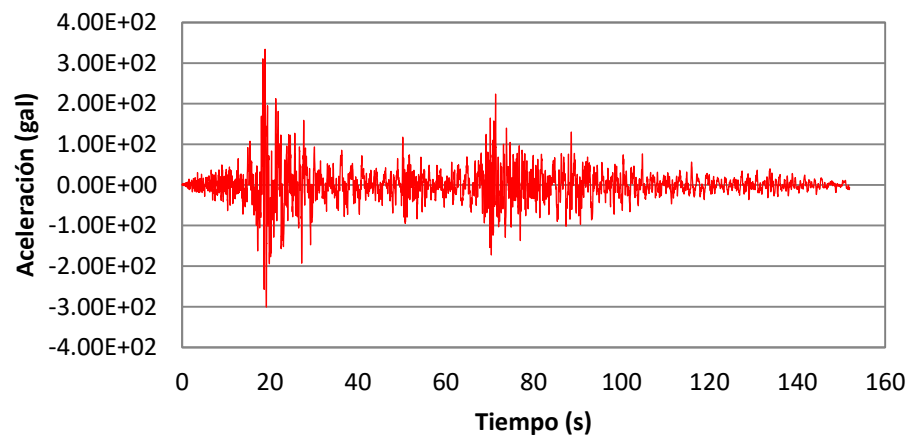
**Sismo 23 Junio 2001 - Aceleración NS
Estación Cesar Vizcarra**



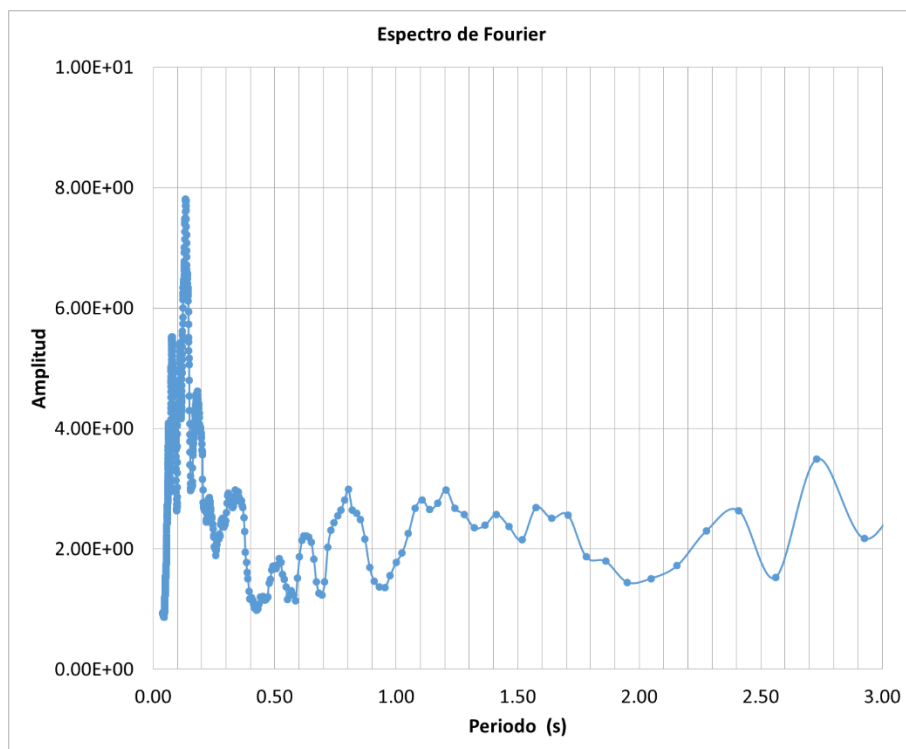
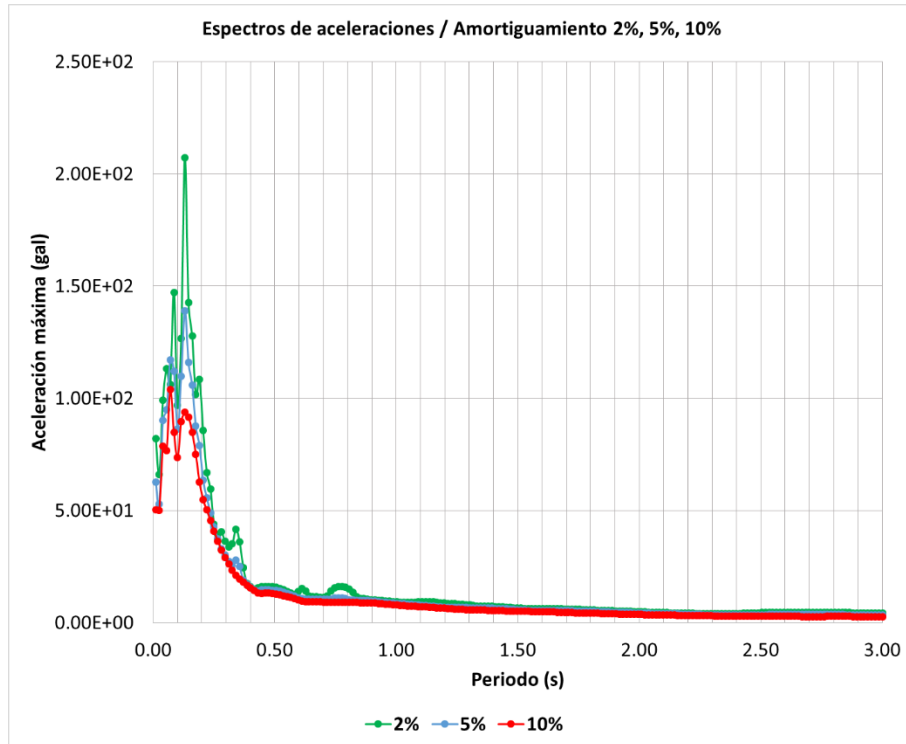
**Sismo 07 Agosto 2007 - Aceleración EW
Estación San Luis Gonzaga de Ica**



Sismo 07 Agosto 2007 - Aceleración NS
Estación San Luis Gonzaga de Ica



ANEXO B: ESPECTROS DE ACELERACIONES, ESPECTROS DE FOURIER E ÍNDICES ESPECTRALES



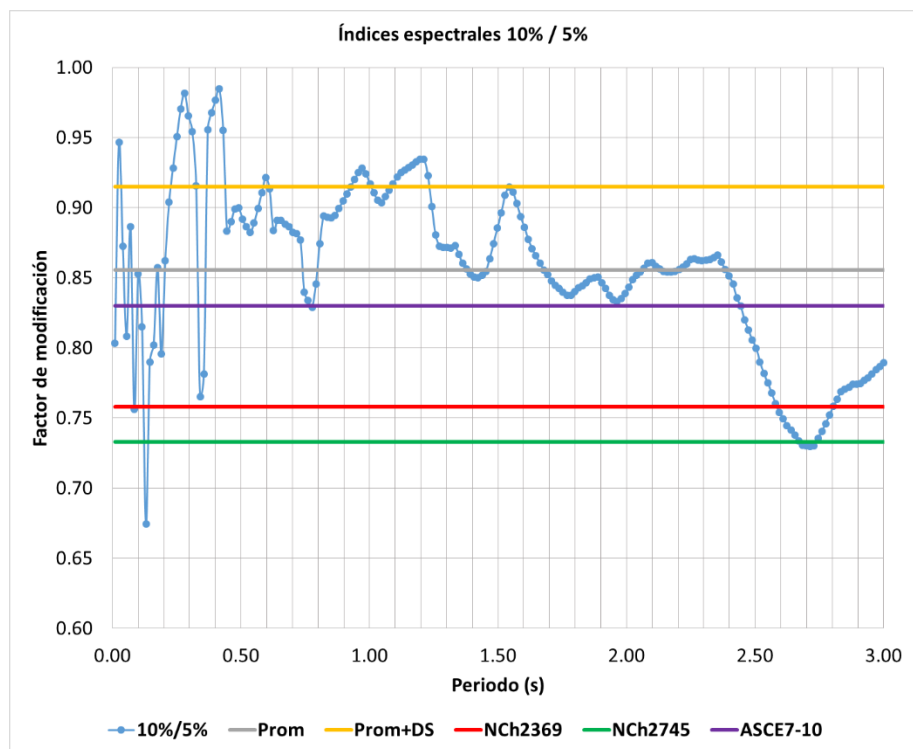
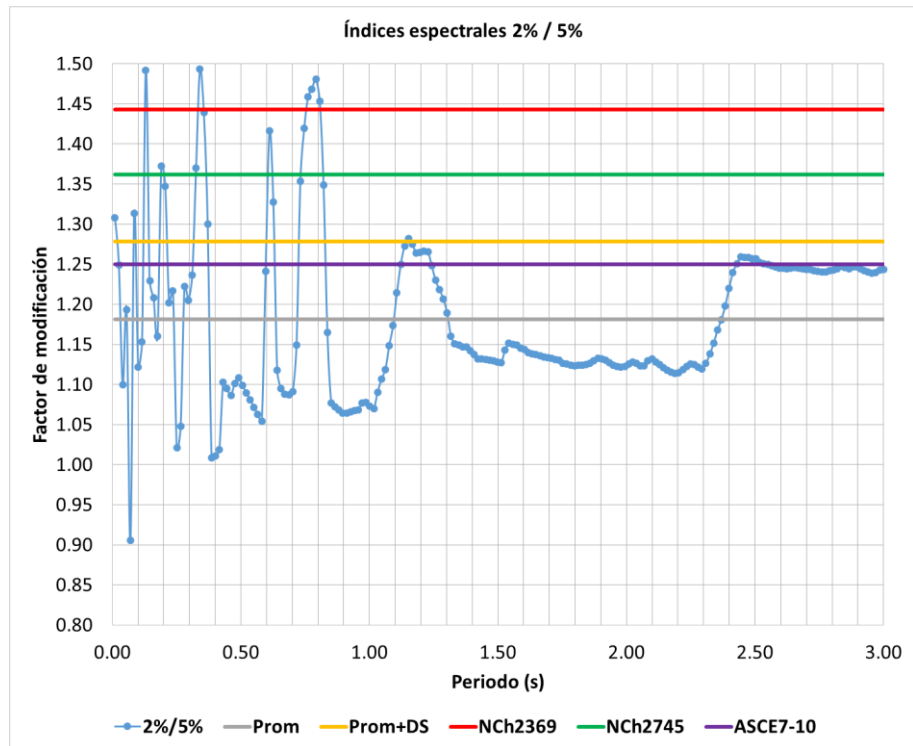
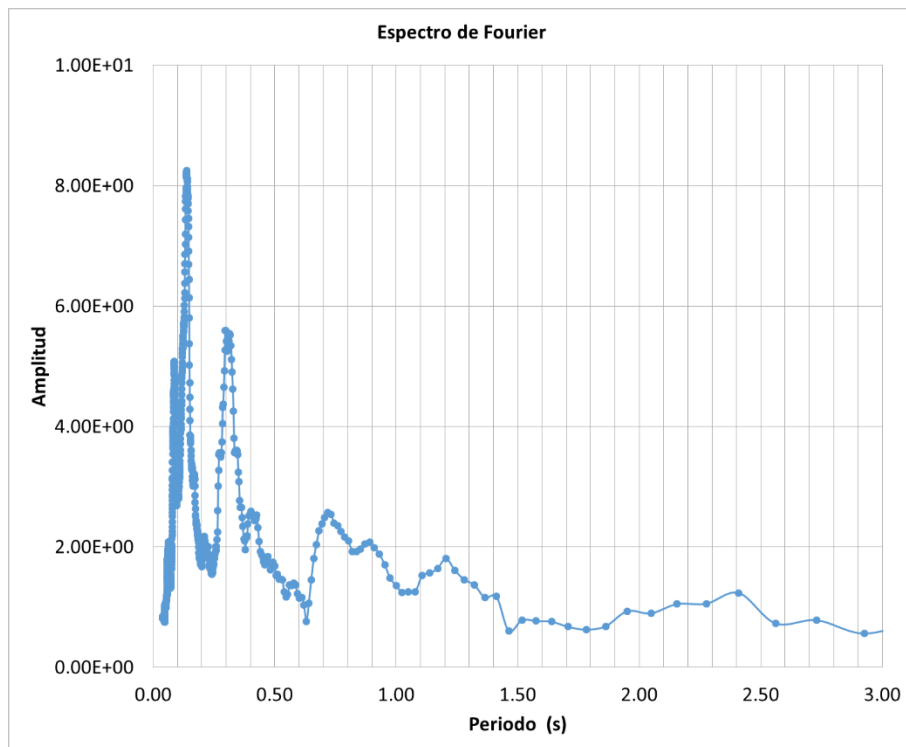
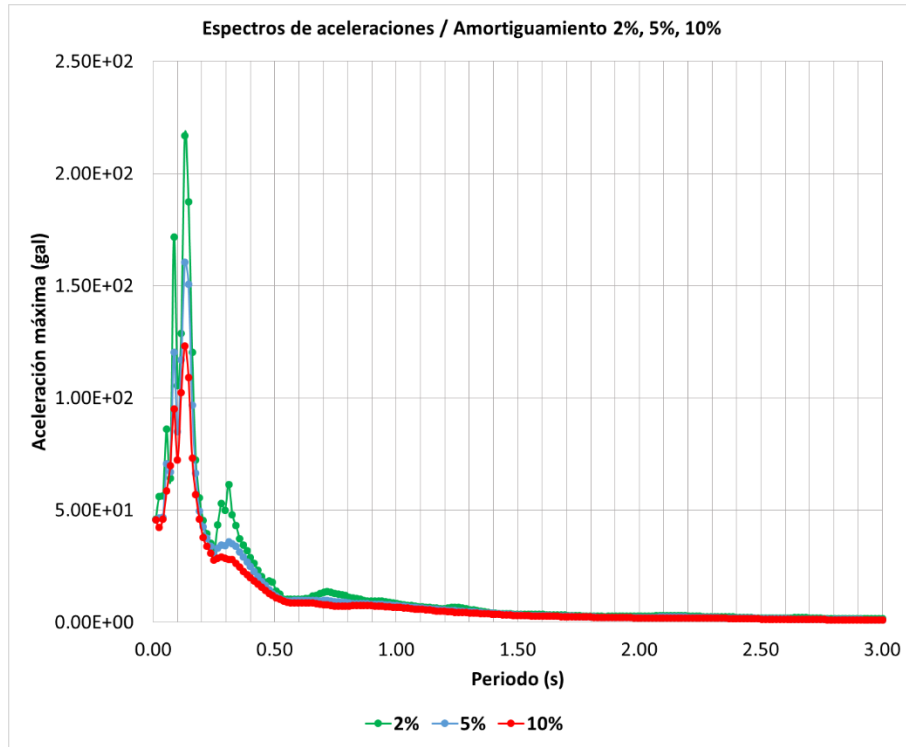


Figura B-1. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 31 de enero de 1951 componente E-W.



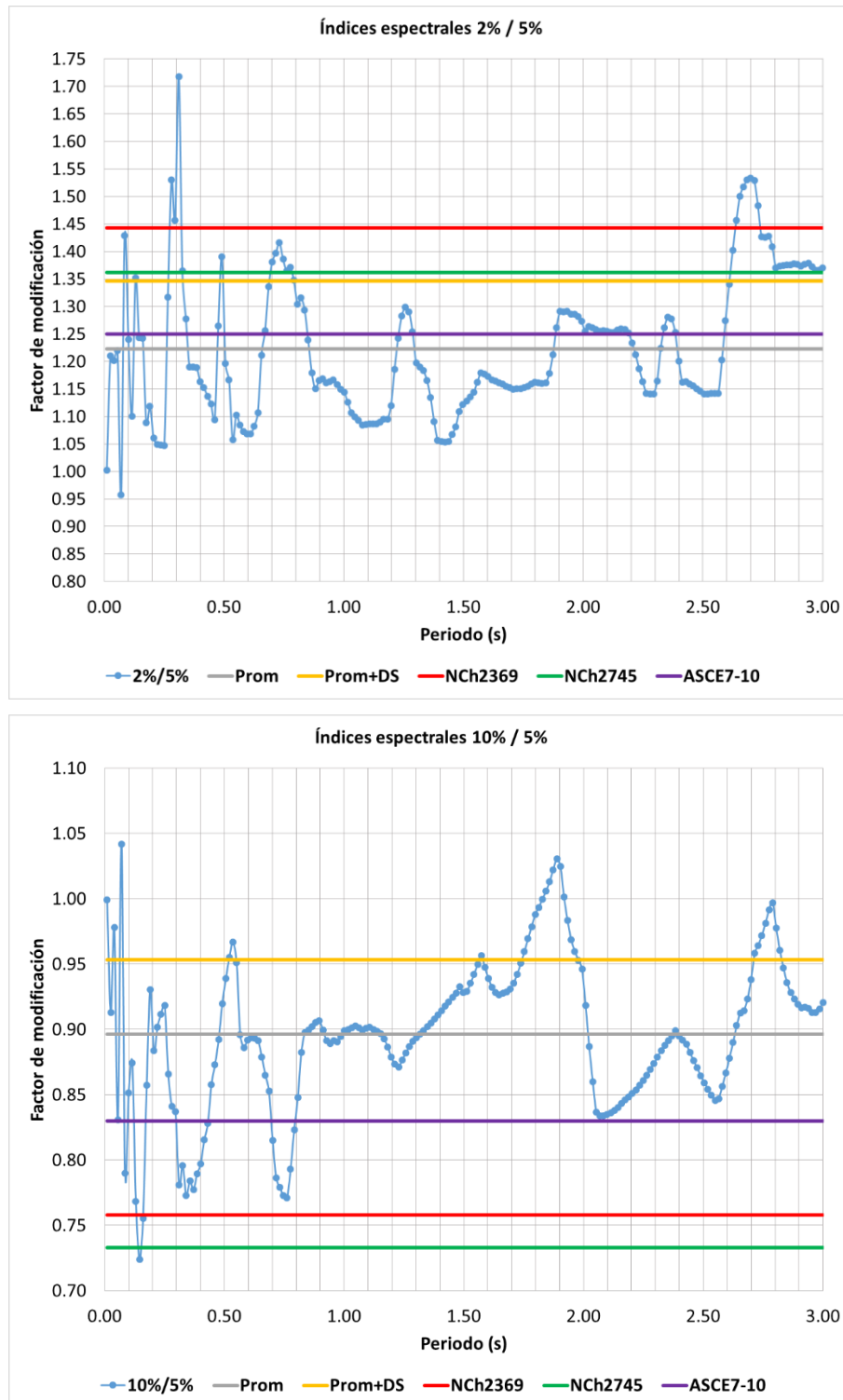
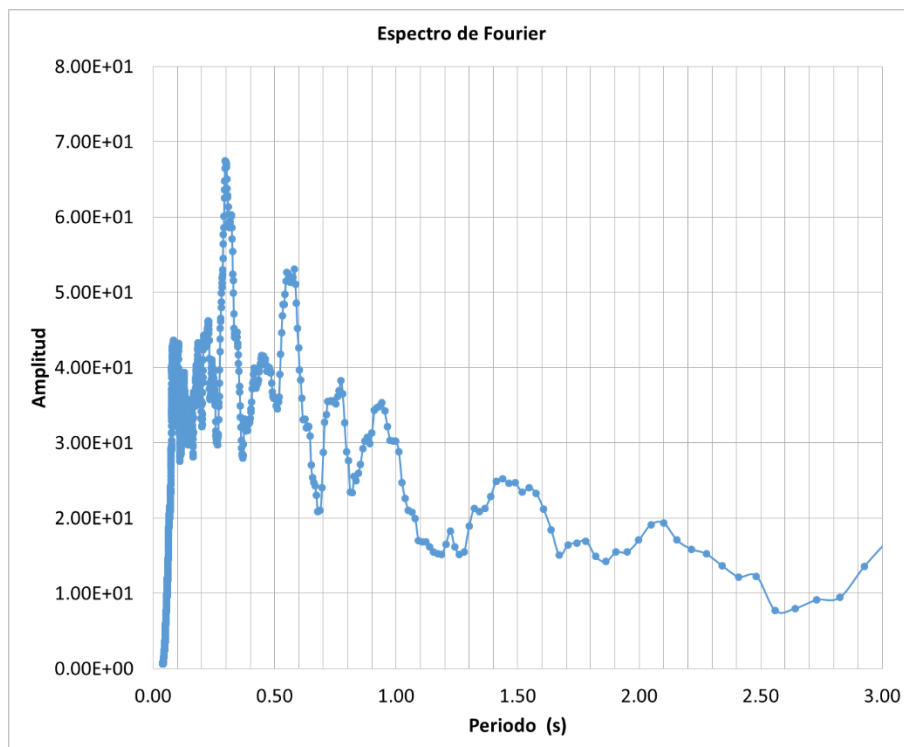
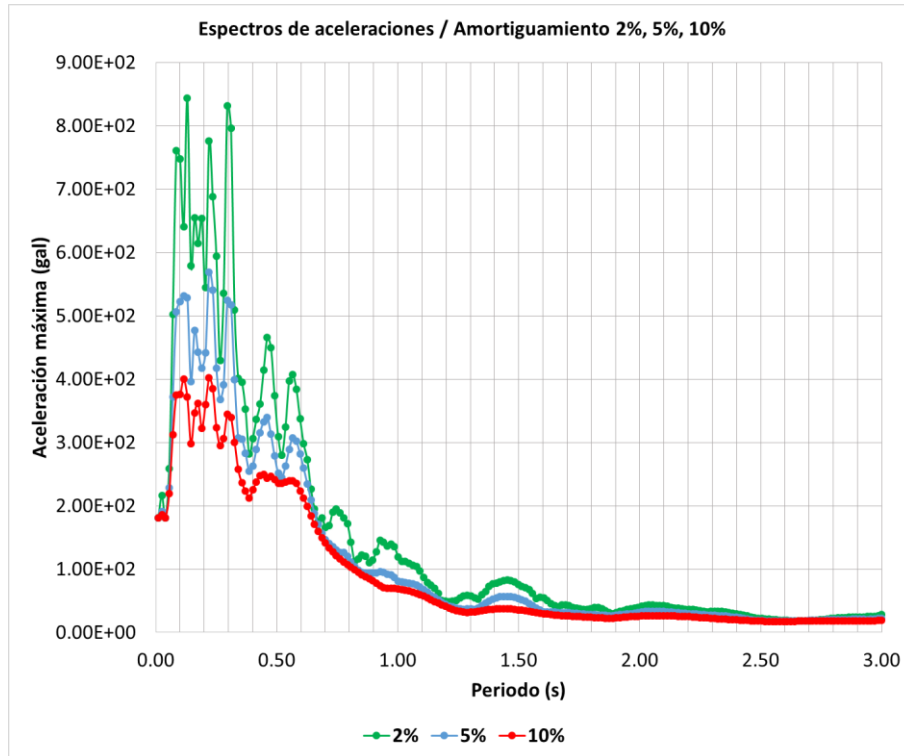


Figura B-2. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 31 de enero de 1951 componente N-S.



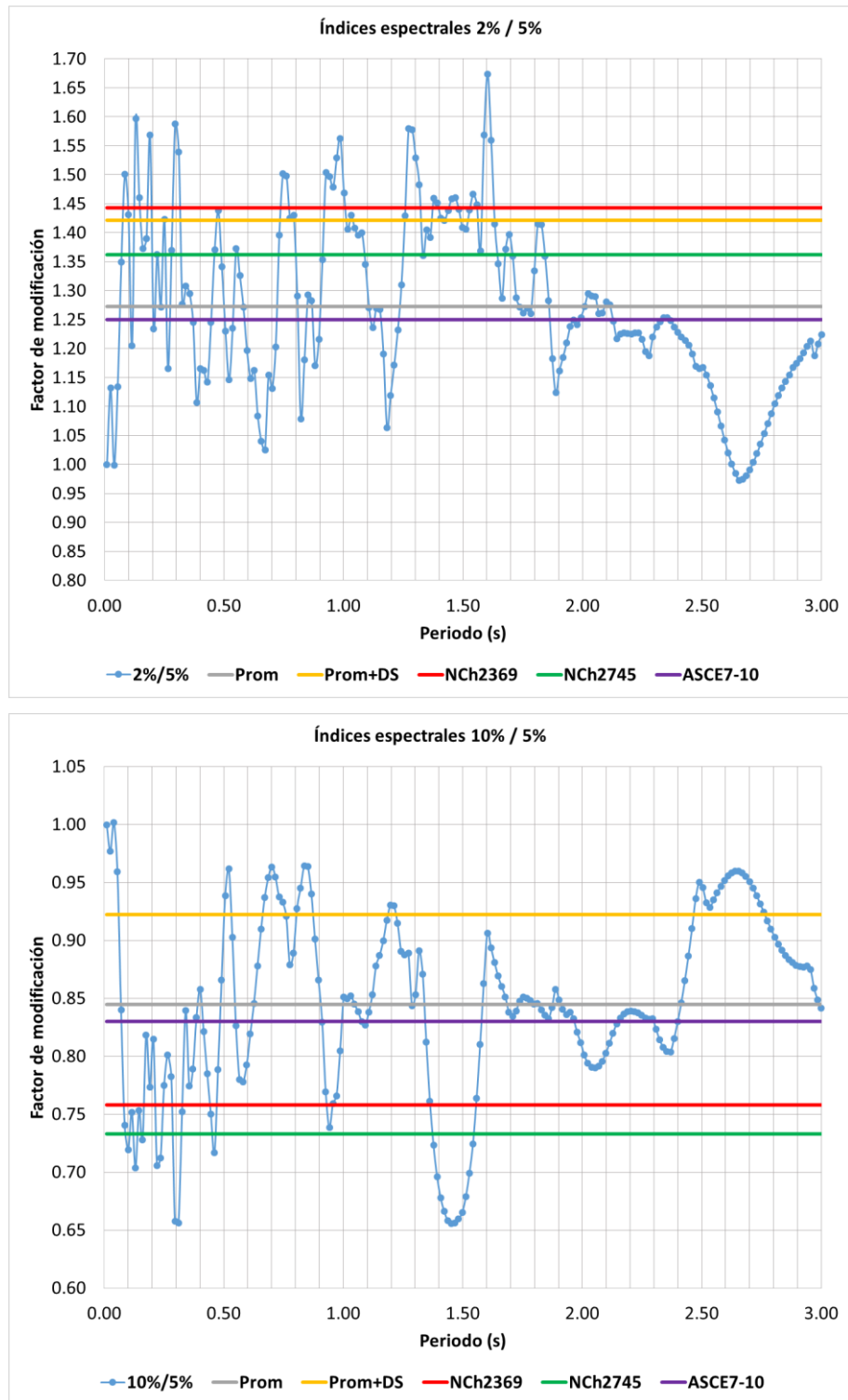
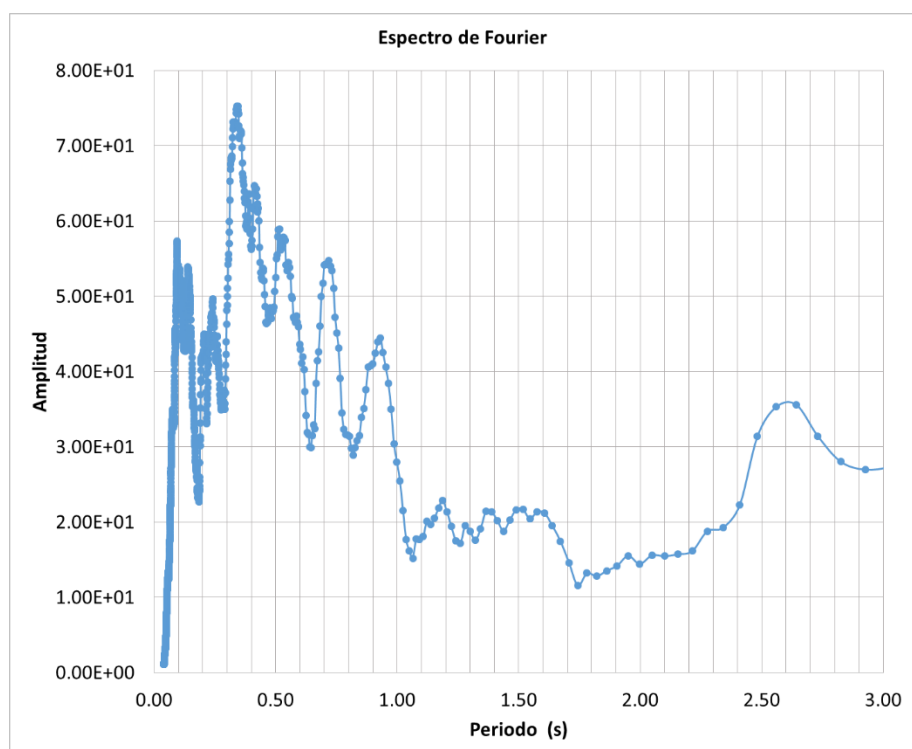
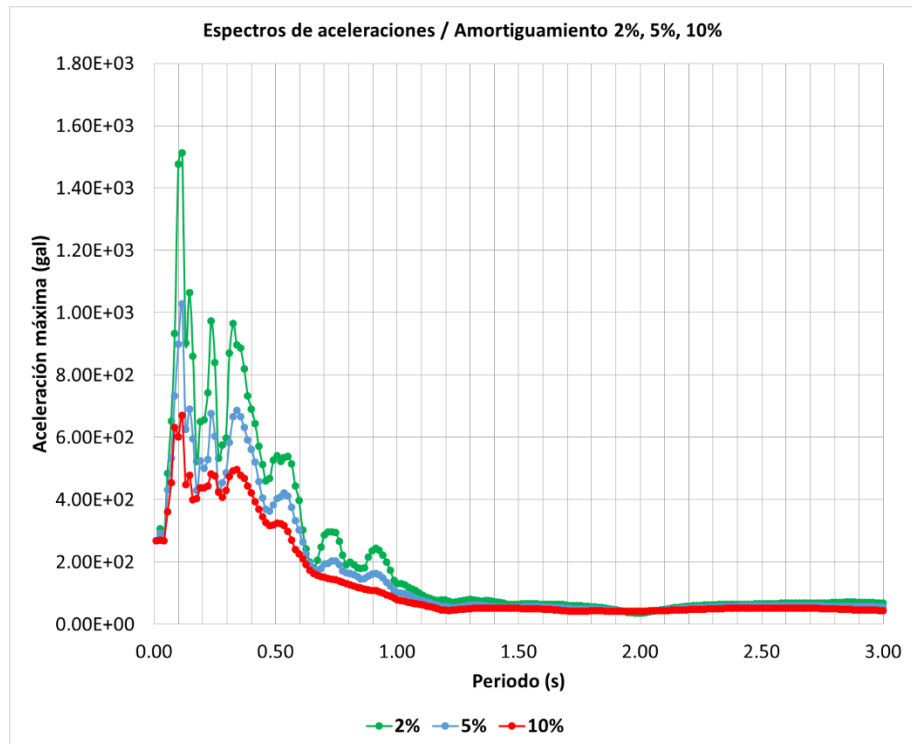


Figura B-3. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 17 de octubre de 1966 componente E-W.



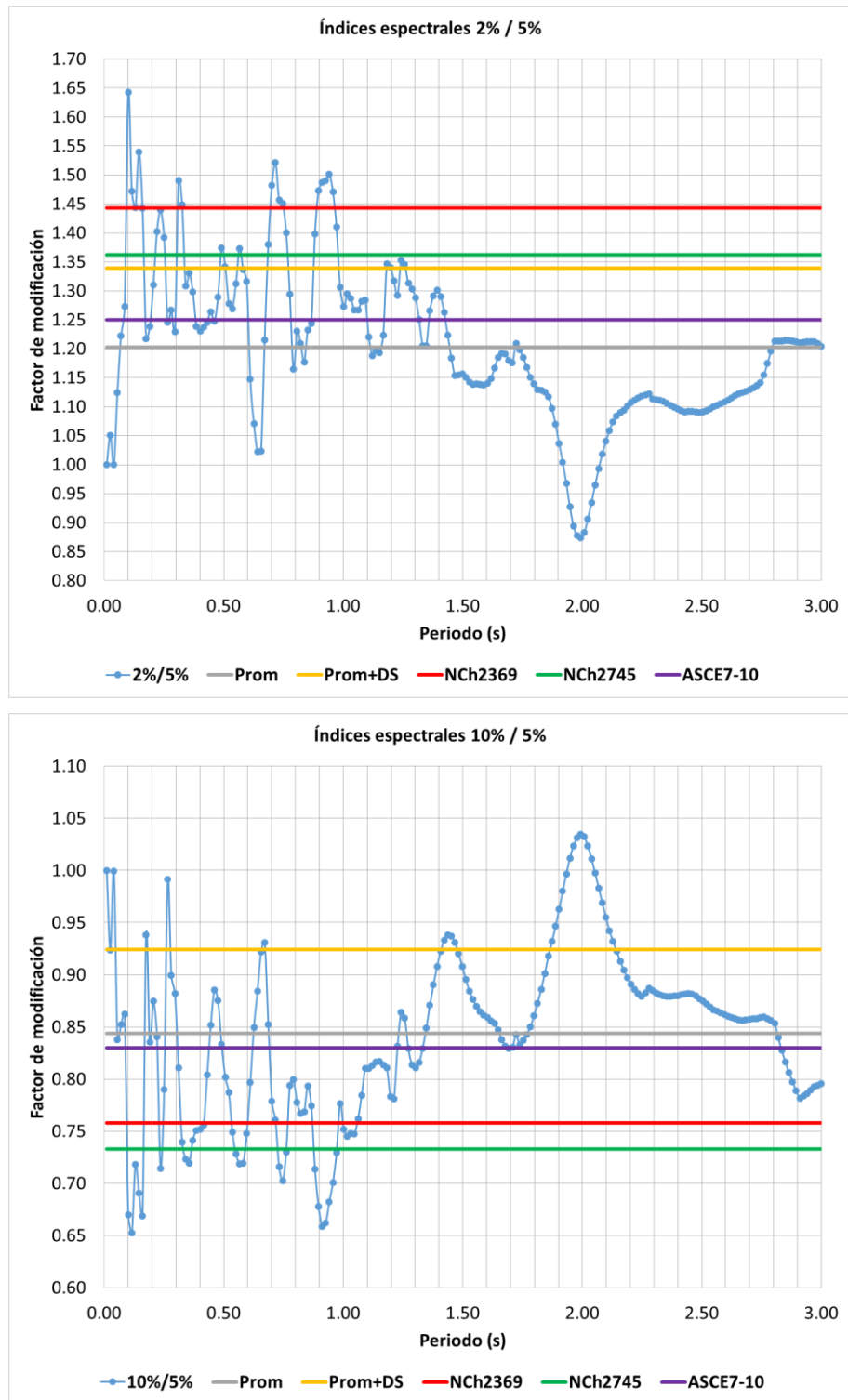
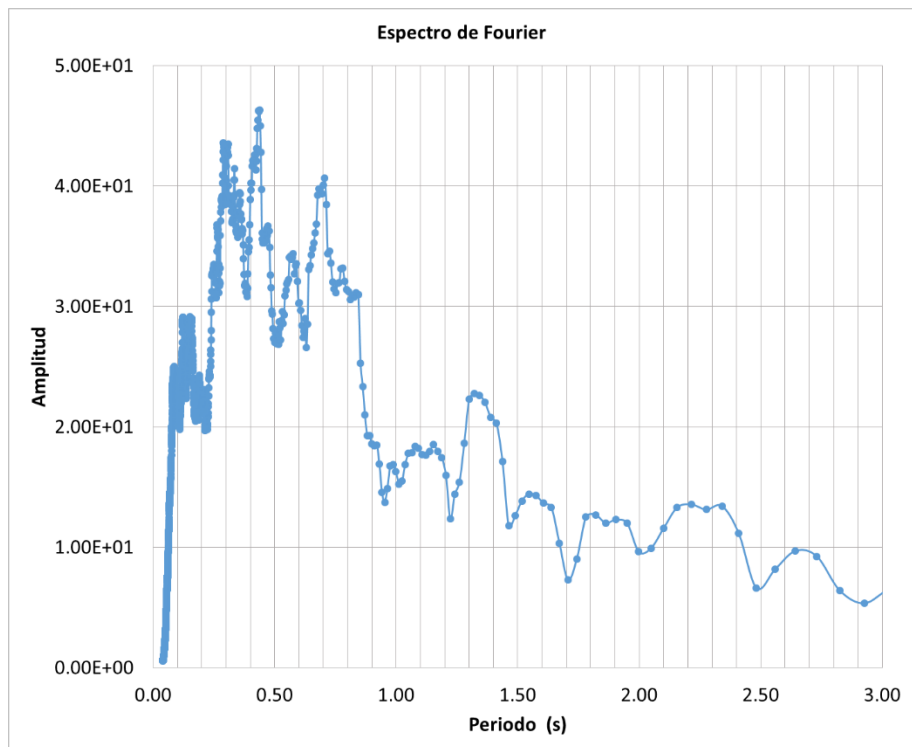
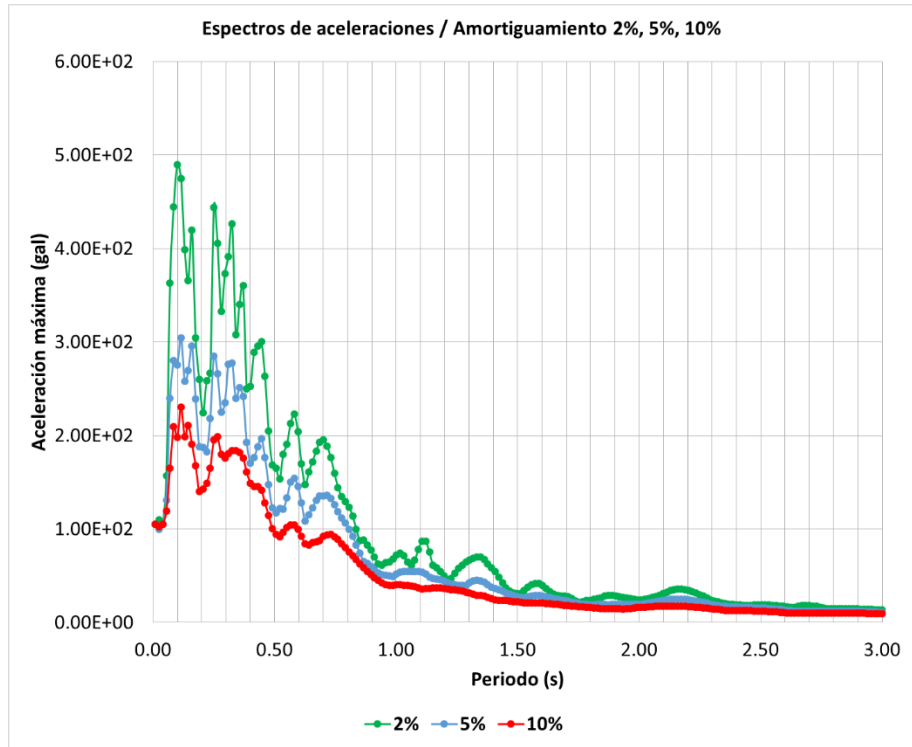


Figura B-4. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 17 de octubre de 1966 componente N-S.



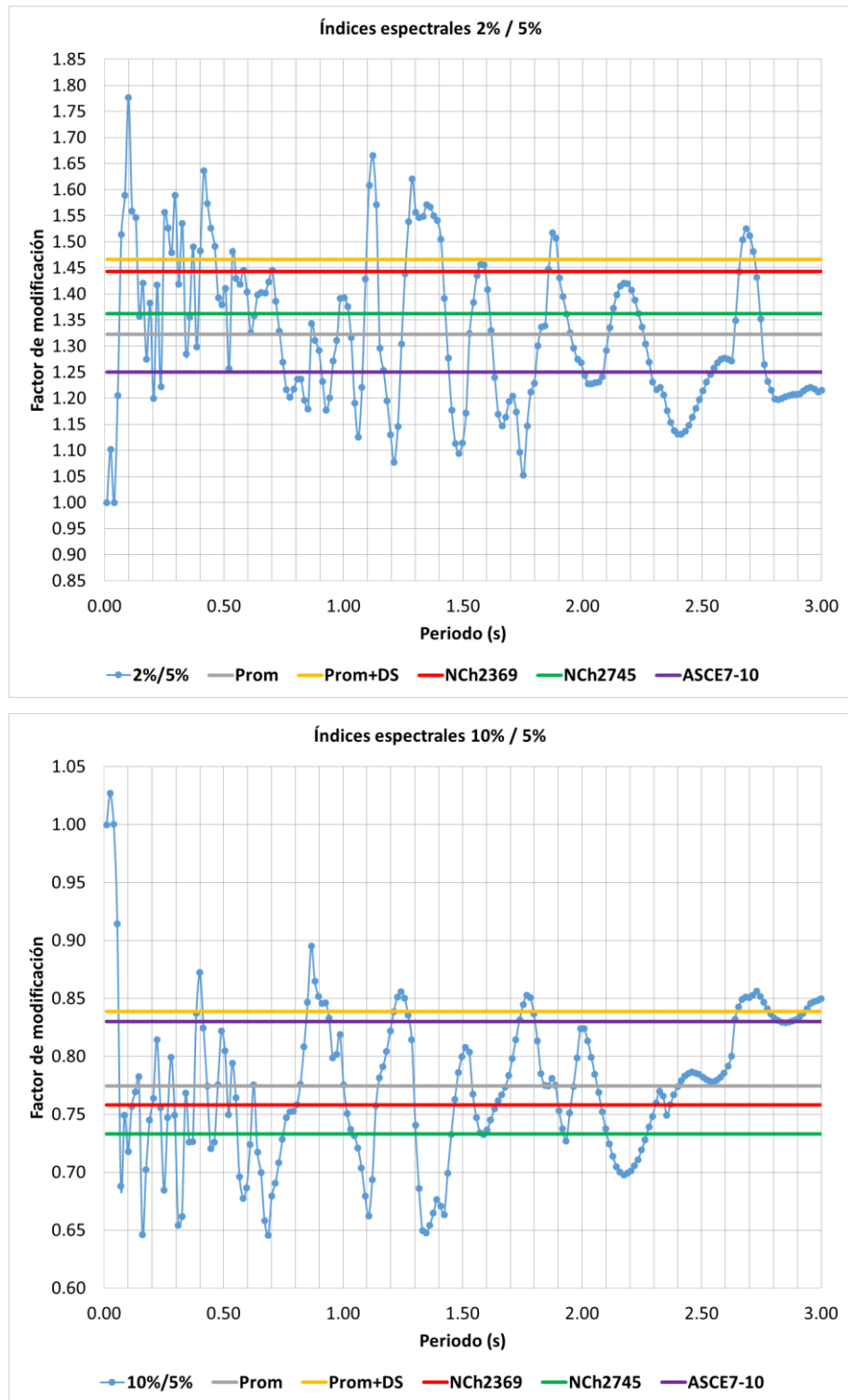
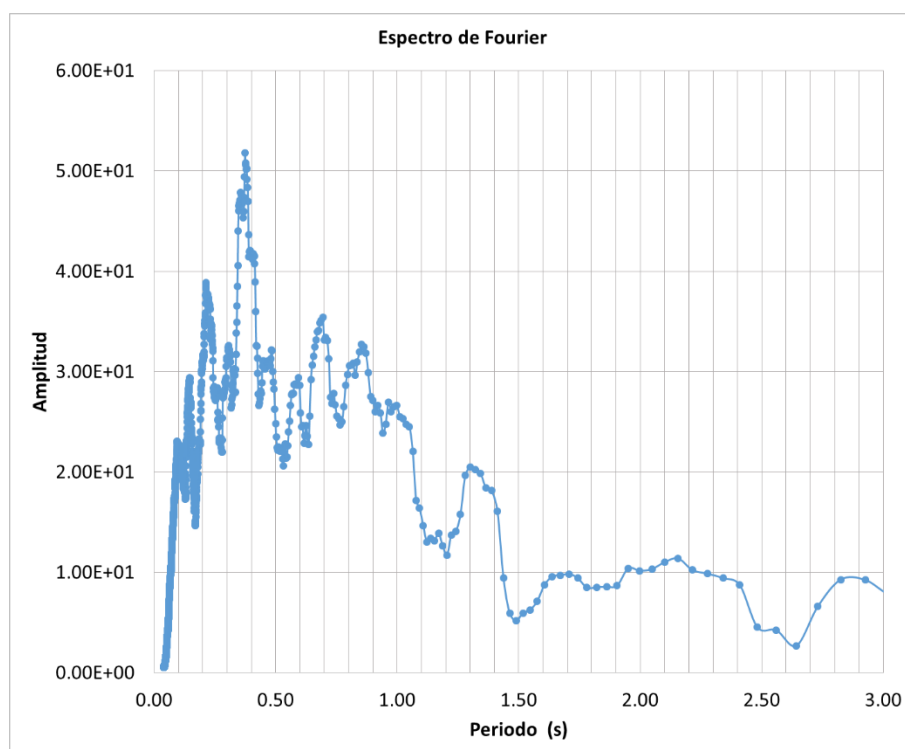
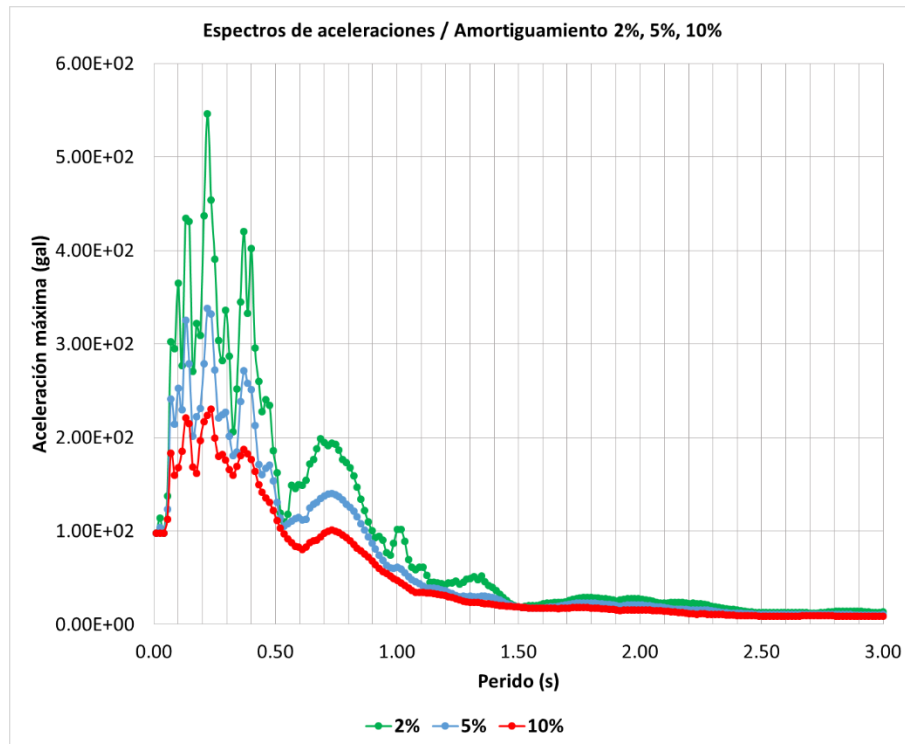


Figura B-5. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 31 de mayo de 1970 componente E-W.



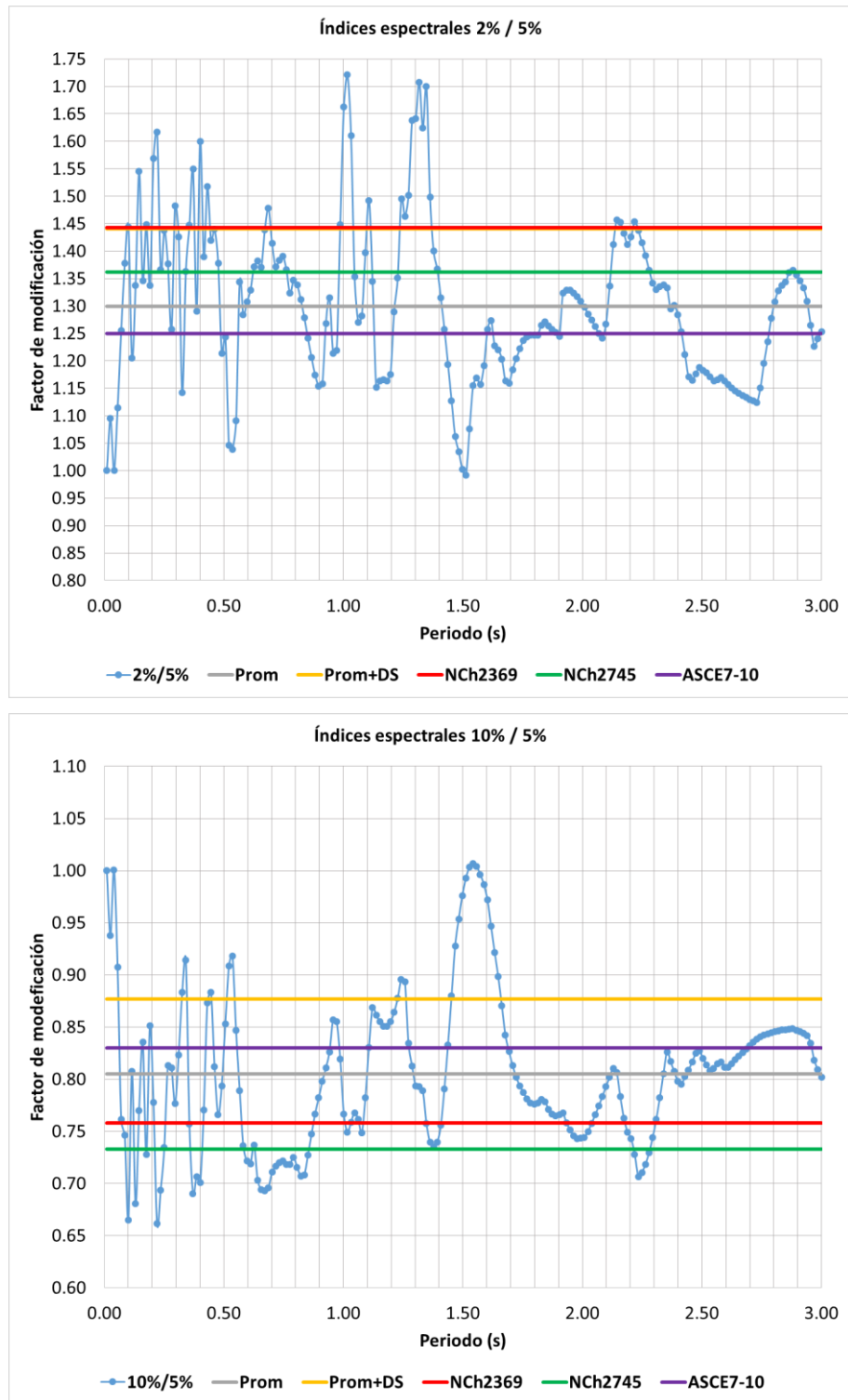
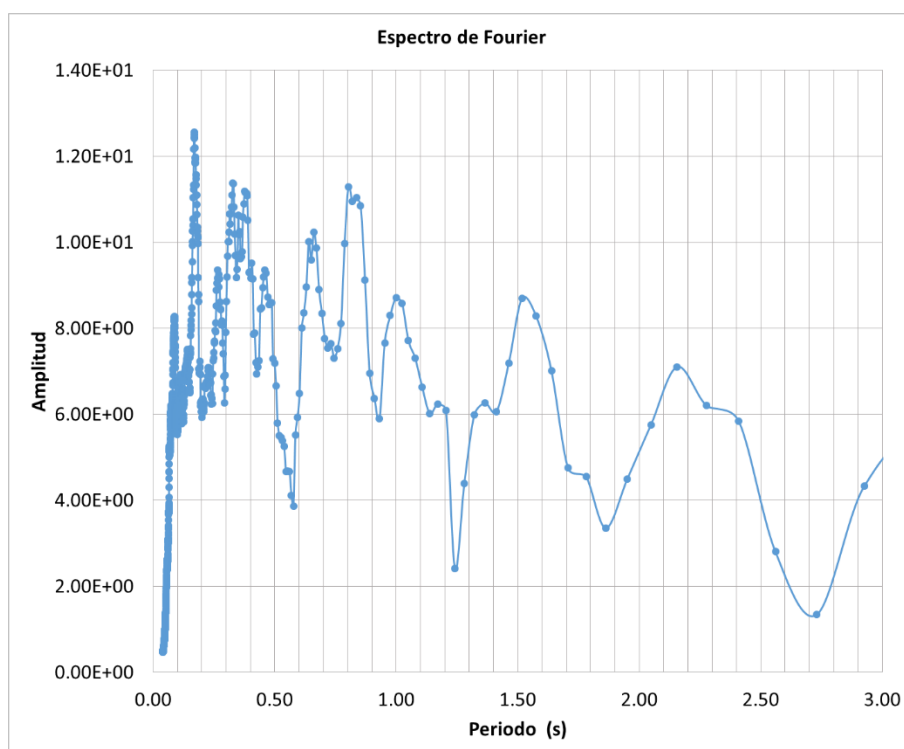
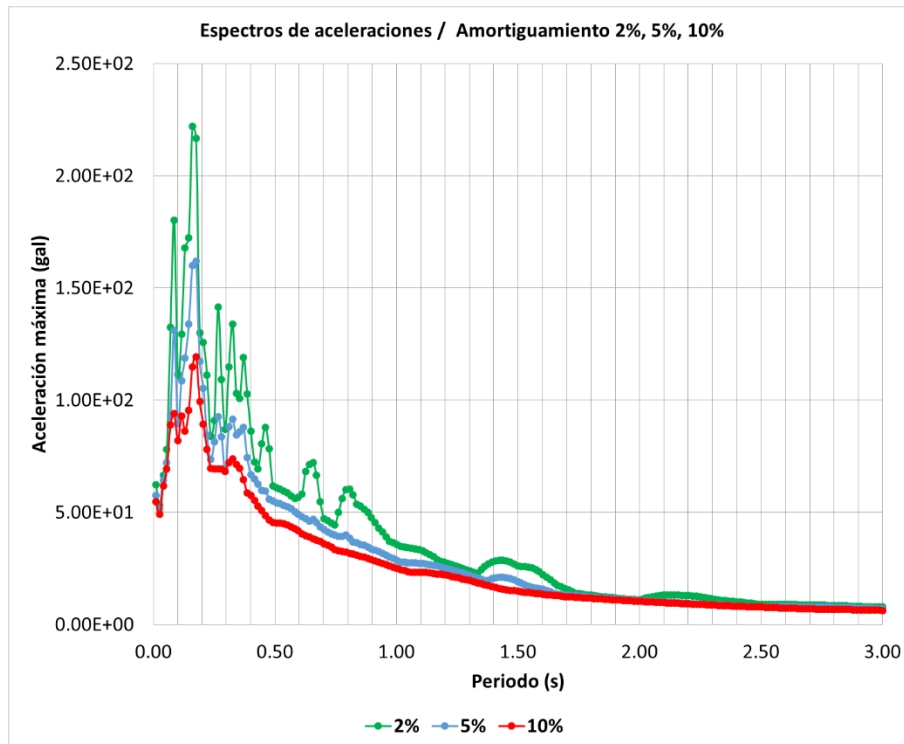


Figura B-6. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 31 de mayo de 1970 componente N-S.



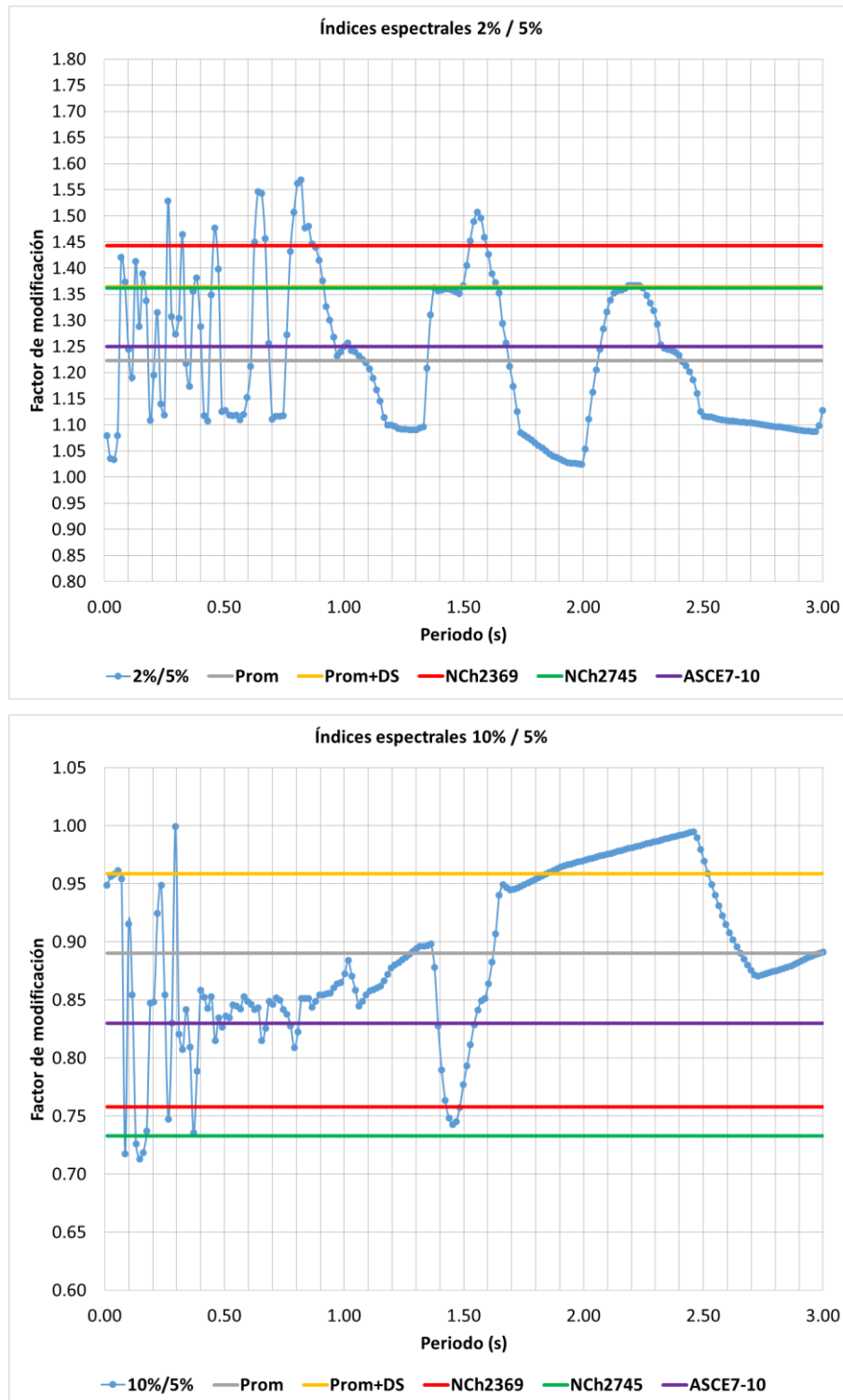
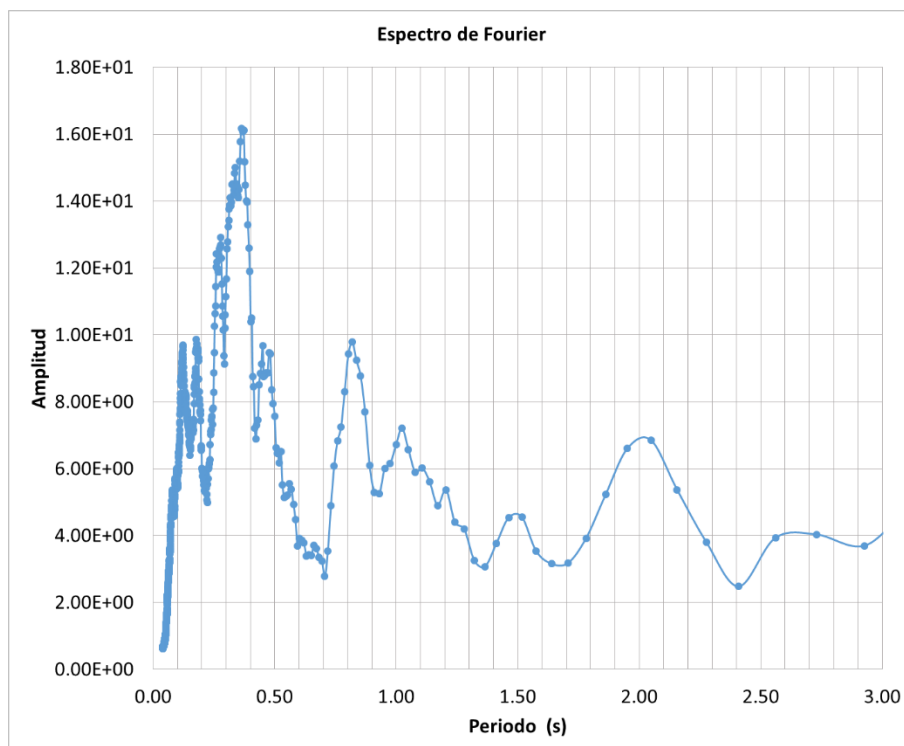
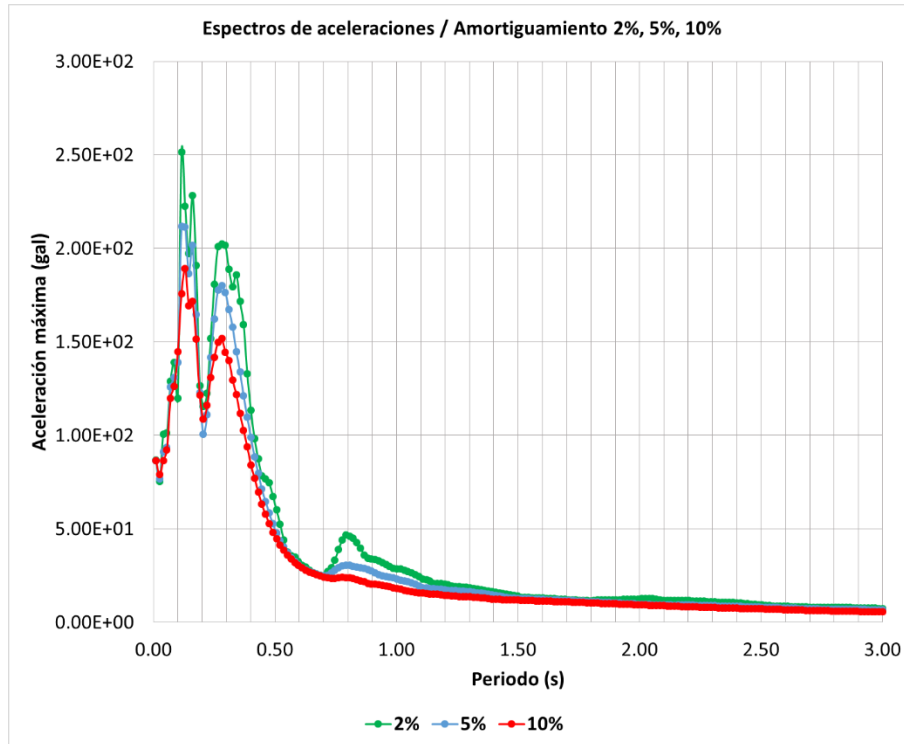


Figura B-7. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 29 de noviembre de 1971 componente E-W.



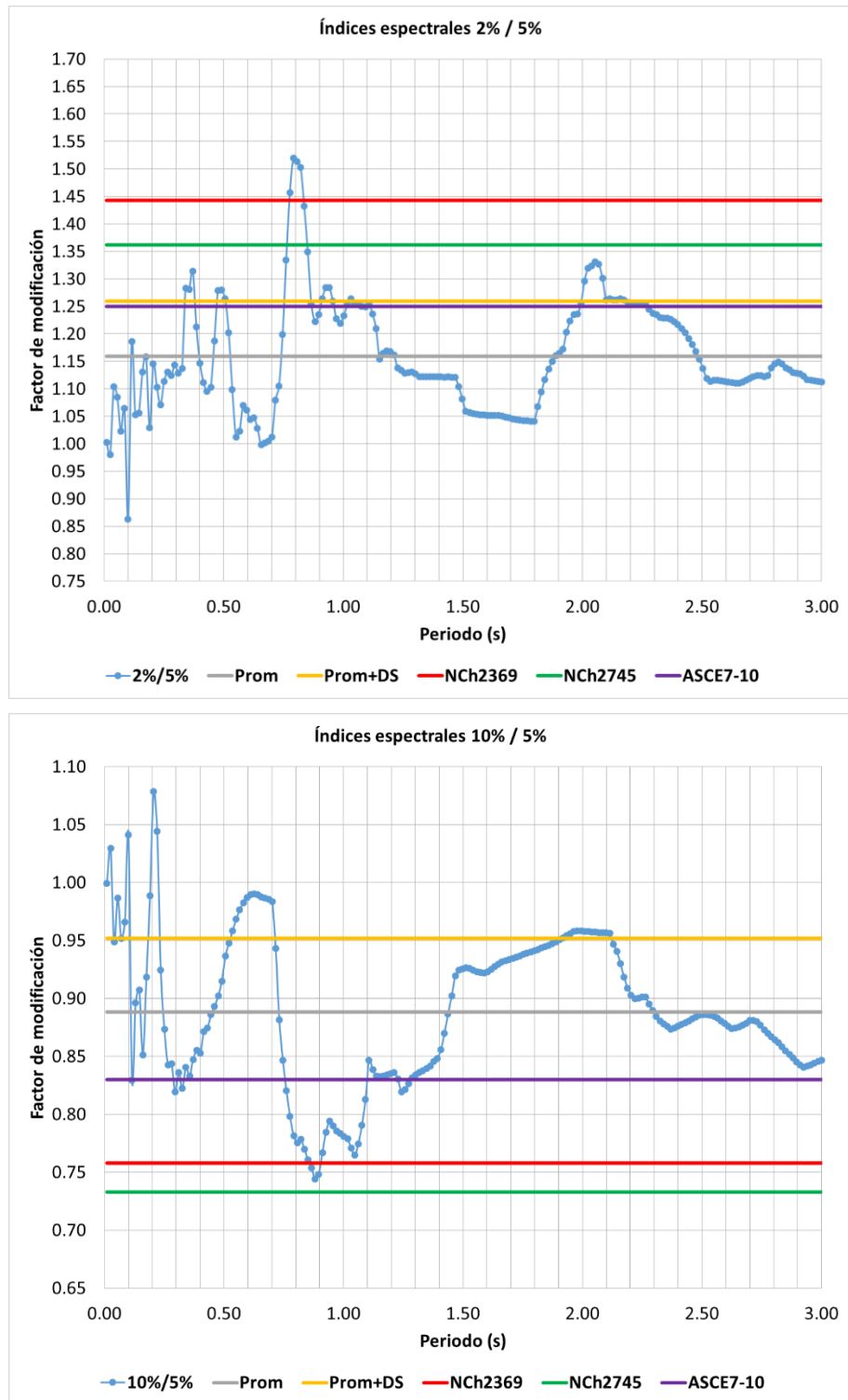
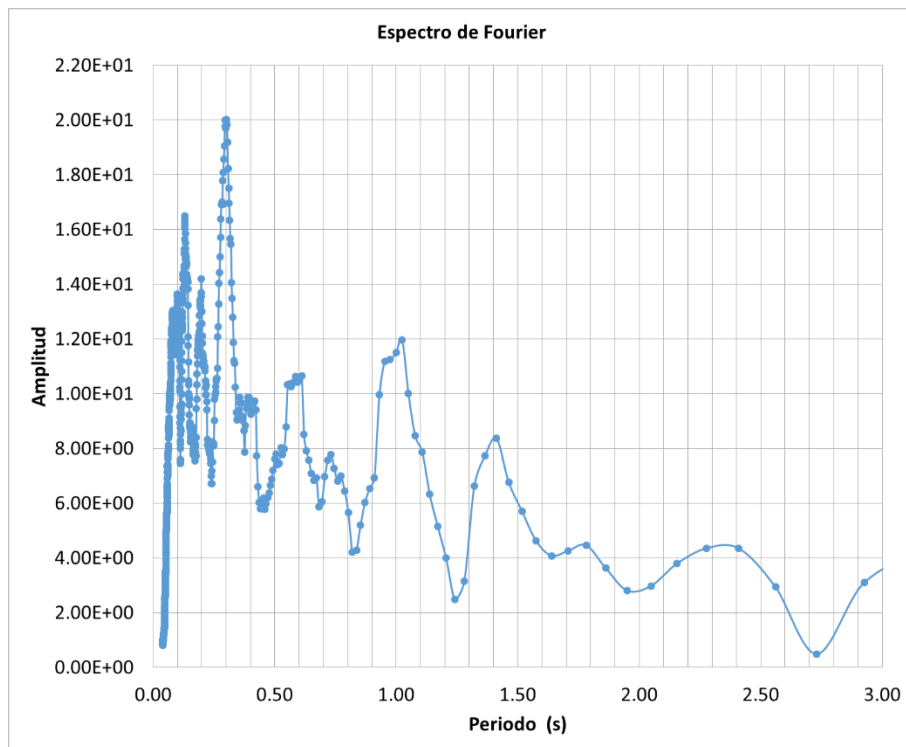
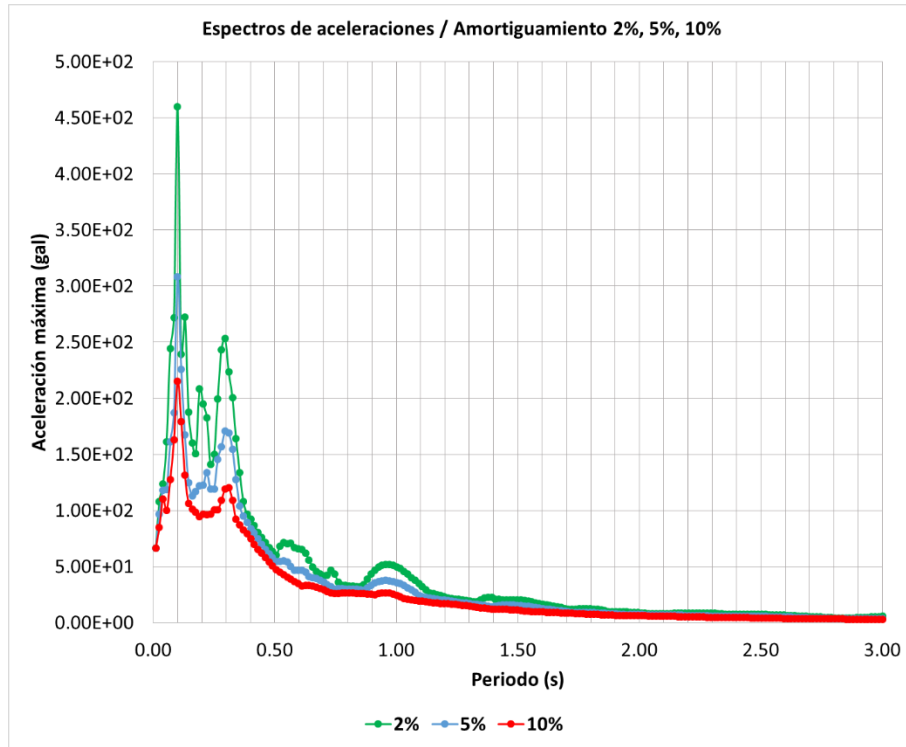


Figura B-8. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 29 de noviembre de 1971 componente N-S.



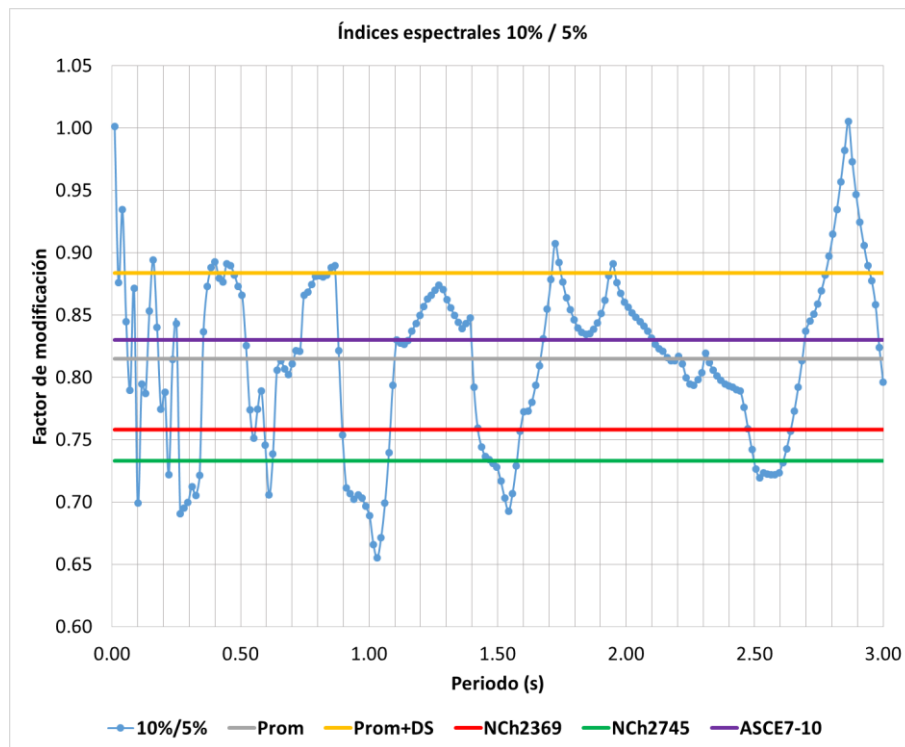
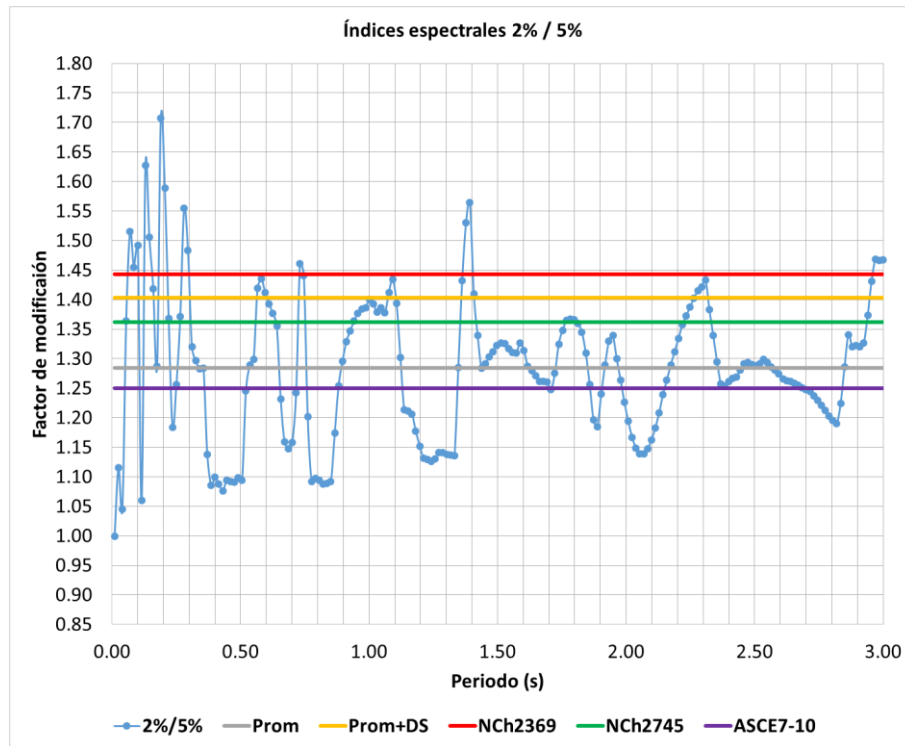
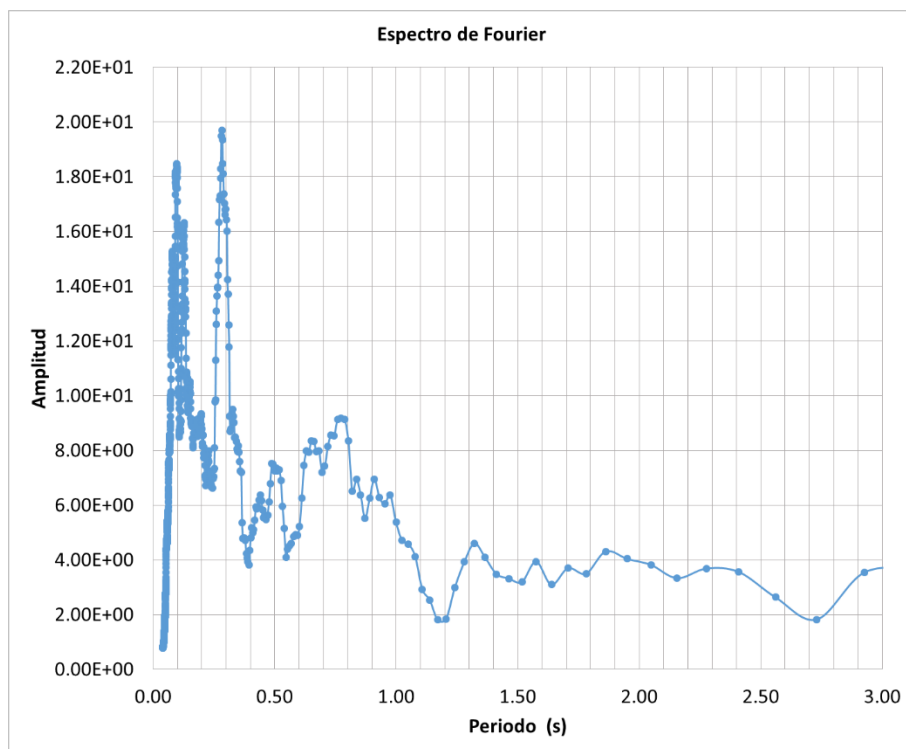
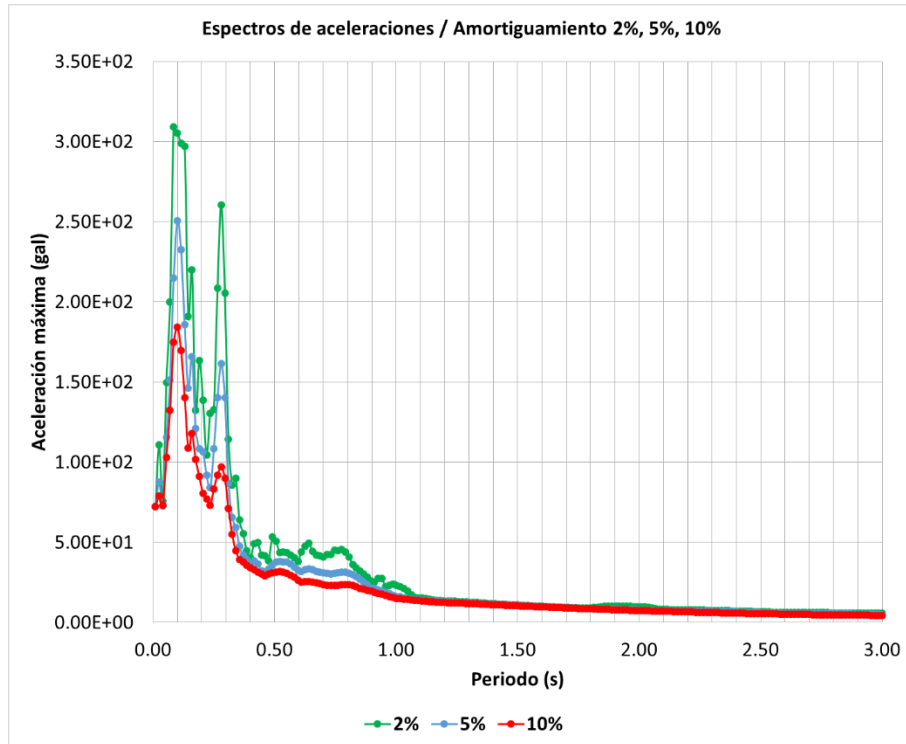


Figura B-9. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 5 de enero de 1974 componente E-W.



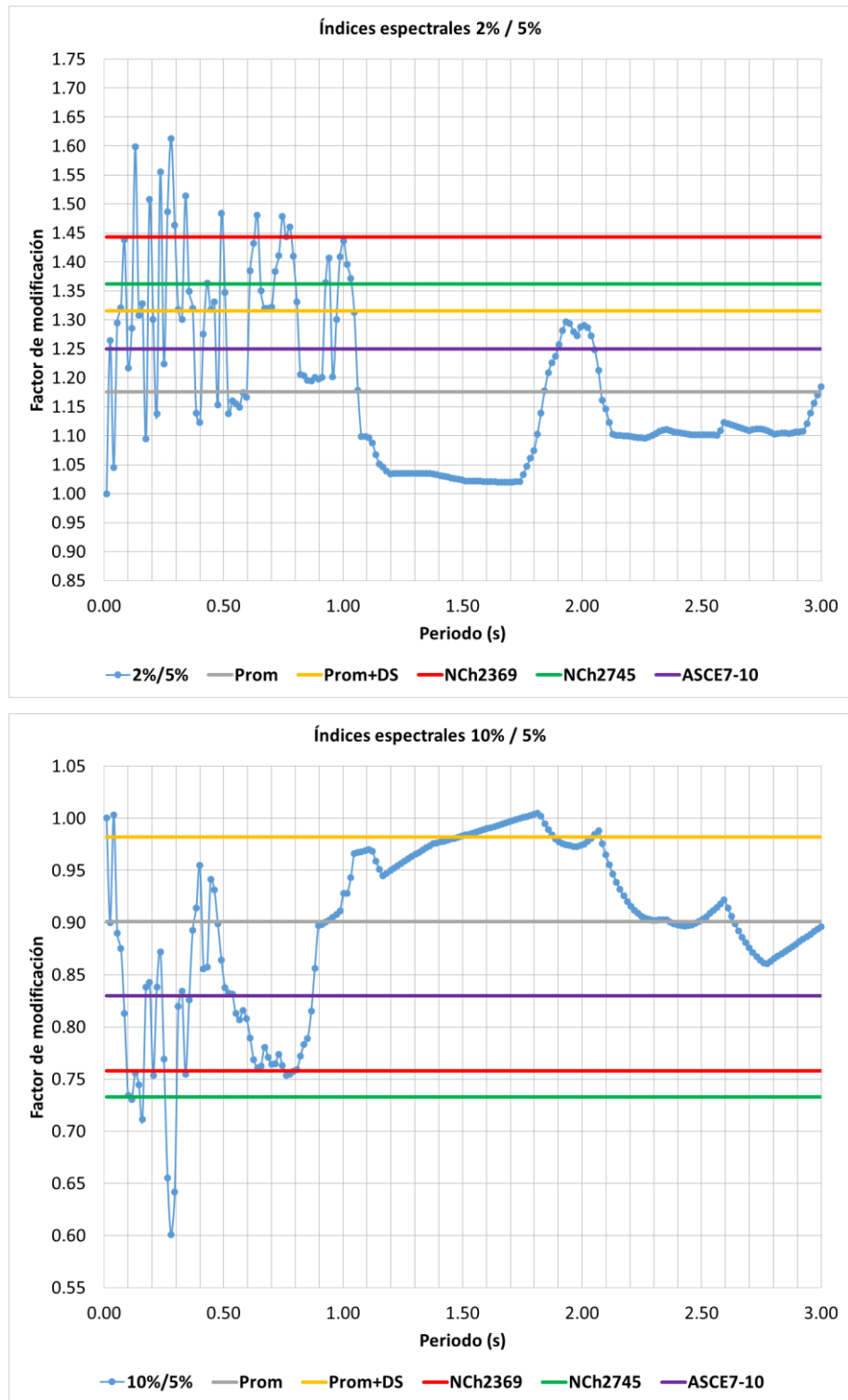
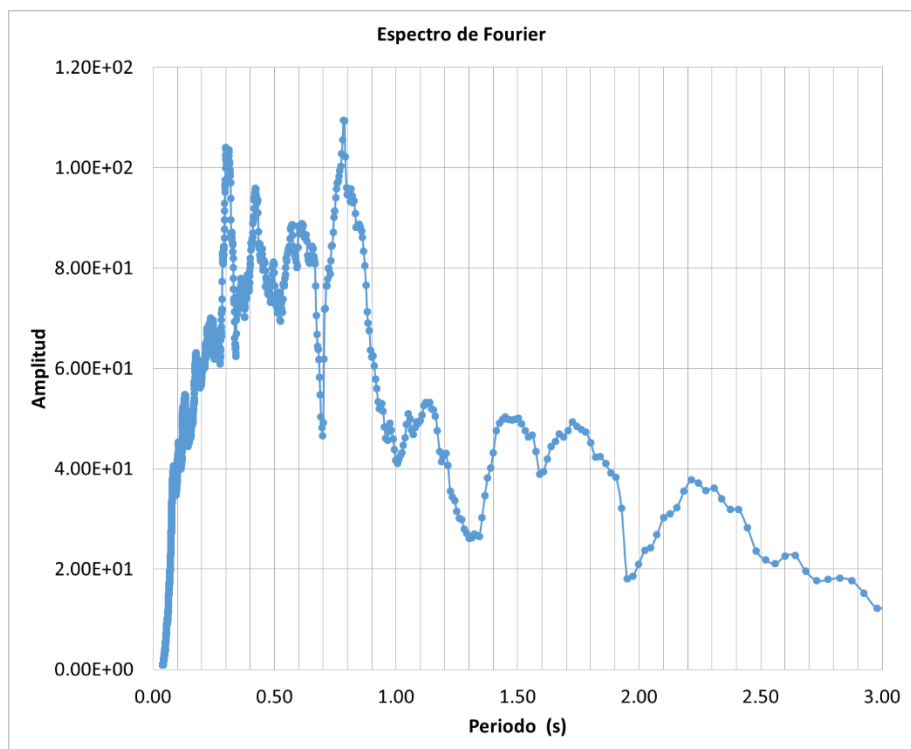
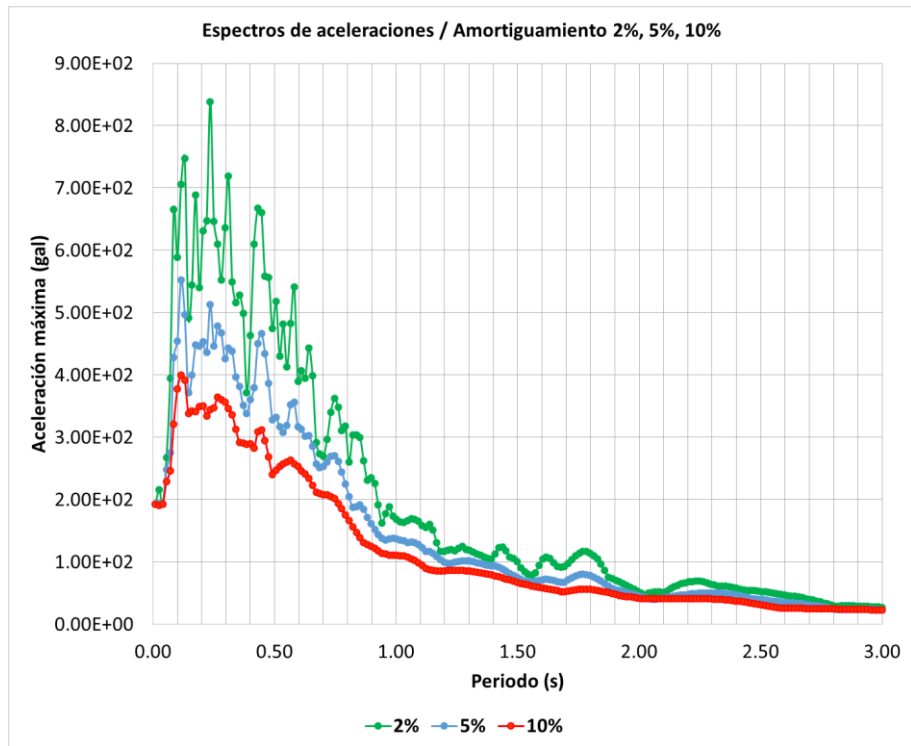


Figura B-10. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 5 de enero de 1974 componente N-S.



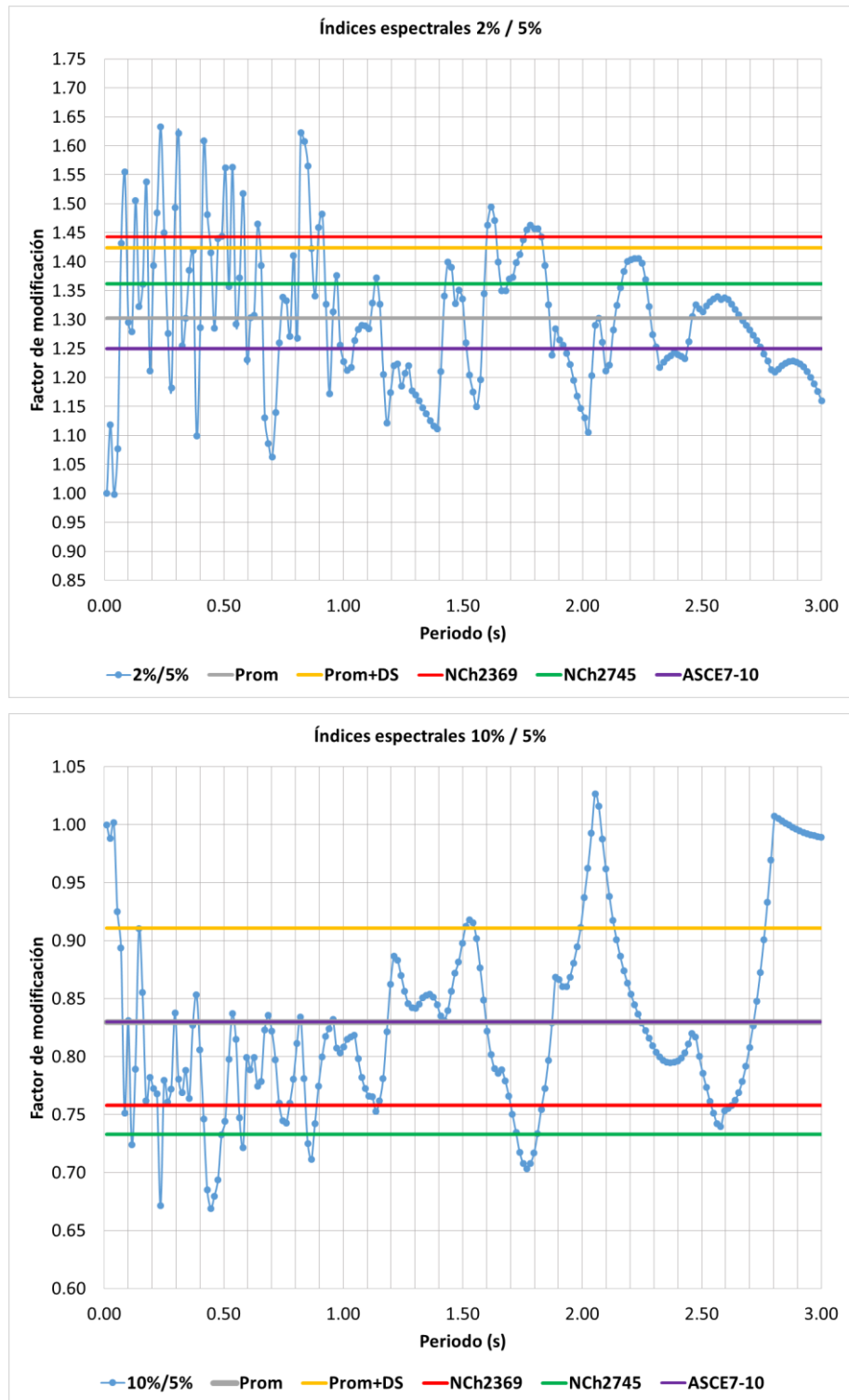
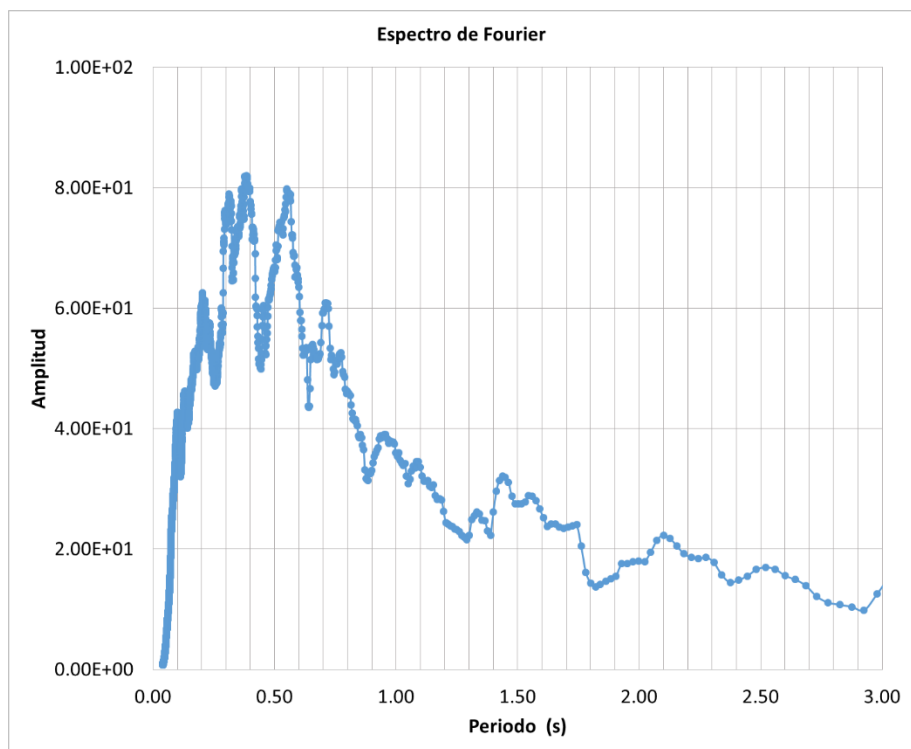
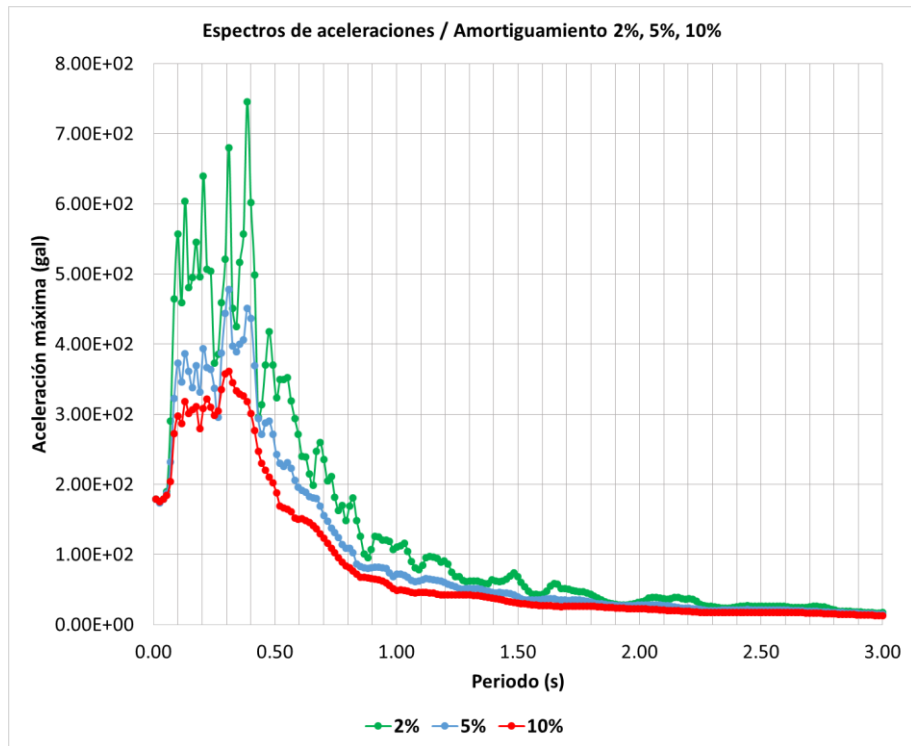


Figura B-11. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 3 de octubre de 1974 componente E-W.



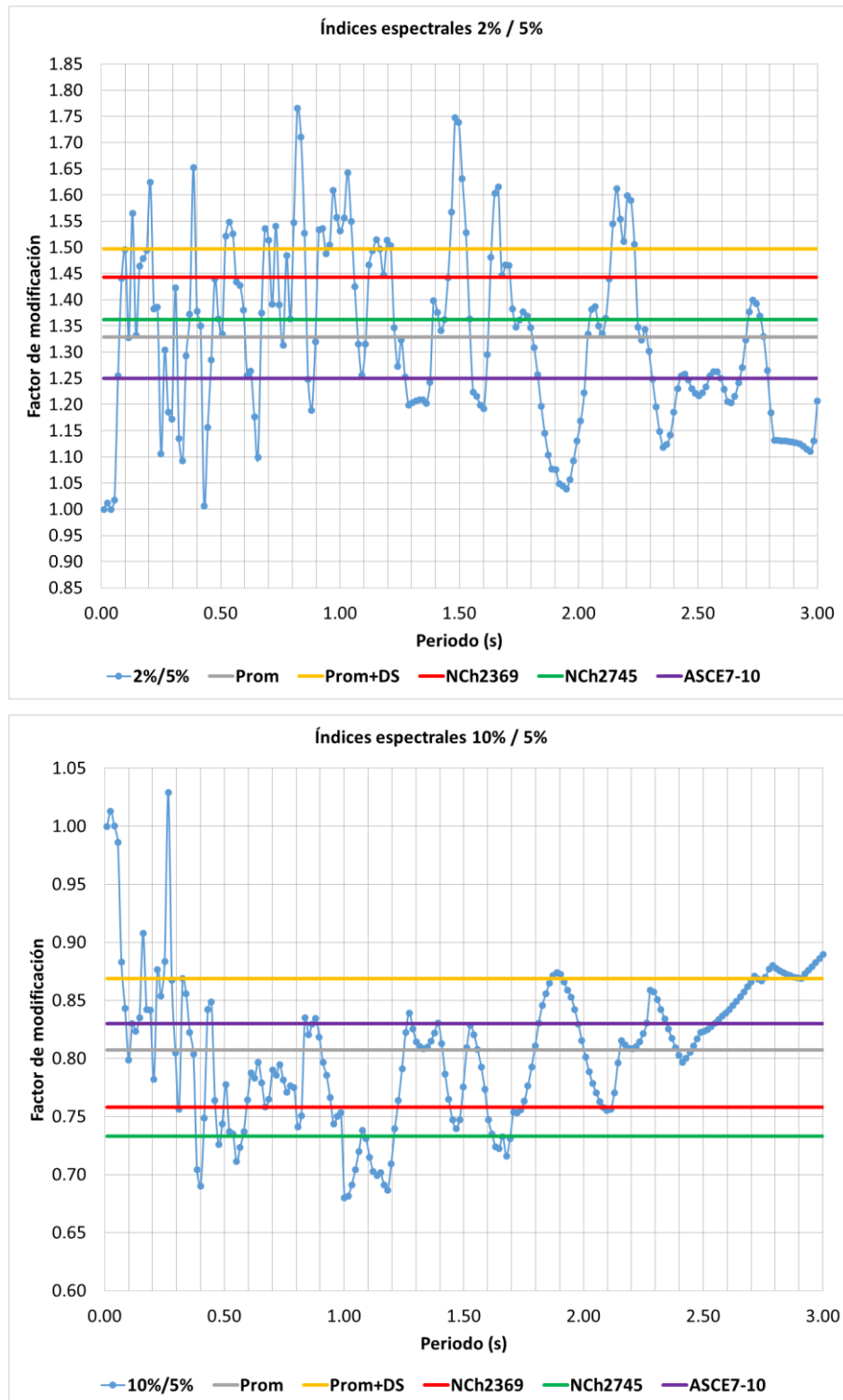
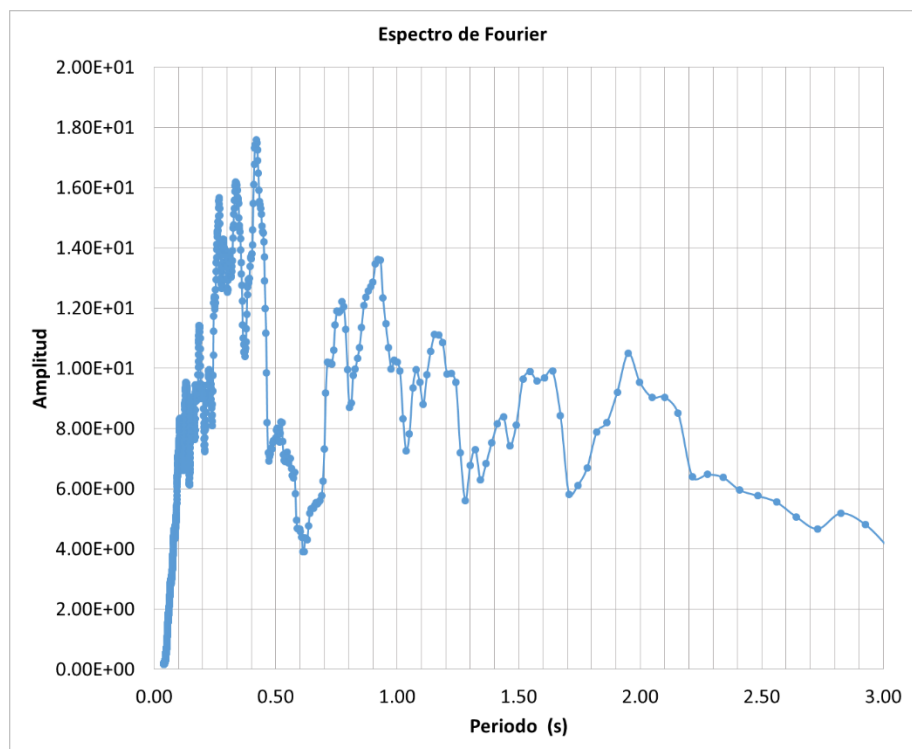
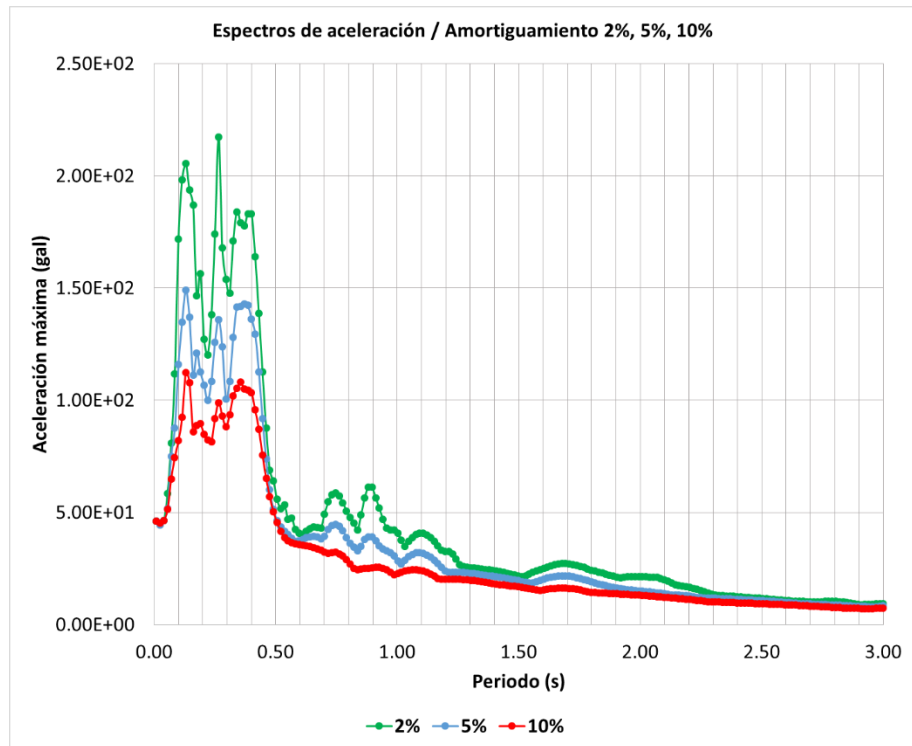


Figura B-12. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 3 de octubre de 1974 componente N-S.



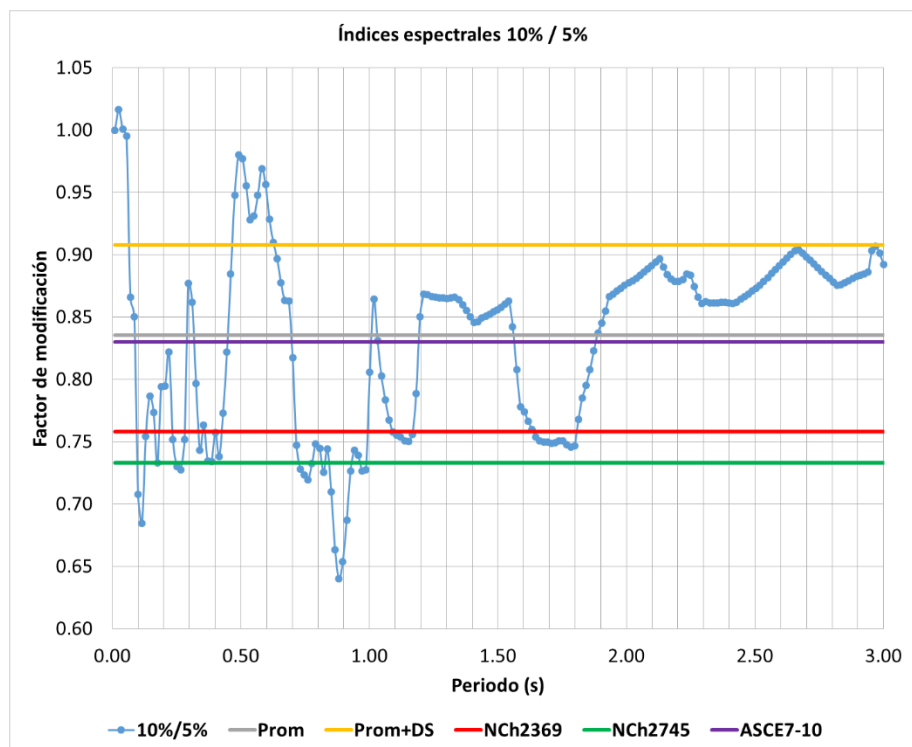
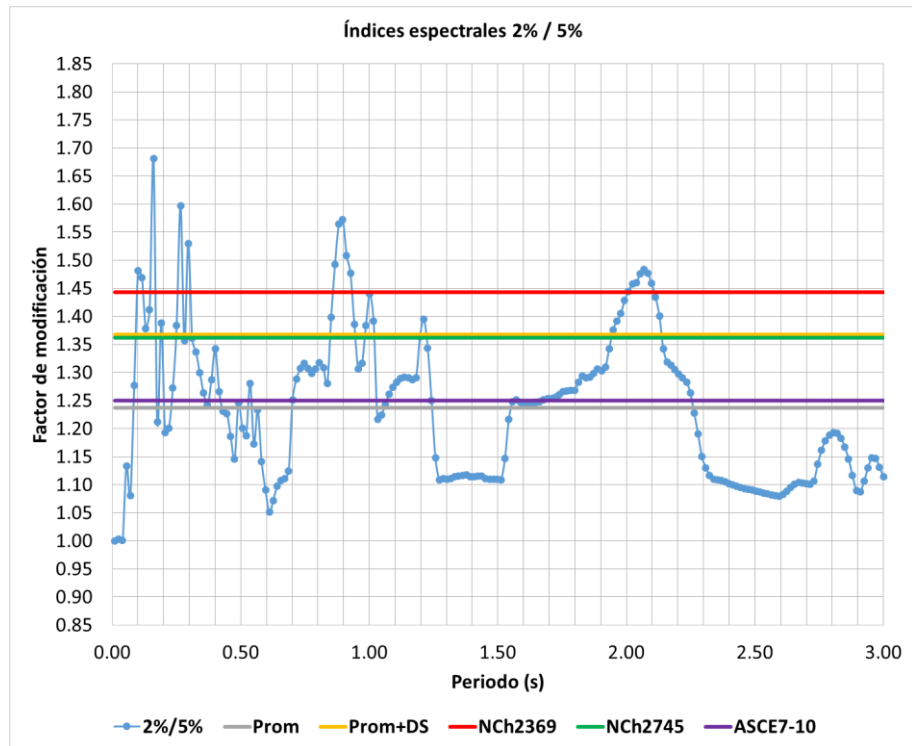
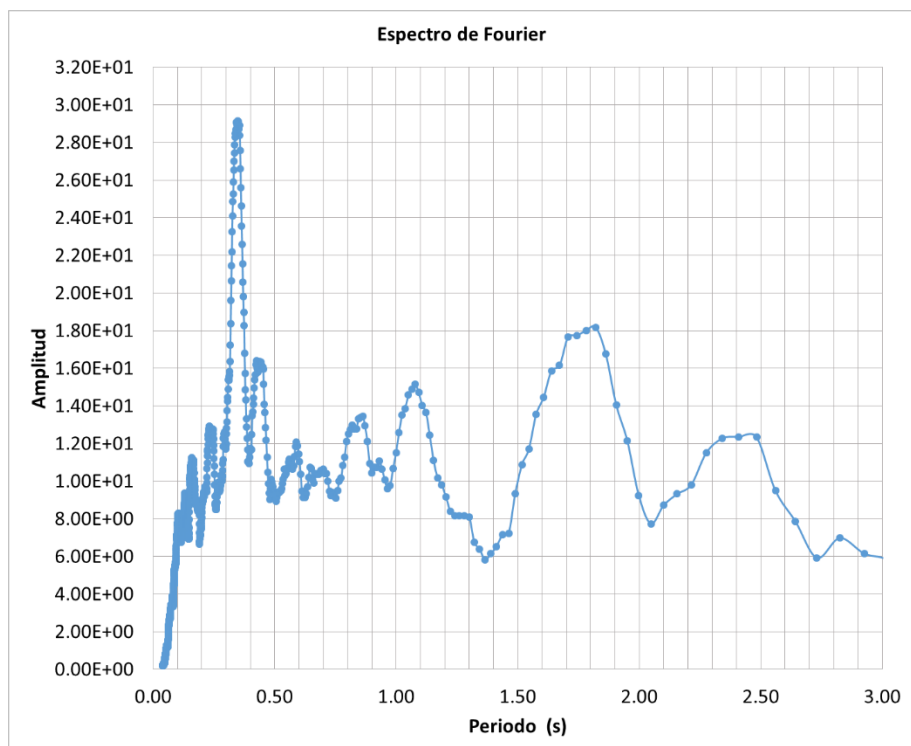
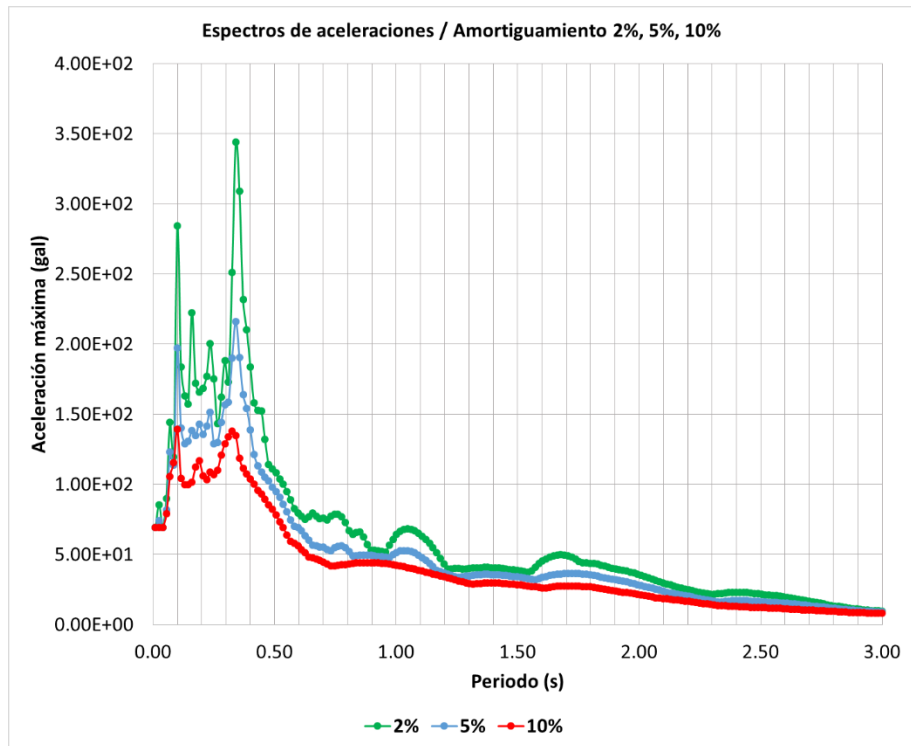


Figura B-13. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 9 de noviembre de 1974 componente E-W.



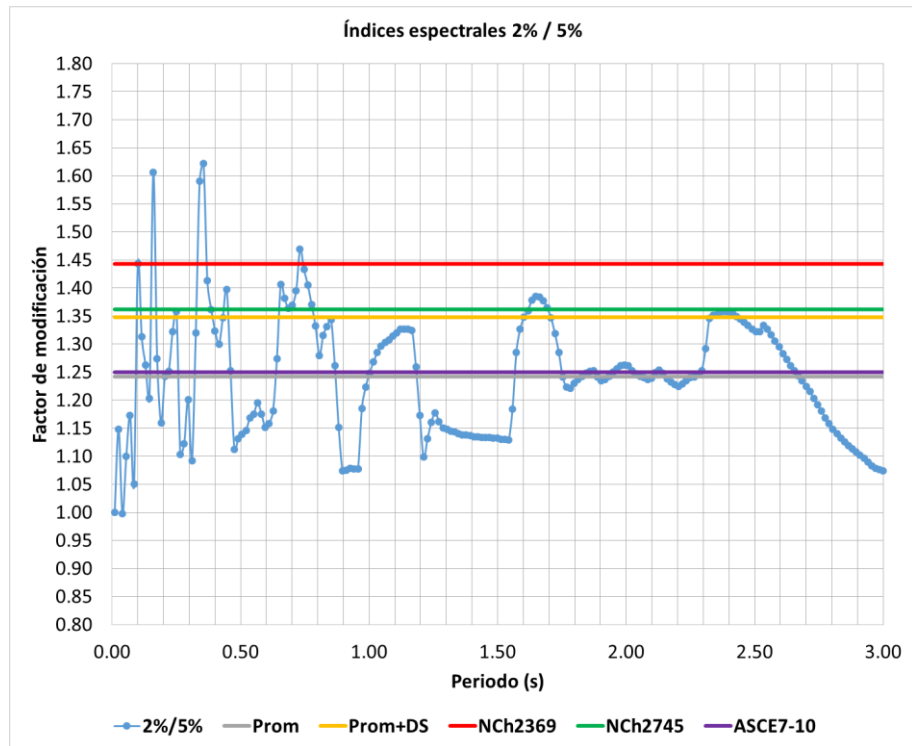
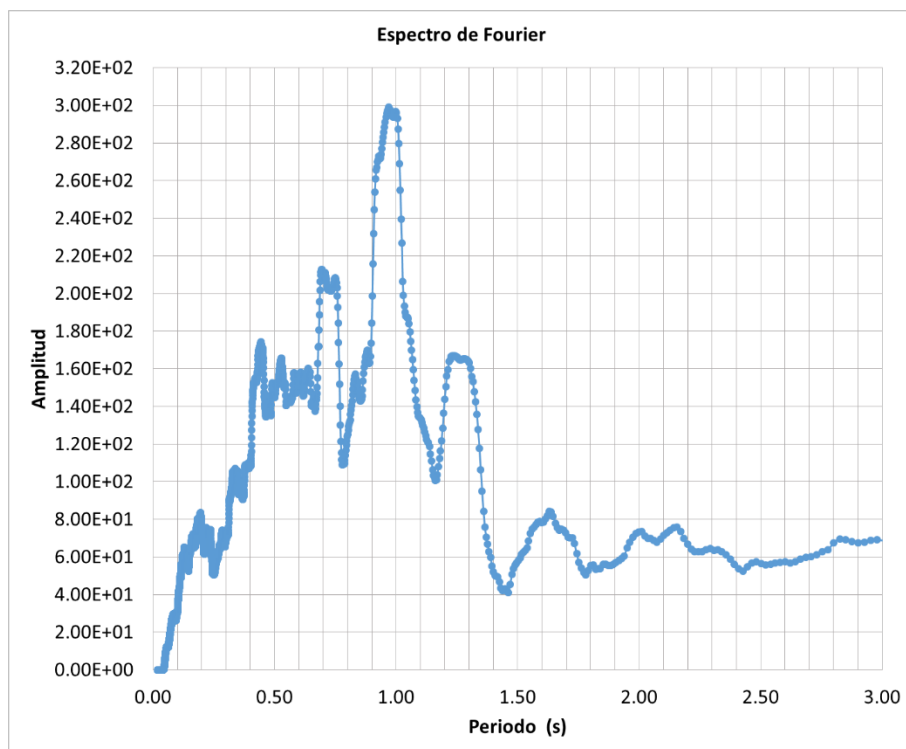
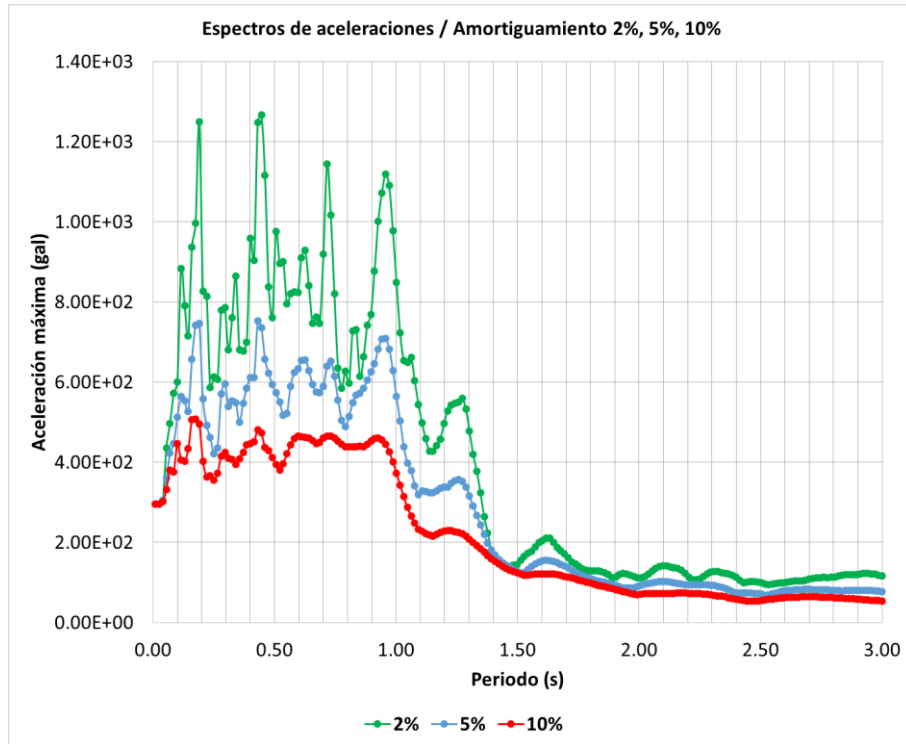


Figura B-14. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 9 de noviembre de 1974 componente N-S.



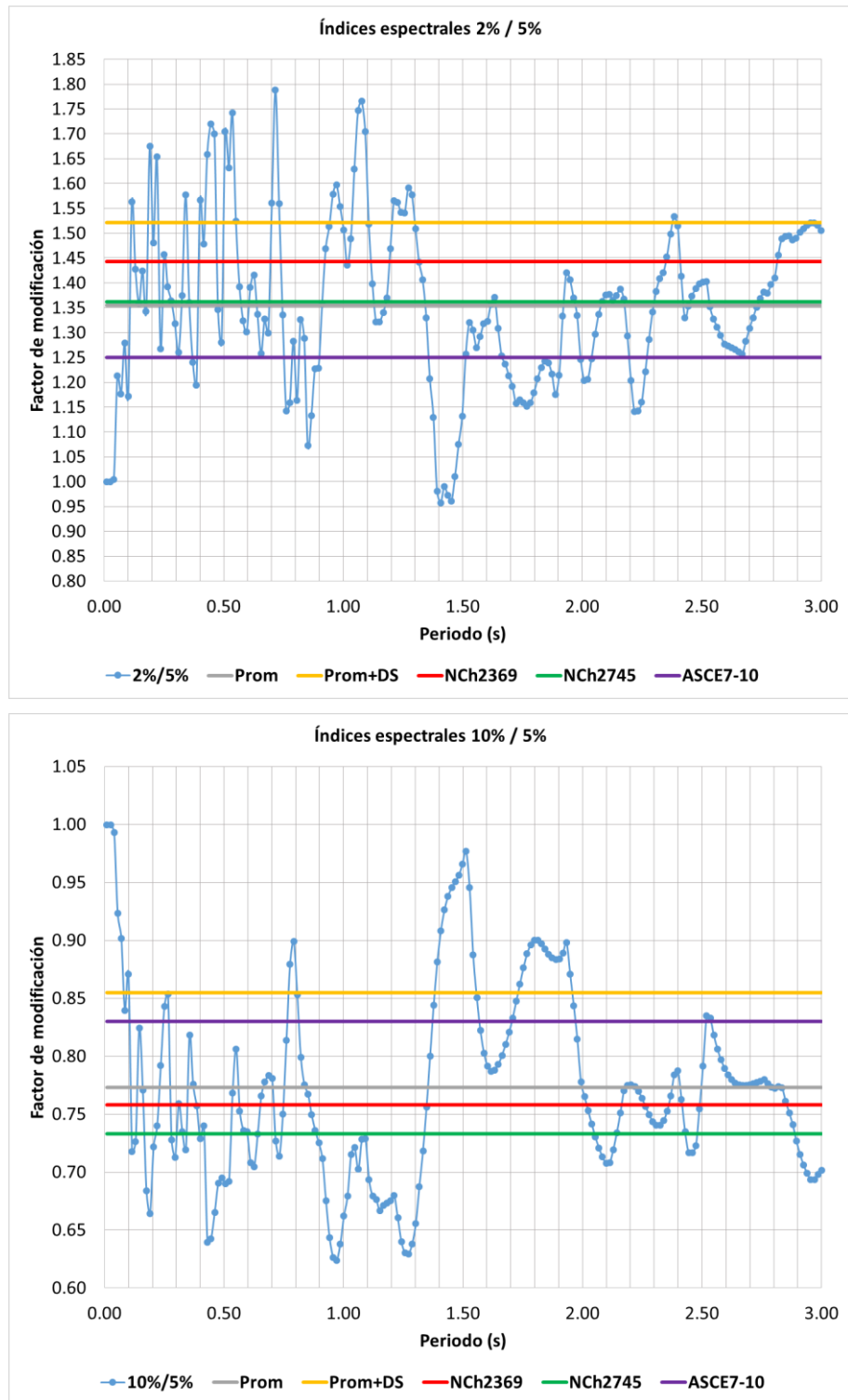
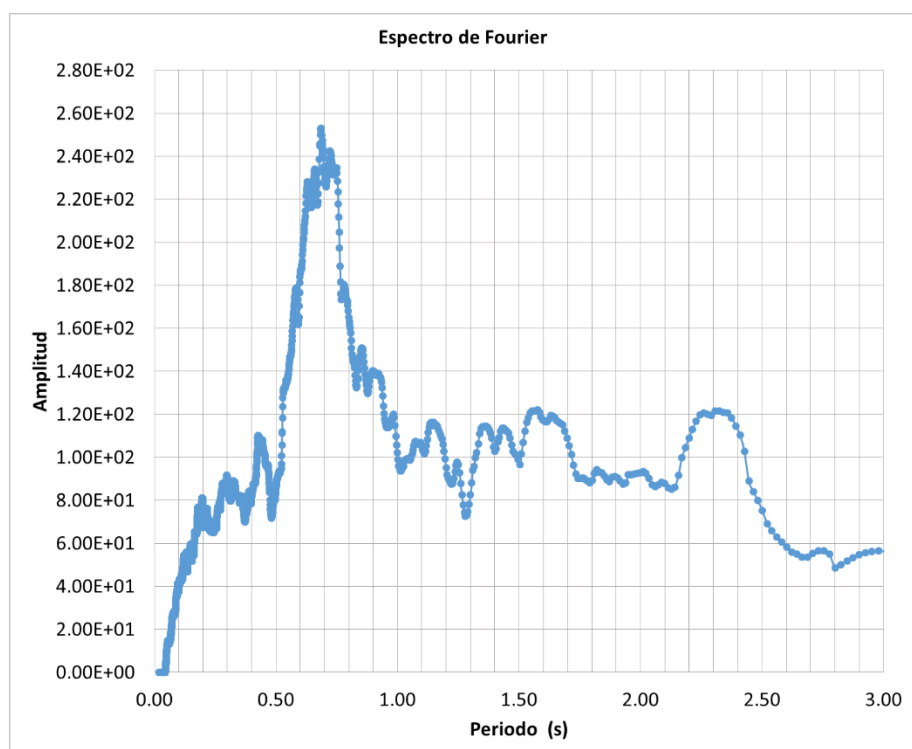
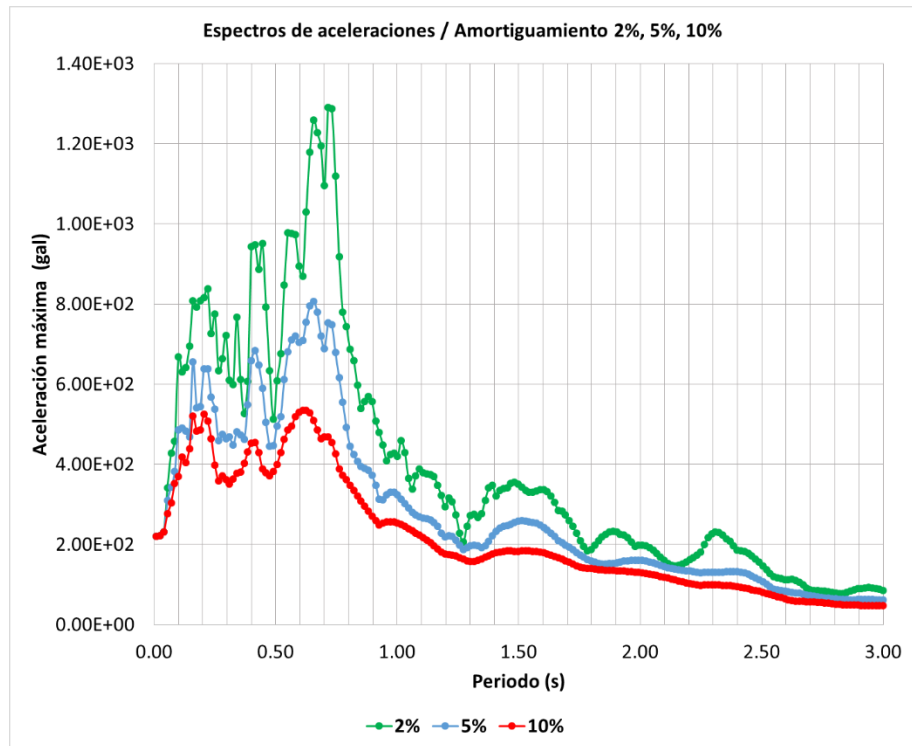


Figura B-15. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 23 de junio del 2001 componente E-W.



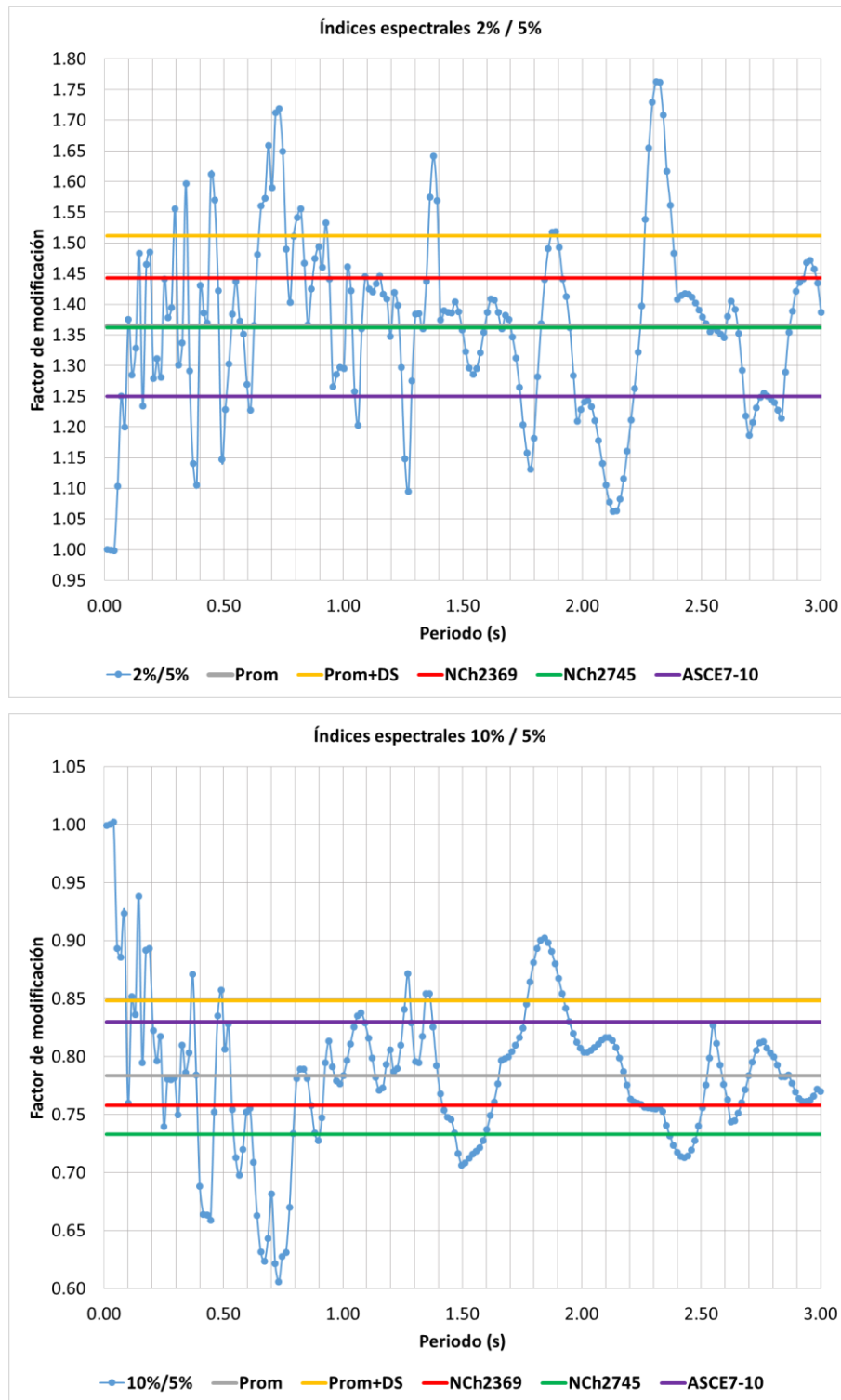
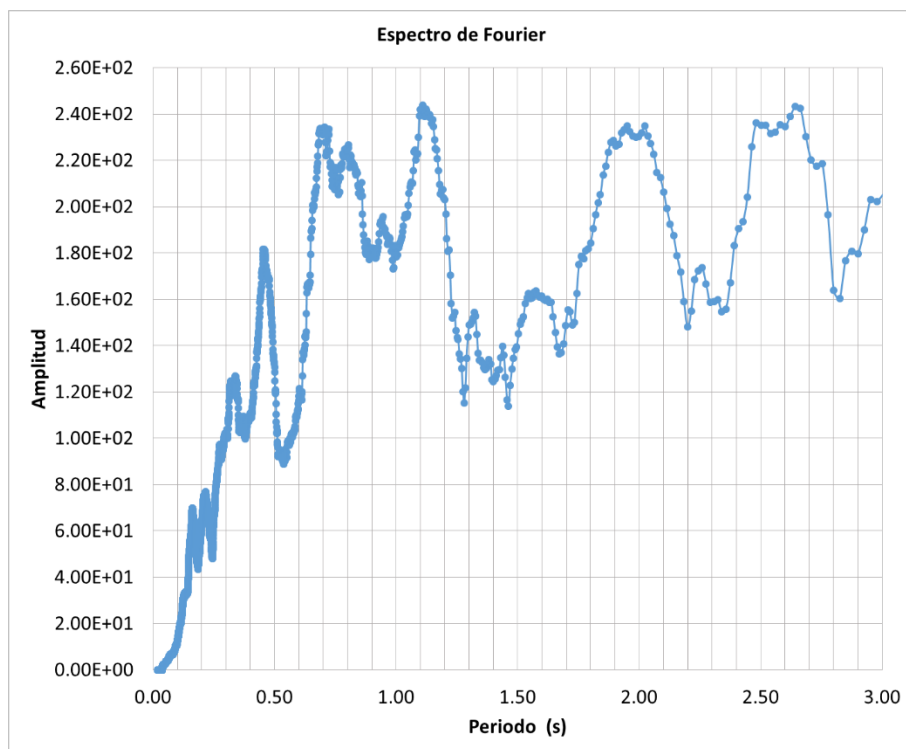
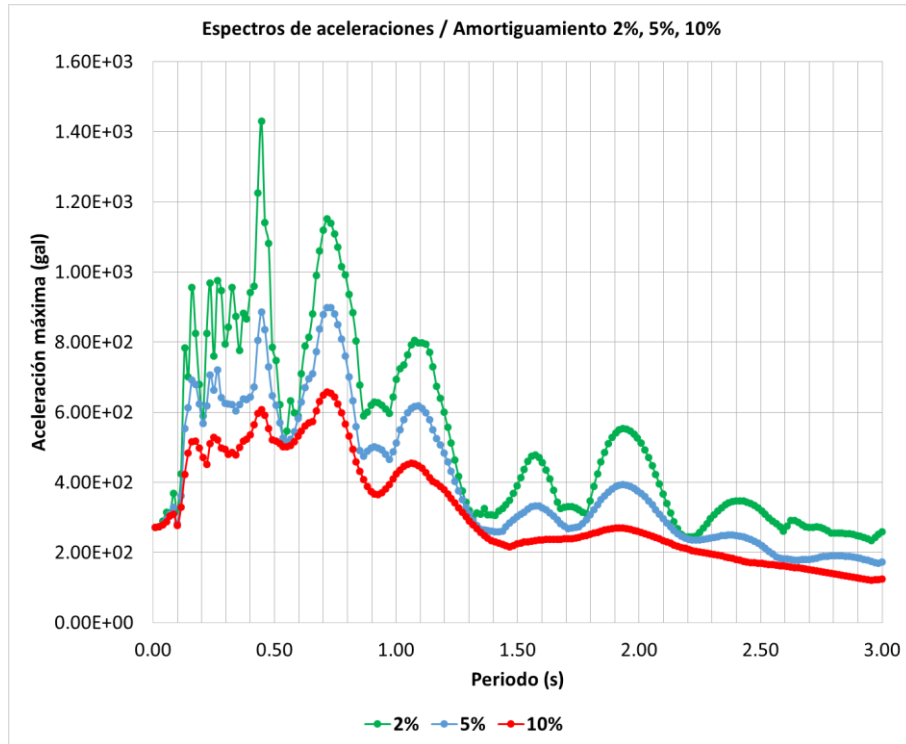


Figura B-16. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 23 de junio del 2001 componente N-S.



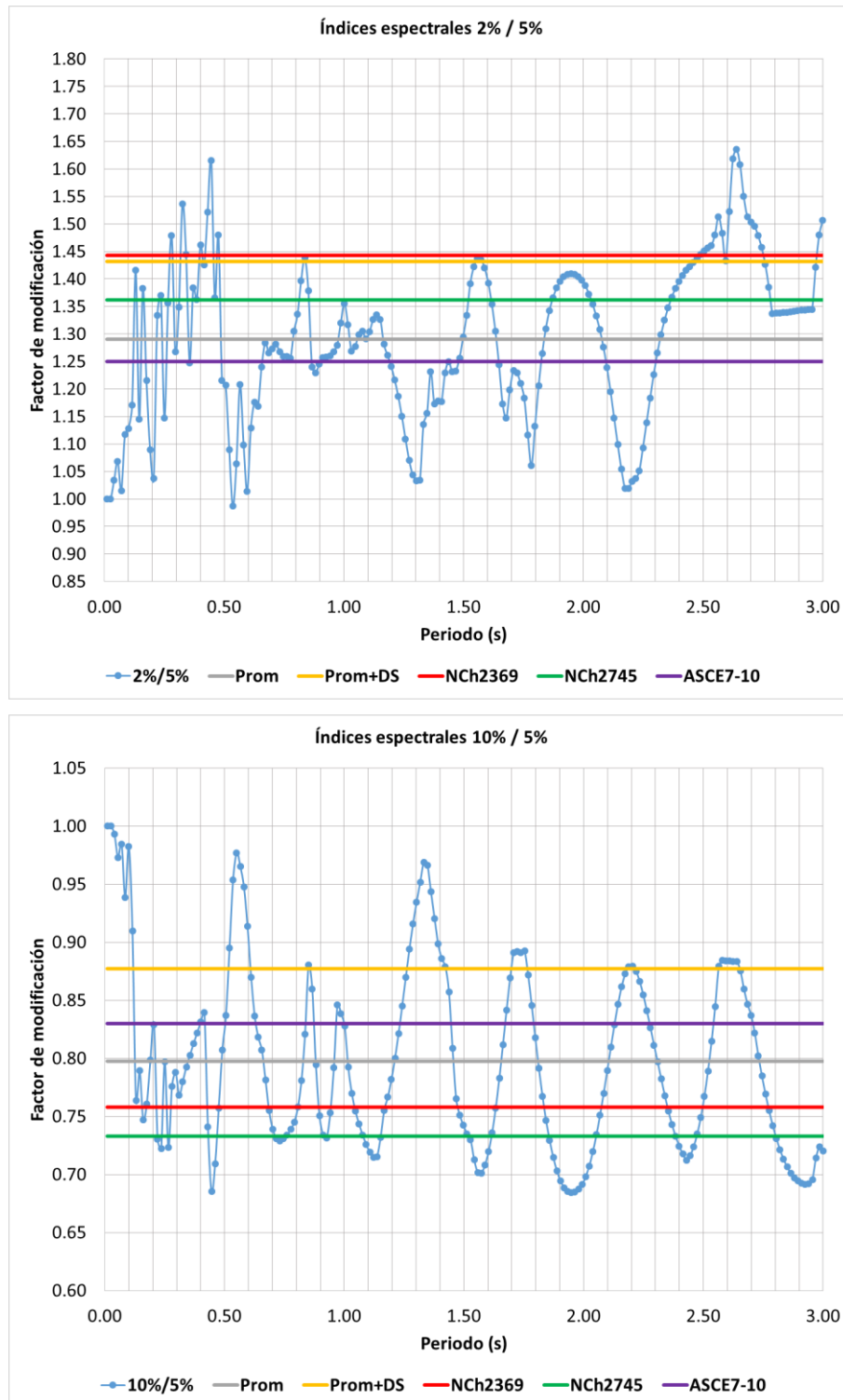
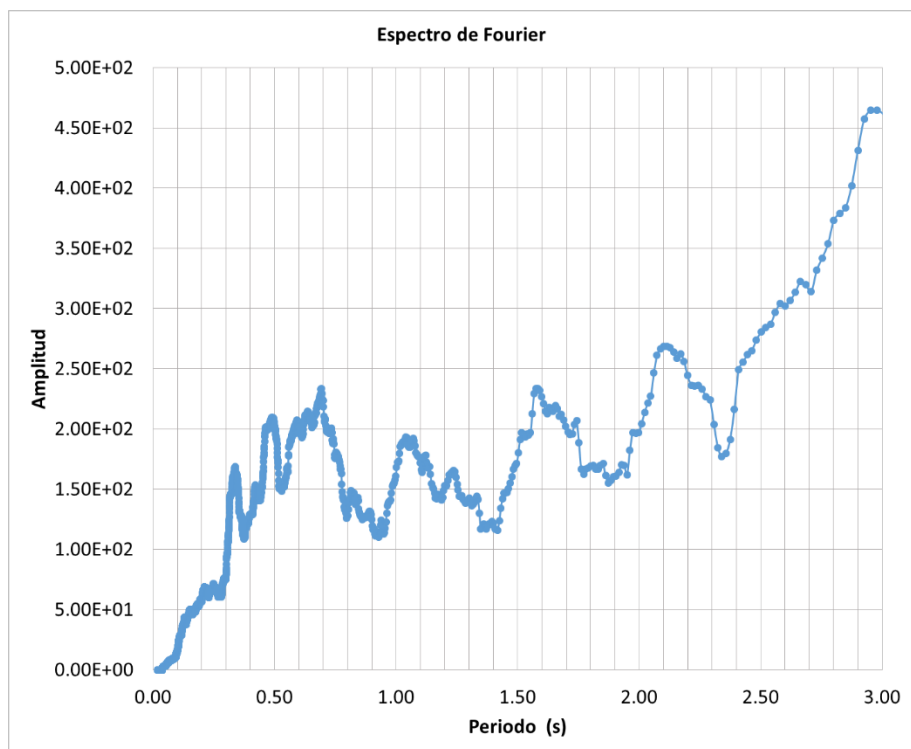
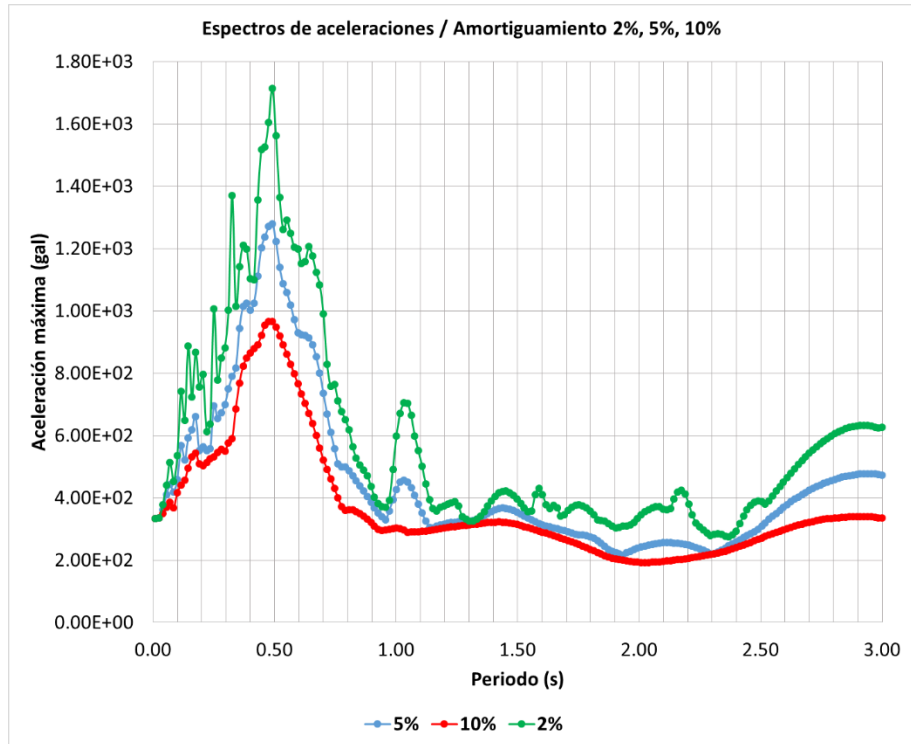


Figura B-17. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 7 de agosto del 2007 componente E-W.



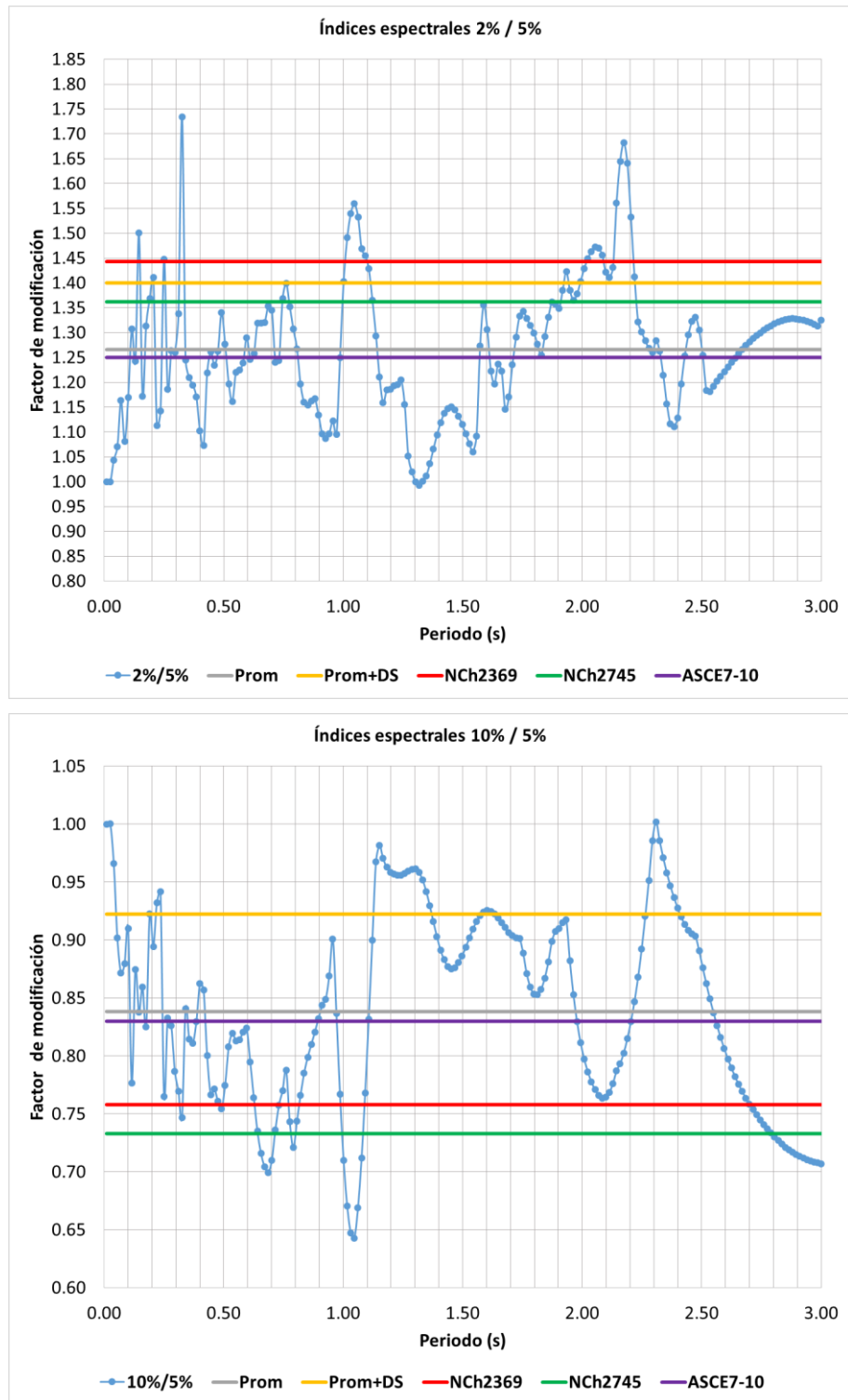
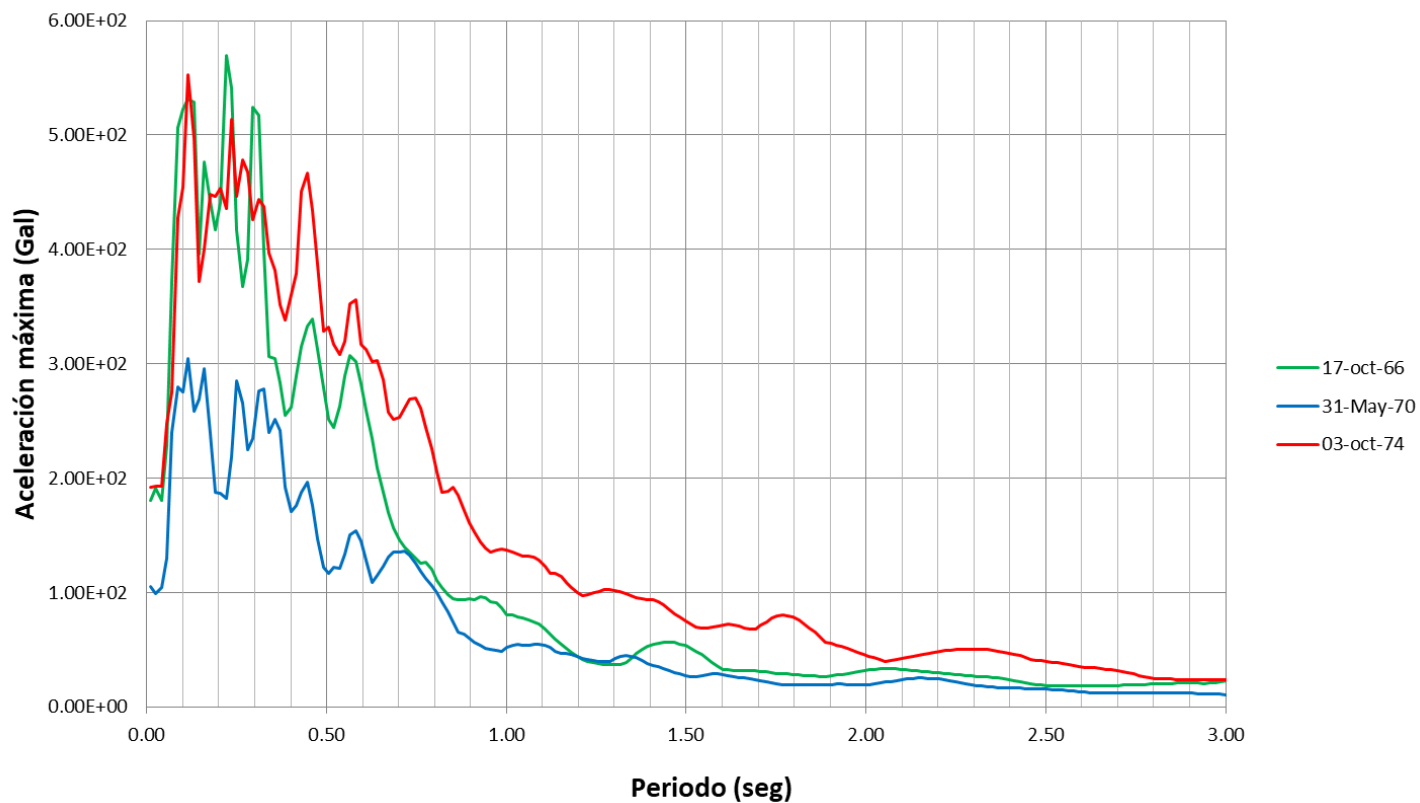


Figura B-18. Espectro de aceleración, Fourier e índices espectrales para sismo del 7 de agosto del 2007 componente N-S.

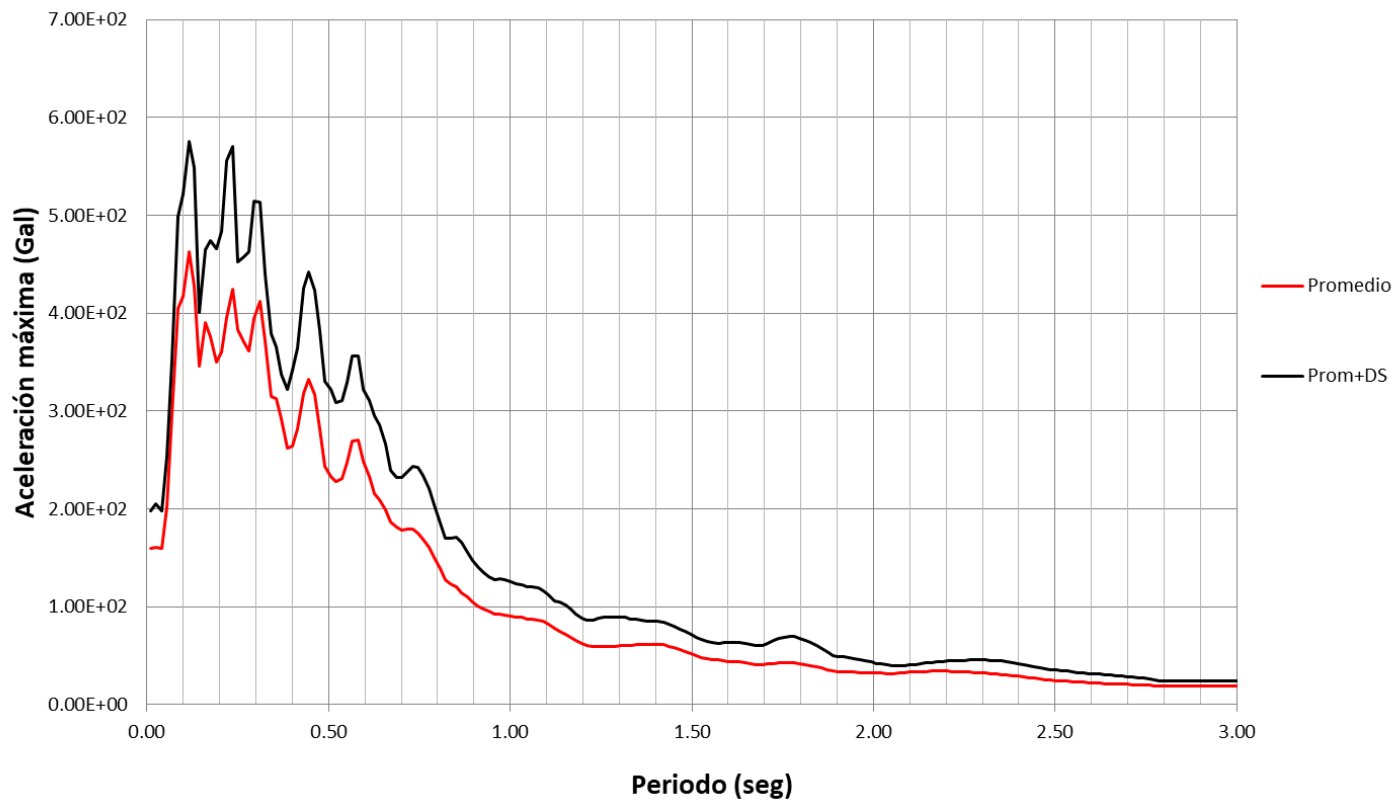
ANEXO C: ESPECTROS DE RESPUESTA

Espectros de Aceleraciones – Estación parque de la reserva Grupo II

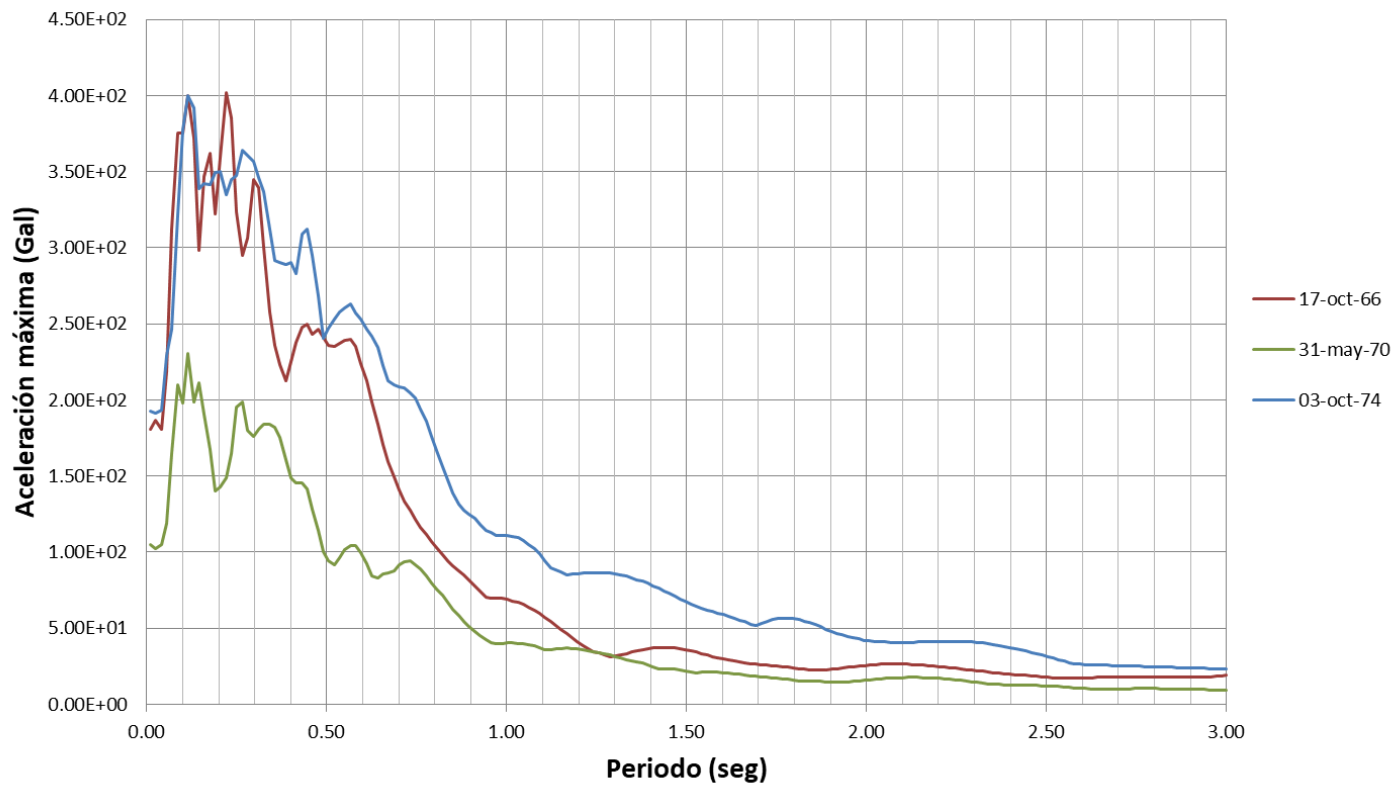
Espectros de Aceleración Absoluta
Componente E - W / Amortiguamiento 5%



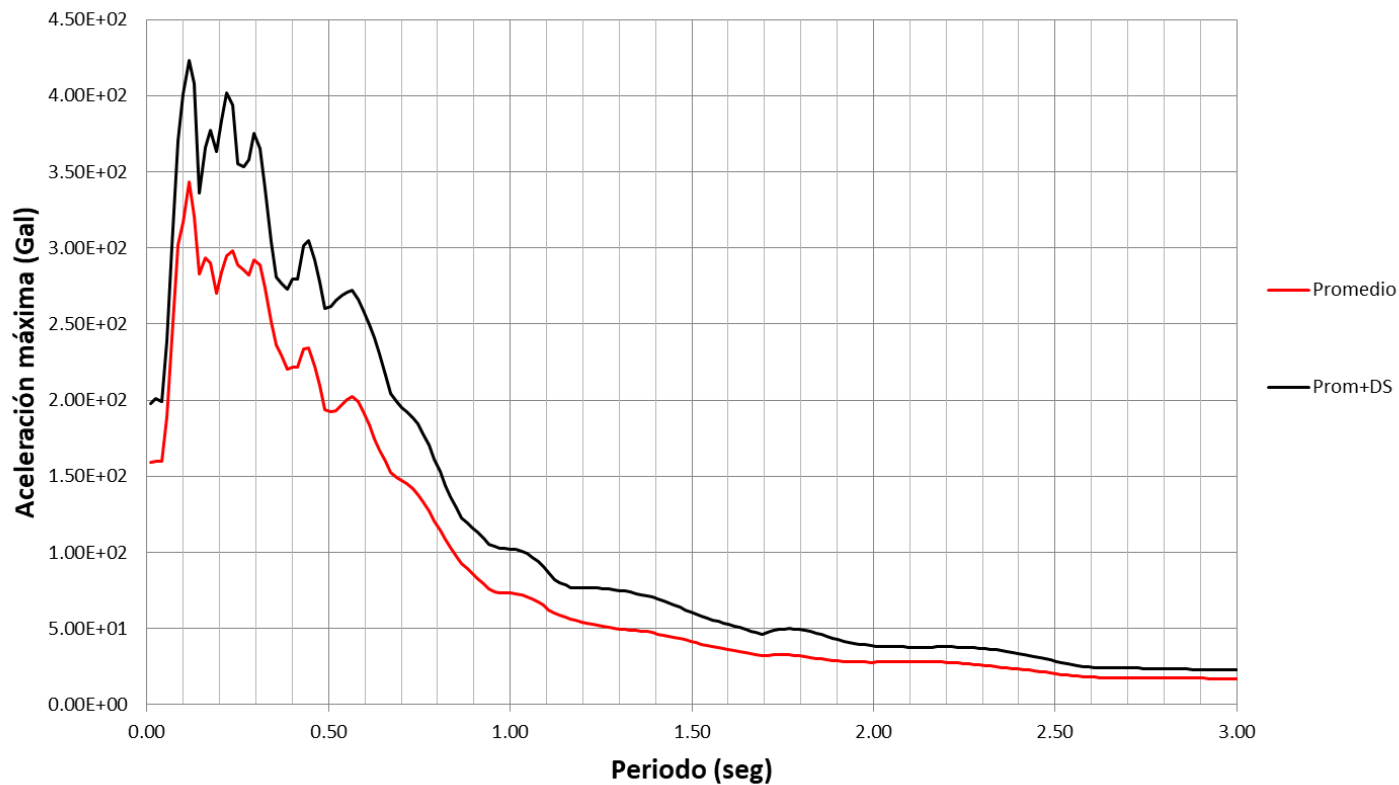
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente E - W / Amortiguamiento 5%

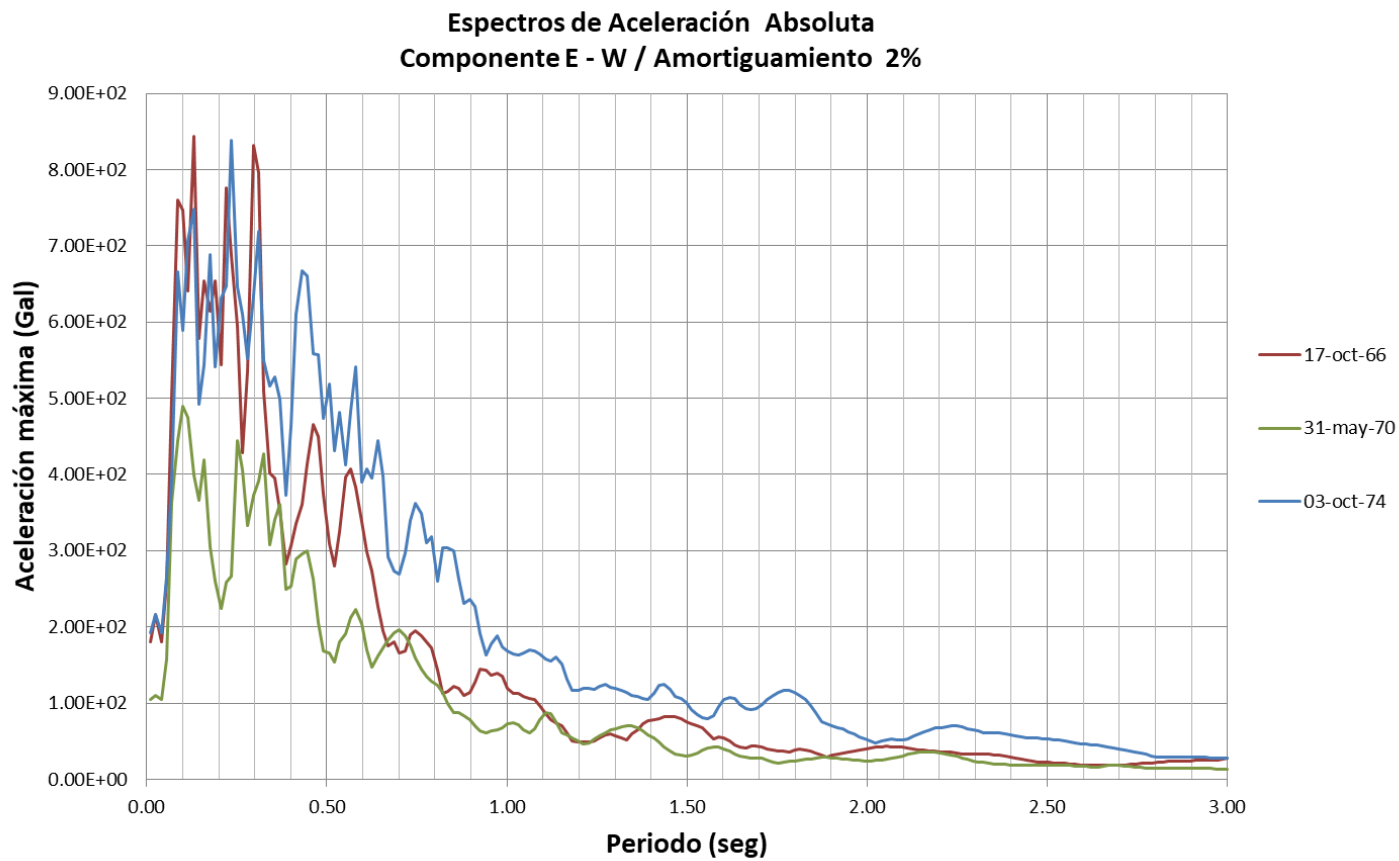


**Espectros de Aceleración Absoluta
Componente E - W / Amortiguamiento 10%**

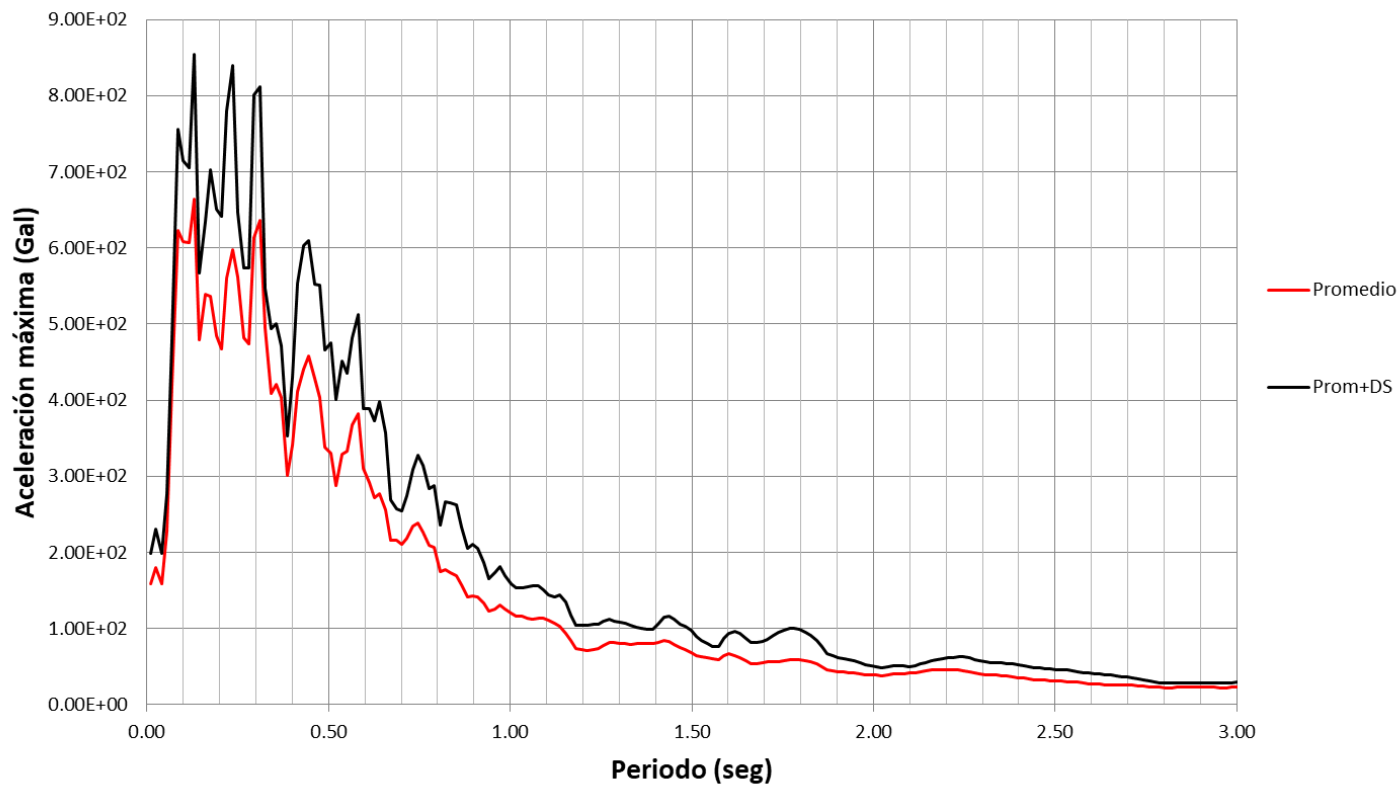


Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente E - W / Amortiguamiento 10%

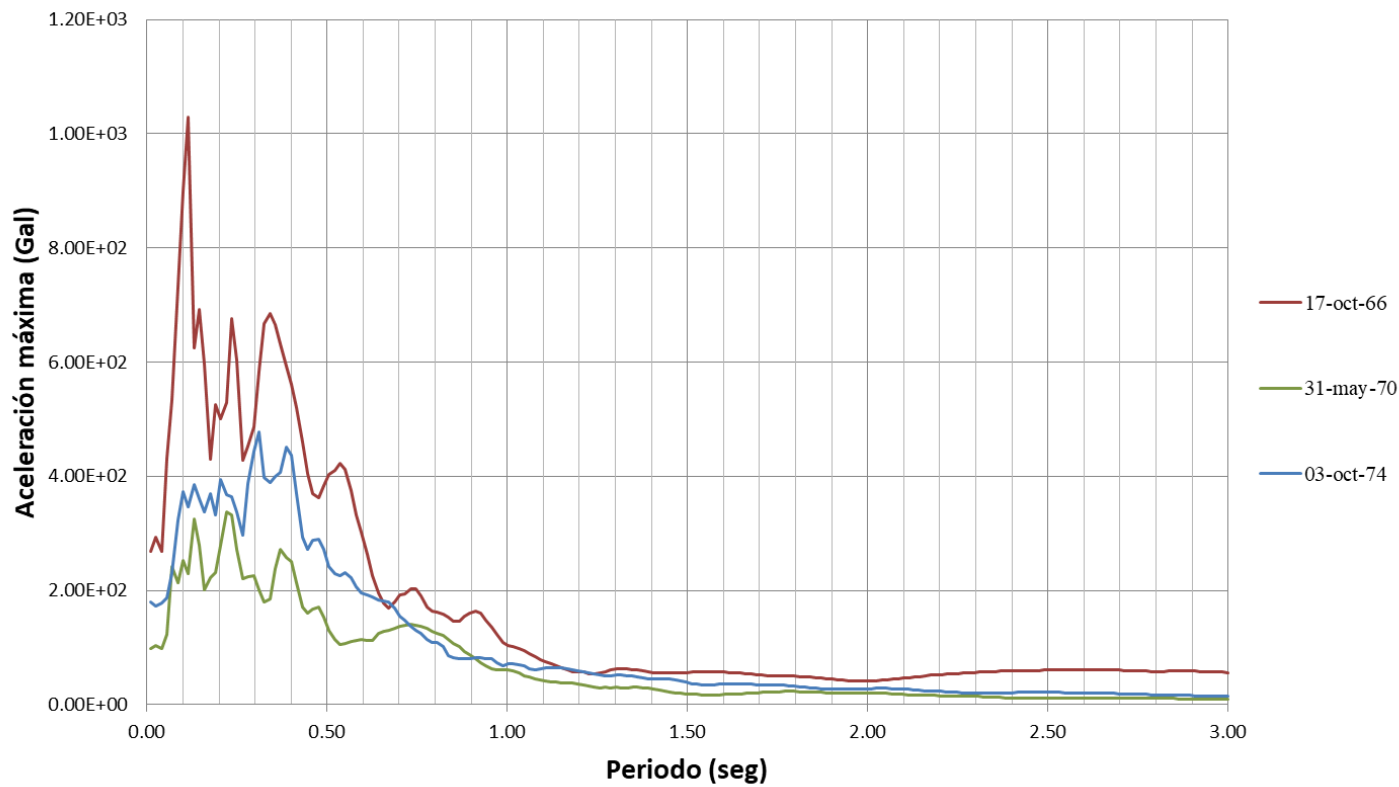




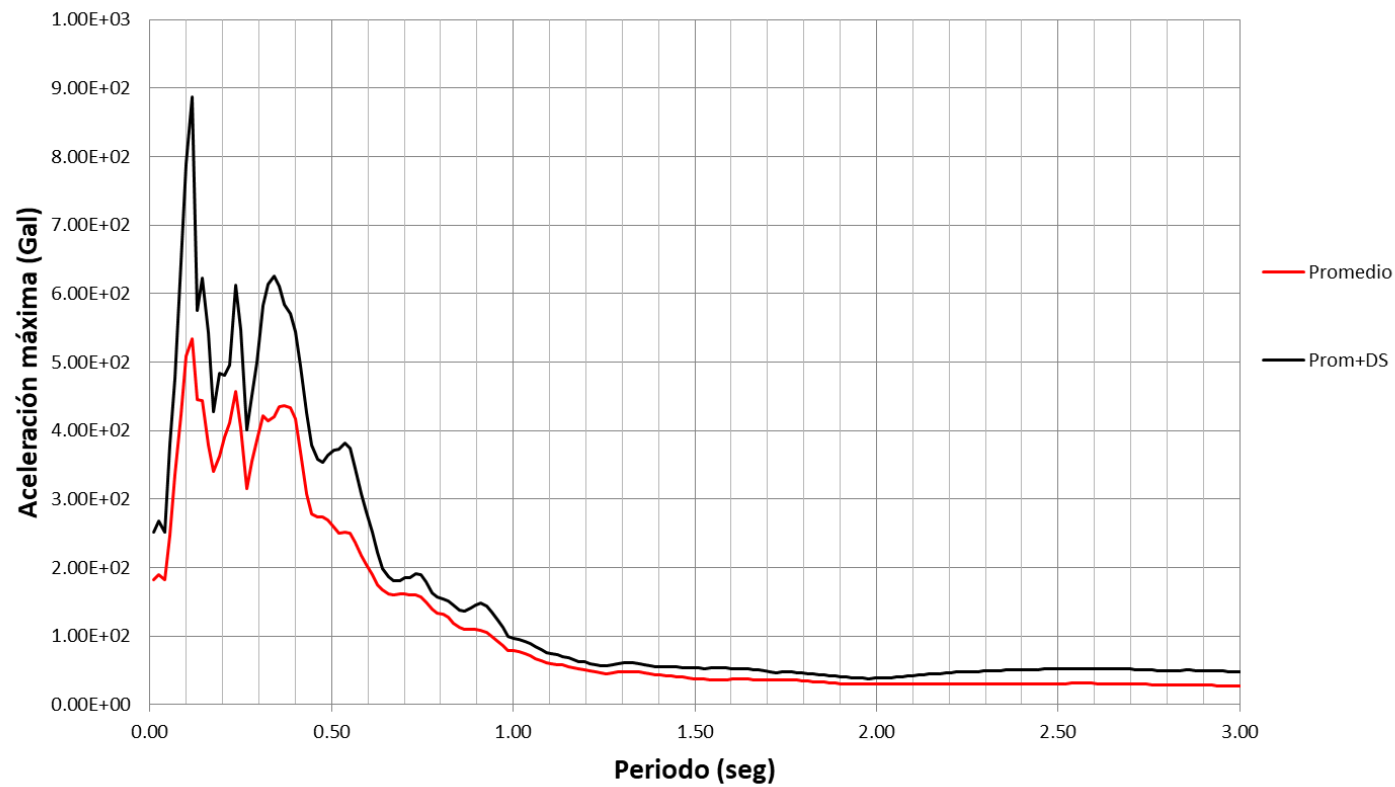
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente E - W / Amortiguamiento 2%



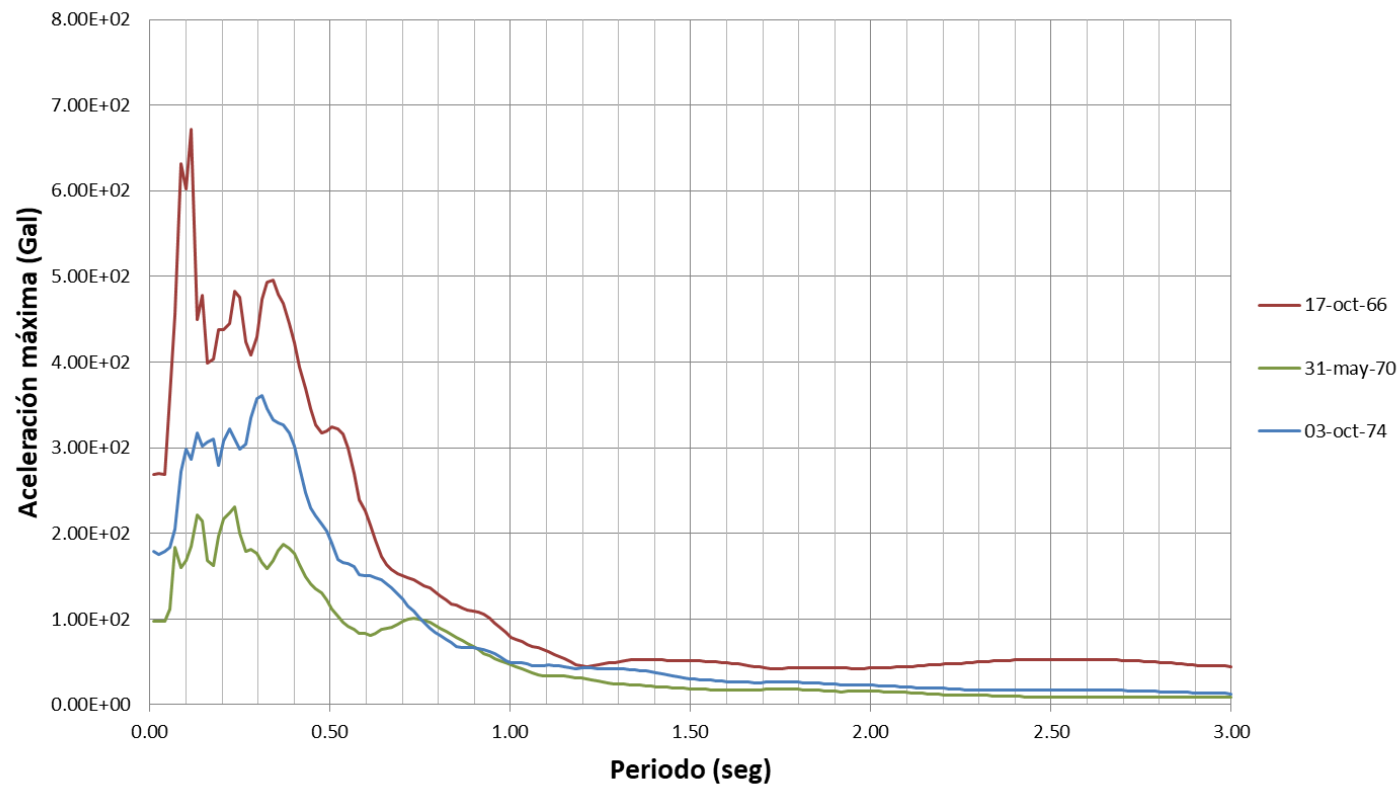
**Espectros de Aceleración Absoluta
Componente N-S / Amortiguamiento 5%**



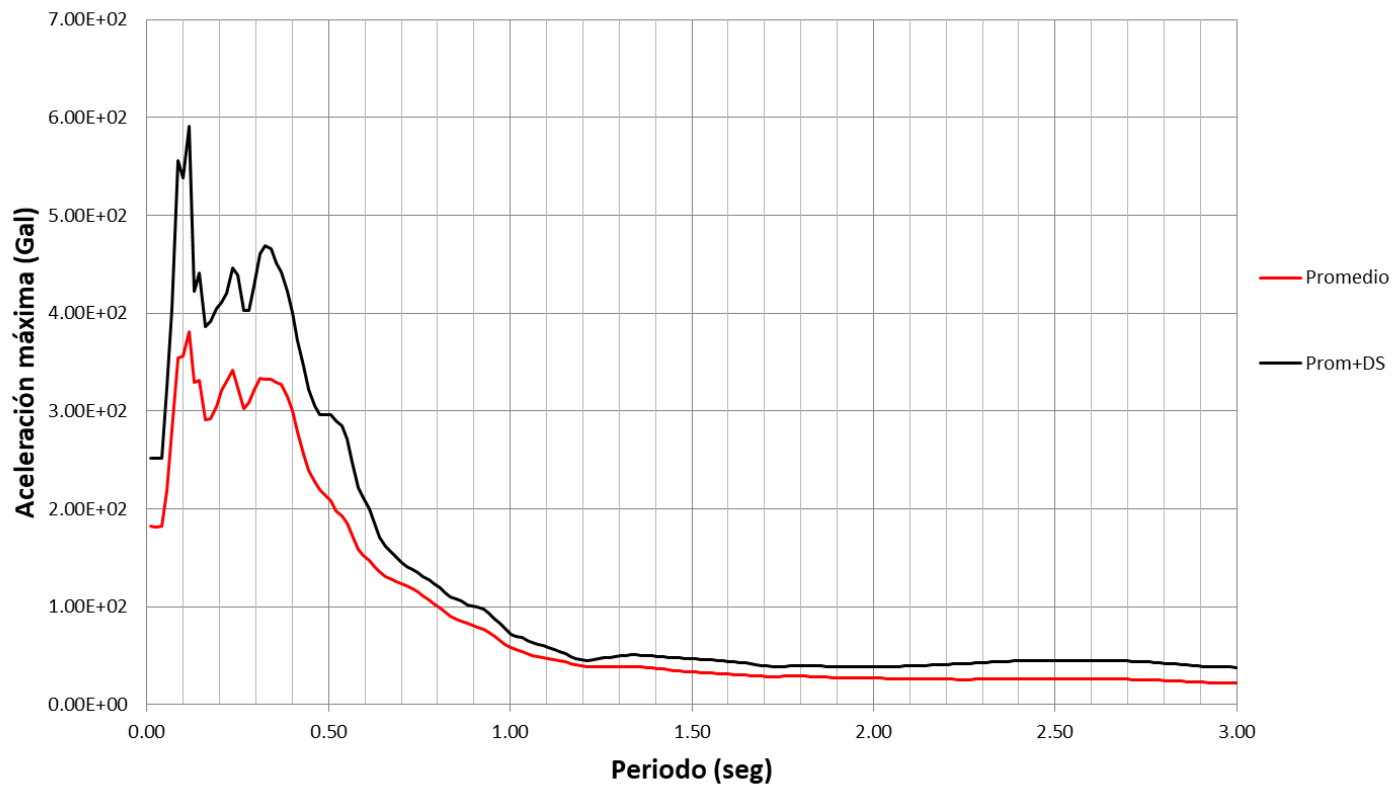
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente N-S / Amortiguamiento 5%



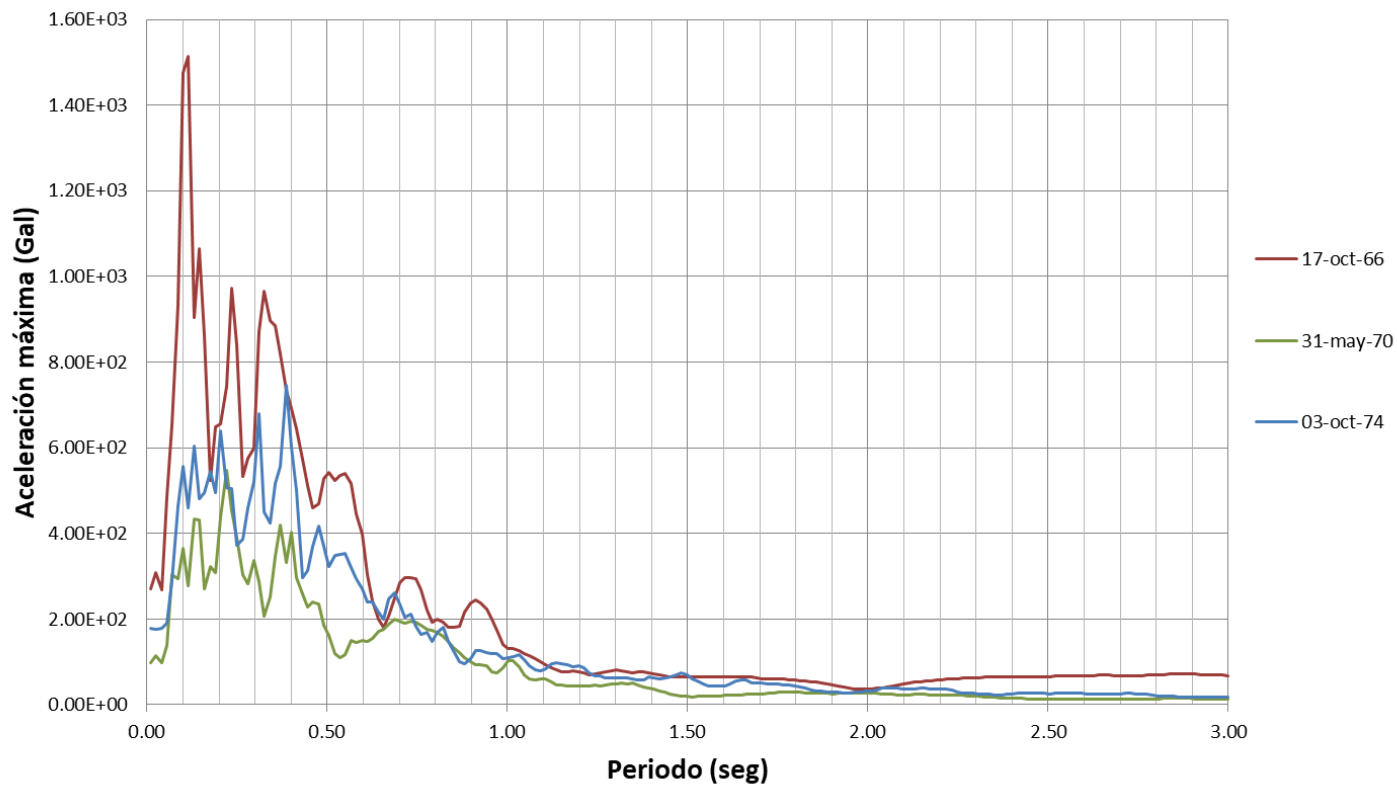
**Espectros de Aceleración Absoluta
Componente N-S / Amortiguamiento 10%**



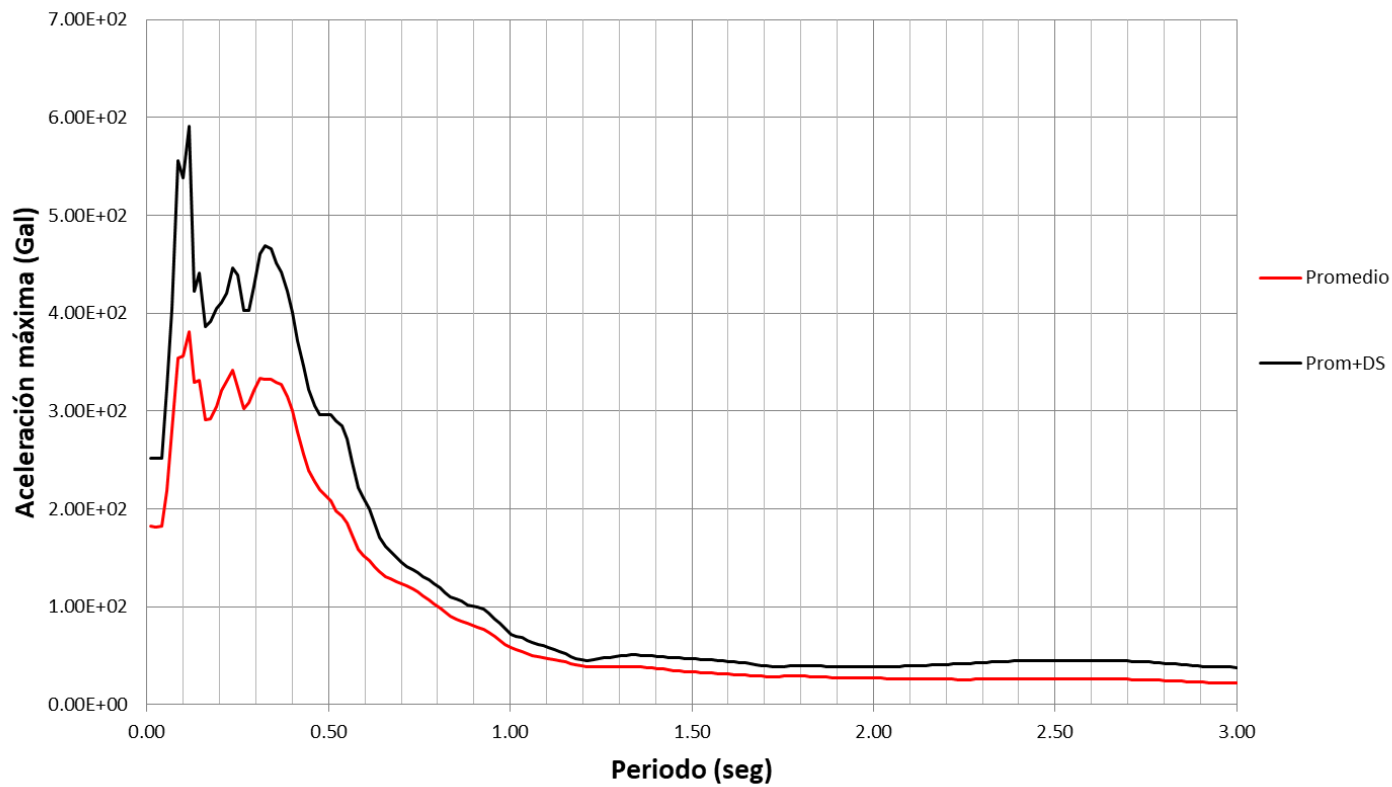
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente N-S / Amortiguamiento 10%



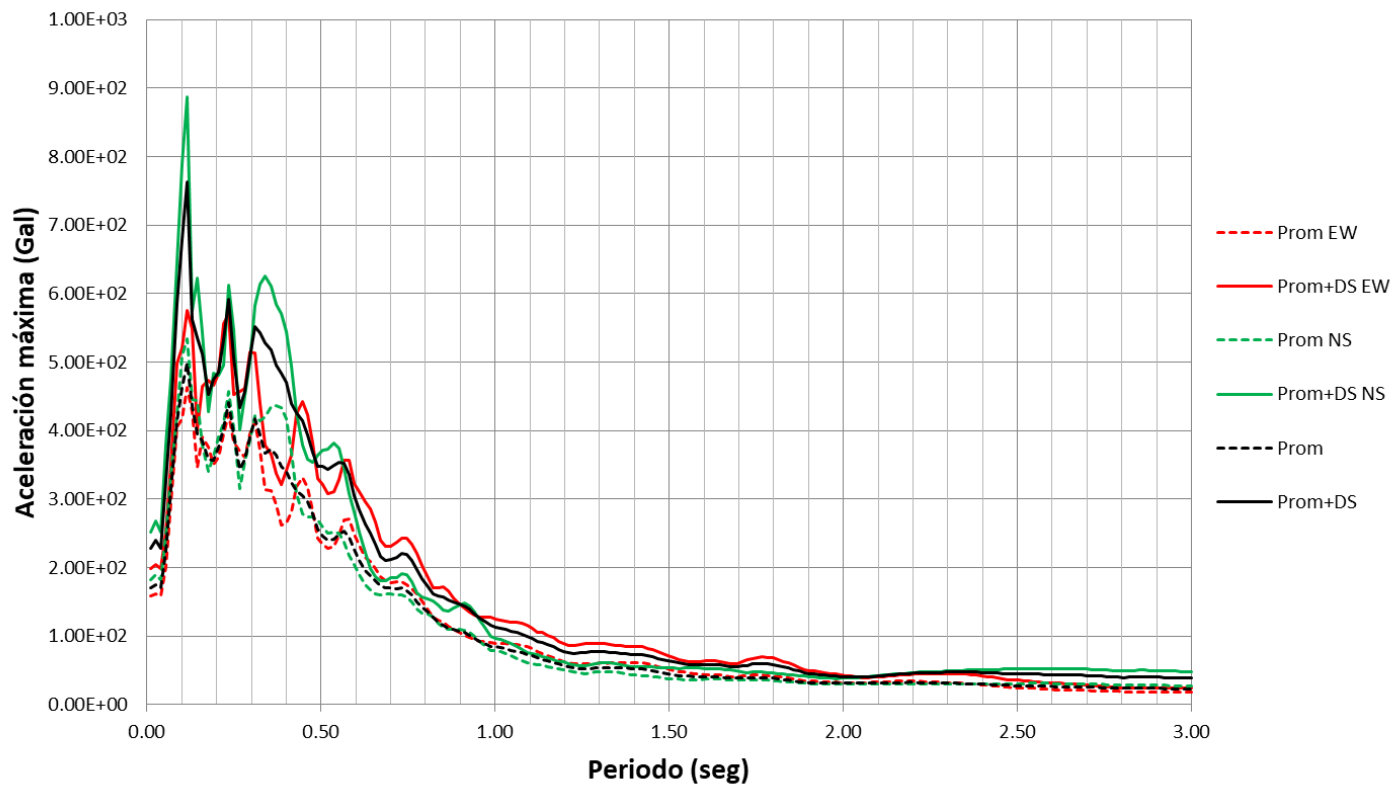
Espectros de Aceleración Absoluta Componente N-S / Amortiguamiento 2%



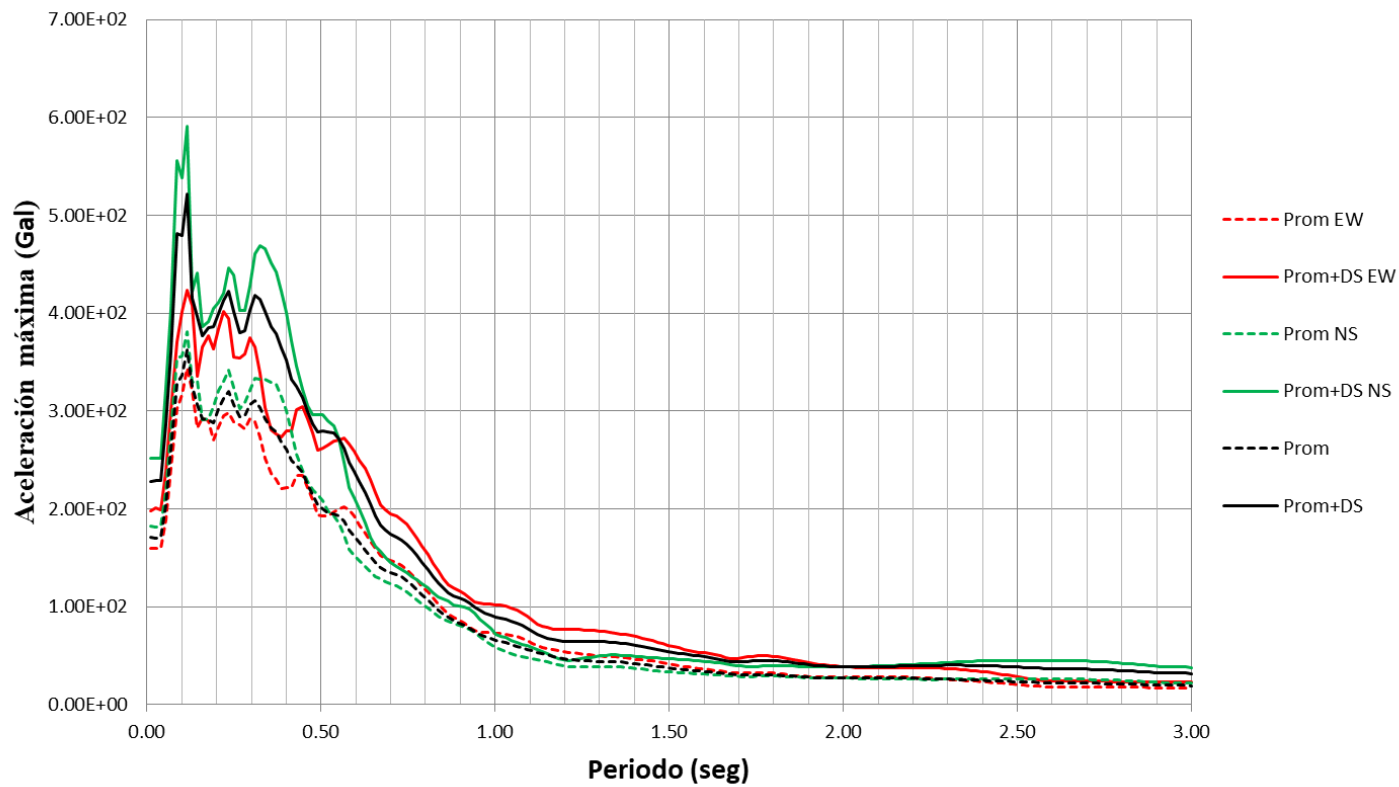
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Componente N-S / Amortiguamiento 2%



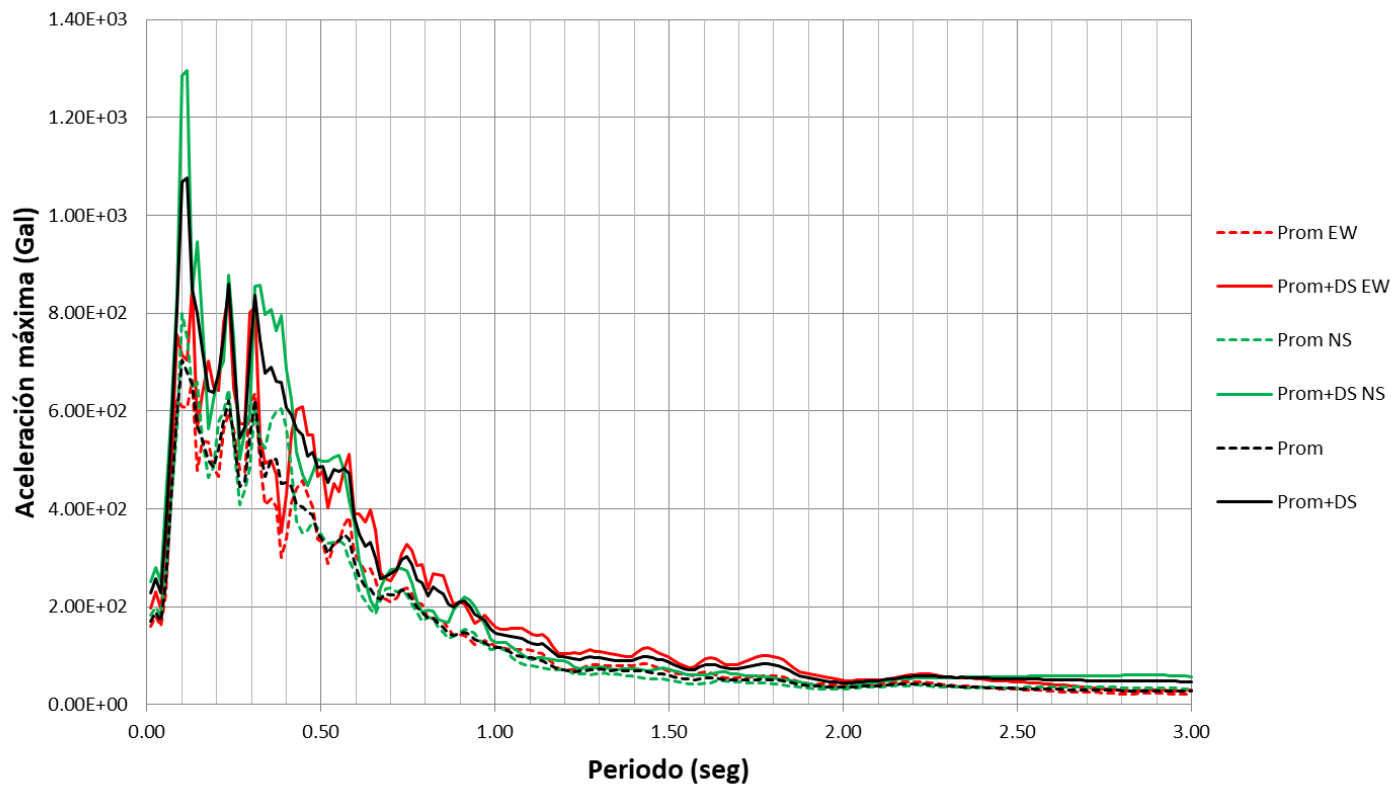
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 5%



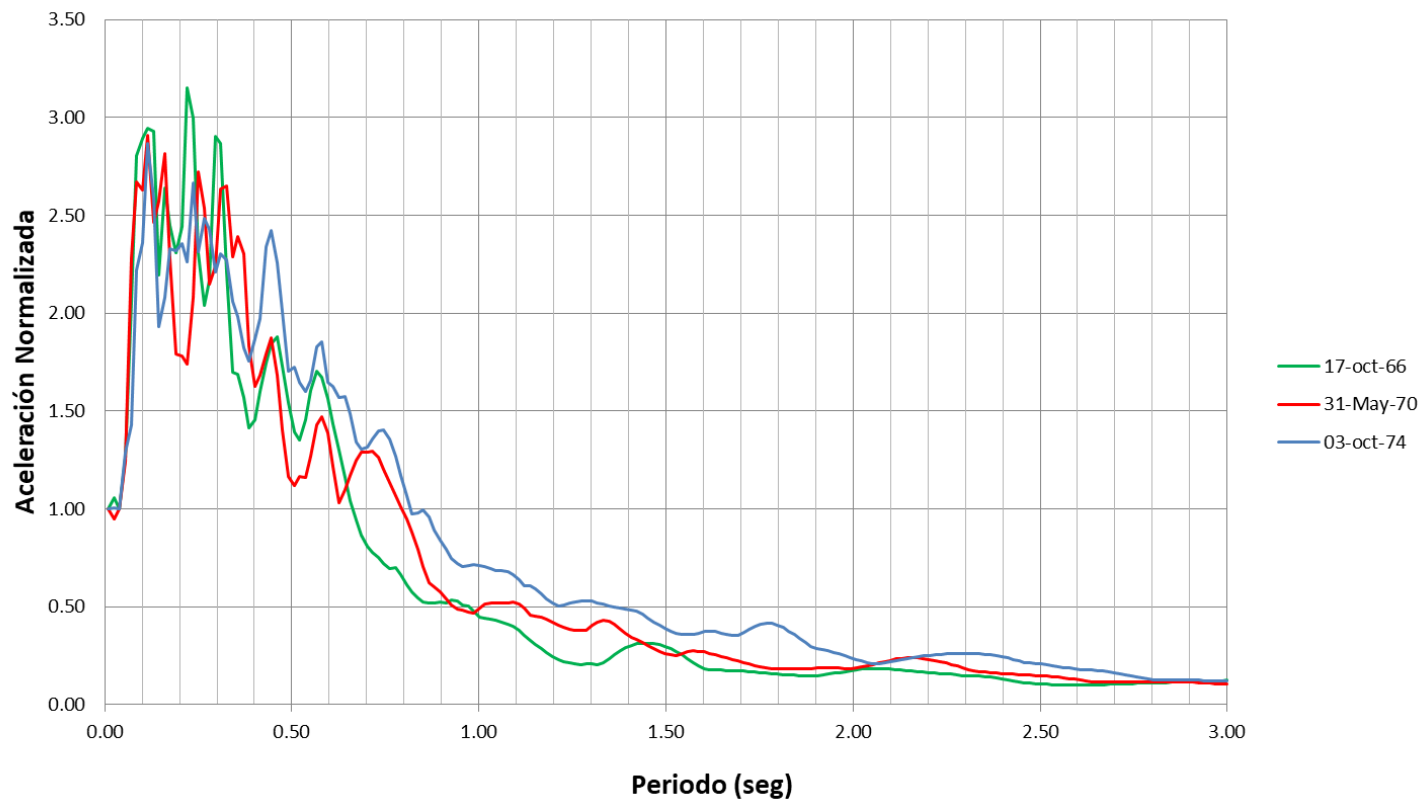
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 10%



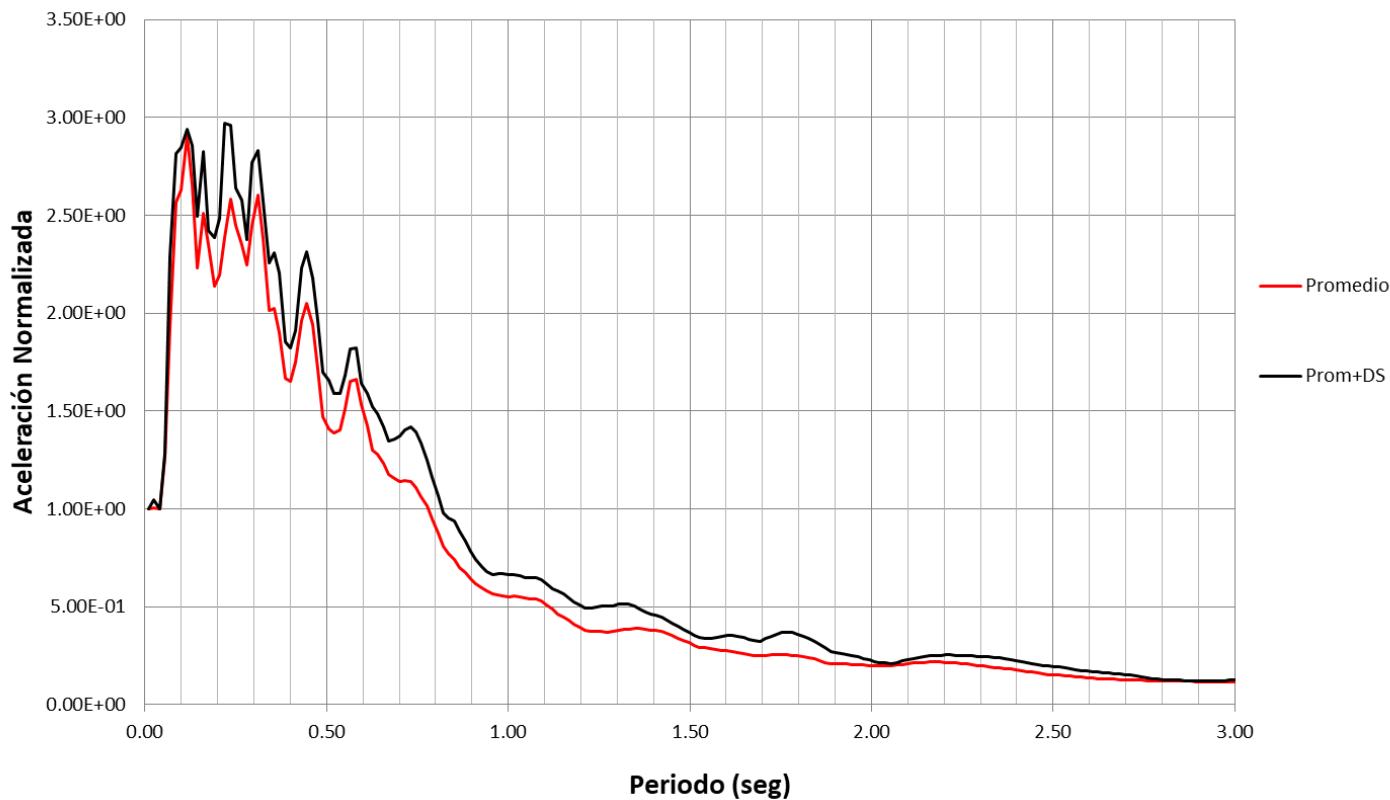
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Absoluta
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 2%

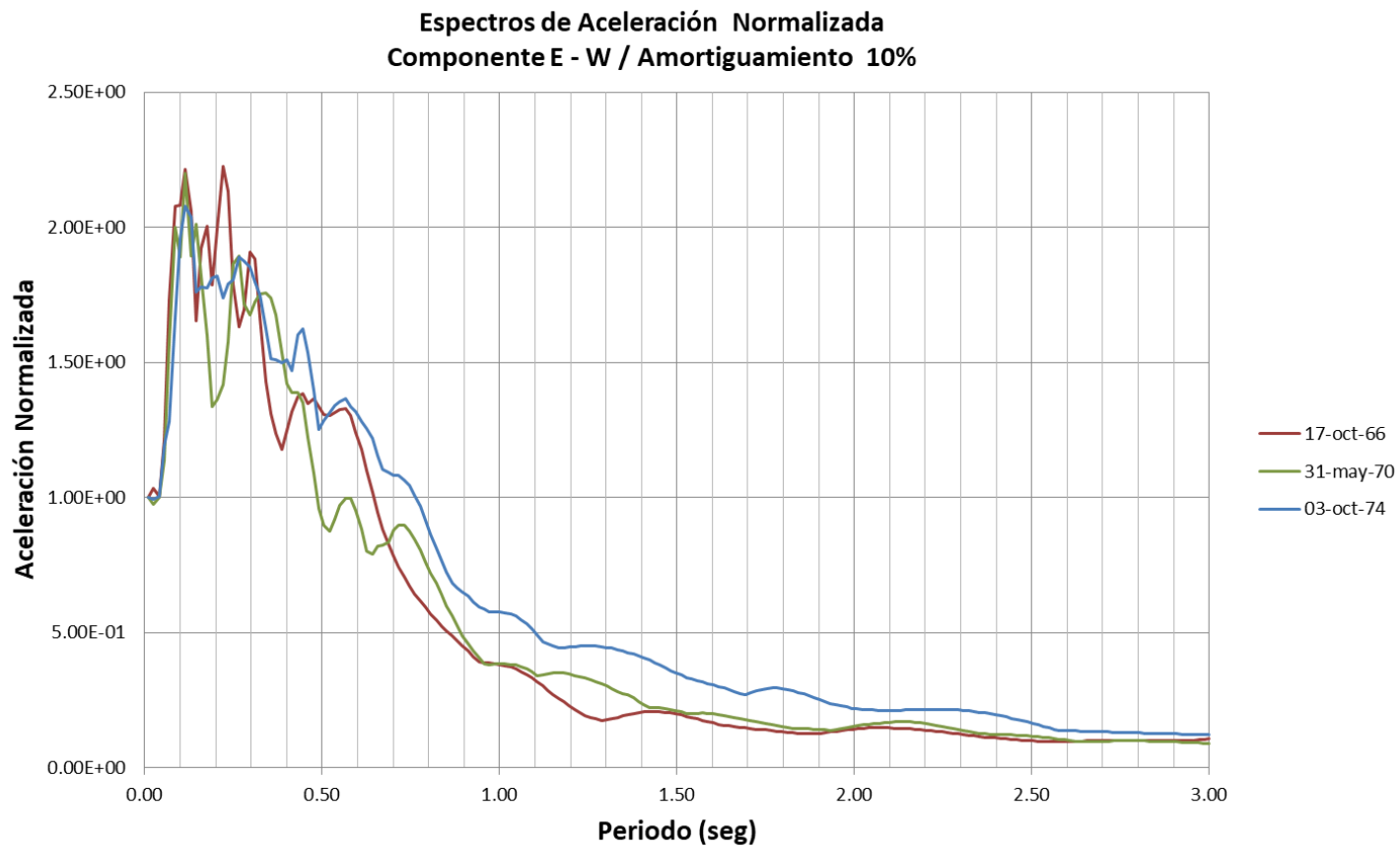


**Espectros de Aceleración Normalizada
Componente E - W / Amortiguamiento 5%**

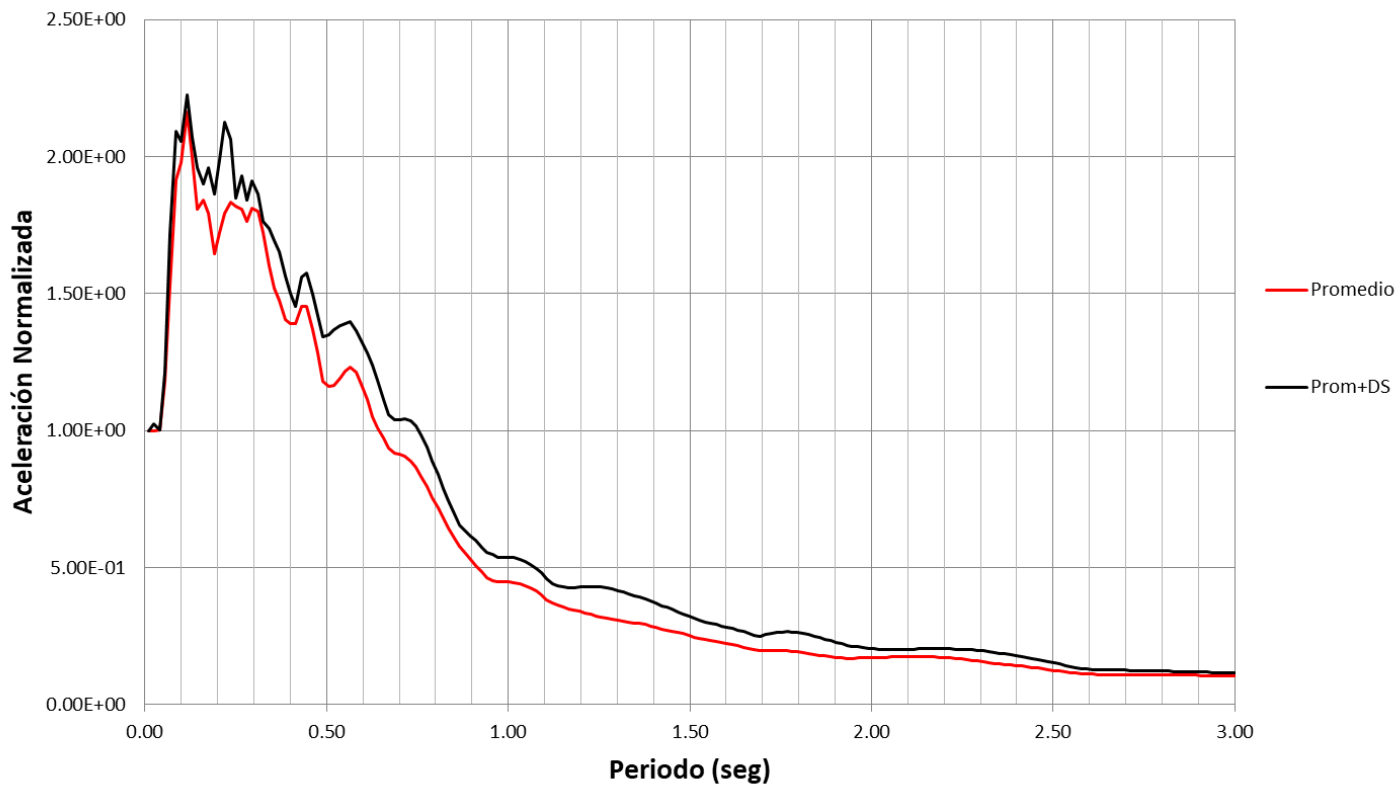


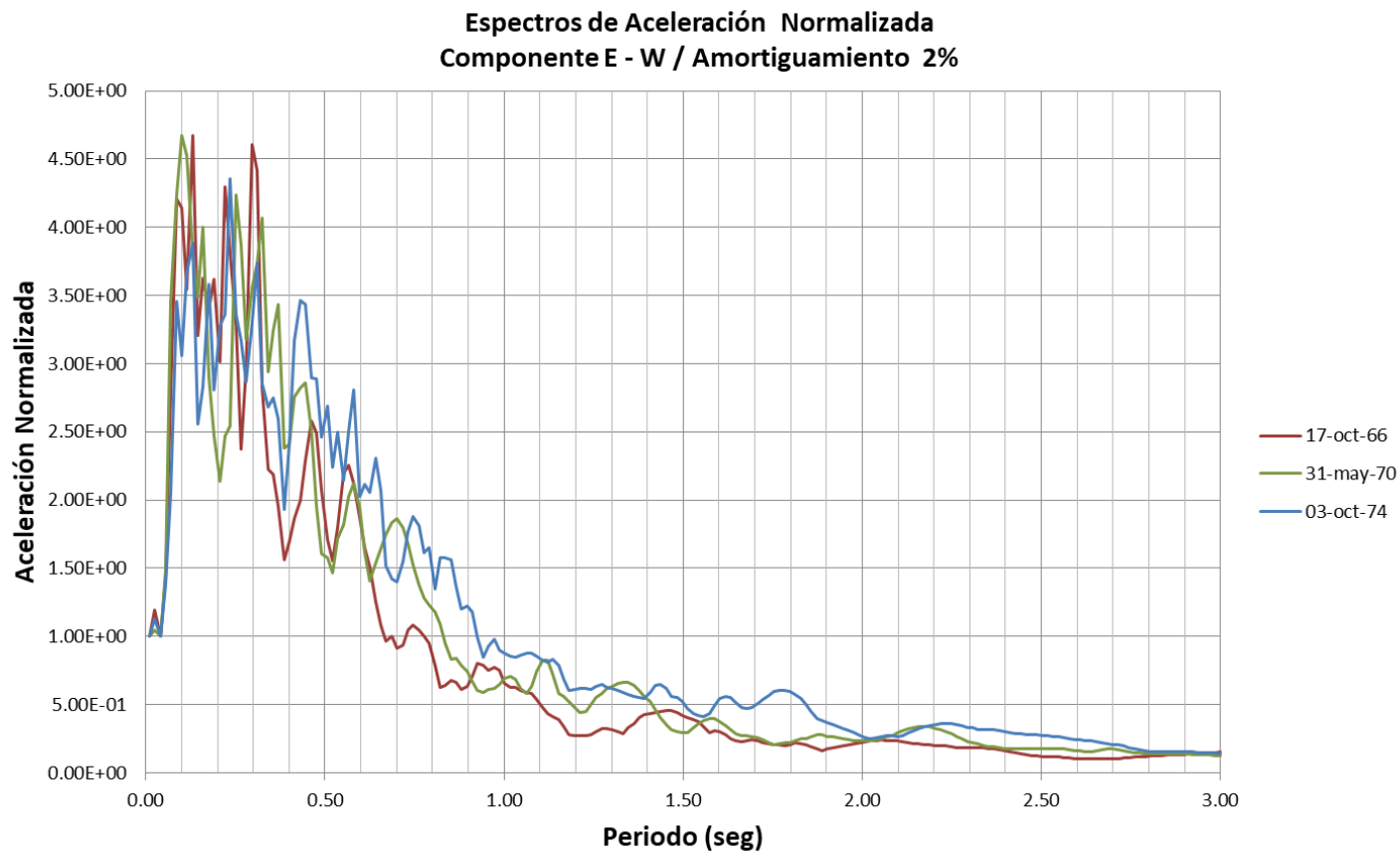
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente E - W / Amortiguamiento 5%



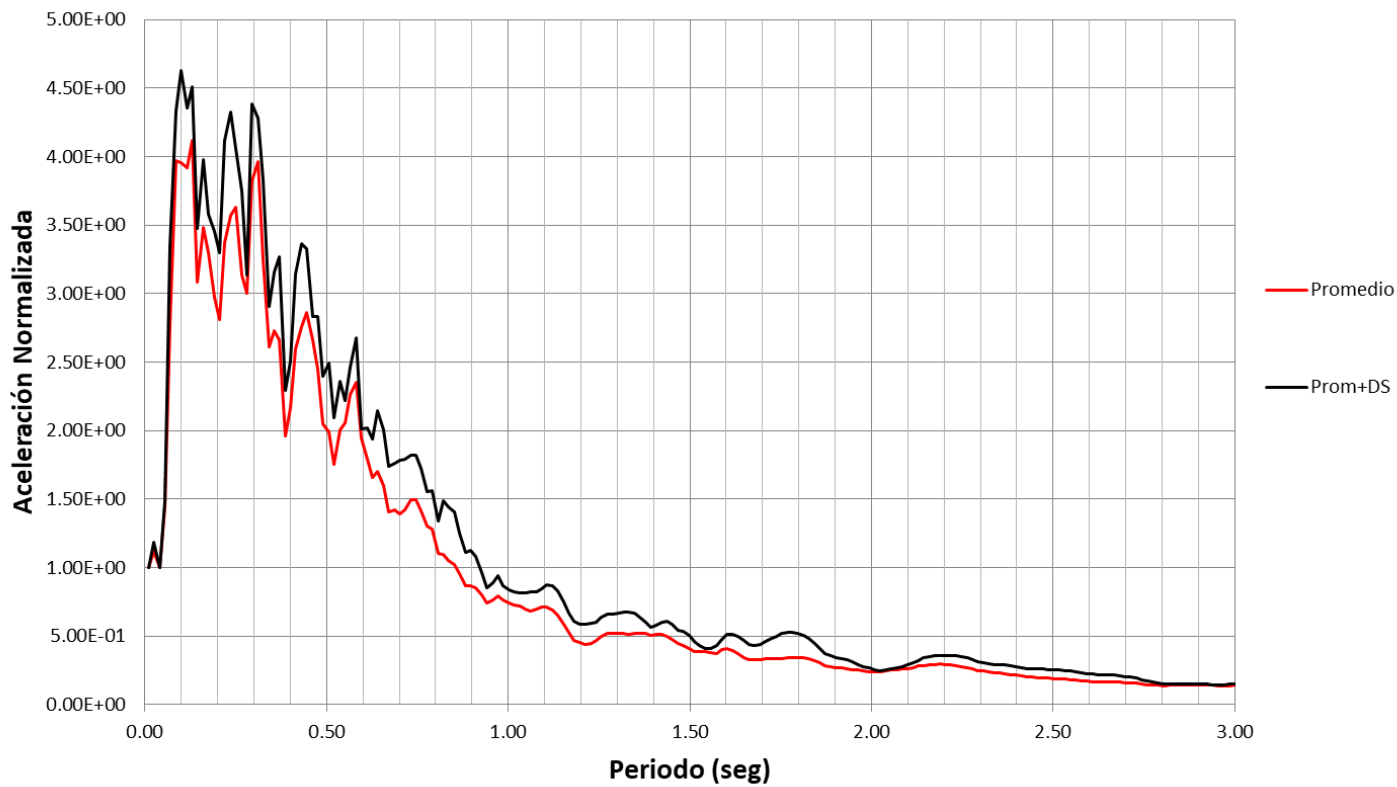


Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente E - W / Amortiguamiento 10%

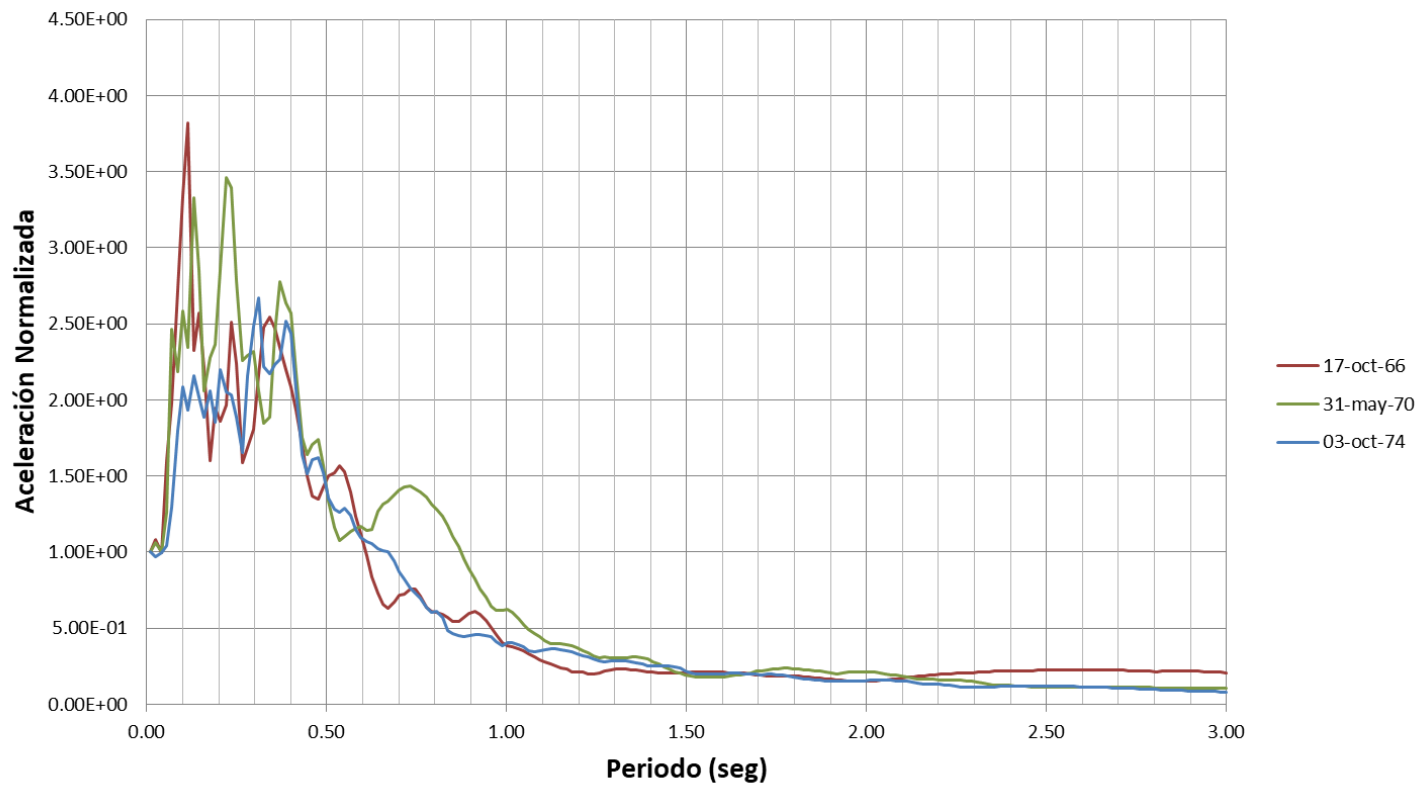




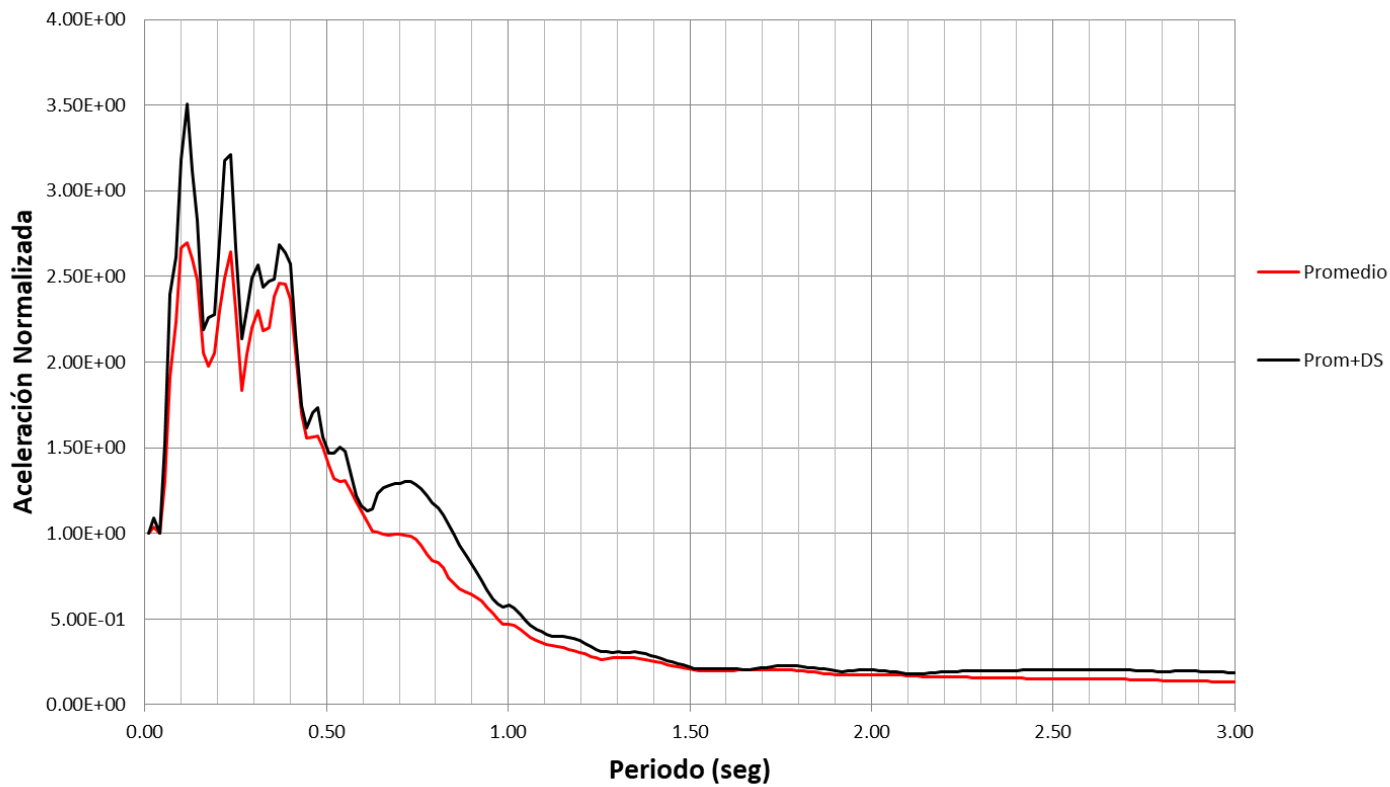
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente E - W / Amortiguamiento 2%



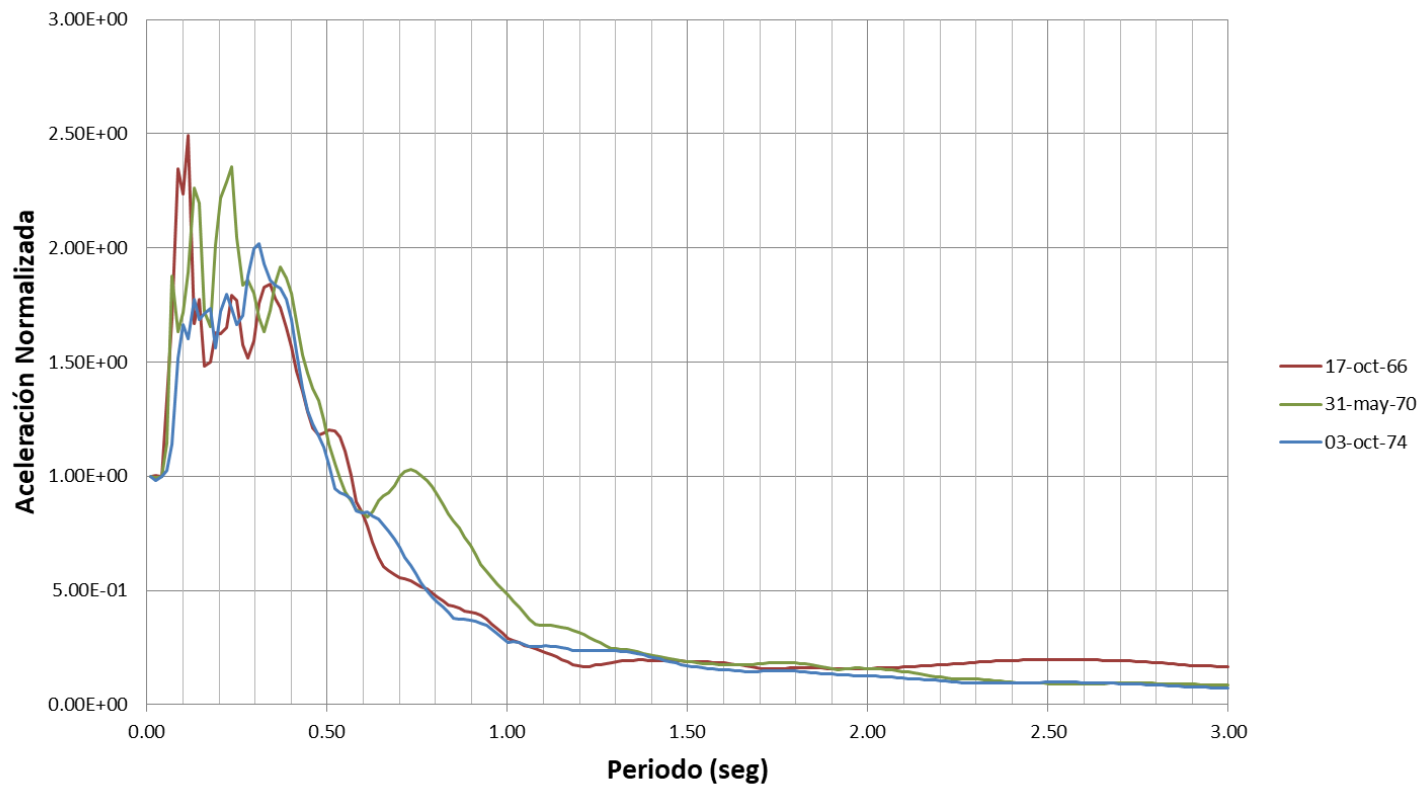
**Espectros de Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 5%**



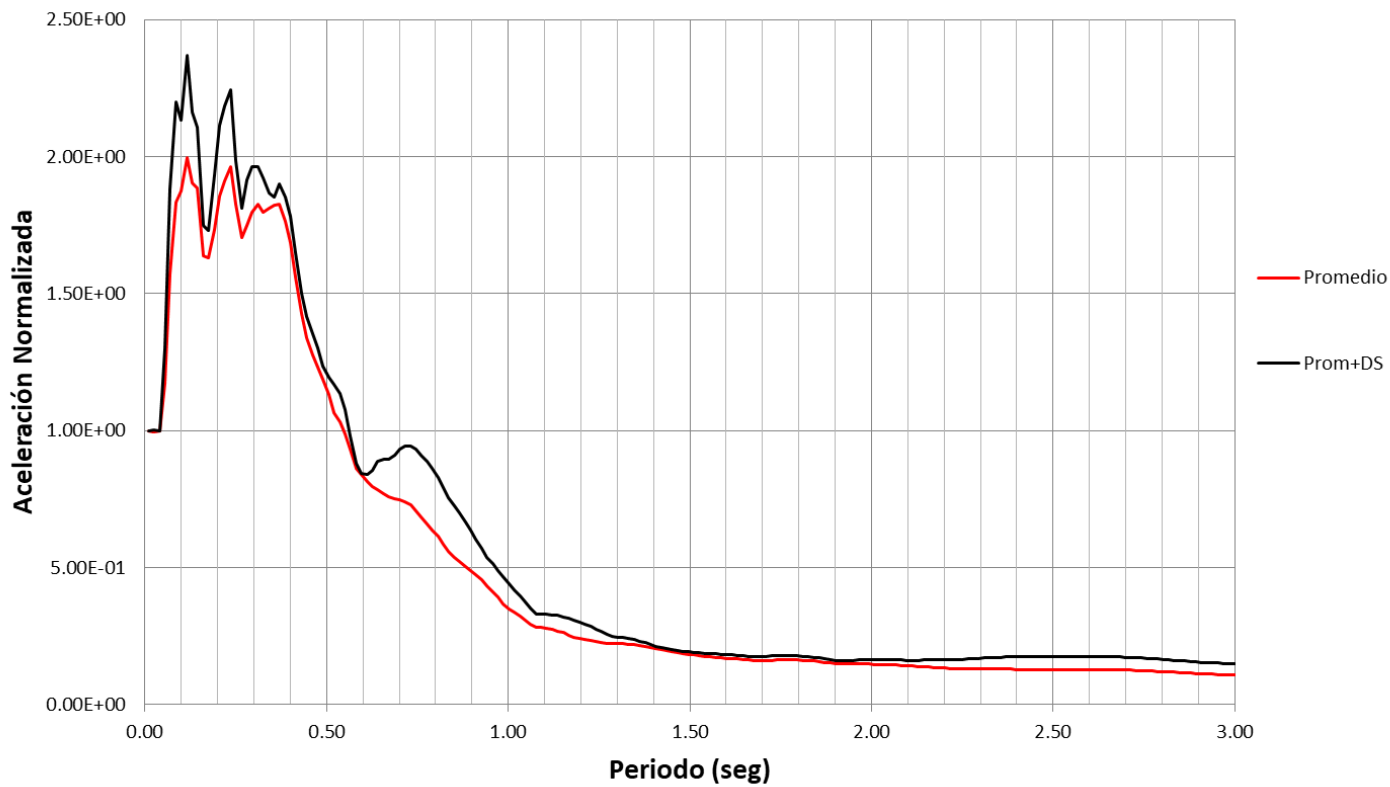
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 5%



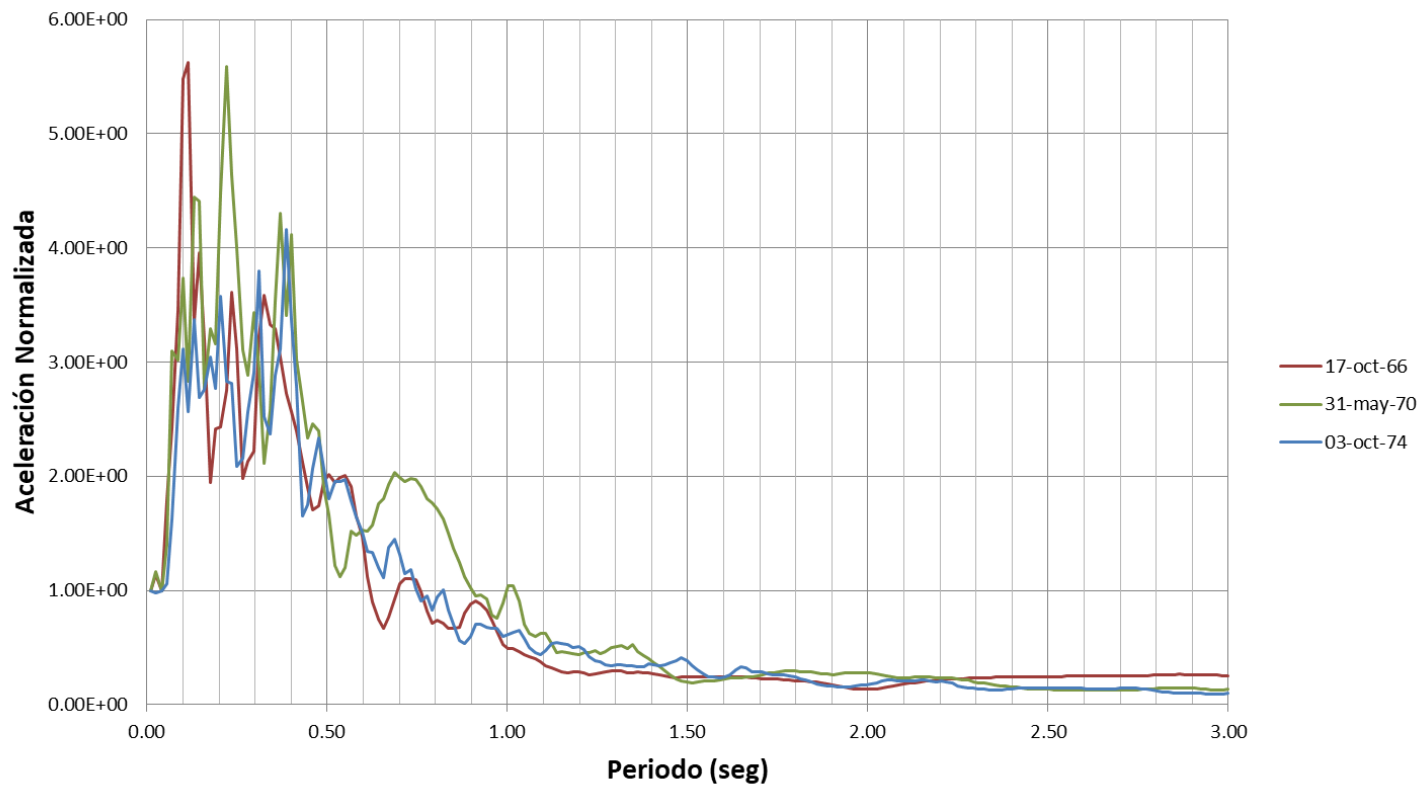
**Espectros de Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 10%**



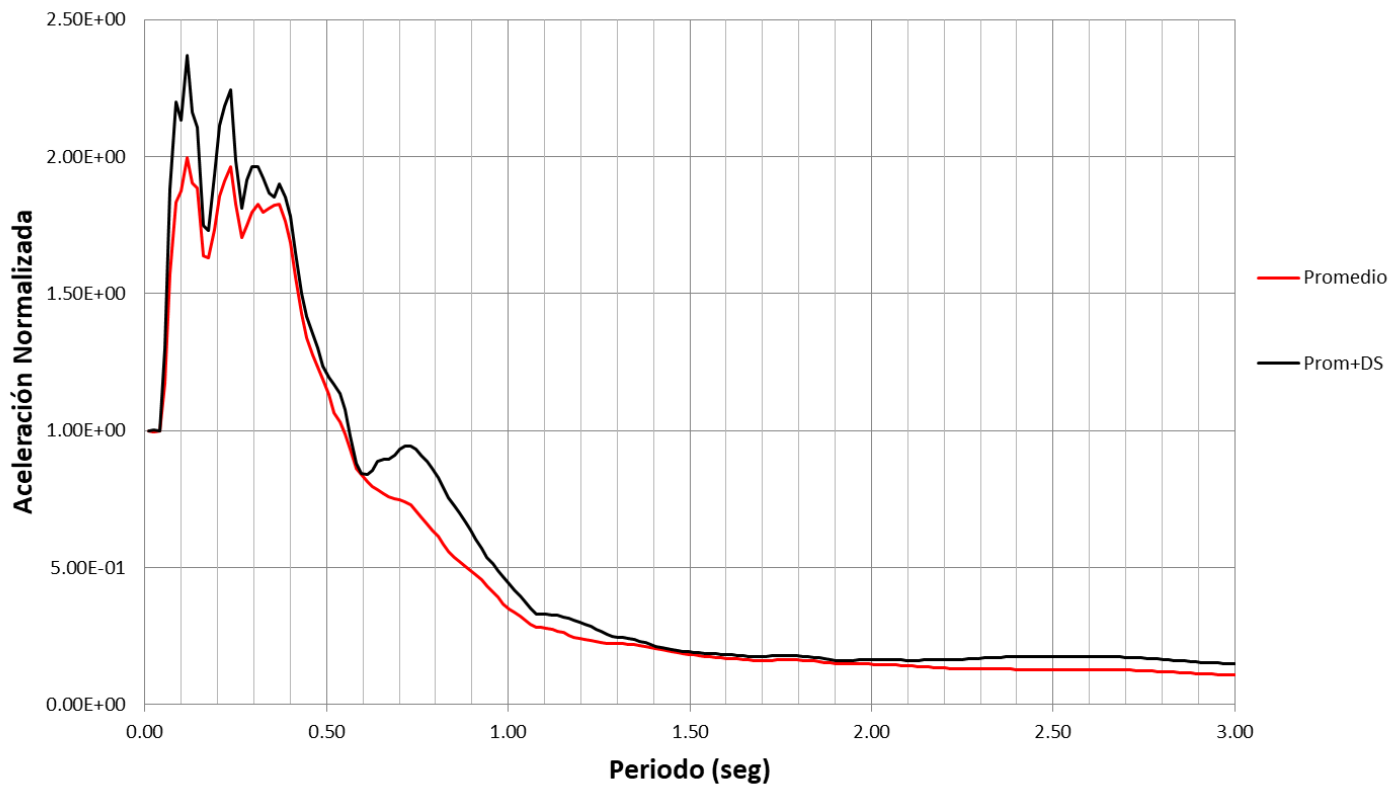
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 10%



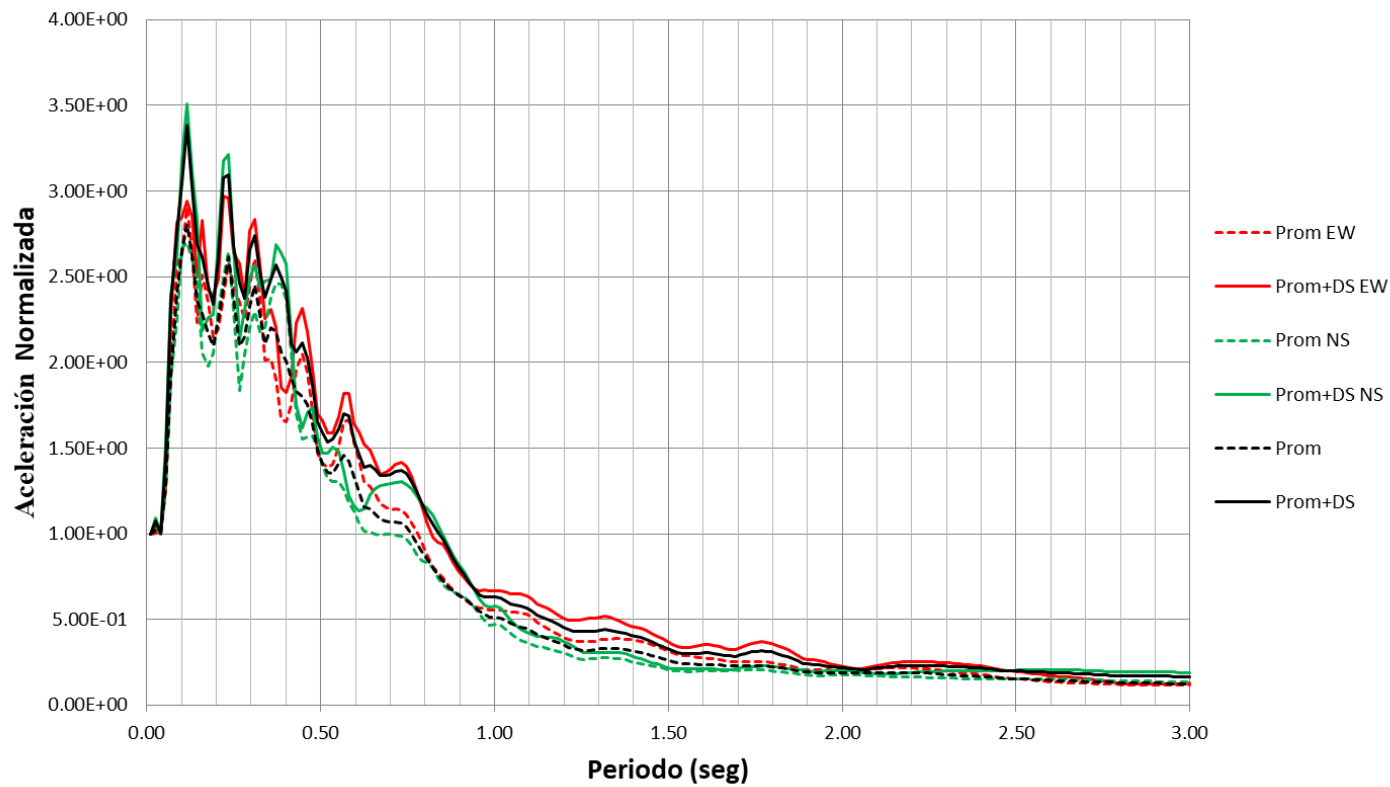
**Espectros de Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 2%**



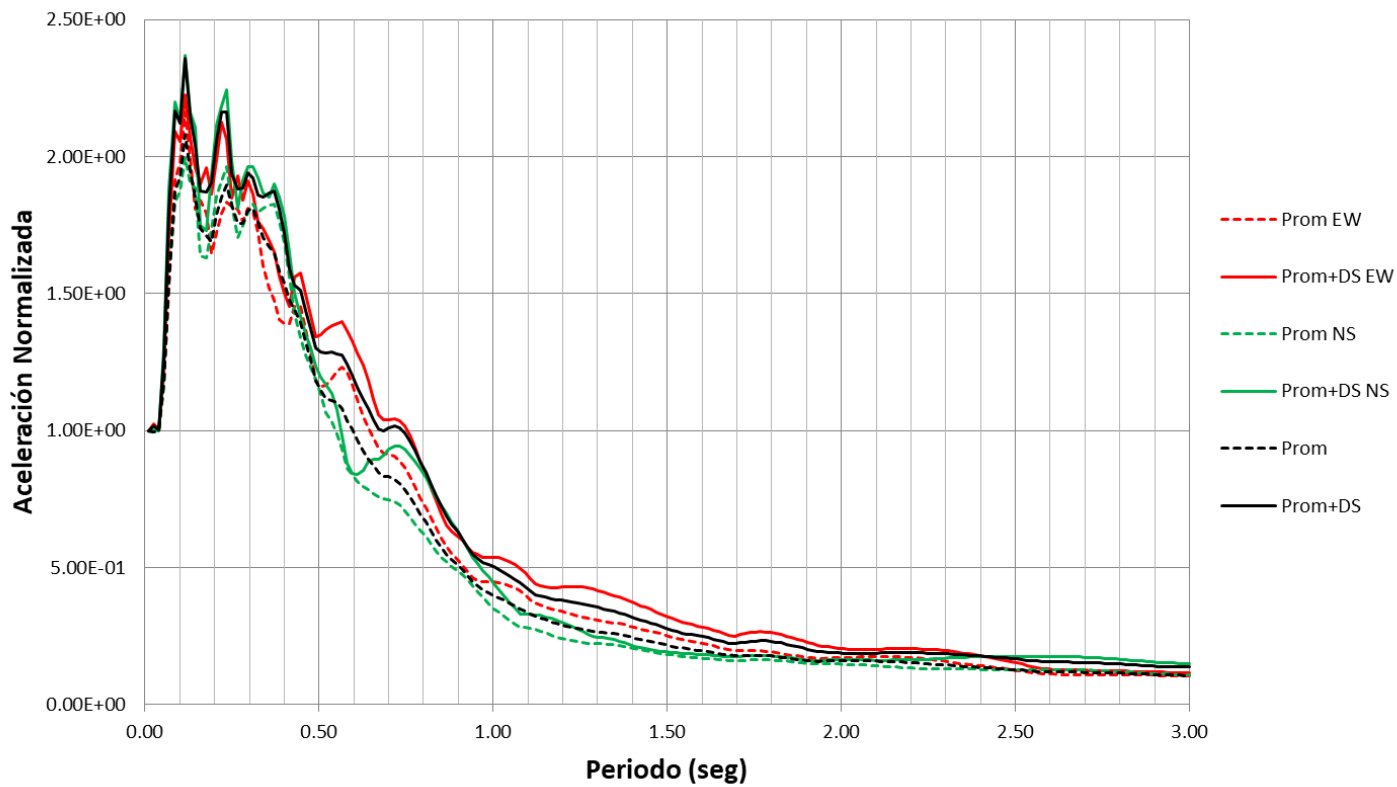
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Componente N-S / Amortiguamiento 2%



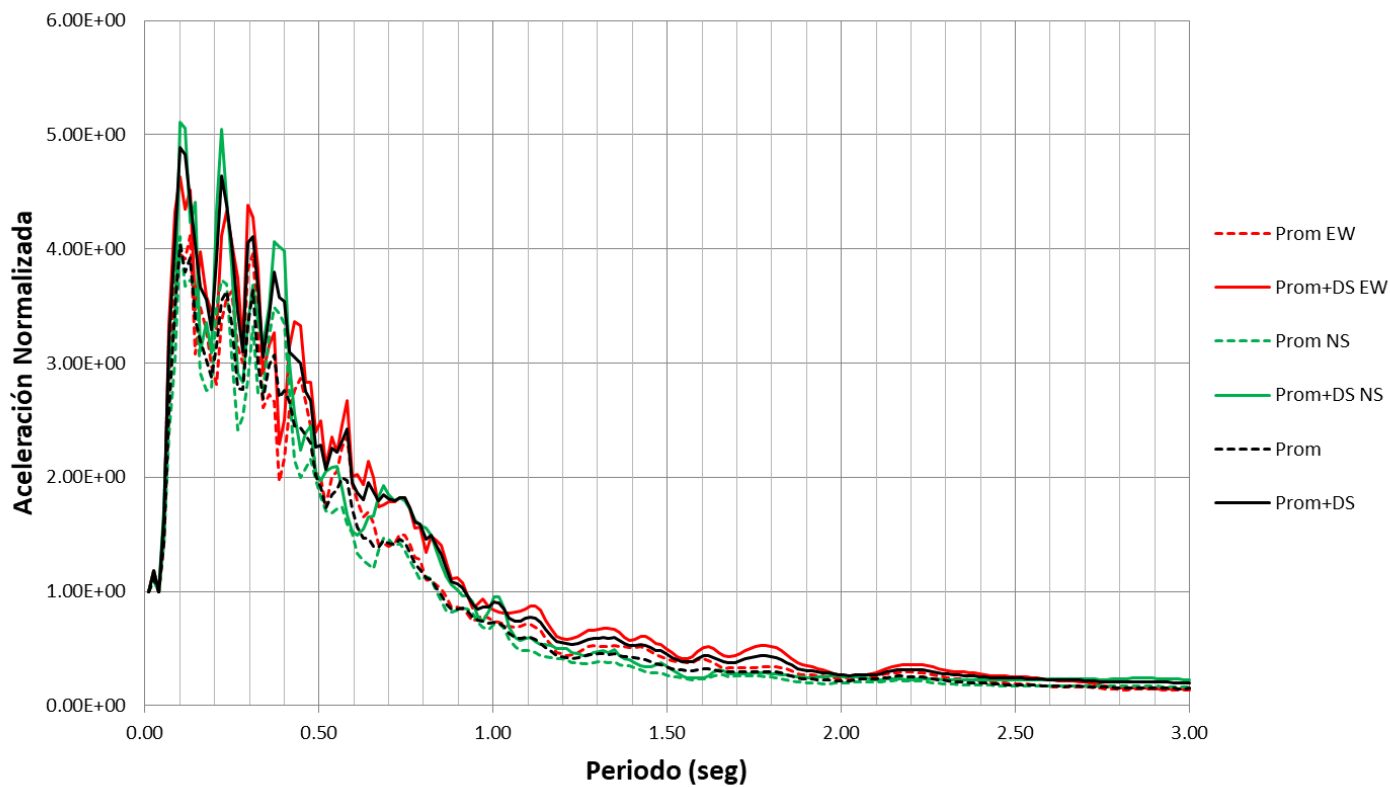
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 5%



Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 10%



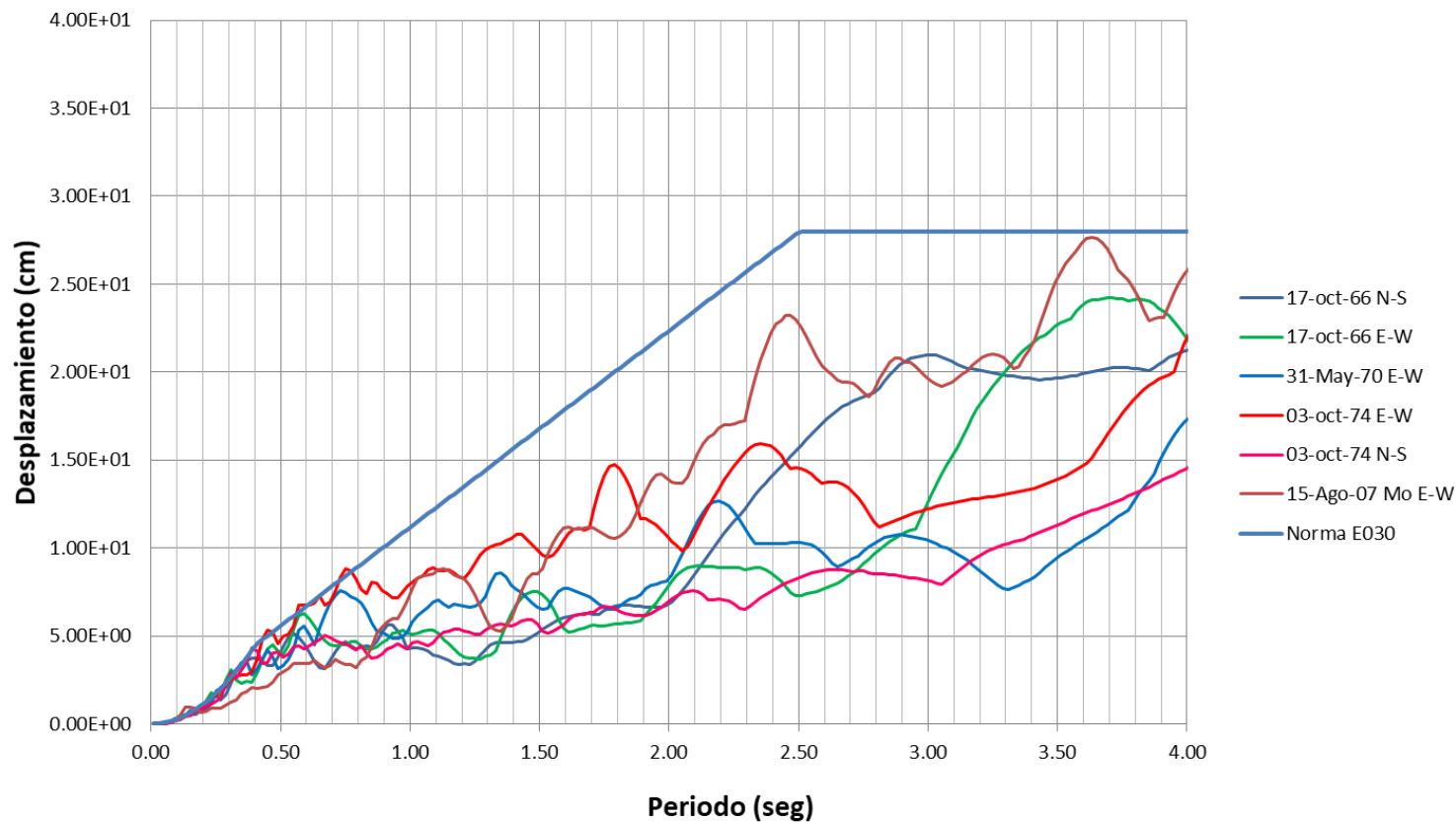
Promedio y Prom+Desv. Est. Aceleración Normalizada
Suma de Componente E-W y N-S / Amortiguamiento 2%



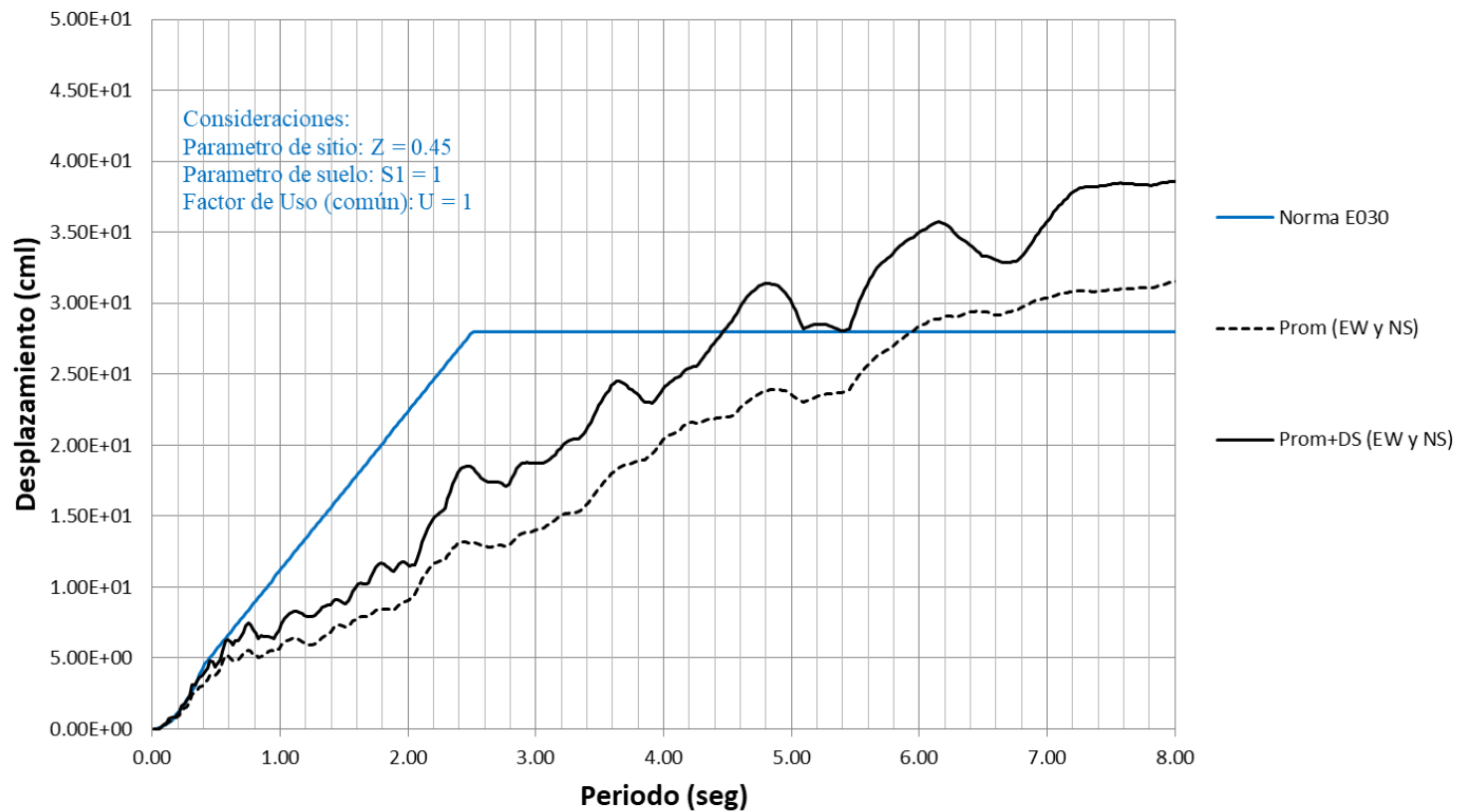
ANEXO D: ESPECTROS DE DISEÑO

Espectros de desplazamiento – Sismos considerados en la norma E030

Espectro de desplazamiento considerados en la actual norma E030
para suelo S_1 - Amortiguamiento 5%

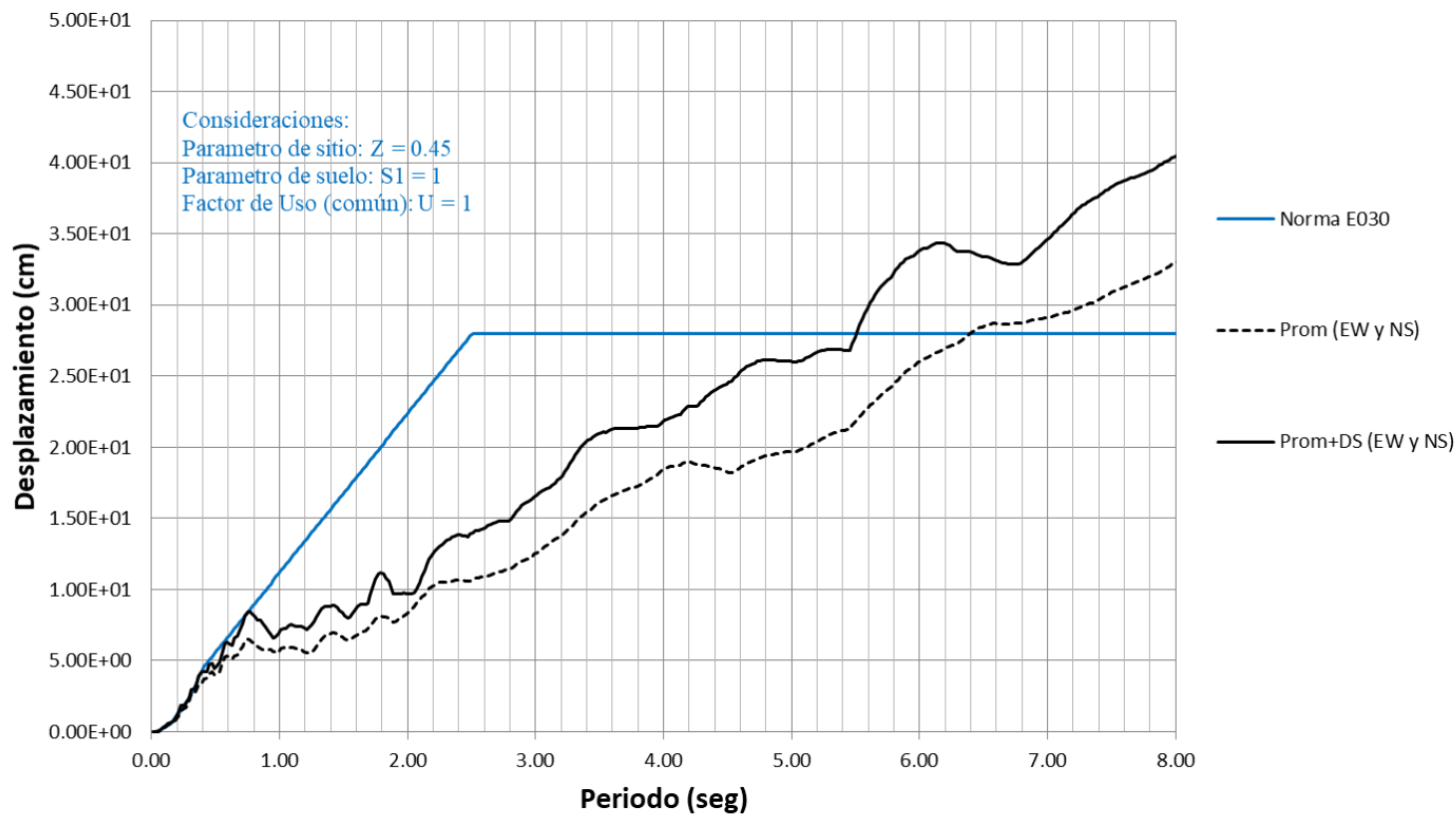


Espectro de desplazamiento actual Norma E030 Promedio y Prom+Desv. Est. - Amortiguamiento 5%

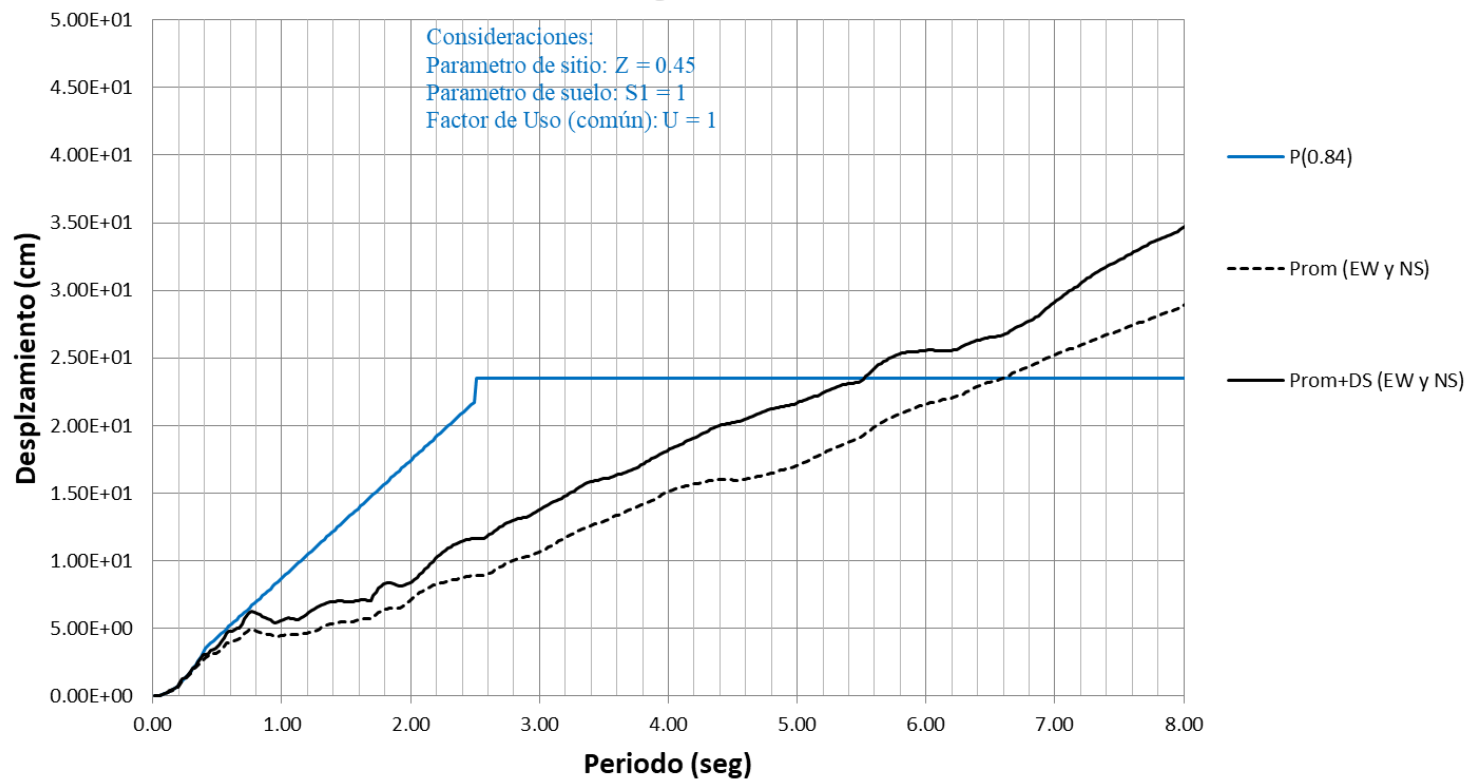


Espectros de desplazamiento – Estación parque de la reserva Grupo II

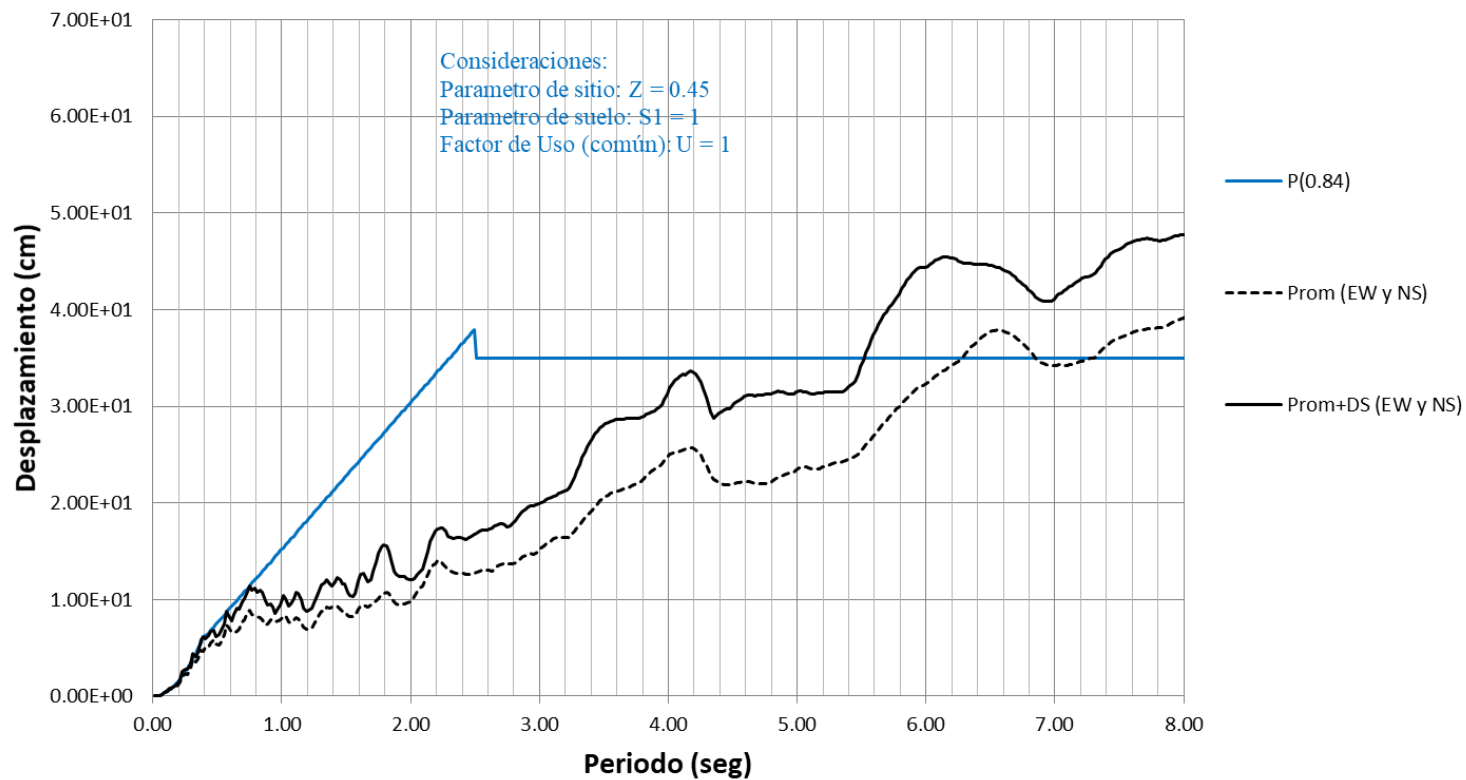
**Espectro de desplazamiento actual Norma E030
Promedio y Prom+Desv.Est.- Amortiguamiento 5%**



**Espectro de desplazamiento
usando el coeficiente para P(0.84)
Amortiguamiento 10%**

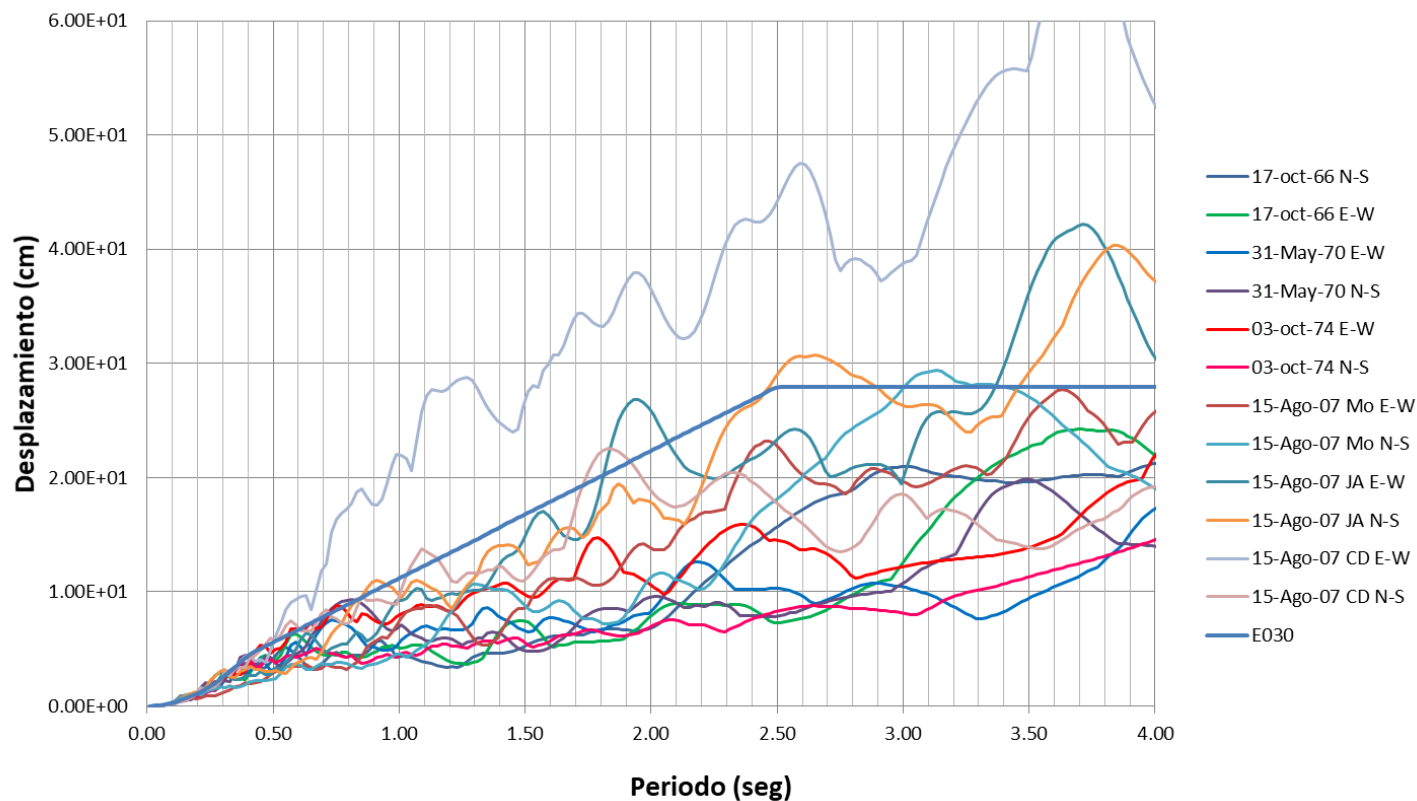


**Espectro de desplazamiento
usando el coeficiente para P(0.84)
Amortiguamiento 2%**

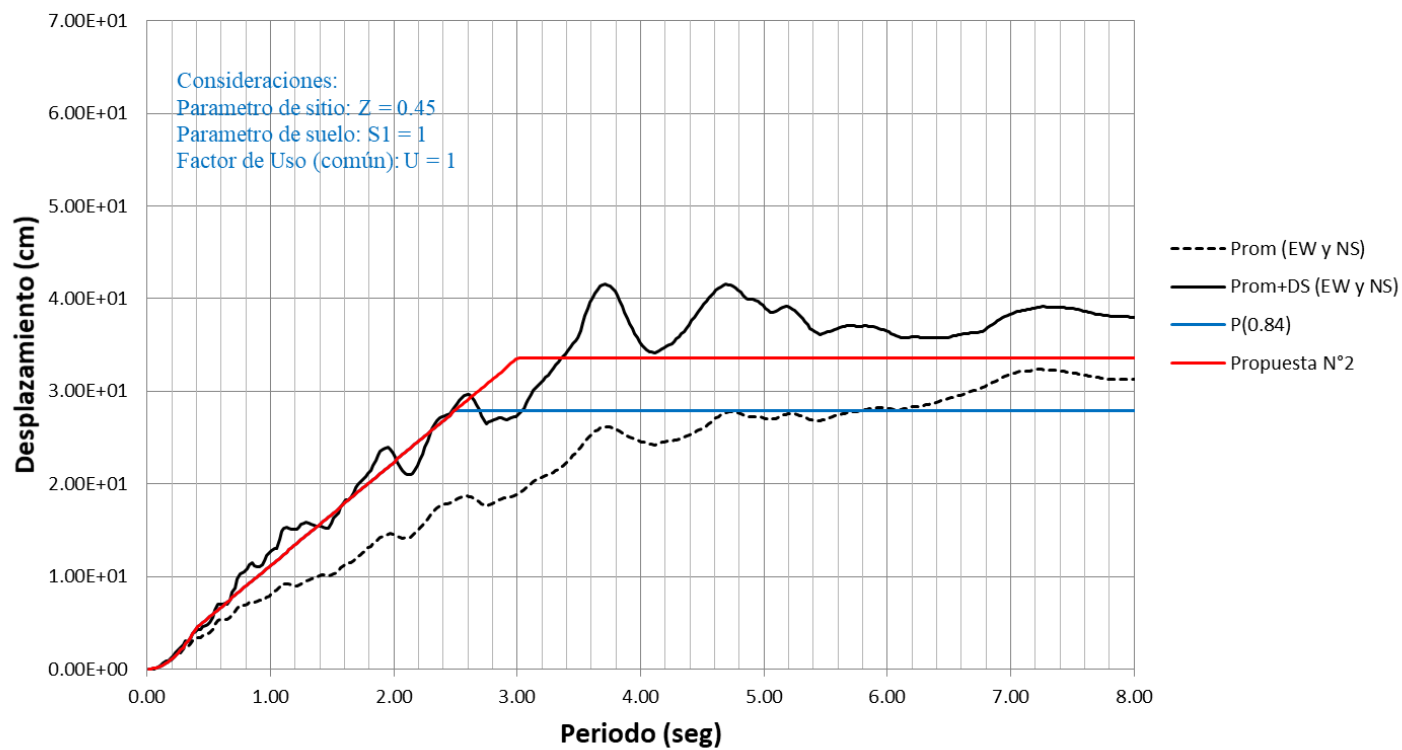


Espectros de desplazamiento – Estación parque de la reserva Grupo II y registros del sismo de Pisco del 2007

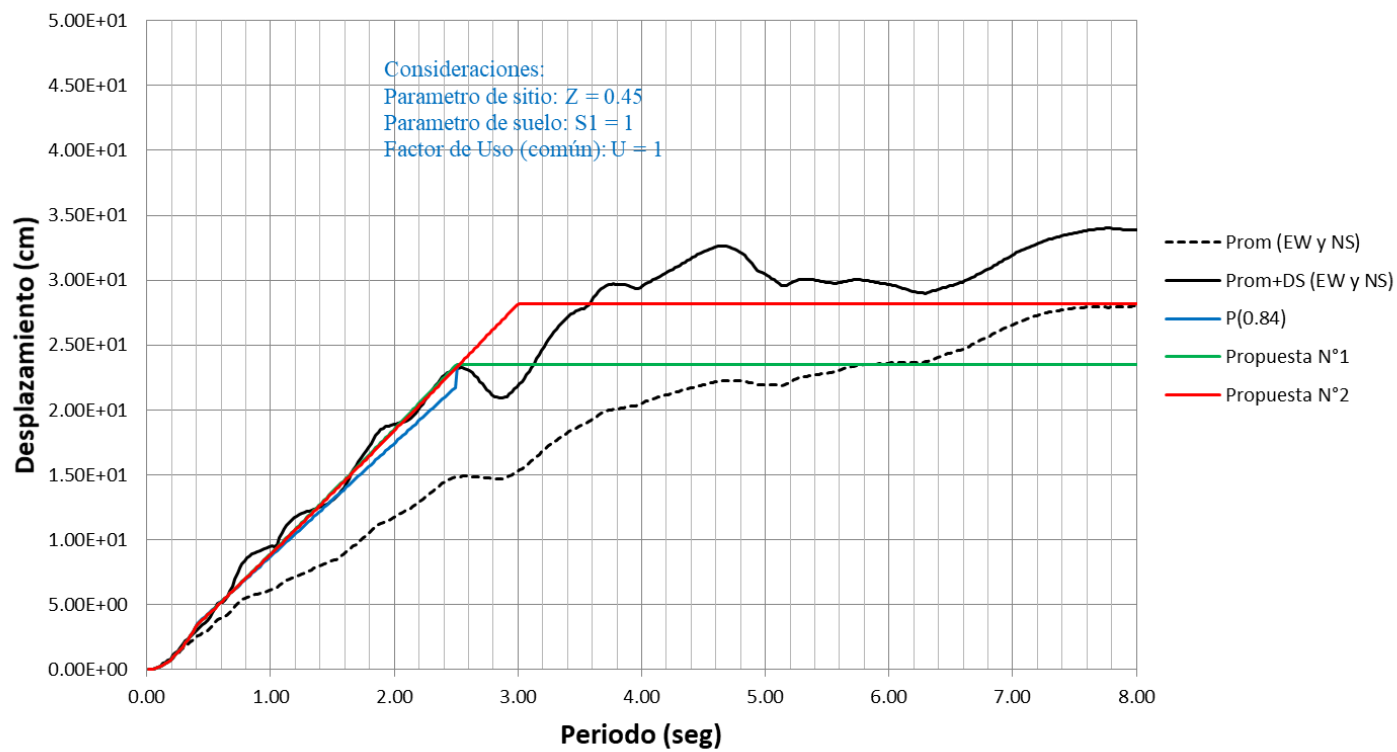
Espectro de Desplazamiento Grupo II y registros del sismo de Pisco del 2007
sobre suelo S1 / Amortiguamiento 5%



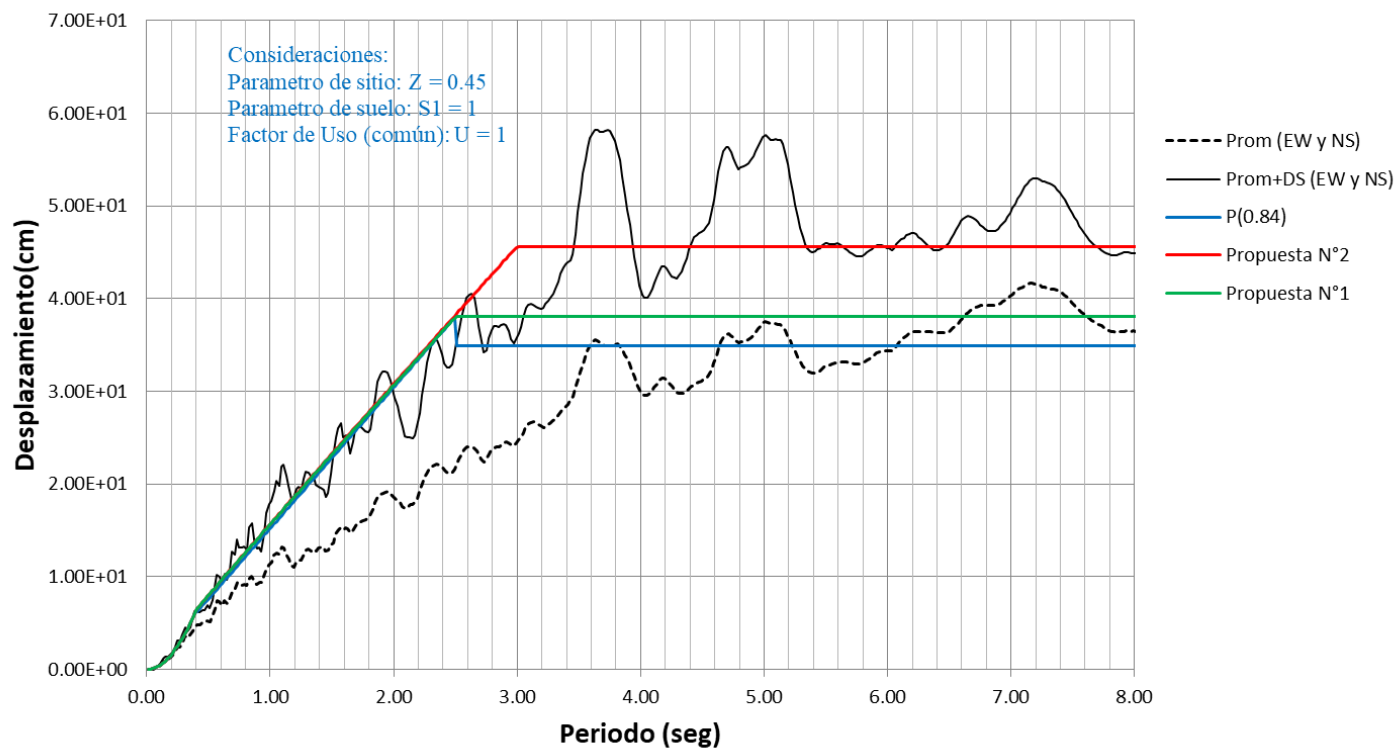
**Espectro de desplazamiento Propuesta N°2
y usando el coeficiente para P(0.84)
Amortiguamiento 5%**



**Espectro de desplazamiento Propuesta N°1, Propuesta N°2
y usando el coeficiente para P(0.84)
Amortiguamiento 10%**

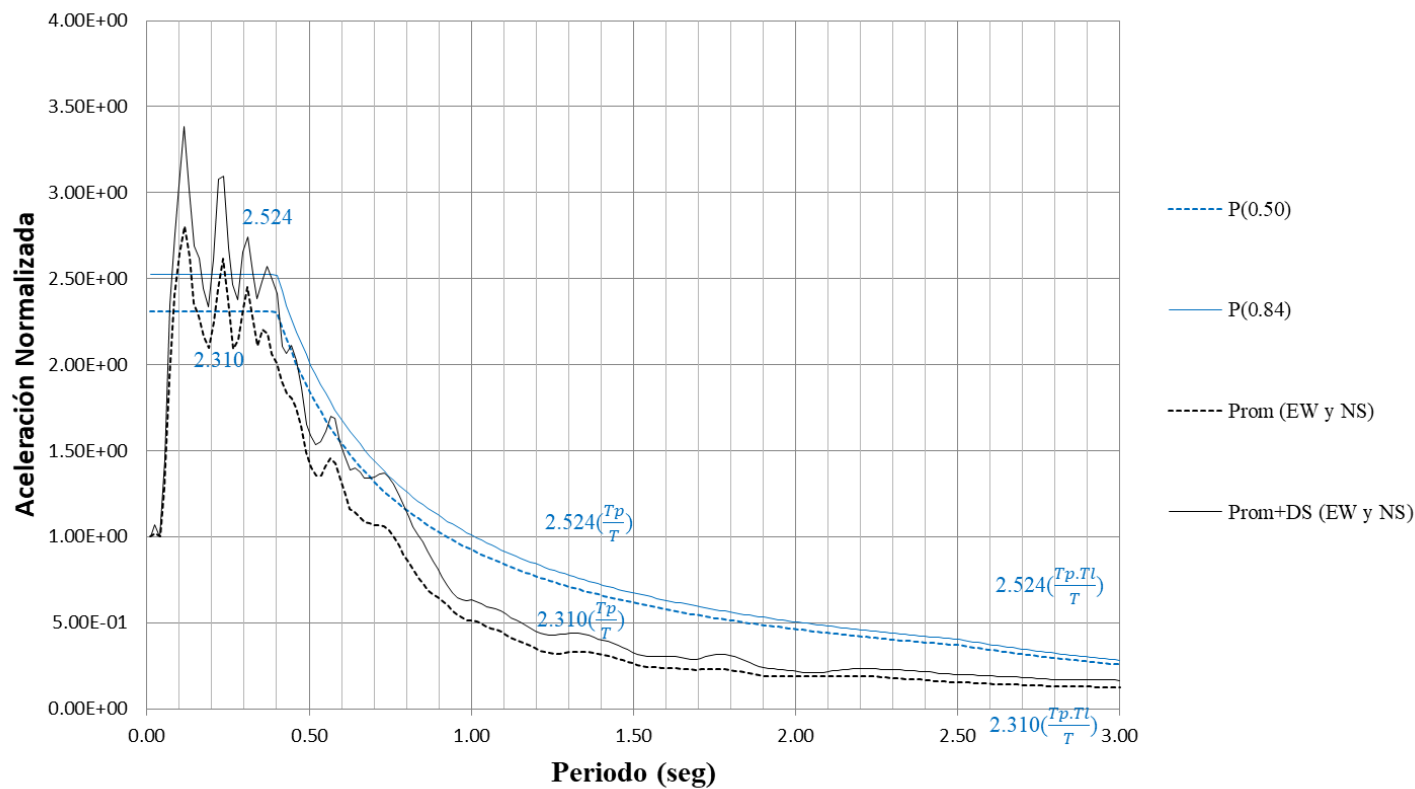


**Espectro de desplazamiento Propuesta N°1, Propuesta N°2
y usando el coeficiente para P(0.84)
Amortiguamiento 2%**

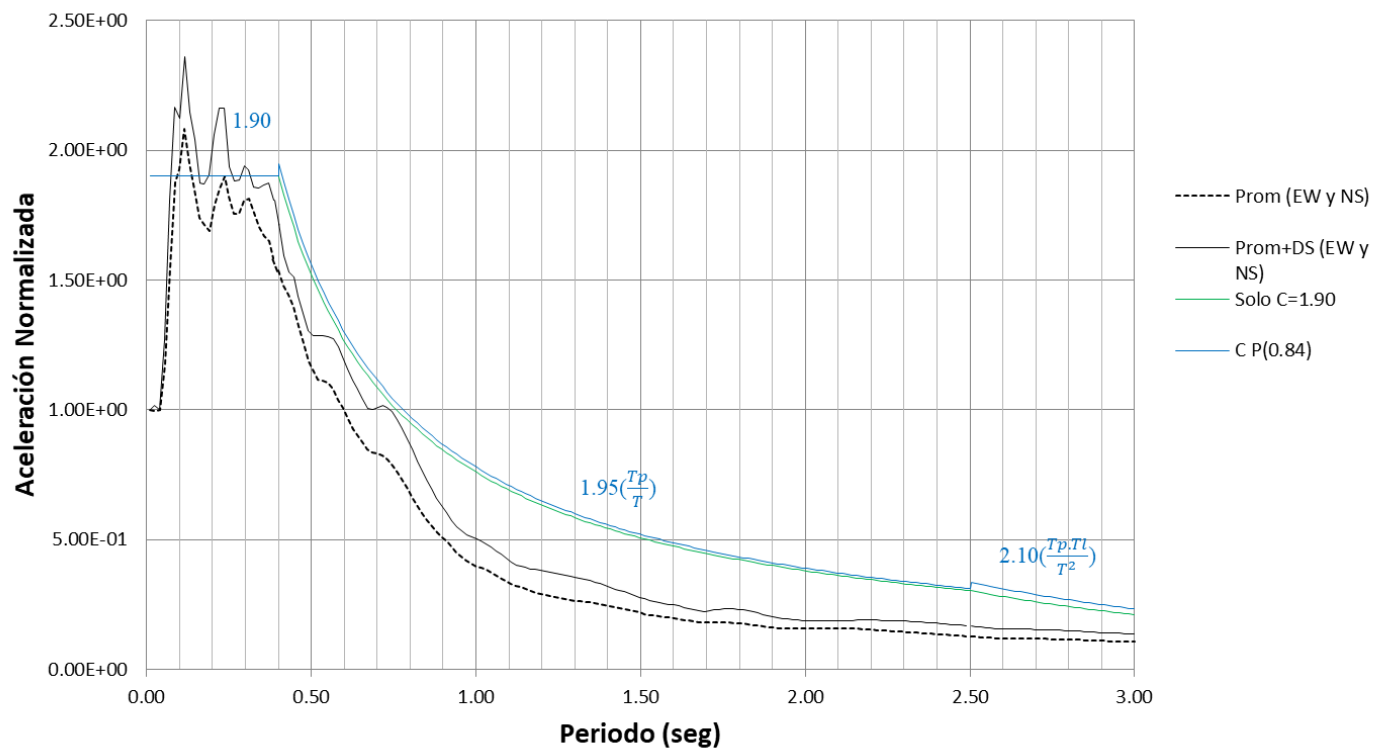


Espectros de aceleración normalizada – Estación parque de la reserva Grupo II

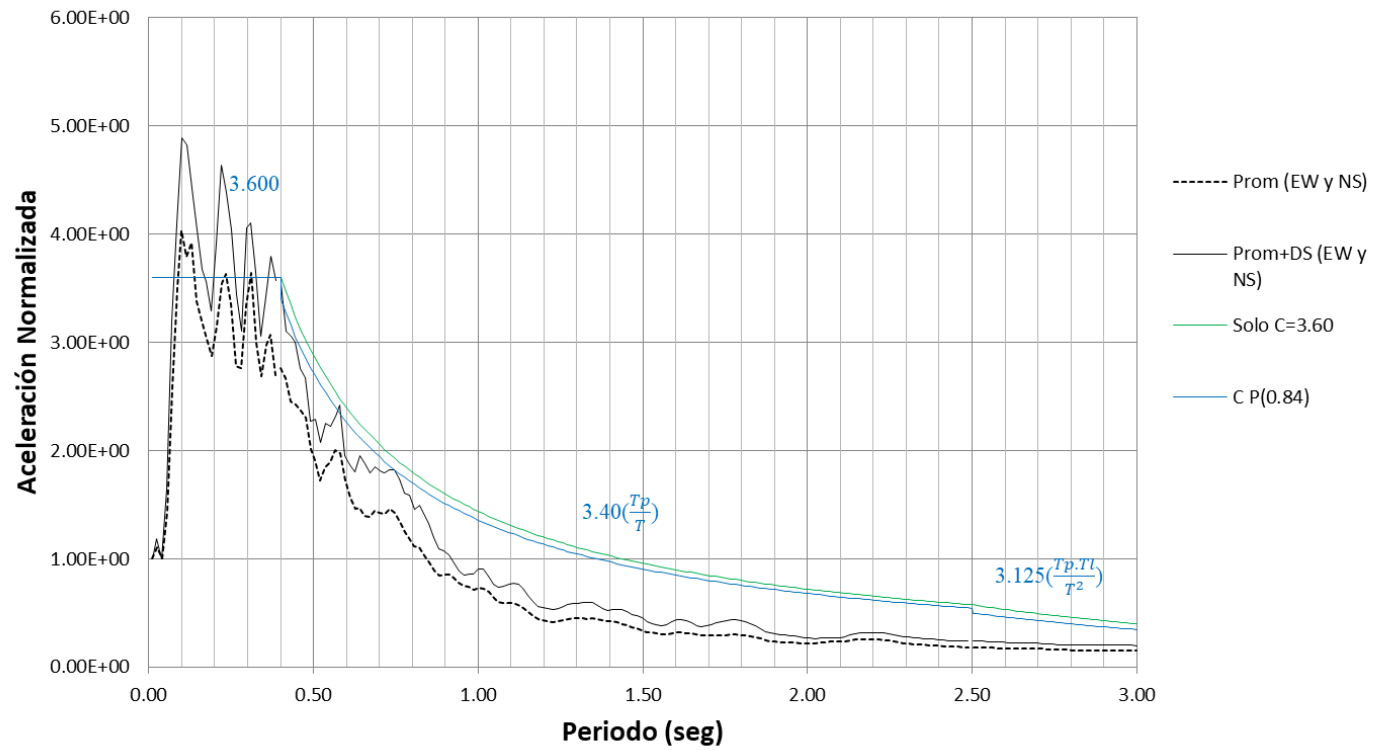
**Coefficiente de Amplificación Sísmica - Utilizando Solo el Coeficiente de la Plataforma
Amortiguamiento 5%**



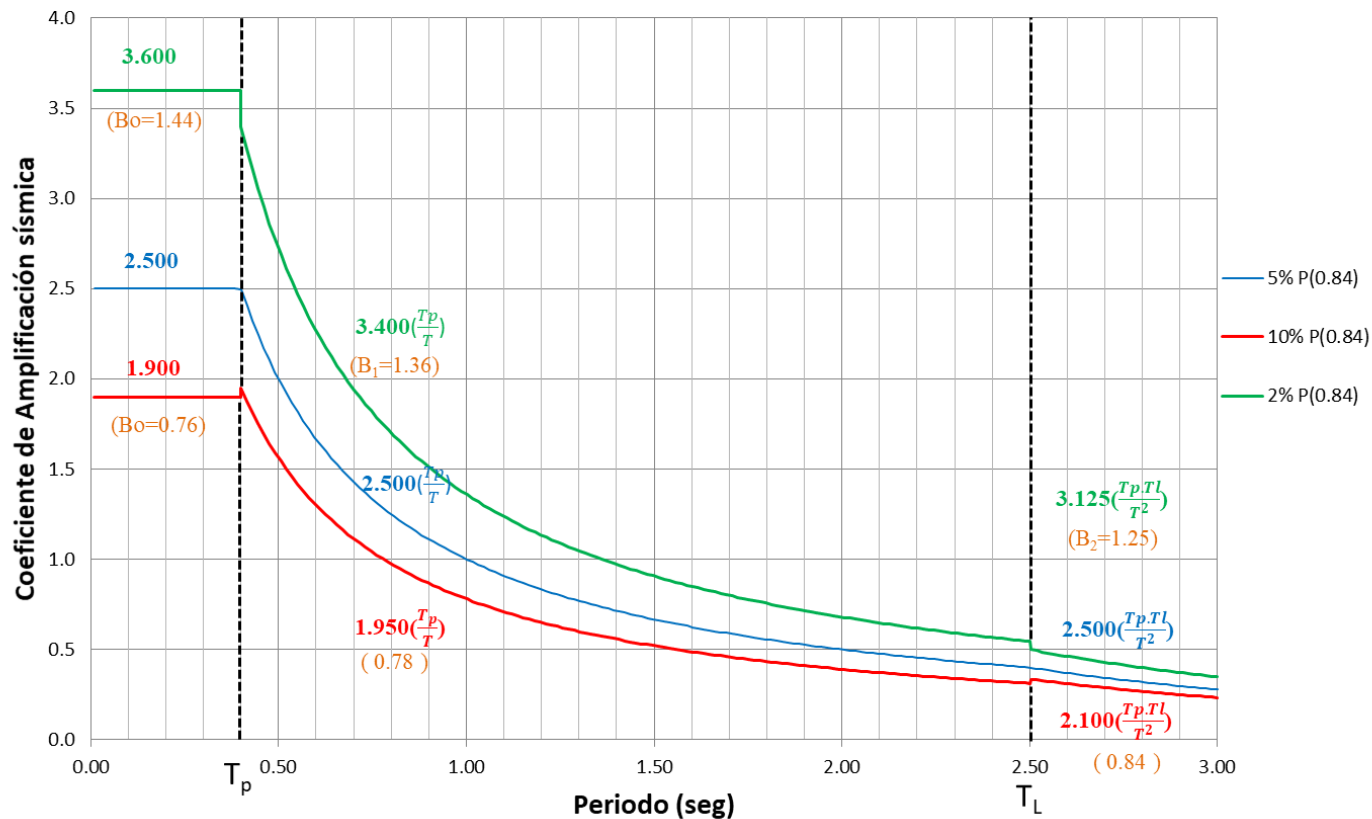
**Coefficiente de Amplificación Sísmica P(0.84)
 y Coeficiente Considerando solo el FM de la plataforma
 Amortiguamiento 10%**



**Coefficiente de Amplificación Sísmica P(0.84)
y Coeficiente Considerando solo el FM de la plataforma
Amortiguamiento 2%**

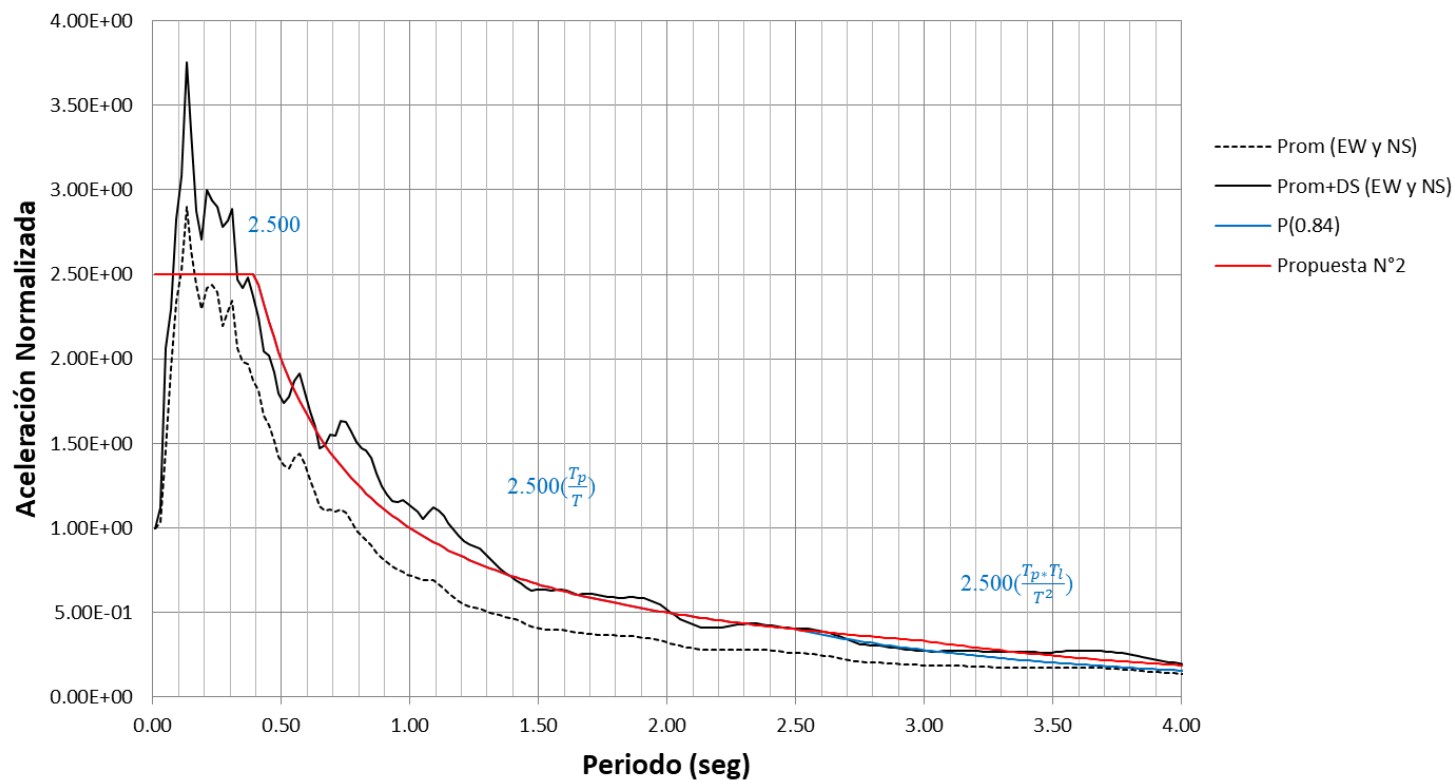


Coeficiente Amplificación Sísmica para P(0.84) y diferente amortiguamiento

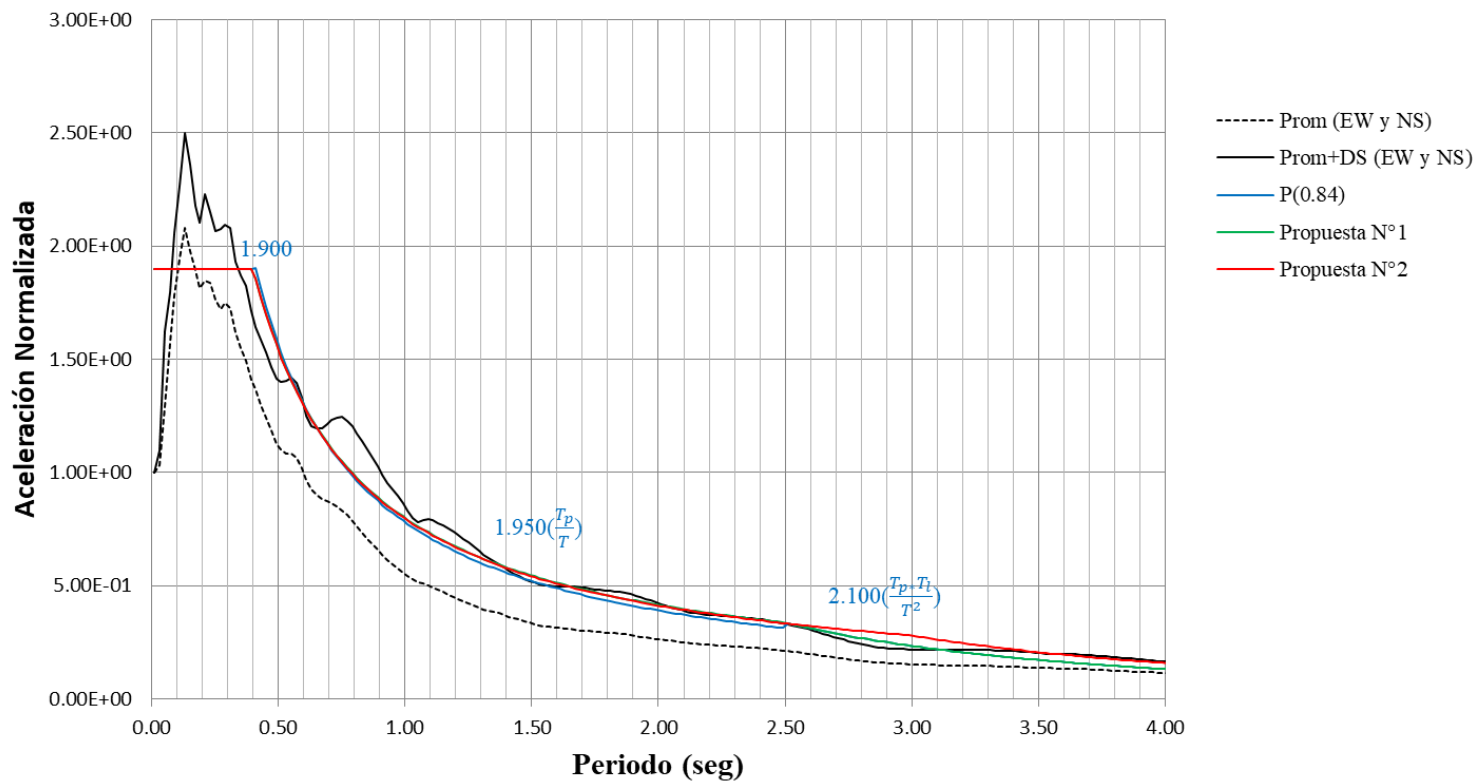


Espectros de aceleración normalizada– Estación parque de la reserva Grupo II y registros del sismo de Pisco del 2007

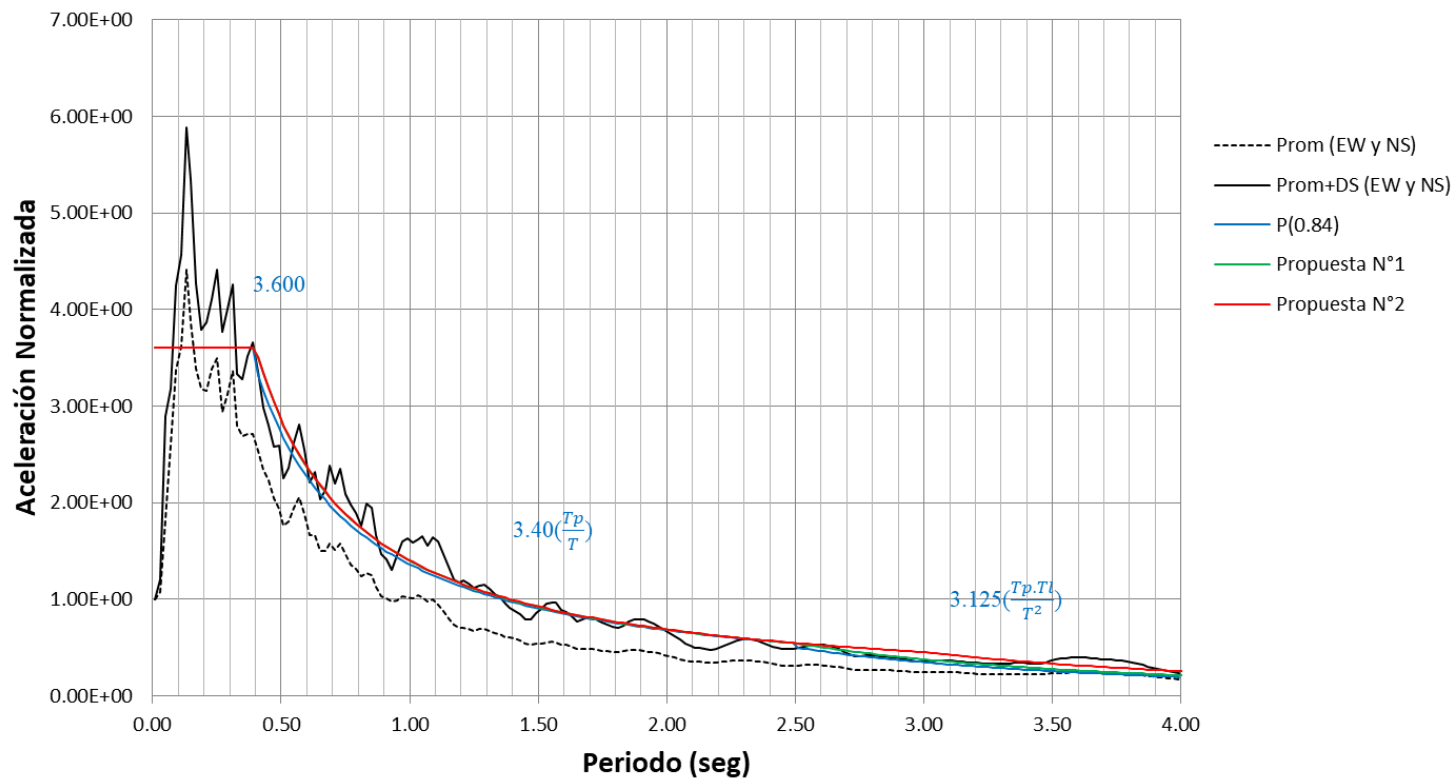
**Coefficiente de Amplificación Sísmica Propuesta N°2
 y usando el coeficiente para P(0.84)
 Amortiguamiento 5%**



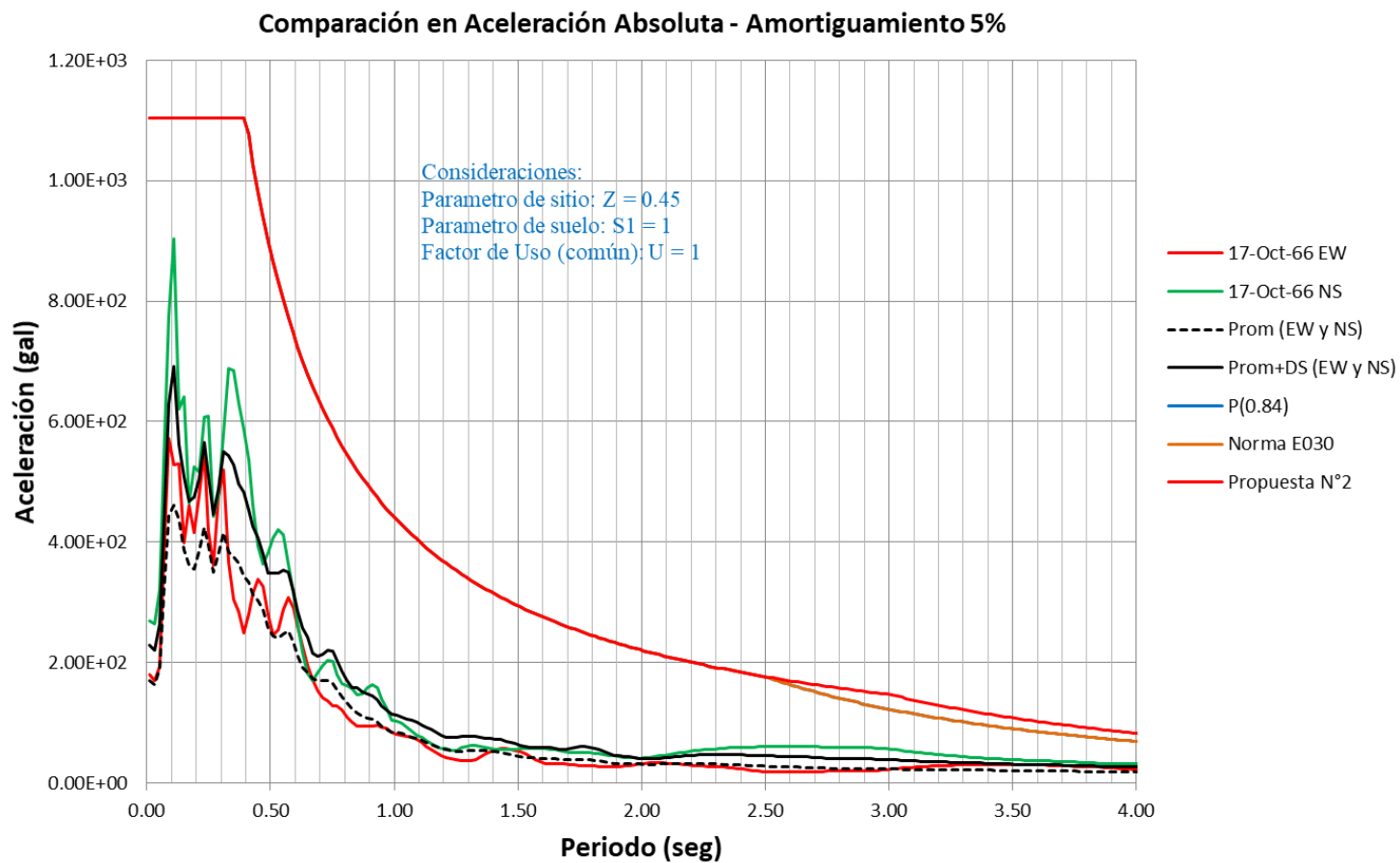
**Coefficiente de Amplificación Sísmica Propuesta N°1, Propuesta N°2
 y usando el coeficiente para P(0.84)
 Amortiguamiento 10%**



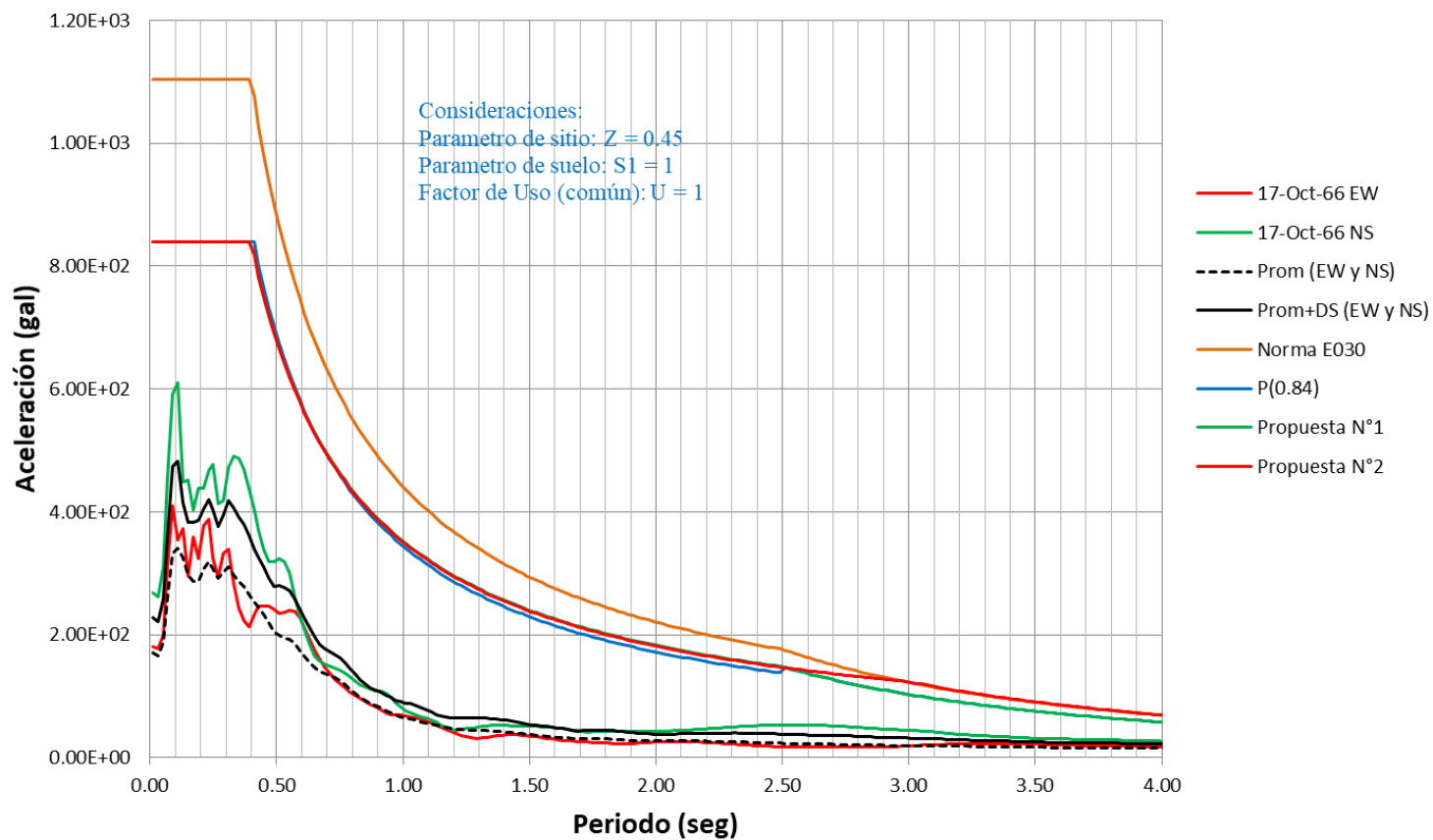
**Coefficiente de Amplificación Sísmica Propuesta N°1, Propuesta N°2
 y usando el coeficiente para P(0.84)
 Amortiguamiento 2%**



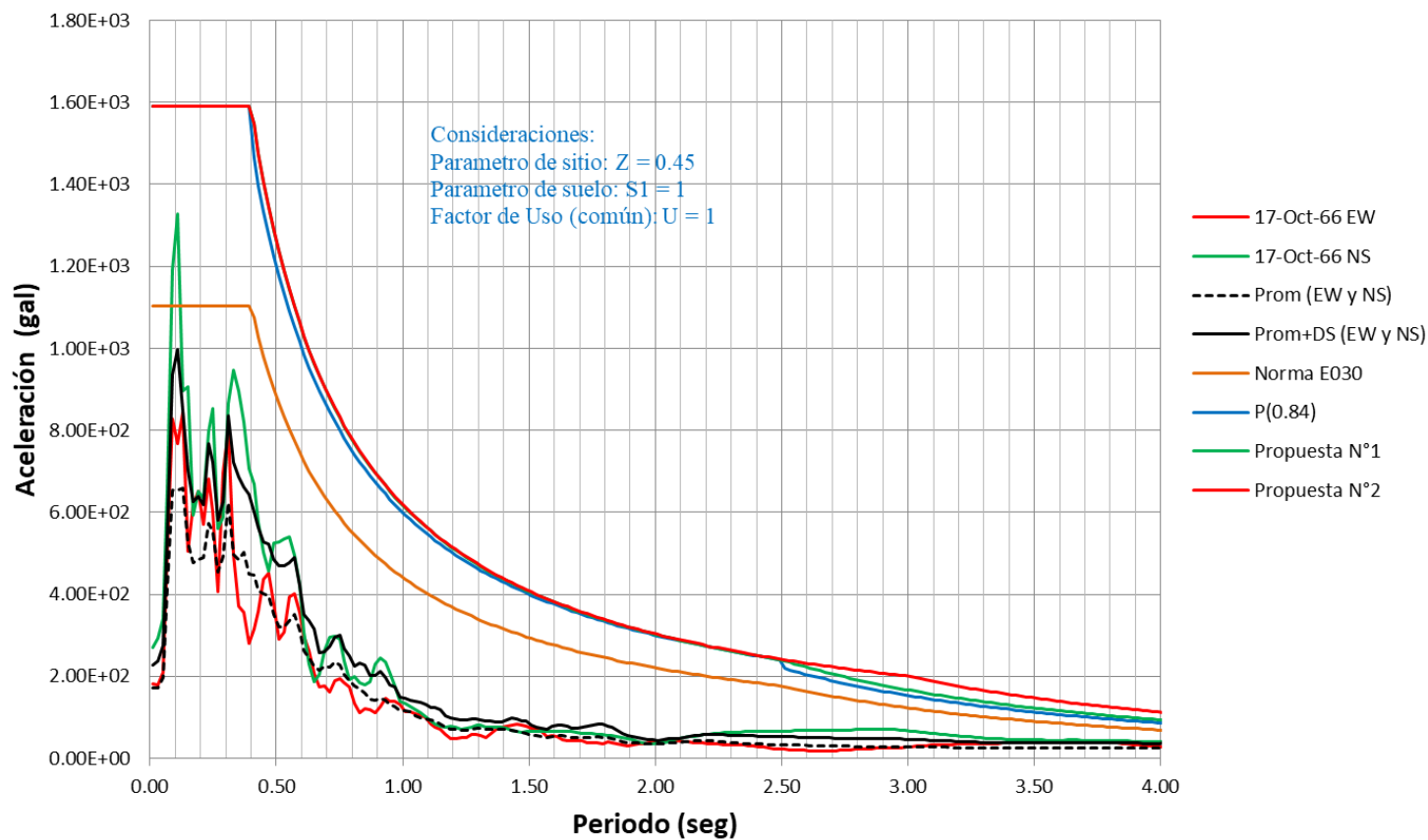
Espectros de aceleración absoluta – Estación parque de la reserva Grupo II



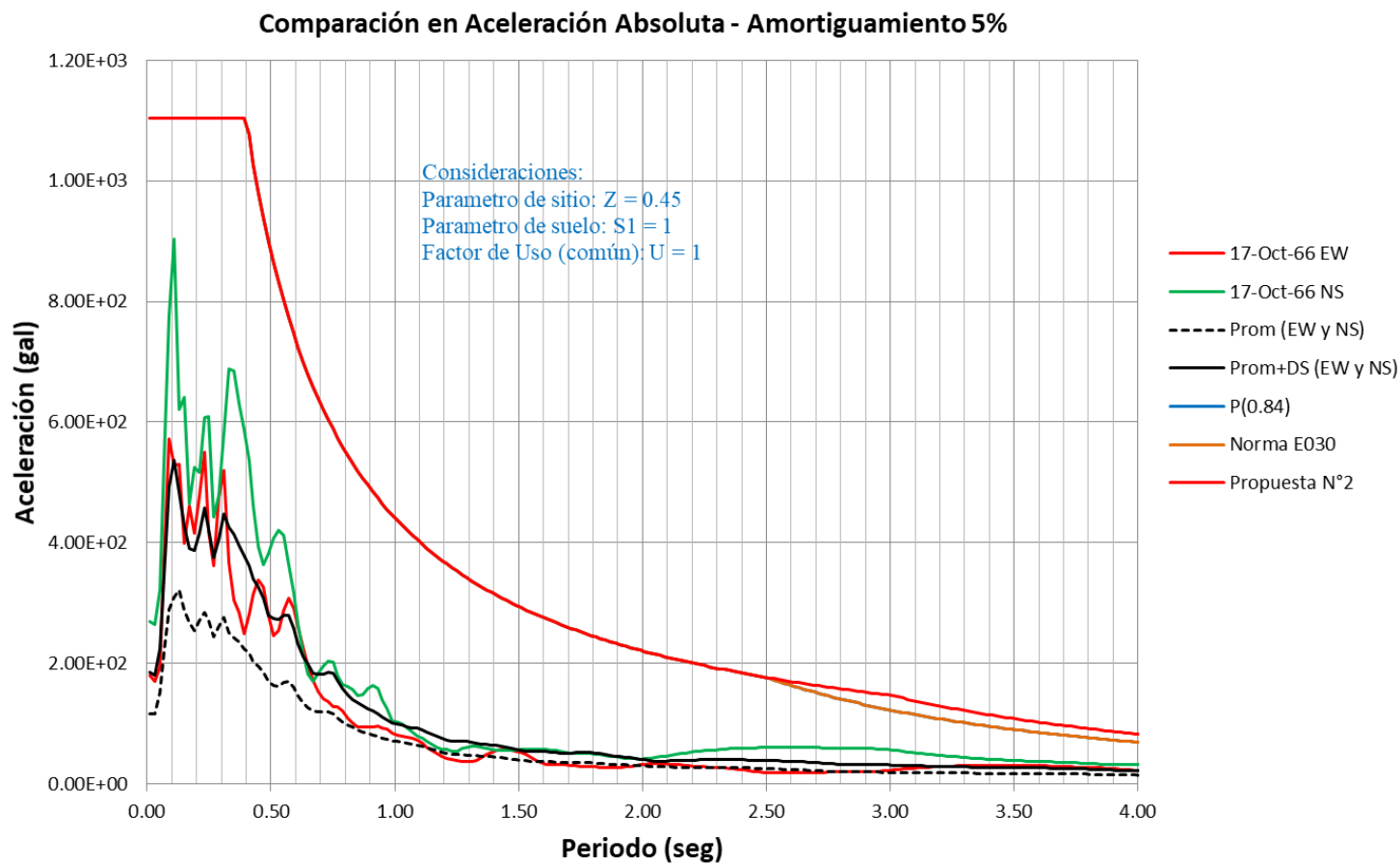
Comparación en Aceleración Absoluta Amortiguamiento 10%



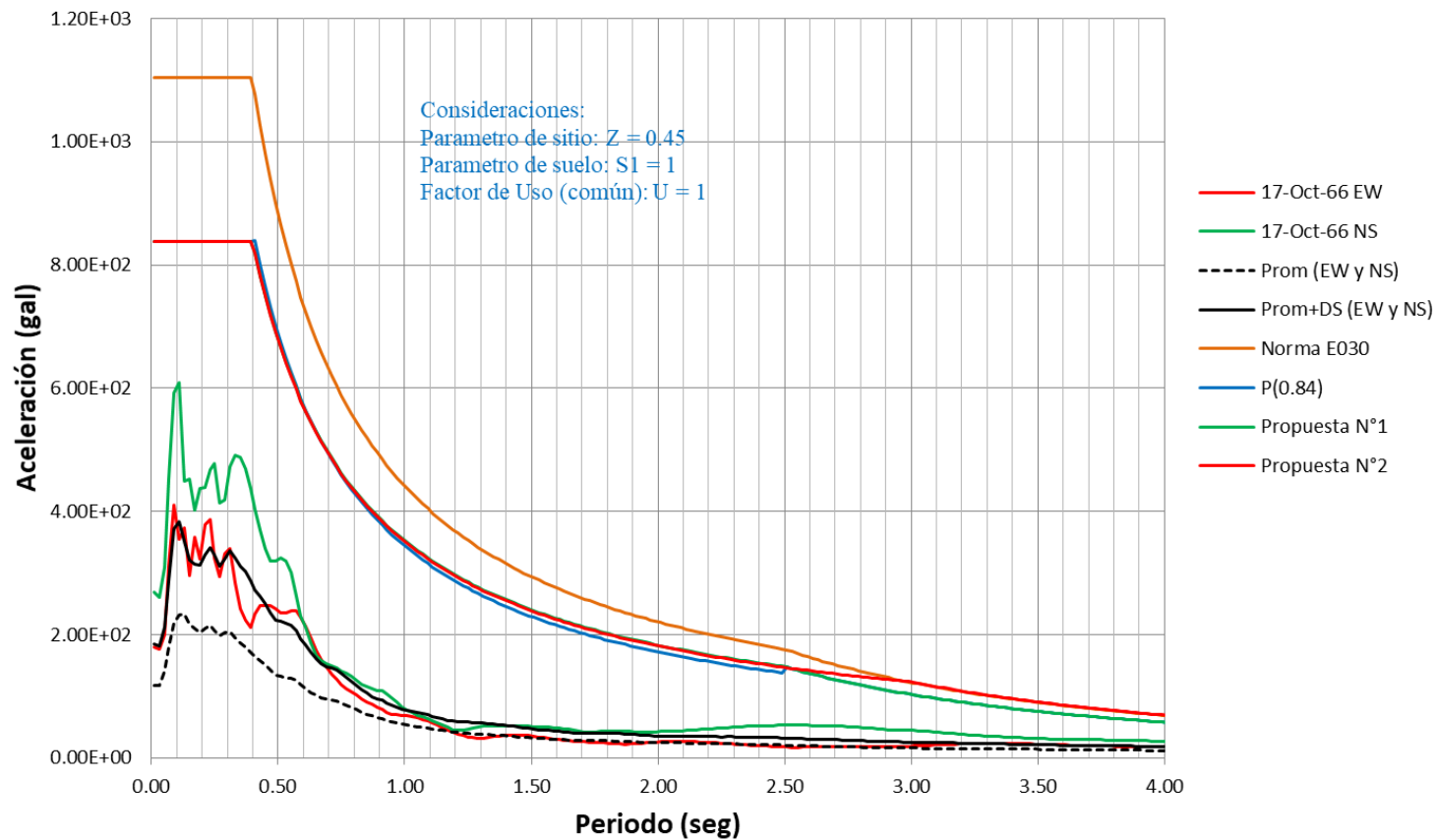
Comparación en Aceleración Absoluta - Amortiguamiento 2%



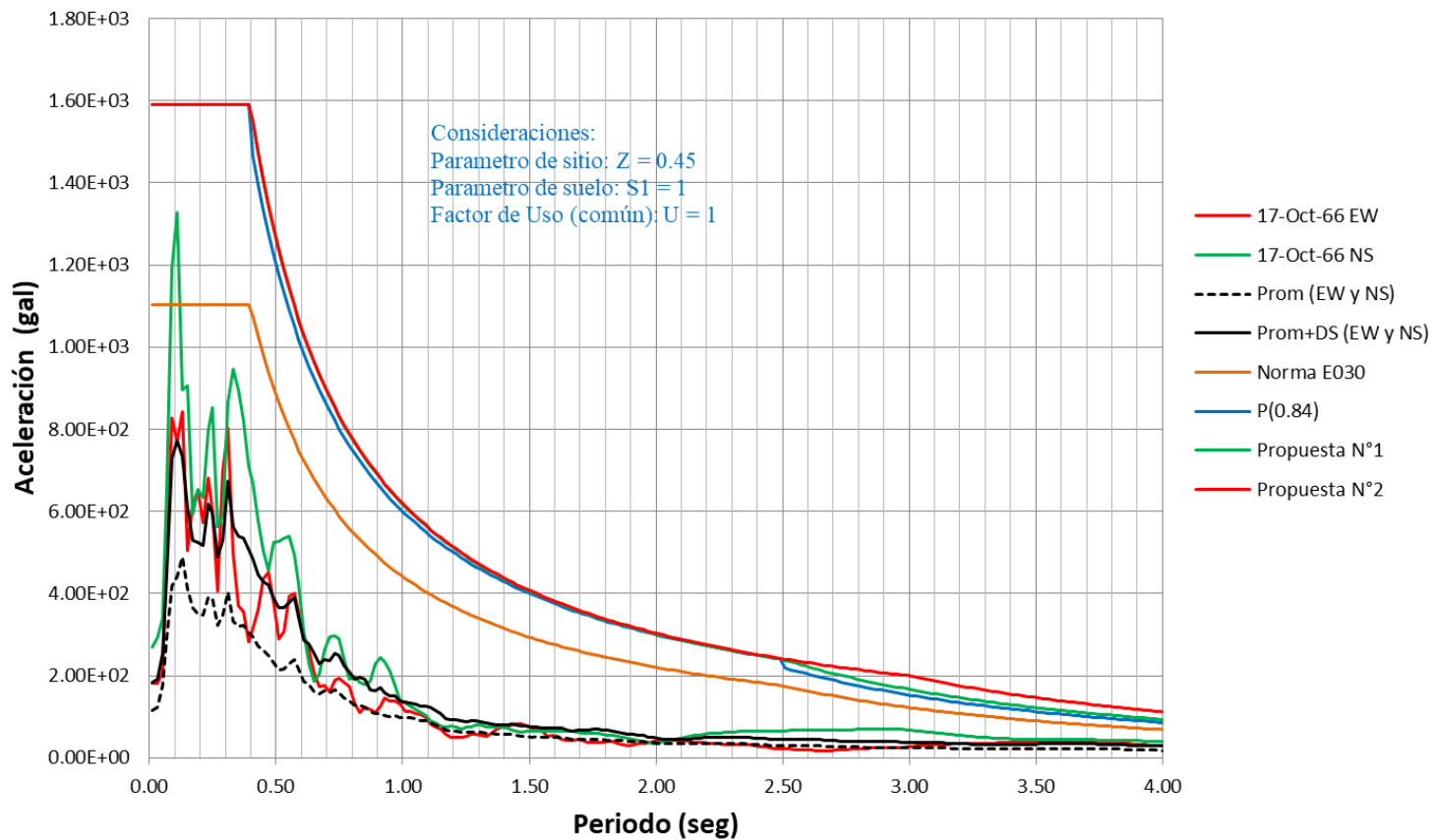
Espectros de aceleración absoluta– Estación parque de la reserva Grupo II y registros del sismo de Pisco del 2007



Comparación en Aceleración Absoluta Amortiguamiento 10%



Comparación en Aceleración Absoluta - Amortiguamiento 2%



ANEXO E: ÍNDICES DEMANDA-CAPACIDAD

Nave industrial sin puente grúa

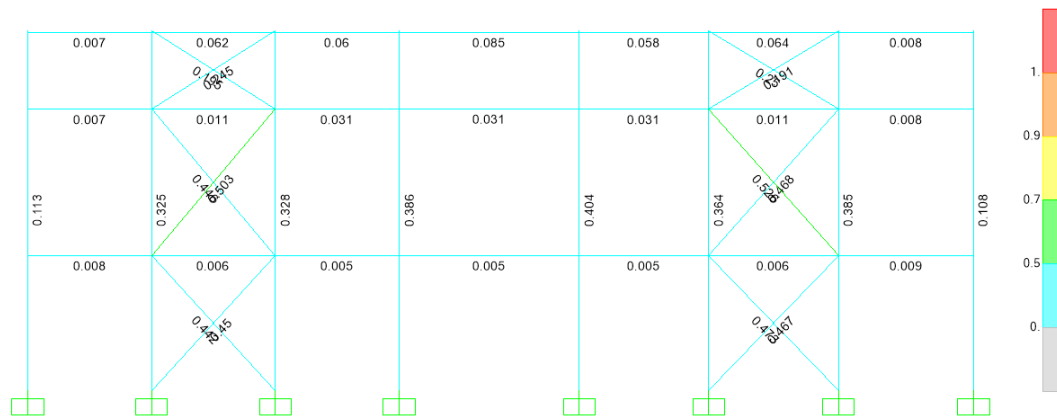


Figura E-1. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 6 – modelo 1.

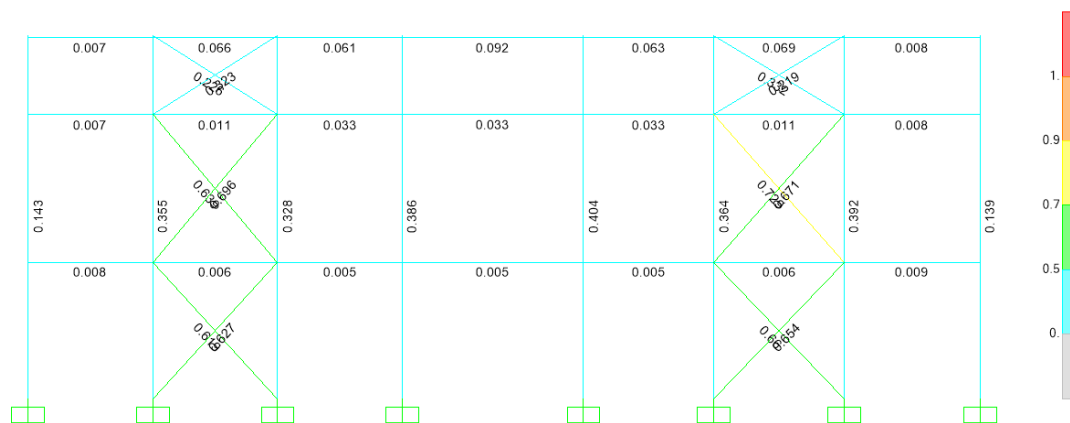


Figura E-2. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 6 – modelo 2.

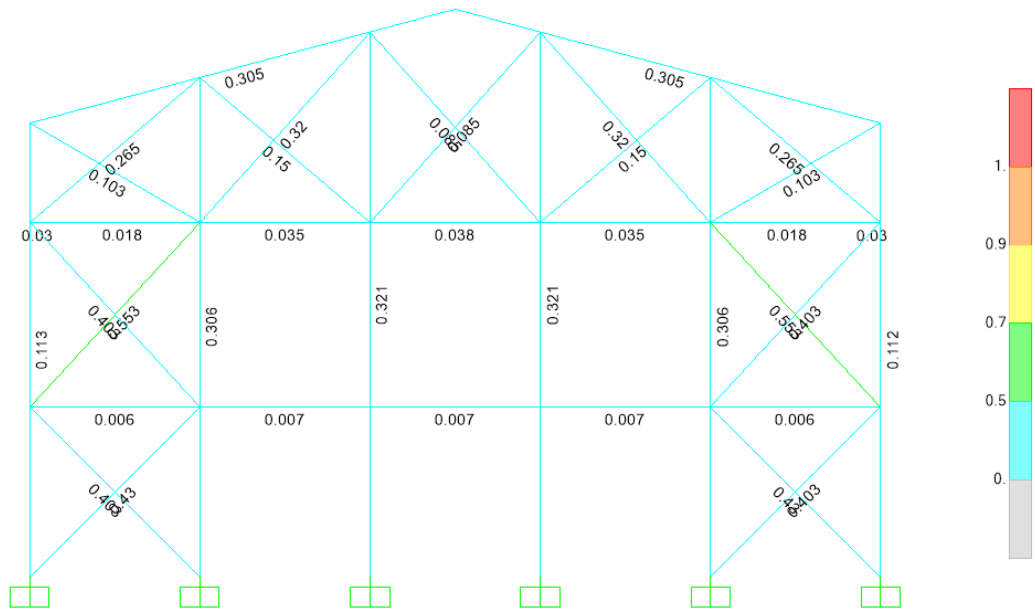


Figura E-3. Índices demanda-capacidad eje A – modelo 1.

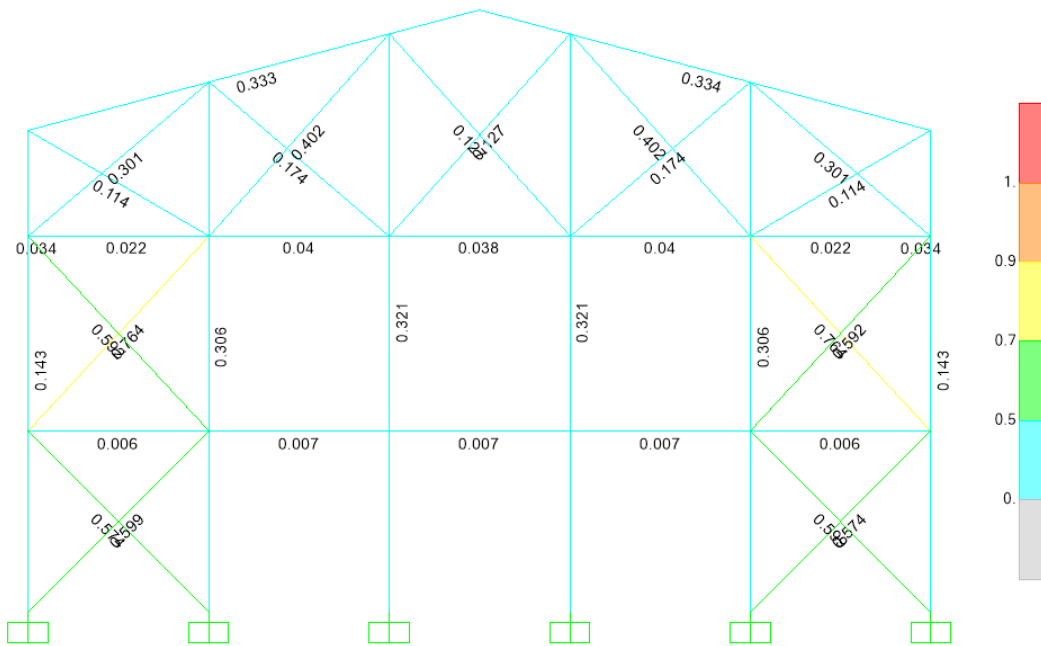


Figura E-4. Índices demanda-capacidad eje A – modelo 2.

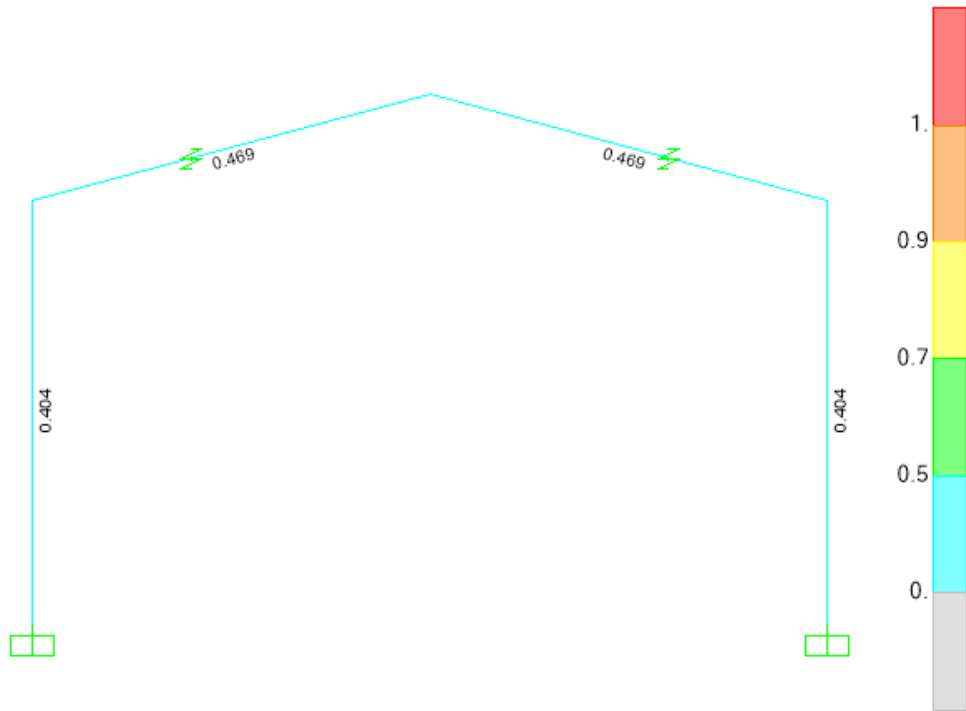


Figura E-5. Índices demanda-capacidad eje E – modelo 1.



Figura E-6. Índices demanda-capacidad eje E – modelo 2.

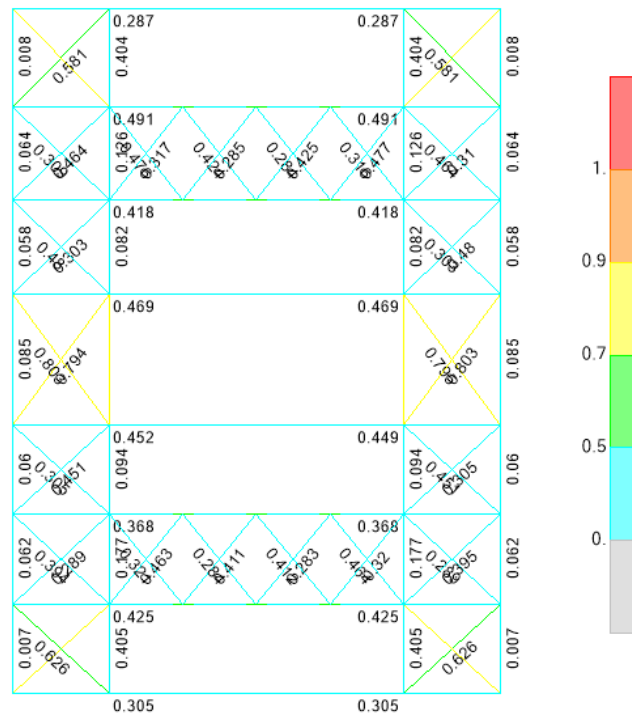


Figura E-7. Índices demanda-capacidad arriostres de techo – modelo 1.

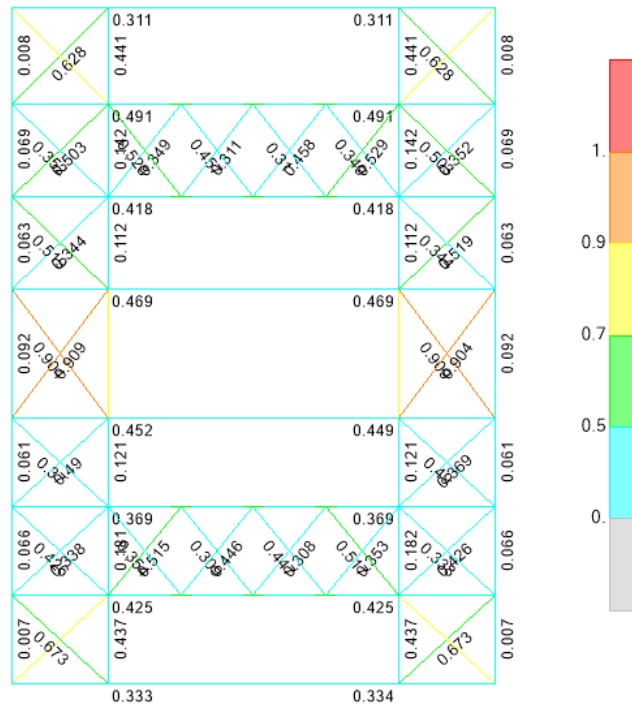


Figura E-8. Índices demanda-capacidad arriostres de techo – modelo 2.

Nave industrial con puente grúa

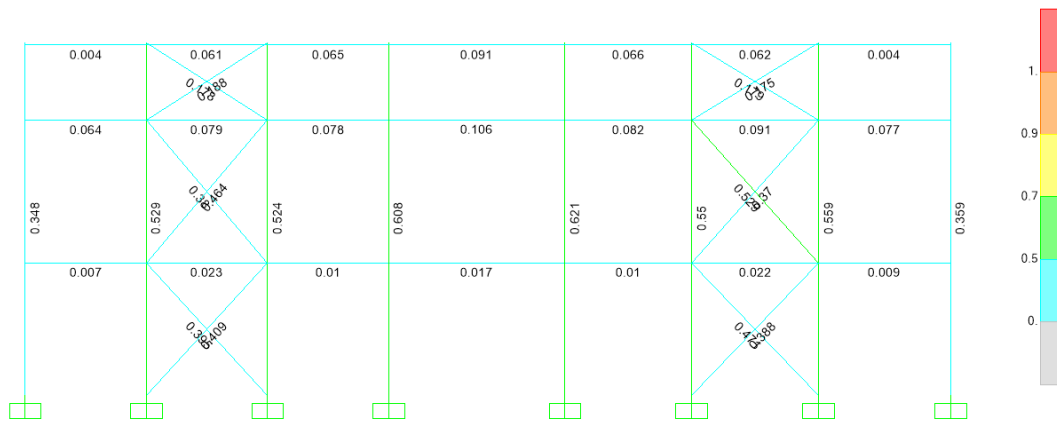


Figura E-9. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 6 – modelo 1.

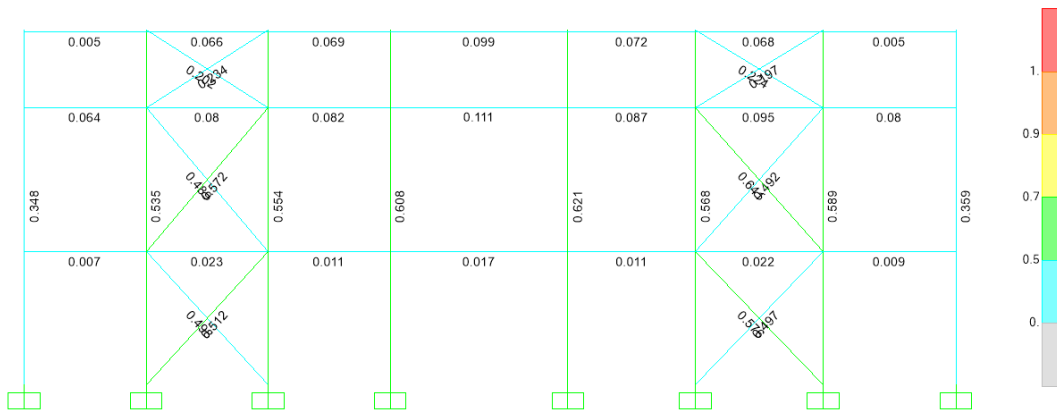


Figura E-10. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 6 – modelo 2.

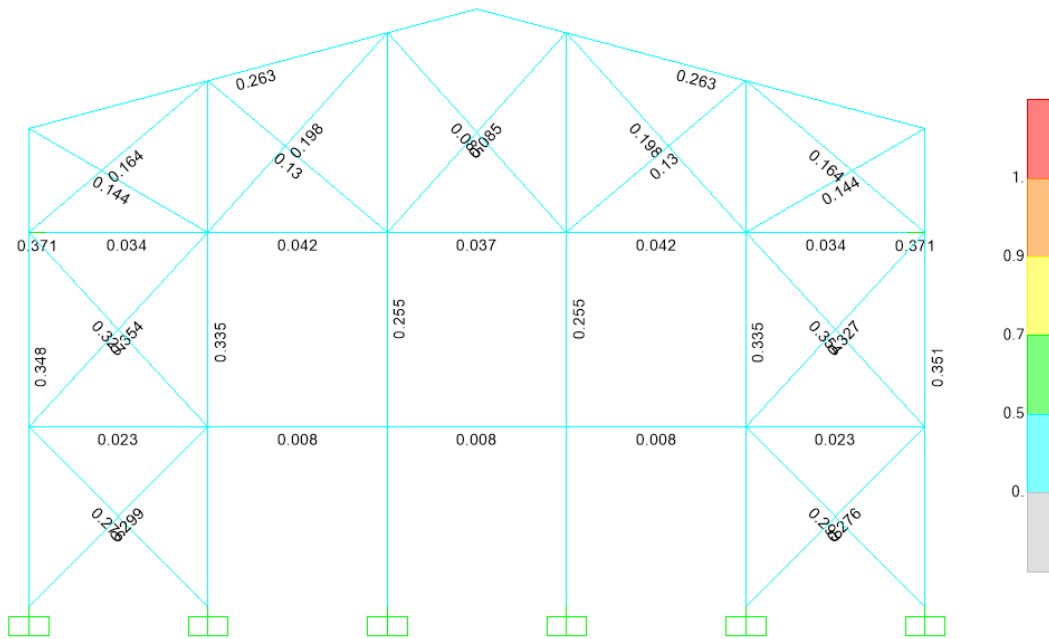


Figura E-11. Índices demanda-capacidad eje A – modelo 1.

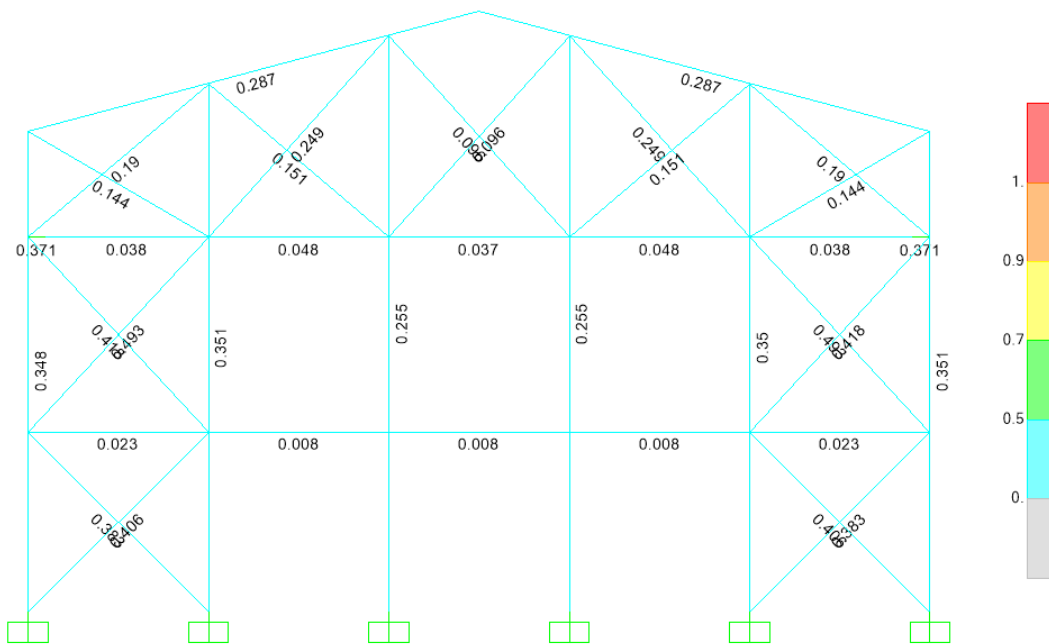


Figura E-12. Índices demanda-capacidad eje A – modelo 2.

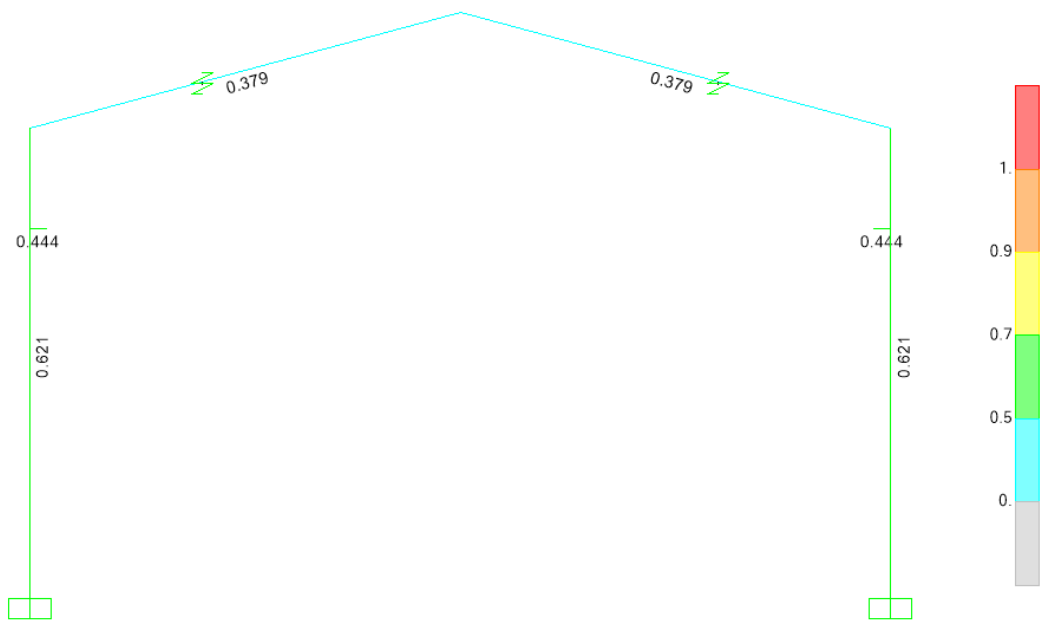


Figura E-13. Índices demanda-capacidad eje E – modelo 1.

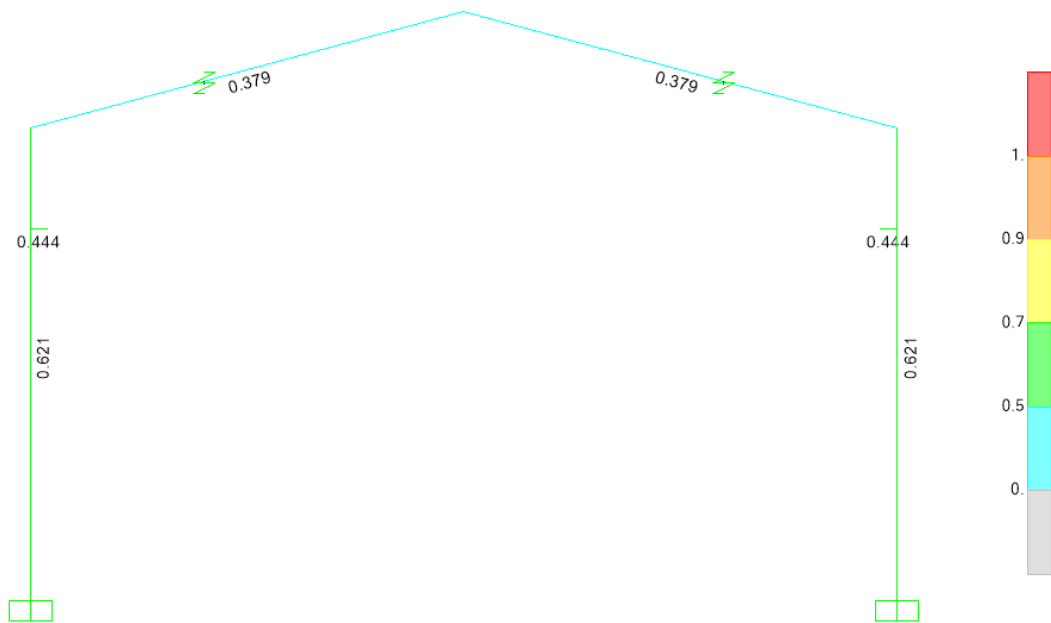


Figura E-14. Índices demanda-capacidad eje E – modelo 2.

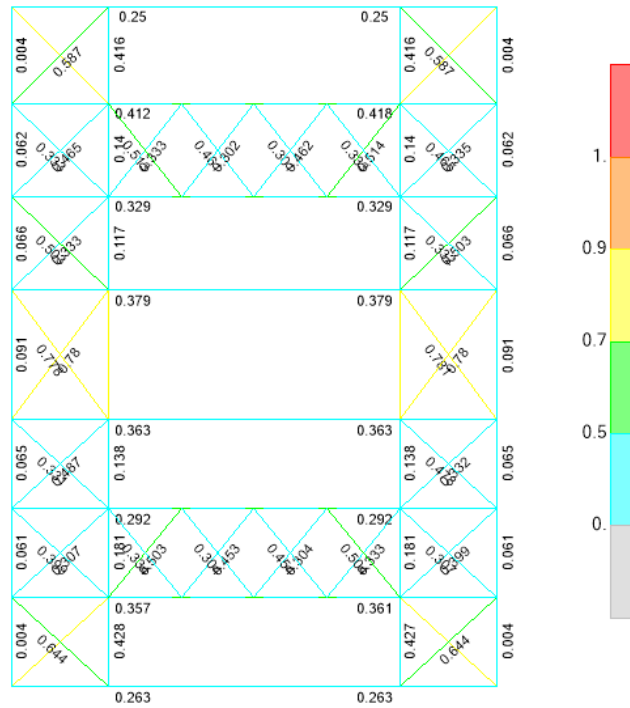


Figura E-15. Índices demanda-capacidad arriostres de techo – modelo 1.

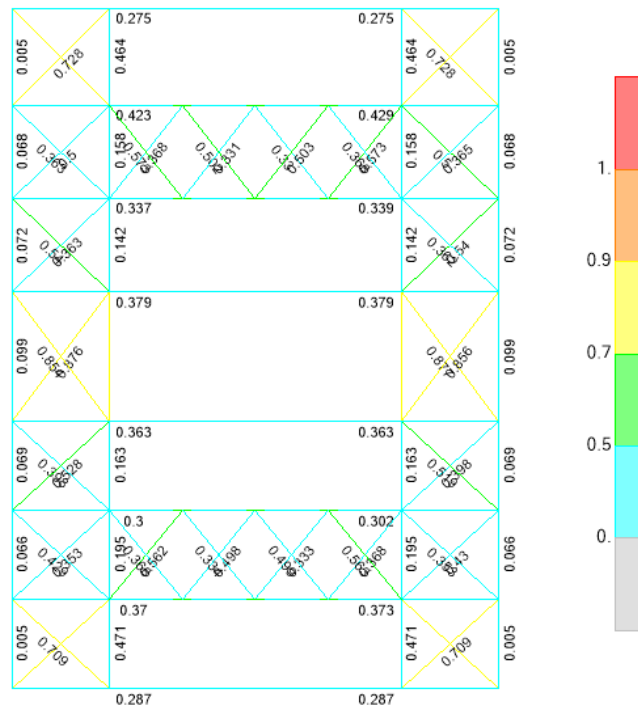


Figura E-16. Índices demanda-capacidad arriostres de techo – modelo 2.

Silo de ceniza volante

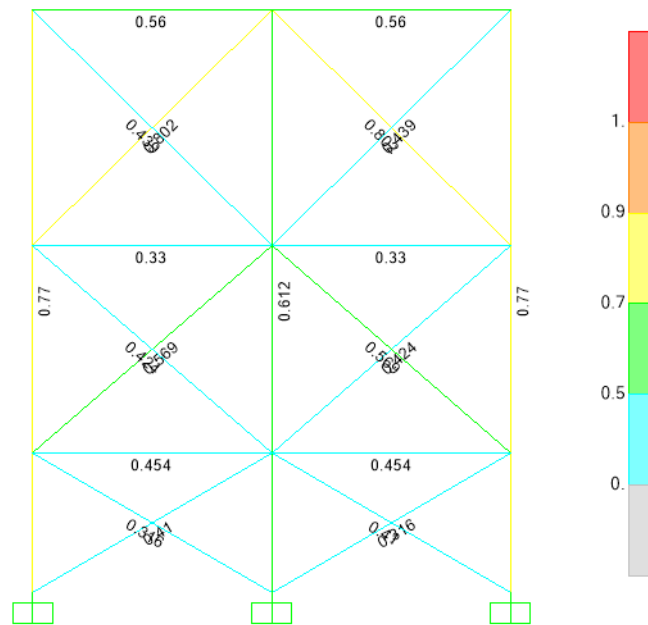


Figura E-17. Índices demanda-capacidad eje A y eje C – modelo 1.

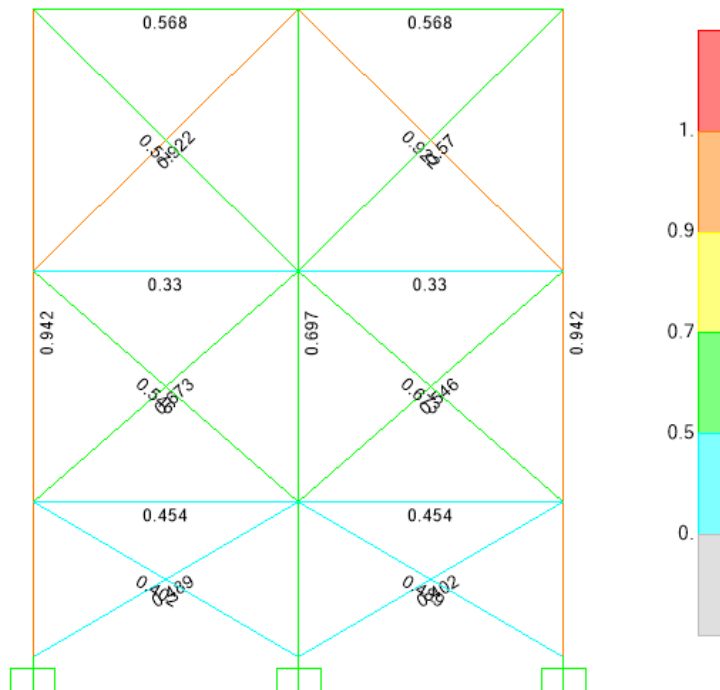


Figura E-18. Índices demanda-capacidad eje A y eje C – modelo 2.

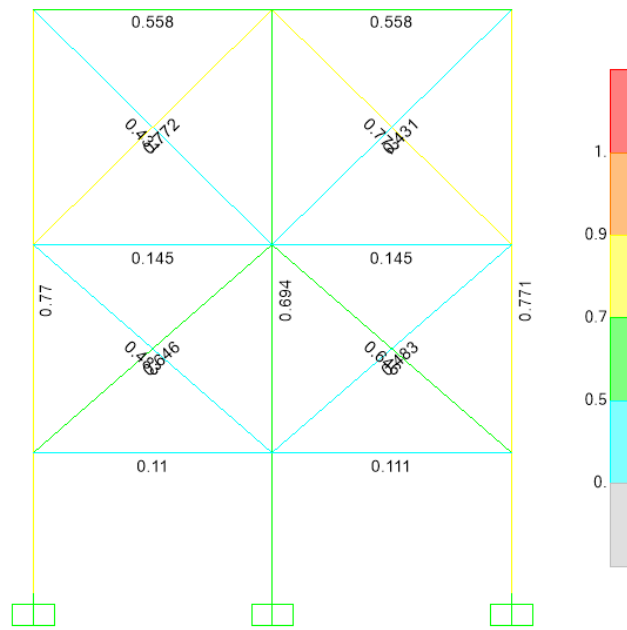


Figura E-19. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 3 – modelo 1.

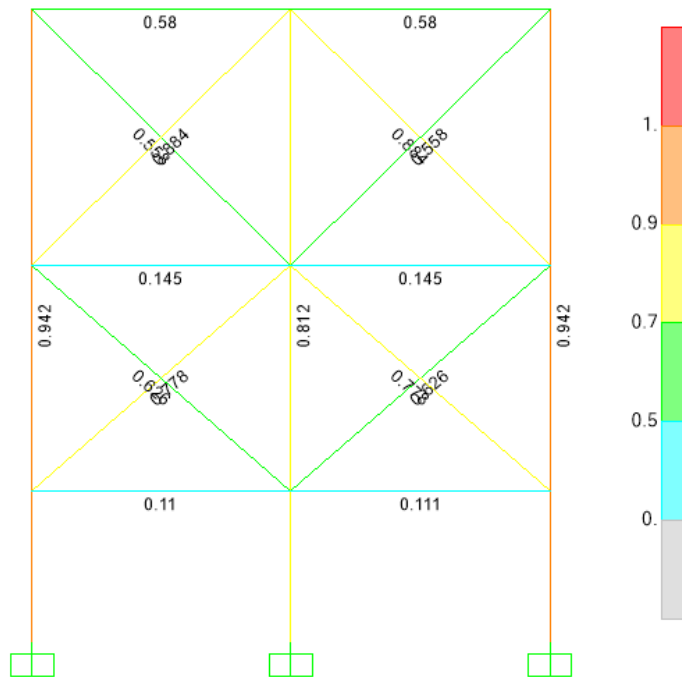


Figura E-20. Índices demanda-capacidad eje 1 y eje 3 – modelo 2.

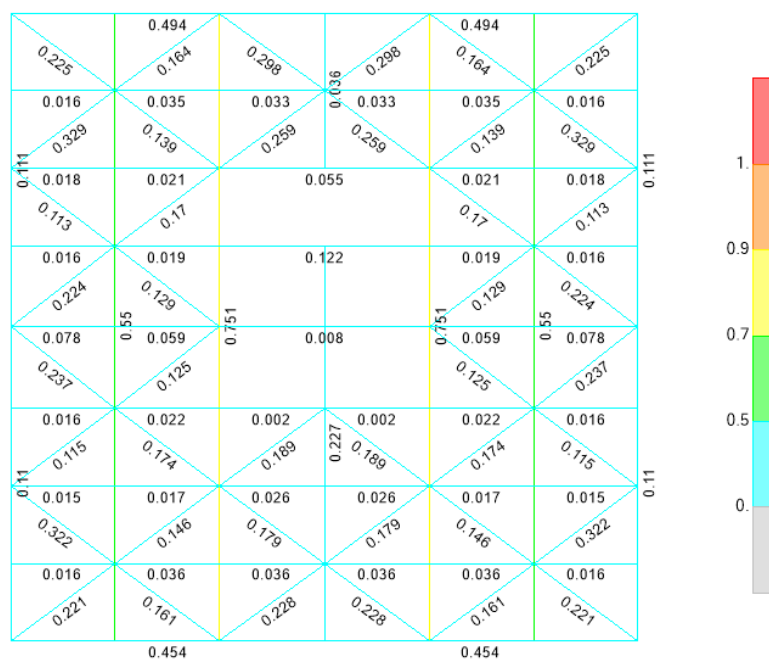


Figura E-21. Índices demanda-capacidad elementos del primer nivel – modelo 1.

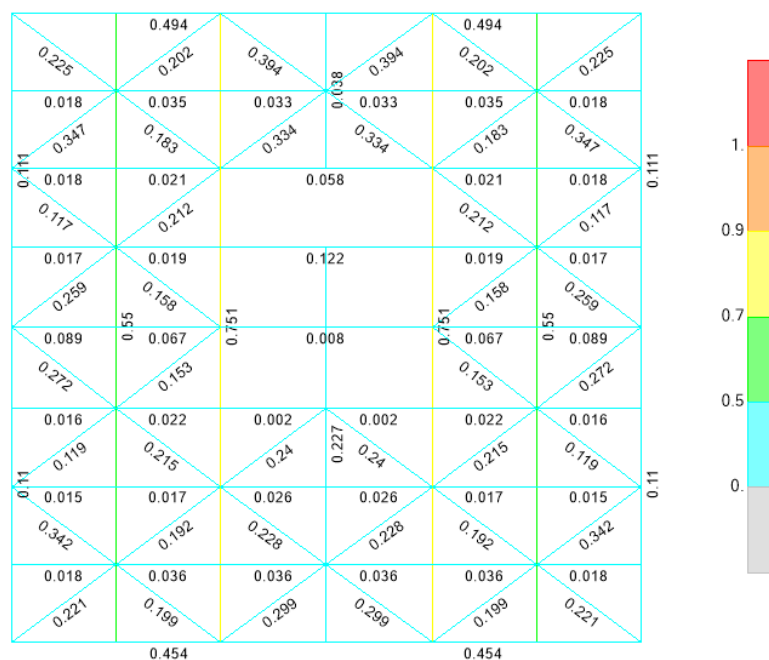


Figura E-22. Índices demanda-capacidad elementos del primer nivel – modelo 2.

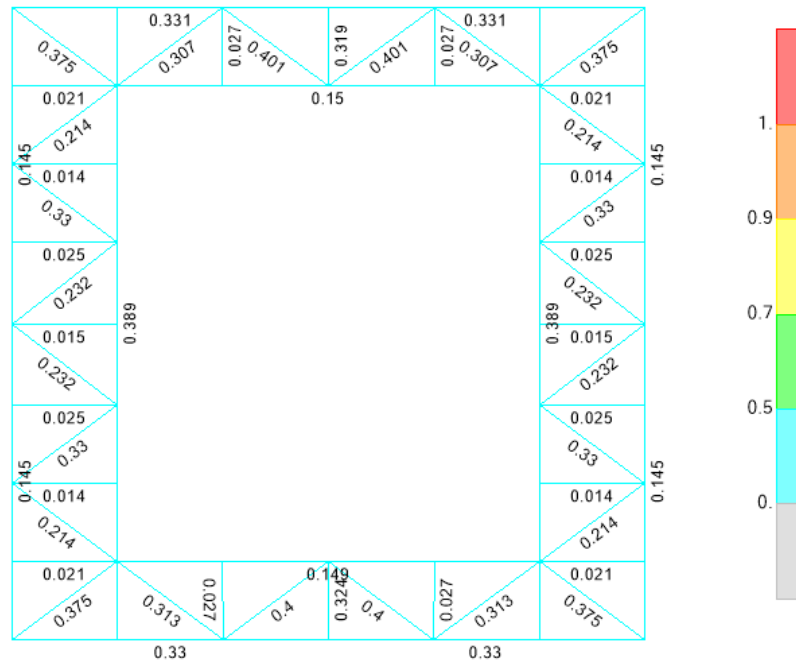


Figura E-23. Índices demanda-capacidad elementos del segundo nivel – modelo 1.

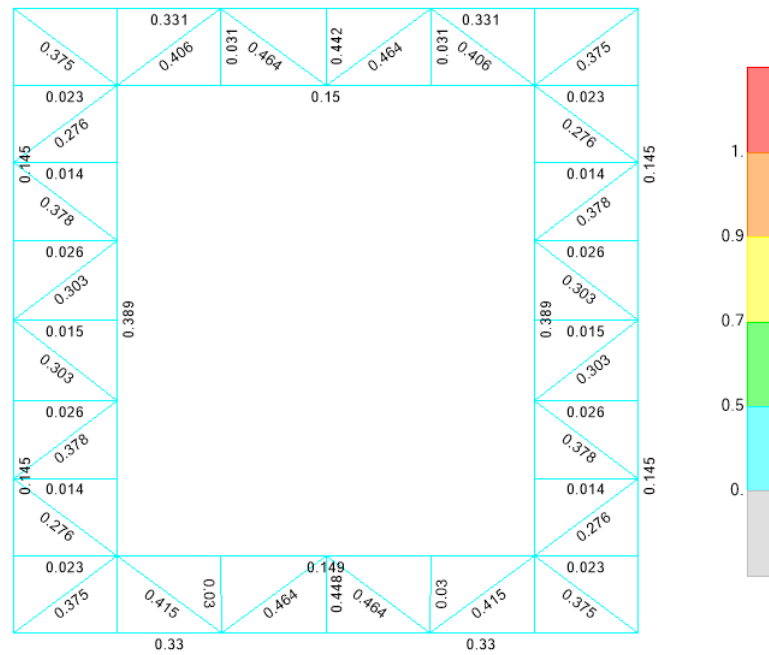


Figura E-24. Índices demanda-capacidad elementos del segundo nivel – modelo 2.

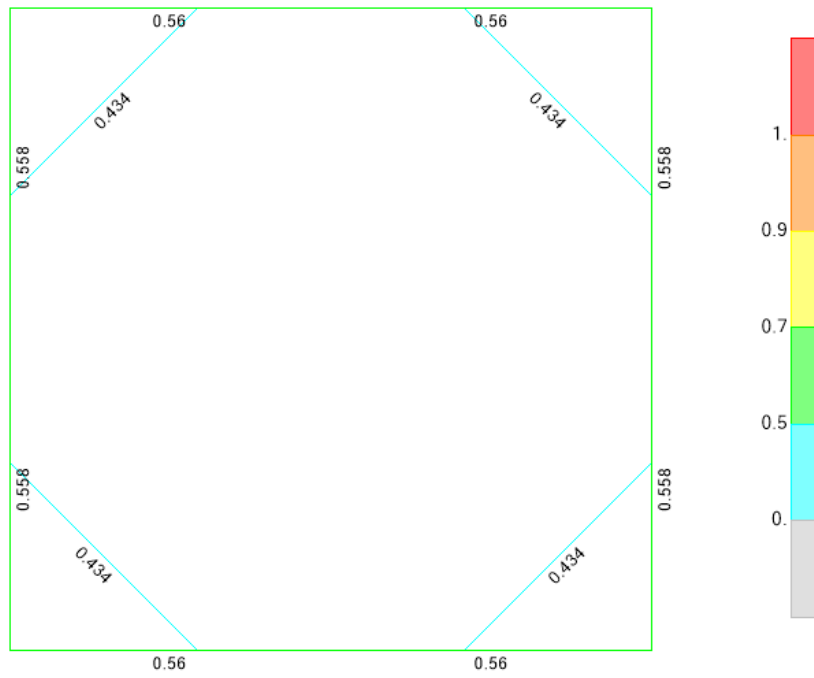


Figura E-25. Índices demanda-capacidad elementos del tercer nivel – modelo 1.

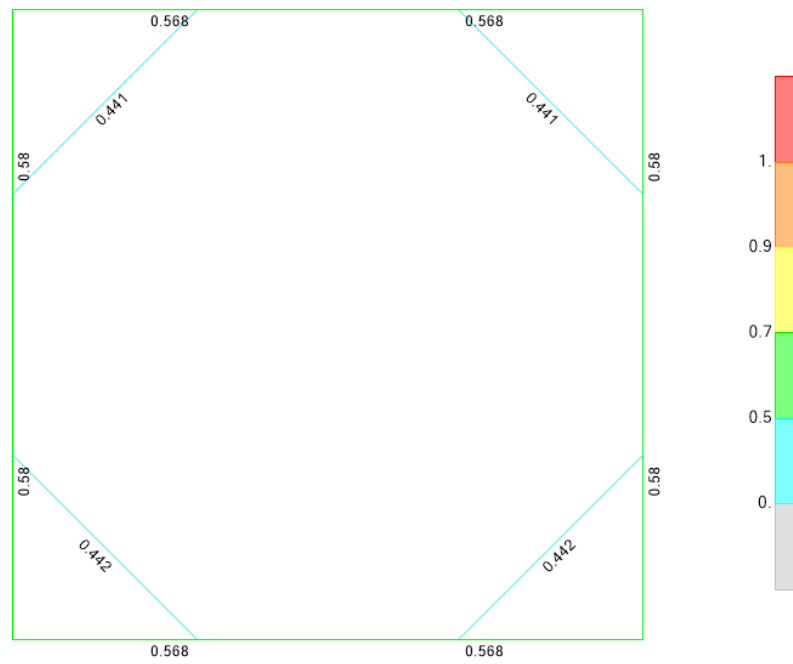


Figura E-26. Índices demanda-capacidad elementos del tercer nivel – modelo 2.