

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ANÁLISIS SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE VARIAS ALTURAS EN LA  
CIUDAD DE TRUJILLO CONSIDERANDO UN ESPECTRO DE RESPUESTA  
MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN”**

**LINEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS**

**TESIS**

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

**AUTOR:**

**BACH. JOSÉ GIUSSEPE VILLANUEVA ALAYO**

**ASESOR:**

**ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS**

**TRUJILLO-PERÚ**

**2017**

---

**Ing. Carlos Rodríguez Reyna**

**Presidente**

**CIP 58511**

---

**Ing. Jorge Estacio Paredes**

**Secretario**

**CIP 90402**

---

**Ing. Carmen Geldres Sánchez**

**Vocal**

**CIP 80599**

---

**Ing. Cesar Cancino Rodas**

**Asesor**

**CIP 77103**

# DEDICATORIA

## **A Dios.**

Por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

## **A mi madre Carmen.**

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

## **A mi padre José.**

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundido siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

## **A mis hermanos Alan y Arianita.**

Porque los amo infinitamente.

***JOSÉ GIUSSEPE VILLANUEVA ALAYO***

# AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por permitirme tener y disfrutar a mi familia, gracias a mi familia por apoyarme en cada decisión y proyecto, gracias a la vida porque cada día me demuestra lo hermosa que es, gracias a los ingenieros Cesar Cancino Rodas y Boris Meza Amado, que hicieron parte de este proceso integral de formación.

***JOSÉ GIUSSEPE VILLANUEVA ALAYO***

# INDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	I
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	II
<b>INDICE</b> .....	III
<b>INDICE DE GRÁFICOS</b> .....	VI
<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	X
<b>INDICE DE ECUACIONES</b> .....	XI
<b>RESUMEN</b> .....	XII
<b>ABSTRACT</b> .....	XIV
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	XVI
<b>PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b> .....	1
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.3 OBJETIVOS .....	2
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	3
1.5 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
1.6 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	5
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	5
2.2 BASES TEÓRICAS .....	9
2.2.1 ESPECTRO RESPUESTA .....	9
2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES .....	34
2.4 HIPÓTESIS .....	37
2.5 VARIABLES .....	37
2.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	38
<b>ESPECTROS RESPUESTA DE LA NORMA TÉCNICA E.030</b> .....	39
<b>DESCRIPCIÓN DEL ESPECTRO ACTUAL</b> .....	39
3.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPECTRO RESPUESTA DE LA NORMA TÉCNICA E.030 .....	39
3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS FACTORES Y VALORES QUE SE DEBE TOMAR PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN ESPECTRO DE RESPUESTA .....	41

Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	41
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	42
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	45
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	46
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	47
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	47
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	47
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	51
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente .....	53
3.1.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL PICO A PARTIR DEL ESPECTRO DE RESPUESTA .....	53
3.1.3 DEMANDAS DE DUCTILIDAD MAXIMAS EN EL ESPECTRO DE RESPUESTA E.030 .....	55
<b>ANÁLISIS DEL ESPECTRO ACTUAL .....</b>	<b>56</b>
3.2 ANÁLISIS DEL ESPECTRO ACTUAL PRESENTADO EN LA NORMA TÉCNICA E 0.30.....	56
3.2.1 INFLUENCIA DE LA ATENUACION Y LOS SUELOS EN LAS ORDENADAS ESPECTRALES .....	56
3.2.2 DEMANDAS DE FUERZAS .....	58
3.2.3 ORDENADAS ESPECTRALES .....	59
3.2.4 NIVELES DE DAÑO.....	60
3.2.5 OBSERVACIONES DE LA NORMA E: 030 EN EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS .....	61
<b>ANALISIS COMPARATIVO DE LOS ESPECTROS DE ACELERACIONES, DESPLAZAMIENTOS Y VELOCIDADES, CON LA E: 030 Y LEYES DE ATENUACIÓN. ....</b>	<b>63</b>
4.1 Edificio San Judas-5 Niveles.....	64
4.2 Edificio Tomonorte .....	78
4.3 Edificio Las Flores del Golf.....	91
4.4 Edificio Albretch .....	104
<b>DISEÑO DEL EDIFICIO DE MAYOR VULNERABILIDAD .....</b>	<b>118</b>
5.1 Diseño del Edificio Tomonorte por E.030 “Diseño Sismo Resistente” .....	118
5.2 Diseño del Edificio Tomonorte por Leyes de Atenuación .....	172
<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>218</b>

6.1 METODOLOGÍA.....	218
6.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	218
6.1.2 RECOLECCIÓN DE DATOS.....	218
6.1.3 ANÁLISIS DE DATOS.....	219
6.1.4 VARIABLES.....	219
<b>RESULTADOS.....</b>	<b>221</b>
<b>DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>230</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>232</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>234</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>235</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>236</b>

# INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Comparación de Espectros Elásticos para un perfil de suelo S2 en la ciudad de Trujillo.....	3
Gráfico 2: Indicativo del Método de Determinación del Espectro de Respuesta .....	10
Gráfico 3: Influencia en el problema del esparcimiento de la relación entre el tamaño de la heterogeneidad $a$ , y la longitud de onda sísmica incidente $l$ .....	15
Gráfico 4: Comparación de Espectros.....	18
Gráfico 5: Efecto de la Magnitud .....	20
Gráfico 6: Ejemplo de Acelerograma.....	21
Gráfico 7: Efecto de la Distancia .....	22
Gráfico 8: Espectros de respuesta del sismo de interface del 03-10-74 (PRQ-IGP) versus el espectro de respuesta calculado mediante el modelo de atenuación CISMID .....	29
Gráfico 9: Espectros de respuesta del sismo de interface del 23-06-2001 (MOQ1) versus el espectro de respuesta calculado mediante el modelo de atenuación CISMID. ....	30
Gráfico 10: Modelo Unidimensional de Ondas de Corte ( $V_s$ ), estación acelerográfica CSM .....	31
Gráfico 11: Factores para un Espectro de Respuesta.....	39
Gráfico 12: Zonificación Sísmica En Territorio Nacional .....	41
Gráfico 13: Mapa Del Departamento La Libertad .....	46
Gráfico 14: Factor de Amplificación Sísmica .....	49
Gráfico 15: Factor de Amplificación Sísmica “C” .....	49
Gráfico 16: Espectro Elástico .....	54
Gráfico 17: Relación Desplazamiento -Fuerza .....	54
Gráfico 18: Demanda de Resistencia Elástica .....	55
Gráfico 19: Espectro convencional que se escala con la aceleración pico del suelo.	57
Gráfico 20: Efecto de la Distancia epicentral en las ordenadas espectrales .....	57
Gráfico 21: Influencia de los suelos en la amplificación de las aceleraciones.....	58
Gráfico 22: Áreas de mayor acoplamiento Sísmico.....	60
Gráfico 23: Periodo de la Estructura del Edificio San Judas .....	69
Gráfico 24: Periodo Modo 1 edificio San Judas.....	69
Gráfico 25: Periodo Modo 2 edificio San Judas.....	70
Gráfico 26: Periodo Modo 3 edificio San Judas.....	70
Gráfico 27: Comparación de Espectros-Edificio San Judas, mediante Leyes de Atenuación y la E.030 .....	71
Gráfico 28: Comparación de Espectros- Edificio San Judas .....	72
Gráfico 29: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 - Edificio San Judas.....	73
Gráfico 30: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2.....	74
Gráfico 31: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2.....	74



Gráfico 32: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2 .....	75
Gráfico 33: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2.....	75
Gráfico 34: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación .....	76
Gráfico 35: Espectro de Velocidades-Edificio San Judas.....	77
Gráfico 36: Espectro de Energía Especifica -Edificio San Judas .....	77
Gráfico 37: Periodo de la Estructura en el edificio Tomonorte .....	81
Gráfico 38: Periodo Modo 1- Edificio Tomonorte.....	82
Gráfico 39: Periodo Modo 2-Edificio Tomonorte.....	82
Gráfico 40: Espectro de Aceleraciones E.030 Edificio Tomonorte .....	83
Gráfico 41: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado. ....	84
Gráfico 42: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 - Edificio Tomonorte .....	85
Gráfico 43: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2.....	86
Gráfico 44: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2.....	86
Gráfico 45: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2 .....	87
Gráfico 46: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2.....	87
Gráfico 47: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación .....	88
Gráfico 48: Espectro de Velocidades E.030-Edificio Tomonorte.....	89
Gráfico 49: Espectro de Energía Especifica -Edificio Tomonorte .....	90
Gráfico 50: Periodo de Estructura- Edificio Las Flores del Golf.....	95
Gráfico 51: Periodo Modo 1- Edificio Las Flores del Golf.....	95
Gráfico 52: Periodo Modo 3- Edificio Las Flores del Golf.....	96
Gráfico 53: Comparación de Espectros-Edificio Tomonorte, mediante Leyes de Atenuación y la E.030 .....	97
Gráfico 54: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado. ....	98
Gráfico 55: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 - Edificio Tomonorte .....	99
Gráfico 56: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2.....	100
Gráfico 57: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2.....	101
Gráfico 58: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2.....	101
Gráfico 59: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación .....	102
Gráfico 60: Espectro de Velocidades-Edificio Las Flores del Golf.....	103
Gráfico 61: Espectro de Energía Especifica -Edificio Tomonorte.....	103

Gráfico 62: Periodo de la Estructura-Edificio Albretch.....	108
Gráfico 63: Periodo Modo 1-Edificio Albretch.....	108
Gráfico 64: Periodo Modo 2-Edificio Albretch.....	109
Gráfico 65: Periodo Modo 3-Edificio Albretch.....	109
Gráfico 66: Comparación de Espectros-Edificio Albretch, mediante Leyes de Atenuación y la E.030 .....	110
Gráfico 67: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado. ....	111
Gráfico 68: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 - Edificio Tomonorte .....	112
Gráfico 69: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2.....	113
Gráfico 70: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2.....	114
Gráfico 71: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2 .....	114
Gráfico 72: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2.....	115
Gráfico 73: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación .....	115
Gráfico 74: Espectro de Velocidades-Edificio Albretch .....	116
Gráfico 75: Espectro de Energía Especifica -Edificio Albretch .....	117
Gráfico 76: Distribución Primer Nivel.....	119
Gráfico 77: Distribución Segundo Nivel.....	119
Gráfico 78: Distribución Tercer Nivel.....	120
Gráfico 79: Distribución Cuarto Nivel .....	120
Gráfico 80: Distribución Azotea .....	121
Gráfico 81: Planta de Techos .....	121
Gráfico 82: Vista Lateral.....	122
Gráfico 83: Vista Frontal.....	122
Gráfico 84: Espectro Respuesta.....	128
Gráfico 85: Periodo Modo 1.....	133
Gráfico 86: Periodo Modo 2.....	133
Gráfico 87: Periodo Modo 3.....	134
Gráfico 88: Modelo para Diseño.....	139
Gráfico 89: Viga 111-411- Edificio Tomonorte.....	156
Gráfico 90: Columna 3- Edificio Tomonorte .....	157
Gráfico 91: Diagrama de Interacción-Edificio Tomonorte.....	161
Gráfico 92: Muro Estructural.....	163
Gráfico 93: Diagrama de Interacción-Muro Estructural .....	166
Gráfico 94: Modificación de la Estructuración-Leyes de Atenuación.....	175
Gráfico 95: Periodo Modo 1 mediante Leyes de Atenuación .....	179
Gráfico 96: Periodo Modo 2 mediante Leyes de Atenuación .....	179
Gráfico 97: Periodo Modo 3 mediante Leyes de Atenuación .....	180
Gráfico 98: Viga 111-411 mediante Leyes de Atenuación .....	201

Gráfico 99: Posibles Escenarios mediante Leyes de Atenuación.....	221
Gráfico 100: Aceleraciones mediante E: 030 y Leyes de Atenuación .....	222
Gráfico 101: Desplazamientos mediante E: 030 y Leyes de Atenuación .....	223
Gráfico 102: Velocidades mediante ASCE y Leyes de Atenuación.....	223
Gráfico 103: Aceleraciones mediante ASCE y Leyes de Atenuación.....	224
Gráfico 104: Velocidades mediante ASCE y Leyes de Atenuación.....	224
Gráfico 105: Desplazamientos mediante ASCE y Leyes de Atenuación .....	225
Gráfico 106: Aproximación de Espectros de Leyes de Atenuación .....	225
Gráfico 107: Demanda Sísmica a diferentes Distancias, para una magnitud de 8.8 MW .....	229

# INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Youngs et al. (1997).....	24
Tabla 2: Coeficientes de atenuación de aceleración espectral en suelo según Youngs et al. (1997). .....	25
Tabla 3: Ubicaciones de los acelerógrafos que componen la Red Acelerográfica del CISMID.....	27
Tabla 4: Coeficientes de la ley de atenuación CISMID para sismos de interface.....	28
Tabla 5: Coeficientes de la relación de atenuación de aceleración espectral para sismos de intraplaca del modelo CISMID.....	29
Tabla 6: Coeficientes para la ley de atenuación de ordenadas espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997), para eventos $M_w \leq 6.5$ .....	33
Tabla 7: Coeficientes para la ley de atenuación de ordenadas espectrales en roca propuesta por (Sadigh K., 1997) .....	33
Tabla 8: Operacionalización de Variables .....	38
Tabla 9: Valores de las Zonas Sísmicas .....	42
Tabla 10: Zonificación Sísmica de La Libertad.....	45
Tabla 11: Clasificación De Los Perfiles Del Suelo.....	47
Tabla 12: Factor Del Suelo.....	47
Tabla 13: Periodos de Suelo .....	47
Tabla 14: Categorías de las Edificaciones y Factor “U” .....	51
Tabla 15: Coeficientes Estructurales para Sistemas Estructurales .....	53
Tabla 16: Factor de Amplificación Edificio San Judas.....	64
Tabla 17: Factores de Reducción por Ductilidad.....	66
Tabla 18: Factores de Análisis Dinámico Espectral-Edificio San Judas.....	68
Tabla 19: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Tomonorte.....	78
Tabla 20: Factores de Reducción-Edificio Tomonorte.....	81
Tabla 21: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Las Flores del Golf.....	91
Tabla 22: Factores de Reducción-Edificio Las Flores del Golf .....	94
Tabla 23: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Albretch.....	104
Tabla 24: Factores de Reducción-Edificio Albretch.....	107
Tabla 25: Factores y Coeficientes-Edificio Tomonorte .....	127
Tabla 26: Derivas de Entrepisos- Edificio Tomonorte .....	130
Tabla 27: Participación Modal-Edificio Tomonorte .....	131
Tabla 28: Factores de Amplificación Sísmica-Edificio Tomonorte.....	132
Tabla 29: Fuerzas Resistentes en la Placa-Edificio Tomonorte .....	164
Tabla 30: Fuerzas Actuantes en la Placa .....	165
Tabla 31: Análisis mediante Leyes de Atenuación-Edificio Tomonorte .....	172
Tabla 32: Derivas de Entrepiso -Leyes de Atenuación-Edificio Tomonorte.....	174
Tabla 33: Derivas de Entrepisos con la nueva Estructuración .....	176
Tabla 34: Participación Modal por Leyes de Atenuación.....	178

# INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: La Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en roca.....	23
Ecuación 2: Desviación Estándar de la ecuación de Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en roca .....	24
Ecuación 3: La Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en suelo .....	24
Ecuación 4: Desviación Estándar de la ecuación de Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en suelo.....	25
Ecuación 5: El funcional adoptado para el cálculo de ley de atenuación espectral....	28
Ecuación 6: Relación de atenuación para depósitos de suelos.....	32
Ecuación 7: $T < T_p$ .....	48
Ecuación 8: $TP < T < TL$ .....	48
Ecuación 9: $T > TL$ .....	48
Ecuación 10: Fuerza Lateral.....	53
Ecuación 11: Fuerza Lateral.....	53
Ecuación 12: Aceleración Espectral .....	59
Ecuación 13: Capacidad a Flexión .....	136
Ecuación 14: Capacidad a Corte.....	137
Ecuación 15: Contribución del Concreto .....	137

# RESUMEN

La presente investigación desarrolla un espectro de respuesta mediante la Ley de Atenuación del CISMID; y lo aplica para el análisis sísmico resistente de cuatro edificios de 5, 8, 10 y 20 pisos en la ciudad de Trujillo obteniendo un espectro de respuesta que considere la magnitud sísmica y distancia a la falla, para diseñar estructuras con probables riesgos sísmicos.

Los espectros obtenidos por la norma E.030, nos brindan demandas de fuerzas que no están en función directa de una magnitud y distancia a posibles zonas de ruptura, de acuerdo a las asperezas que presenta el territorio nacional, y no brindan niveles de daño para cada lugar de la costa (que presenta variabilidad de silencio sísmico). Además, para periodos menores a  $T_p$ , las ordenadas espectrales de aceleraciones son uniformes, lo que no guarda relación con los espectros reales. De otro lado, existe alta probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos de gran escala, de hasta 8.8 Mw (Tavera, 2014)

En la actualidad es posible con las herramientas de análisis estadístico, estimar directamente los valores del espectro, considerando en la forma espectral, la magnitud del evento sísmico y la distancia a la zona de ruptura, en donde existe una variabilidad muy grande en la posible amplitud de las ordenadas espectrales.

Para el logro del objetivo general se analizaron cuatro edificios de 5, 8, 10 y 20 pisos proyectados en la ciudad de Trujillo. Obteniéndose que para una magnitud de 8.8 Mw, una distancia al epicentro de 20 KM, para periodos cortos como el edificio San Judas, de 0.43 segundos, mediante las leyes de Atenuación se obtiene, ordenadas de aceleraciones, velocidades y desplazamientos aproximadamente de hasta 2.9 veces lo obtenido por la norma E:030. y para periodos como 0.538 seg. para un edificio de 10 niveles y 0.584 segundos de 8 niveles se obtienen ordenadas de

aceleraciones, velocidades y desplazamientos aproximadamente de 2.2 veces lo obtenido por la norma E:030 ; también podemos observar que para periodos de 1 a 1.5 segundos , las ordenadas se amplifican mediante leyes de Atenuación en 1.8 veces lo especificado en la norma E.030 .Por lo tanto si las aceleraciones resultan hasta 2.9 veces lo obtenido por la E.030 , de hasta 2.9 veces , hay mayor probabilidad de riesgo sísmico en la estructuras .

En el diseño de la estructura de 8 pisos con disipadores SLB, mediante leyes de atenuación se observa que aumentan las fuerzas actuantes, y por ende la estructuración cambia. El volumen de concreto de muros estructurales aumenta un 45% , las vigas peraltadas aumentaron de 30 x 60cm, a 30 x70cm de sección transversal, y se hizo necesario incrementar la resistencia del concreto de 210kg/cm<sup>2</sup> a 280 kg/cm<sup>2</sup>.

Para la misma estructura del párrafo anterior, las acciones sísmicas se amplifican hasta 2.9 veces con respecto a lo calculado por la NTE E.030, para una distancia al epicentro de 20 Km y para una magnitud de 8.8 Mw. En las vigas, los momentos se incrementaron en un 15 %, en los muros estructurales, la fuerza cortante aumentó en un 35%, mientras que en las columnas no se presentaron diferencias significativas.

Los resultados muestran la importancia del empleo de leyes de atenuación en el diseño sismo resistente de estructuras.

**Palabras Clave:** Leyes de Atenuación , Espectro de Respuesta , Peligro Sísmico .

# ABSTRACT

This research develops a response spectrum through ATENUATION LAWS; which has as general objective: To perform the earthquake resistant analysis of buildings of various heights, in the city of Trujillo representing spectrum response that considers the seismic magnitude and distance to the fault, to design structures with probable seismic risks.

The spectra obtained by the E: 030 norm give us demands for forces that are not function of a magnitude and a distance to the zone of rupture according to the asperesas that the National territory presents, and also its spectral ordinates, of displacements and velocities, have a scale factor at the maximum accelerations of the soil for short periods, and even more, they do not provide damage levels for each place of the coast, where it presents a seismic silence and where they are more vulnerable to earthquakes of great magnitude, of up to 8.8 MW.

To achieve the general objective, buildings of various heights constructed in the city of Trujillo were analyzed to identify the seismic hazard in buildings of short and long periods. Obtaining that for a magnitude of 8.8 Mw, and a distance to the epicenter of 20 KM, for short periods like the building san judas, of 0.43 seconds, by means of the laws of Attenuation one obtains spectra of accelerations, speeds and displacements of up to 2.9 times that obtained by the norm E: 030. and for periods such as 0.538 sec. for a building of 10 levels and 0.584 seconds of 8 levels are obtained spectra of accelerations, speeds and displacements approximately of 2.2 times the obtained by the norm E: 030; we can also observe that for periods of 1 to 1.5 seconds, the forces are amplified by attenuation laws at 1.8 times as specified in the norm E: 030. Therefore if we amplify the spectra, which come to make the demands of the structures, of up to 2.9 times, there is a greater probability of seismic risk in the structures.

In the design of the structure, which presents a short period, with SLB heatsinks, through attenuation laws it is observed that the actuating forces increase, and therefore the structure changes and is increased by 35% more than the initial, in volume of



structural walls , and its concrete strength from 210 kg / cm<sup>2</sup> to 280 kg / cm<sup>2</sup>, and the bevelled beams increased from 25 x 50, to 25 x95 at the ends where they had more stress and in general 25 x 60. , the amount of steel, in beams increased approximately 50%.

The E: 030 seismic actions are amplified, up to 2.9 times in short periods, which are the buildings with less floors, for a distance to the epicenter of 20 km, for a magnitude of 8.8 Mw, and we can see if we design for a expected quake, the attenuation law is closer to the quake-resistant norm for a distance of 50 km, for a magnitude of 8.9 Mw

The structure of the building to be designed respecting the E: 030 standard was modified, since the seismic action increased up to 2 times and to comply with the requirements of standard E: 030, was made:

- An increase of 55% in the volume of structural walls.
- The concrete strength of 210 kg / cm<sup>2</sup> was increased to 280 kg / cm<sup>2</sup>
- Beam sections increased from 30x60 to 30x70.
- in beams by means of attenuation laws the moments are increased by 15%
- In structural walls, the shear force increases by 75%
- In columns there are not many differences, since the structural system are of type 1 structural walls and the amplified forces are carried by the additional structural walls.

At present it is possible with statistical analysis tools to estimate the values of the spectrum directly without using some scale factor, which considers the dependence in the spectral form with the magnitude of the seismic event and the distance to the zone of rupture, where it exists a very large variability in the possible amplitude of the spectral ordinates. It is important to take into account such variability in the resistant earthquake design of structures with seismic hazard

**Keywords:** Attenuation Laws, Response Spectrum, Seismic Hazard.

# INTRODUCCIÓN

La presente tesis es una investigación que tiene como propósito principal de estudio: **ANÁLISIS SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE VARIAS ALTURAS EN LA CIUDAD DE TRUJILLO CONSIDERANDO UN ESPECTRO DE RESPUESTA MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN”**

La investigación nace a partir de las leyes de Atenuación que son ecuaciones que nos permiten estimar diferentes medidas de la intensidad del movimiento (IM), en función de la Magnitud y la distancia epicentral.

Nuestra norma sismo resistente no toma en cuenta la magnitud del sismo y la distancia a la falla para obtener un espectro respuesta de aceleraciones.

La investigación da a conocer que existe una herramienta, que son las leyes de atenuación, para obtener espectros de respuesta para zonas que presenten riesgo sísmico, tomando en cuenta la distancia al epicentro, magnitud y un tipo de suelo específico.

El tipo de investigación, de acuerdo al fin que persigue es aplicada; de acuerdo al diseño de investigación es correlacional (causa-efecto) y por la consistencia es experimental.

Esta investigación presenta los siguientes capítulos:

En el capítulo I: Se presenta el Problema de Investigación, en el que se describe y formula el problema, los objetivos, justificación de la Investigación, limitaciones y viabilidad de la misma.

En el capítulo II: Se desarrolla el marco teórico, se presentan los antecedentes de la investigación, se abordan los aspectos teóricos relacionados al Espectro Respuesta y Leyes de Atenuación; la hipótesis y sus variables.

En el capítulo III: Se expone el análisis del Espectro de Respuesta de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo Resistente”

En el capítulo IV: Se analizan edificios de varias alturas: 5, 8,10 y 20 pisos, mediante el espectro respuesta de la norma E.030 y espectro respuesta por Leyes de Atenuación.

En el capítulo V: Se expone el diseño, basado en fuerzas, del edificio que presenta mayor vulnerabilidad sísmica: Edificio Tomonorte, por la norma E.030 y Leyes de Atenuación.

En el capítulo VI: Se explica la metodología de la investigación.

En el capítulo VII: Se describen los resultados obtenidos por la investigación.

En el capítulo VIII: Se ofrece la Discusión e interpretación de los resultados.

Se presentan las Conclusiones de la investigación.

Se detallan las Recomendaciones que se consideraron necesarias para la implementación de la propuesta.

Se presentan las Referencias Bibliográficas que incluyen toda la información necesaria de los autores y sus obras.

# PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

---

CAPÍTULO

1

# PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

## 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El Perú es un país vulnerable a una alta actividad sísmica por formar parte del cinturón de fuego del Pacífico.

La demanda de fuerzas que los edificios de distintas alturas pueden experimentar durante un sismo, se obtiene mediante espectros de pseudo aceleraciones (Norma técnica E-030). La limitación de estos espectros de diseño es que solo se fijan en la aceleración máxima del suelo y no toman en cuenta la magnitud del sismo y la distancia a la zona de falla de ocurrencia del sismo. Para resolver este problema se propone modificar los espectros incluyendo Leyes de atenuación (Chávez J.A., 2015).

La demanda sísmica estimada mediante espectros por leyes de atenuación muestra que, para sismos de interfase de poca profundidad y con magnitud  $M_w=8.8$ , pueden presentarse aceleraciones espectrales de hasta dos veces las aceleraciones determinadas por nuestra norma, para periodos en el intervalo de 0.10 s a 2.5 s, para zonas ubicadas en suelos con características similares, tales como Arequipa, La Libertad, Lima, Moquegua y Tacna. (Carlos Gamarra, Zenón Aguilar, 2008)

## 1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo debe ser el espectro de aceleraciones para el diseño de edificaciones en la ciudad de Trujillo, considerando la magnitud sísmica y distancia a la falla?

## **1.3 OBJETIVOS**

### **1.3.1 OBJETIVOS GENERALES**

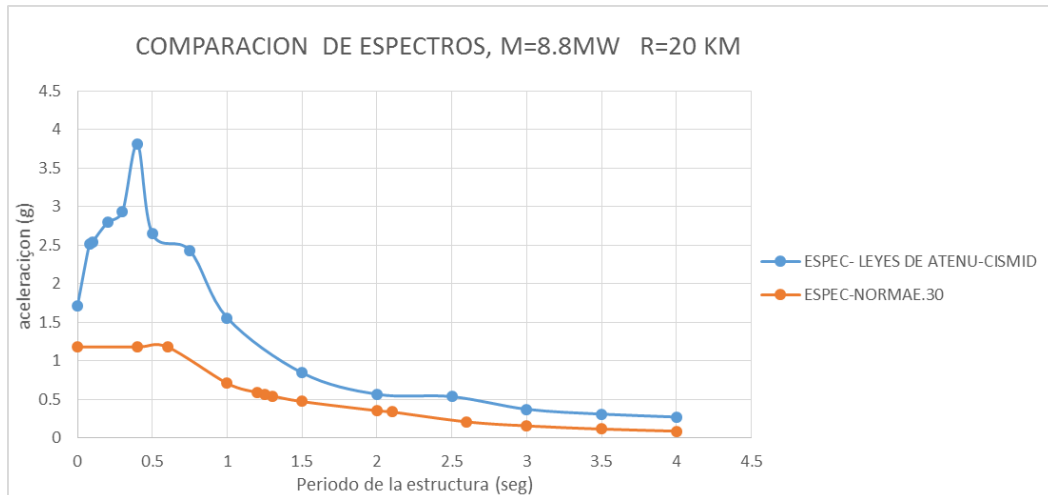
Realizar el análisis sísmico de cuatro edificios, en la ciudad de Trujillo representando un espectro respuesta que considere la magnitud sísmica y distancia a la falla, para diseñar estructuras con probables riesgos sísmicos.

### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analizar las limitaciones de los espectros de respuesta de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Analizar edificios de 5 pisos ,8 pisos, 10 pisos y 20 pisos con 2 sótanos mediante el espectro por leyes de atenuación y la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo Resistente”, para identificar las variaciones en las fuerzas de diseño en edificios de periodos cortos y largos.
- Diseñar el edificio con mayor vulnerabilidad para contrastar los resultados de la aplicación de espectros de respuesta de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, contando con disipadores Bozzo y Leyes de Atenuación de Aceleración Espectral.
- Evaluar las ventajas de la aplicación de las Leyes de Atenuación de Aceleración Espectral para representar un espectro respuesta que considere la magnitud sísmica y distancia a la falla en el diseño sismo resistente de edificios de varias alturas, en la ciudad de Trujillo.

## 1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En la figura se muestra la comparación de los espectros de aceleración con y sin leyes de atenuación, se aprecia que para periodos de hasta dos segundos y medio, los espectros de aceleración con leyes de atenuación superan hasta dos veces los espectros de diseño reglamentarios para zonas ubicadas en suelos con características similares, tales como Arequipa, Lima, Moquegua y Tacna; por tal motivo se desea investigar cómo afectaría al diseño de nuestro edificio, el empleo de un espectro que esté en función directa y explícita de la magnitud de 8.8 Mw considerando diferentes distancias a la falla (Tavera H,2014) para la ciudad de Trujillo, en comparación con el espectro de nuestra norma E.030.



**Gráfico 1: Comparación de Espectros Elásticos para un perfil de suelo S2 en la ciudad de Trujillo**

**Fuente Propia**

## **1.5 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

- Las leyes de atenuación nos brindan espectros de respuesta en el rango elástico para un amortiguamiento del 5%, sin embargo se pueden usar expresiones para llevar el espectro de una fracción de amortiguamiento a otra.
- Los estudios se realizan para suelo medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de 500 m/s.
- Los edificios de varias alturas, se analizarán independiente de la subestructura.
- No se considerara un análisis no lineal de la estructura, tanto la no linealidad geométrica y la no linealidad del material.
- Las leyes de atenuación empleadas son aplicables hasta periodos de vibraciones de 4 seg.

## **1.6 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Para realizar la presente tesis, se cuenta con los recursos humanos, financieros, materiales, y de tiempo; así también con información tanto teórico como práctico necesario.



# MARCO TEÓRICO

---

CAPÍTULO

2

# MARCO TEÓRICO

## 2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Revisando fuentes bibliográficas, como trabajos de investigación, artículos de revistas, páginas web, etc., sólo se cuenta con información que trabaja de manera parcial alguna de las variables del problema.

### 2.1.1 PELIGRO SÍSMICO EN EL PERÚ – 2010

**Autores:**

- Jorge L. Castillo Aedo
- Jorge E. Alva Hurtado

Jorge L. Castillo Aedo, Jorge E. Alva Hurtado, 2010 enfatizan que el análisis de peligro sísmico se realiza aplicando la metodología desarrollada por Cornell (1968) en términos probabilísticos; metodología que fue modificada e implementada en el programa de cómputo RISK por McGwire (1976). Esta metodología integra información sismo tectónico, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia. Tomando como base esta investigación, se identifica el análisis de ocurrencia de un peligro sísmico en el área comprendida entre la línea de costa y la fosa peruano-chilena. De los 300 registros acelerográficos obtenidos por el CISMID, la frecuencia de sismos es mayor y muchos de ellos alcanzaron magnitudes superiores a 8,0 Mw, llegando a producir en las ciudades costeras destrucción y gran mortandad.

De lo anterior se concluye que los eventos sísmicos del pasado se repetirán, pero en este caso, el escenario sería diferente debido a que las ciudades costeras se han expandido sobre zonas en las cuales el suelo no es de buena calidad o la topografía no es la más adecuada.

## **2.1.2 LEYES DE ATENUACIÓN DE ACELERACIONES ESPECTRALES PARA SISMOS PERUANOS**

### **Autor**

- Jorge Antonio Chávez Obregón

### **Asesor**

- Jorge E. Alva Hurtado

Chávez (2015), realiza una investigación acerca de Las leyes de atenuación para aceleraciones espectrales en el Perú. Fue calculada utilizando técnicas de regresión lineal bayesiana, obteniéndose de esta manera valores esperados posteriores de coeficientes de acuerdo al funcional propuesto Joyner y Boore 1988, considerando en esta regresión, datos de ambas componentes horizontales y de la media geométrica de registros de movimientos fuertes del suelo obtenidos de la Red Acelerográfica del CISMID, 2011, dado que es la única de libre acceso. Este trabajo se repitió para diferentes magnitudes, distancias y periodos de vibración estructural considerando un sistema de un grado de libertad.

Este estudio sirve para esta investigación, porque se usa la ecuación de la ley de atenuación propuesta por el CISMID para suelos Peruanos; en este caso, en el análisis de edificios de distintas alturas ubicado en parte de la zona costera: Trujillo, La Libertad.

### **2.1.3 DEMANDAS SISMICAS CON PELIGRO UNIFORME EN EL PERU-2008**

#### **Autor**

- Zenón Aguilar

Aguilar, (2008), realizan su investigación en base a los espectros descritos en la norma Peruana de diseño sísmico están basados en escalar las ordenadas de un espectro estándar a la aceleración máxima del suelo, lo que conduce a una distribución no uniforme del peligro a lo largo del espectro y por tanto a un nivel de riesgo diferente entre edificaciones de distinta altura. Hoy en día, es posible desarrollar espectros que tengan el mismo peligro o probabilidad de excedencia en todo el rango de ordenadas espectrales. Estos espectros, denominados espectros de peligro uniforme, están siendo incluidos en códigos sísmicos como el IBC2000 de los EUA y el NBCC de Canadá. En este trabajo, se presentan espectros de peligro uniforme para tres ciudades representativas de las regiones del Perú. Se actualizan las fuentes sísmicas propuestas en trabajos anteriores y se proponen ecuaciones para relacionar  $M_s$  y  $M_w$ . Así mismo, se comparan los espectros obtenidos en este trabajo con los especificados por la norma Peruana. Se incluye además la distribución de ordenadas espectrales obtenidas para el Perú, correspondientes a periodos estructurales de 0.0seg (aceleración del suelo), 0.2 y 1.0seg para un periodo de retorno de 475

años con 5% de amortiguamiento. Los resultados muestran que las aceleraciones obtenidas presentan valores inferiores a los obtenidos en 1993 por Castillo y Alva hasta en 10%, salvo en la zona de Piura y Tumbes donde los valores son menores hasta en 30%. Respecto a los valores del factor de amplificación espectral, se encontró que para 0.2seg existen diferencias pequeñas a lo largo del territorio de hasta 3%, mientras que para 1.0seg los valores aumentan de oeste a este de manera significativa (35% en Iquitos). Se recomienda estudiar la incorporación en el código sísmico Peruano de mapas de ordenadas espectrales como los obtenidos en este trabajo. Esto hará posible tener formas espectrales propias de cada región asociadas a la misma probabilidad de excedencia.

#### **2.1.4 ESCENARIO DE SISMO Y TSUNAMI EN EL BORDE OCCIDENTAL DE LA REGIÓN CENTRAL DEL PERÚ**

##### **Autor**

- Hernando Tavera

Tavera H. , 2014, analiza la información publicada sobre la ocurrencia de grandes sismos en el Perú, con el propósito de consolidar el posible escenario sísmico y de tsunami que pueda presentarse en el borde occidental de la región central del Perú y que afectaría a la ciudad de Lima Metropolitana y a la provincia Constitucional del Callao.

Los resultados sugieren la existencia de dos zonas de máximo acoplamiento sísmico entre placas que darían origen, frente a la zona costera de la región central del Perú, a un sismo con magnitud del orden de 8,8Mw.

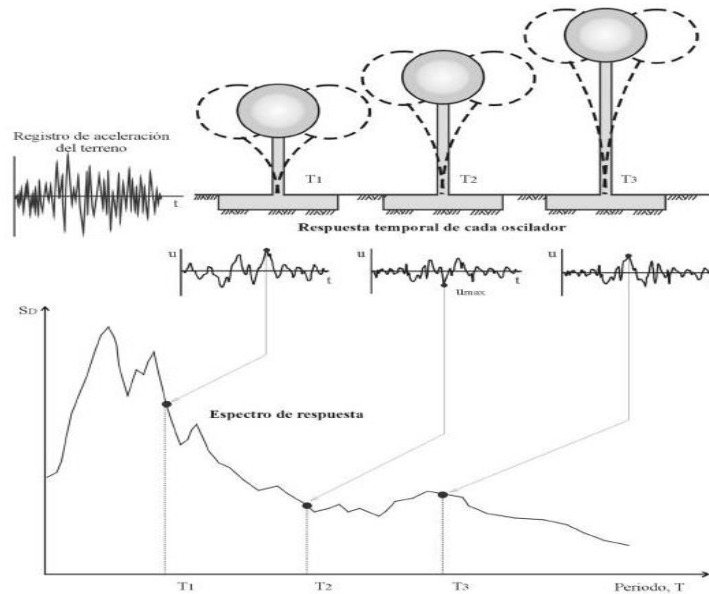
Finalmente, se recomienda que los escenarios de sismo y tsunamis analizados y discutidos en la investigación realizada por Tavera, sean considerados en todas las acciones de gestión de riesgo de desastre que se desee realizar ante la posible ocurrencia un evento sísmico.

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 ESPECTRO RESPUESTA**

#### **2.2.1.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPECTRO RESPUESTA**

Villafañe (2002) hace mención a los espectros de respuesta que fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismo resistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un oscilador elástico. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.



**Gráfico 2: Indicativo del Método de Determinación del Espectro de Respuesta**

**Fuente: Espectro de Respuesta y Diseño/ Francisco Crisafulli Elbio Villafañe**

El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a una idea de Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy conocemos como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado

de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración,  $T$ , y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones,  $\ddot{u}_g(t)$ ), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos,  $u(t)$ . Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo  $T$  representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Debemos aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

## **2.2.2 LEYES DE ATENUACIÓN**

### **2.2.2.1 DEFINICIÓN**

García, 2001, define Las Leyes de Atenuación como la capacidad del terreno para amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas conforme éstas se alejan del foco sísmico.

Los efectos de la magnitud y la distancia pueden tomarse en cuenta utilizando (relaciones empíricas), obtenidas a partir de registros de estaciones acelerográficas.



Una ley de Atenuación, es una ecuación que nos permite estimar diferentes medidas de la intensidad del movimiento (IM), en función de la Magnitud y la distancia.

$$IM = f(M, R)$$

Ejemplo :  $PGA = f(M, R)$

Es entendible aceptar que cuando se produce un sismo, mientras más lejos se está del epicentro, la intensidad del movimiento disminuye; a esto se denomina atenuación del movimiento del suelo, algo similar ocurre mientras más grande sea la distancia hipocentral (sismos profundos), la amplitud del movimiento sísmico decaerá.

Sin lugar a duda, el tema de la Atenuación sísmica se ha trabajado desde ya hace algunos años, partiendo en la simple inspección cualitativa de los registros sísmicos donde se apreciaba una disminución de amplitudes a mayores distancias de lo esperado. Algunos cuestionamientos han sido resueltos por el desarrollo de teorías modernas como la absorción inelástica y el esparcimiento (scattering), basadas en la heterogeneidad y comportamiento viscoelástico de la tierra.

Conocer este comportamiento, que está implícito en un valor característico usualmente dentro del campo sísmico, llamado factor de calidad Q, permite estimar las amplitudes del movimiento del suelo para una distancia y una fuente sísmica conocidas, por lo que una ley de atenuación, no es más que una ecuación semiempírica que relaciona la Magnitud, Distancia e Intensidad sísmica, es decir, la relación entre Aceleración, Velocidad y Desplazamiento. En general la obtención de una Ley de Atenuación consiste en ajustar curvas a los datos de movimientos sísmicos ocurridos

en distintos lugares regionales, los cuales son de carácter particular para una región determinada. La disminución de amplitudes de ondas, identificables mediante trazas de sismogramas por el fenómeno de atenuación, en cuanto aumenta la distancia hipocentral se debe a tres factores fundamentales independientes entre sí, que expresan cuantitativamente la longitud y complejidad de la trayectoria seguida por las ondas.

- **EXPANSIÓN GEOMÉTRICA DEL FRENTE DE ONDA**

Este fenómeno se sustenta con el “Principio de Conservación de la Energía” (1er. Principio de la Termodinámica), de donde se puede establecer que la energía irradiada por ondas sísmicas teniendo como fuente al foco sísmico en un medio perfectamente elástico, homogéneo e isotrópico debe conservarse. Con lo que respondemos por qué a mayor distancia del hipocentro la energía almacenada disminuye tal como sucede con las amplitudes del movimiento sísmico.

Trabajos de investigación como el presentado por Richards, 1980 llamándole a R una distancia hipocentral demostraron que la dependencia de la amplitud de onda es proporcional a  $1/R$  para un frente de ondas esférico o plano (ondas internas o de cuerpo), mientras que para un frente de ondas cilíndrico (ondas de superficiales) la dependencia es con  $1/\sqrt{R}$ . Aunque se entiende se está hablando de medios homogéneos, pero en esencia es lo mismo, solo que para estas condiciones se complica las deducciones.

- **ABSORCIÓN ANELÁSTICA**

García, 2001, comenta que la sismología moderna está basada en los principios de la Mecánica del Medios Continuos y en particular en la Teoría de la Elasticidad, donde a partir de la consideración de la Tierra como un medio elástico perfecto, pueden justificarse muy acertadamente la mayor parte de los fenómenos observados en relación a la acción sísmica y sus características de propagación de ondas.

Sin embargo, la tierra no es un medio perfecto elástico, más bien su comportamiento se asemeja más al de un medio viscoelástico, por ello parte de la amplitud de las ondas sísmicas se atenúan con la distancia hipocentral, y la energía elástica es absorbida por el medio en forma de calor por fricción, fenómeno denominado como atenuación intrínseca, dado que depende de la composición tectónica y geológica del medio. Por este fenómeno de absorción anelástica es que las predicciones de amplitudes son menores que las que puede predecir la Teoría de Elasticidad. Para tomar en cuenta el fenómeno de anelasticidad existe el planteamiento teórico y el empírico, dado que el primero ha sido difícil de resolver, se toma la segunda opción, de donde se obtuvo la expresión  $e^{-\gamma R}$ , conocido como término de Atenuación que representa la atenuación anelástica, donde podemos observar que es de tipo exponencial, lo cual implica que la energía desprendida por fricción decae muy rápidamente.

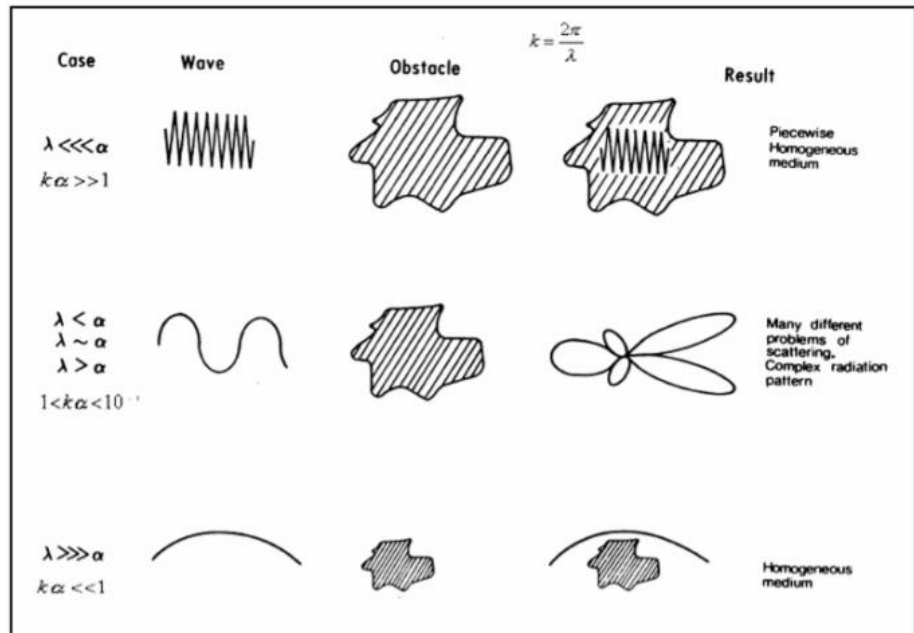
- **ESPARCIMIENTO O SCATTERING**

Otro mecanismo de atenuación que posee la tierra es el debido a la anisotropía, ya que ésta se cumple en su totalidad en el medio terrestre heterogéneo lo que complica aún más el estudio de la atenuación. El principio de Huygens, sobre la interacción de una onda con un medio heterogéneo que da lugar

a la generación de nuevas ondas secundarias que tienen por foco la propia heterogeneidad y que en su propagación pueden interferir entre ellas mismas. A este fenómeno se le conoce como esparcimiento o scattering.

Gracias a la heterogeneidad en el interior de la tierra existe una redistribución de la energía en el espacio y tiempo donde el nivel de esparcimiento nos informa sobre mayor o menor heterogeneidad existente en el mismo medio.

Este fenómeno scattering afecta totalmente el patrón de radiación de energía de las ondas, es decir, donde las amplitudes se verían afectadas en menor o mayor escala según el patrón original y un nuevo patrón distorsionado de lóbulos, como se aprecia en el gráfico 3.



**Gráfico 3: Influencia en el problema del esparcimiento de la relación entre el tamaño de la heterogeneidad  $\alpha$ , y la longitud de onda sísmica incidente  $\lambda$ .**

Herráiz y Espinosa, 1987.

Con lo expuesto, podemos diferenciar entre la absorción anelástica (atenuación intrínseca) y esparcimiento o scattering (Atenuación Extrínseca), dado que la primera es una disipación de energía mientras que la segunda es una redistribución de la misma, ésta característica también la posee el primer factor de la atenuación, la expansión geométrica, solo que la diferencia radica en que esta última se esperan mismas amplitudes a iguales distancias lo cual no ocurre con el esparcimiento. En un sismograma, este fenómeno se aprecia con el alargamiento del mismo, con las características de la coda, en cuanto mayor sea la amplitud y duración mayor será el esparcimiento provocado por medio de propagación.

### **2.2.3 ESPECTRO RESPUESTA MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN**

La demanda de fuerzas que las estructuras pueden experimentar durante un sismo, se obtienen mediante espectros de diseño como lo indicado en la Norma técnica E-030. La limitación de estos espectros de diseño, es que solo se fijan en la aceleración máxima del suelo, mientras que la forma y los valores espectrales dependen directamente de la magnitud del sismo y la distancia a la zona de falla de ocurrencia del sismo.

A raíz de esta limitación, en ciertas investigaciones se presenta el espectro mediante Leyes de atenuación, debido a que su forma es obtenida directamente sin escalar una forma estándar, y tiene en cuenta además la dependencia en forma directa y explícita entre la forma espectral con la magnitud, la distancia a la zona de ruptura y el tipo de falla que se puede generar en la zona de estudio.

Las demandas sísmicas mediante espectros por leyes de atenuación muestran que, para sismos de interface de poca profundidad y con magnitud  $M_w=8.5$ , pueden presentarse aceleraciones espectrales

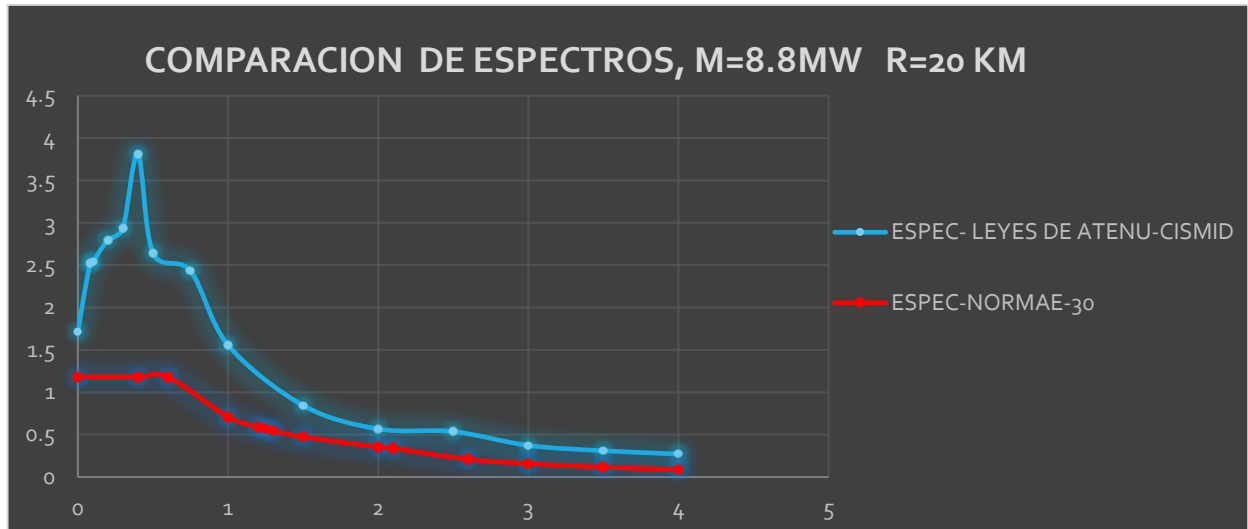
de hasta dos veces las aceleraciones calculadas en base a nuestra norma, para periodos en el intervalo de 0.10seg a 2.5seg.

Tavera, 2014, director de Sismología del Instituto Geofísico del Perú (IGP), en su libro "Escenario de Sismo y Tsunami en el borde Occidental de la Región Central del Perú", advirtió que la franja costera experimenta un "silencio sísmico" de hace 270 años, por lo que la población de esta zona del país, incluyendo Lima, debe aprender a cómo actuar ante la ocurrencia de un movimiento telúrico de magnitud.

Tavera manifestó que en esta zona central del Perú, de aproximadamente 400 o 450 kilómetros de longitud, no ocurre un sismo importante desde 1746, lo que significa que esa área está acumulando energía, la misma que podría liberarse en un evento sísmico de magnitud fuerte.

"De acuerdo con los estudios realizados, se cree que en algún momento se producirá un sismo similar al ocurrido en el 2010 en Chile, es decir de 8.8 grados de magnitud", comentó Tavera en diálogo con la Agencia Andina.

De esta manera se ha incrementado la probabilidad de ocurrencia de sismos de gran intensidad, siendo Trujillo una de las ciudades expuestas, y considerando su crecimiento en los últimos años (construcción de edificios de 15 pisos hacia más), se hace necesario que la ingeniería estructural se preocupe por brindar; seguridad y hacer estructuras de alta calidad para responder favorablemente ante un sismo de gran magnitud.



**Gráfico 4: Comparación de Espectros**  
**Fuente Propia**

En el gráfico se observa la comparación de los espectros, se nota una gran diferencia de aceleraciones mediante leyes de atenuación, hasta más de 2 veces la aceleración de la norma especificada en la norma E.30, para periodos de 0.10 a 0.25 seg.

Las leyes de atenuación es una ecuación de una función que nos permite estimar una ordenada espectral a una medida de aceleración máxima del terreno o intensidad máxima de terreno (IM) en función directa y explícita de la magnitud (M) del sismo y a la distancia de falla (D).

Para este proyecto aplicaremos las leyes de atenuación propuestas por el CISMID (El Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres).

La importancia de esta Tesis está en obtener una nueva forma y nuevos valores para representar correctamente la demanda que las estructuras pueden experimentar ante un evento sísmico, en función directa y explícita de una magnitud y distancia a la falla y así poder compararlo con lo brindado por

nuestra norma sísmica. Tener una herramienta para comparar las demandas sísmicas en función directamente de la magnitud y distancia a la falla.

El beneficio es obtener valores de demanda más confiables para el análisis y diseño de una estructura.

Muchas de las leyes de atenuación se han desarrollado para estimar las ordenadas del espectro de pseudo-aceleración. Si ese es el caso, entonces las ordenadas del espectro de desplazamiento pueden calcularse a partir de las ordenadas del espectro de pseudo-aceleración utilizando la siguiente ecuación:

$$S_d(T_n, \xi) = A(T_n, \xi) \frac{T_n^2}{4\pi^2}$$

Existen muchos posibles parámetros que pueden usarse en las leyes de atenuación para estimar diferentes parámetros de intensidad del movimiento sísmico en el sitio de interés.

$$\begin{aligned}PGA &= f_1(M, R) \\PGV &= f_2(M, R) \\PGD &= f_3(M, R) \\|F(\omega)| &= f_4(M, R, \omega) \\S_v(T_n, \xi) &= f_5(M, R, T_n, \xi) \\S_a(T_n, \xi) &= f_6(M, R, T_n, \xi) \\S_d(T_n, \xi) &= f_7(M, R, T_n, \xi)\end{aligned}$$



### 2.2.3.1 FACTORES PRINCIPALES QUE INFLUYEN EN LAS CARACTERISTICAS DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRENO Y EN LAS ORDENADAS ESPECTRALES

- ✓ La magnitud del sismo
- ✓ Distancia de la fuente al sitio
- ✓ Efectos de sitio
- ✓ Tipo de fuente sísmica (lateral, normal, inversa, subducción)
- ✓ Directividad (posición con respecto a la falla y la Dirección de ruptura).

#### a. EFECTO DE LA MAGNITUD

El efecto principal, es que si todas las otras características se mantuvieran constantes, entonces en la medida que se incrementa la magnitud aumentan las ordenadas espectrales que se espera ocurran en el sitio. Pero el incremento no es lineal, el incremento en la intensidad de las ordenadas espectrales es mayor a lo que una variación lineal predeciría.

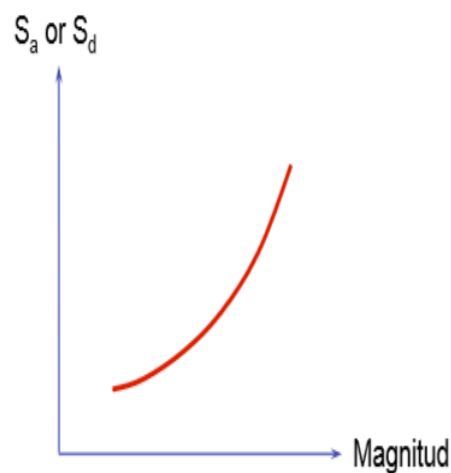


Gráfico 5: Efecto de la Magnitud

Ejemplos de acelerogramas registrados en la zona de subducción Mexicana mostrando movimientos a distancia semejantes pero con diferentes magnitudes.

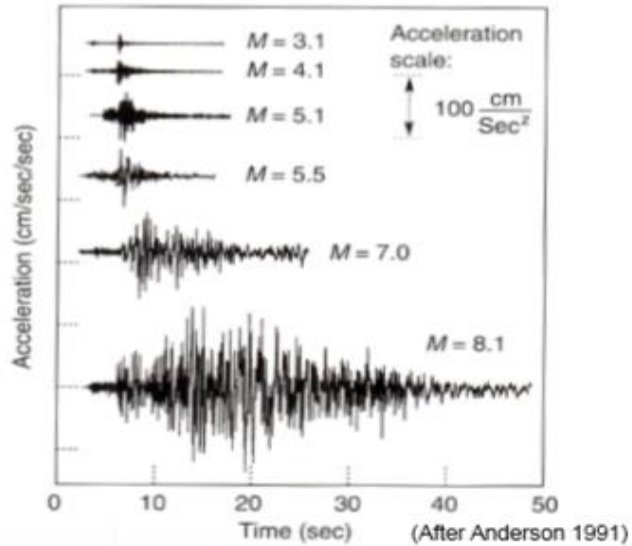


Gráfico 6: Ejemplo de Acelerograma

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7$$

$$M_0 = \mu A_f \bar{D} = 2\mu E_s / \Delta\sigma$$

**DONDE:**

$\mu$  = El módulo de cizallamiento de la corteza en la región fuente.

$A_f$  = Área de ruptura

$\Delta\sigma$  = Stress drop

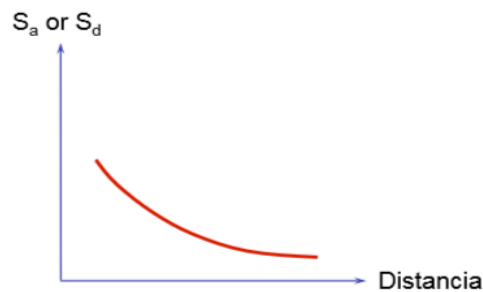
$\bar{D}$  = Desplazamiento promedio en el plano de rotura

$E_s$  = Radiación sísmica

## b. EFECTO DE LA DISTANCIA

Como uno puede esperar en forma intuitiva, entre más lejos se encuentre nuestro sitio/ predio de la fuente sísmica menores serán las ordenadas espectrales producida por un sismo en dicha fuente. Sin embargo, es importante saber que la disminución de la amplitud del movimiento sísmico con el incremento de la distancia, lo que conocemos como ATENUACIÓN SISMICA, no es lineal, sino afortunadamente, la atenuación es mayor a lo que se predeciría con un modelo lineal.

### EFECTO DE LA DISTANCIA



**Gráfico 7: Efecto de la Distancia**

### 1. Youngs et al (1997)

Youngs R.R., 1997, desarrollaron leyes de atenuación para zonas de subducción de sismos de Interfase e intraplaca, usando datos de sismos registrados en Alaska, Chile, Cascadia, Japón, México, Perú (14 registros) y las islas Salomón, para distancias entre 10 y 500 km, teniendo en cuenta las características del sitio.

Youngs R.R., 1997, definieron las características del sitio en tres grupos: roca, suelo duro poco profundo y suelo profundo, consideraron eventos en roca a todos aquellos con velocidad de ondas de corte cercanos a los 750 m/s, eventos en suelo profundo aquellos con distancias a la roca mayores a 20 m y con velocidades de corte entre 180 y 360 m/s, y eventos en suelo poco profundo aquellos donde la profundidad del suelo es menor a 20 m.

Youngs R.R., 1997, utilizó la magnitud de momento sísmico  $M_w$ , para la medida del evento. La localización epicentral, profundidad, magnitud y mecanismo focal fueron obtenidos de publicaciones especiales o del Harvard Centroid Moment tensor solutions.

Las relaciones de atenuación propuestas por Youngs R.R., 1997, corresponden a un amortiguamiento de 5%. En este estudio se ha utilizado las relaciones de atenuación para ordenadas espectrales propuesta por Youngs R.R., 1997, para roca y suelo.

La relación de atenuación para ordenadas espectrales propuesta por Youngs en roca es:

$$\begin{aligned} \ln(Sa) = & 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 \\ & + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818xe^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_t \\ & + C_5xM \end{aligned}$$

**Ecuación 1** La Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en roca

Con desviación estándar de:

$$\ln(Sa) = C_4 + C_5 \times M$$

**Ecuación 2: Desviación Estándar de la ecuación de Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en roca**

La Tabla 1 presenta los coeficientes de la ley de atenuación de aceleración espectral en roca propuesta por Youngs et al. (1997)

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>
0.000	0.000	0.0000	-2.552	1.45	-0.1
0.075	1.275	0.0000	-2.707	1.45	-0.1
0.100	1.188	-0.0011	-2.655	1.45	-0.1
0.200	0.722	-0.0027	-2.528	1.45	-0.1
0.300	0.246	-0.0036	-2.454	1.45	-0.1
0.400	-0.115	-0.0043	-2.401	1.45	-0.1
0.500	-0.400	-0.0048	-2.360	1.45	-0.1
0.750	-1.149	-0.0057	-2.286	1.45	-0.1
1.000	-1.736	-0.0064	-2.234	1.45	-0.1
1.500	-2.634	-0.0073	-2.160	1.50	-0.1
2.000	-3.328	-0.0080	-2.107	1.55	-0.1
3.000	-4.511	-0.0089	-2.033	1.65	-0.1

**Tabla 1: Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca propuesta por Youngs et al. (1997)**

La relación de atenuación para ordenadas espectrales propuesta por Youngs en suelo es:

$$\ln(Sa) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097xe^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643Z_t$$

**Ecuación 3: La Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en suelo**

Con desviación estándar de:

$$\ln(Sa) = C_4 + C_5 \times M$$

**Ecuación 4: Desviación Estándar de la ecuación de Relación de Atenuación para ordenadas espectrales en suelo**

- Sa** : Aceleración espectral expresada en g.  
**M** : Magnitud de momento Sísmico Mw.  
**R** : Distancia hipocentral o distancia más cercana al área de ruptura en km.  
**H** : Profundidad focal en km  
**Zt** : 0 para sismos de interfase, 1 para sismos de intraplaca.

Para valores de magnitud mayores a 8 tomar el valor de 8 para el cálculo de la desviación estándar.

La Tabla 2 presenta los coeficientes de la ley de atenuación de aceleración espectral en suelo propuesta por Youngs et al. (1997).

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>
0.000	0.000	0.0000	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.100	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.200	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.300	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.1
0.400	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.1
0.500	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.1
0.750	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1.000	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.500	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.1
2.000	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.1
3.000	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4.000	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

**Tabla 2: Coeficientes de atenuación de aceleración espectral en suelo según Youngs et al. (1997).**

## **2. CISMID (2006)**

La ley de atenuación para ordenadas espectrales denominada ley de atenuación CISMID, fue determinado por Chávez, J. (2006), con la finalidad de obtener el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI-FIC, Lima - Perú).

En base a los trabajos realizados por Hanks y McGuire (1981), Joyner y Boore (1984, 1988), Ordaz (1992), se plantean procedimientos que permiten obtener leyes de atenuación para aceleraciones espectrales, considerando fuentes asociadas a mecanismos de subducción en el Perú, tales como sismos de interfase e intraplaca, que correlacionan la magnitud y la distancia de los eventos sísmicos con la respuesta de las estructuras para diferentes periodos de vibración.

Este procedimiento tiene como base modelos sismológicos del espectro radiado (modelo sismológico omega cuadrado 2) y teoría de vibraciones aleatorias, que permite calcular de manera a priori, valores esperados de coeficientes de acuerdo al funcional propuesto por Joyner y Boore (1988), sin que intervengan datos de registros de movimientos del suelo.

Las leyes de atenuación para aceleraciones espectrales en el Perú, fue calculada utilizando técnicas de regresión lineal bayesiana, obteniéndose de esta manera valores esperados posteriores de coeficientes de acuerdo al funcional propuesto Joyner y Boore (1988), considerando en esta regresión datos de ambas componentes horizontales y de la media geométrica de registros de movimientos fuertes del suelo obtenidos de la Red Acelerográfica del CISMID, dada que es la única de libre acceso. Este trabajo se repitió para diferentes magnitudes, distancias y periodos de vibración estructural considerando un sistema de un grado de libertad.

Las relaciones de atenuación para aceleraciones espectrales obtenidas en esta investigación, fueron comparadas con las leyes de atenuación propuestas por Youngs et al. (1997). Determinándose que los resultados obtenidos con la ley de atenuación CISMID, son estadísticamente aceptables, con valores de desviación estándar promedio de 0.70 para sismos de interfase y de 0.65 para sismos de intraplaca.

Los registros de movimientos fuertes, mediante los cuales se han estimado los coeficientes de atenuación en función a cada periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad, han sido obtenidas de estaciones acelerográficas ubicadas en suelos con características similares. En la Tabla 3 se presenta la ubicación de las estaciones acelerográficas y el tipo de material sobre el cual se encuentran ubicadas:

Estación (Código)	Ubicación	Latitud (°S)	Longitud (°W)	Condiciones locales del suelo
Jorge Alva Hurtado (CSM)	Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID-UNI)	12.01327	77.05021	Grava gruesa densa a muy densa, poco profunda
UNSA (AQP1)	Campus de la Universidad Nacional San Agustín	16.40431	71.52429	Depósito Aluvial
VIZCARRA (MOQ1)	Centro Recreativo CTAR	17.18676	70.92876	Depósito Aluvial (Grava Gruesa)
CHEN CHEN MOQ2	Planta de tratamiento de aguas residuales, Chen Chen – Moquegua	17.19550	70.92139	Material gravoso con matriz arcillosa y limosa alternadamente
BASADRE (TAC1)	Campus Universidad Nacional de Tacna	18.00594	70.24939	Depósito potente de grava aluvial
GIESECKE (TAC2)	Campus de la Universidad Privada de Tacna	18.00594	70.22609	Depósito potente de grava aluvial

**Tabla 3: Ubicaciones de los acelerógrafos que componen la Red Acelerográfica del CISMID**



El funcional adoptado para el cálculo de ley de atenuación espectral tiene la siguiente forma:

$$\ln Sa(T) = C_1 + C_2(Mw - 6) + C_3(Mw - 6)^2 + C_4 \ln R + C_5 R$$

**Ecuación 5: El funcional adoptado para el cálculo de ley de atenuación espectral**

- **Sa(T):** Aceleración espectral en cm/s<sup>2</sup>, para el periodo T.
- **T:** Periodo del sistema de un grado de libertad en s.
- $\alpha(T)$  : Coeficientes a ser calculados mediante la técnica de regresión lineal bayesiana.
- **Mw:** Magnitud de momento sísmico.
- **R:** Distancia más cercana al área de ruptura en km.

La Tabla 12 presenta los coeficientes de la ley de atenuación CISMID para sismos de interface.

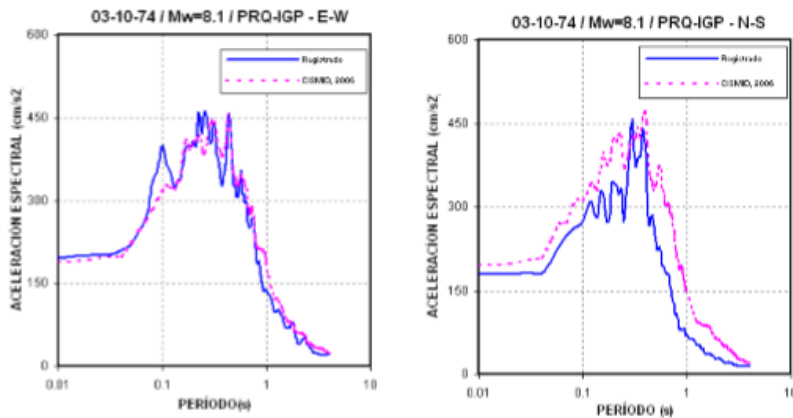
Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	σ
0.00	6.7814439	0.5578578	0.1044139	-0.5000	-0.0117413	0.6652357
0.08	7.9924557	0.4463652	0.0507857	-0.5000	-0.0164741	0.6998067
0.10	8.0084221	0.4805642	0.0359938	-0.5000	-0.0157912	0.6998916
0.20	7.3705910	0.7008022	0.0318582	-0.5000	-0.0100475	0.5778237
0.30	6.6510366	0.8136146	0.0812834	-0.5000	-0.0051242	0.6282985
0.40	6.3332640	0.9515028	0.1081448	-0.5000	-0.0060507	0.6181343
0.50	5.7184116	1.0381424	0.1022892	-0.5000	-0.0033348	0.6623630
0.75	5.0955449	1.1692772	0.1235535	-0.5000	-0.0031450	0.7162810
1.00	4.6797892	1.2132771	0.1052320	-0.5000	-0.0036158	0.7654899
1.50	3.7226034	1.2477770	0.1322469	-0.5000	-0.0017297	0.7564866
2.00	3.0191309	1.3198195	0.1414417	-0.5000	-0.0001764	0.7566446
2.50	2.6097888	1.3464053	0.1790180	-0.5000	-0.0009494	0.7412218
3.00	2.2922635	1.3162696	0.1852787	-0.5000	-0.0015075	0.7376557
3.50	2.0767864	1.3048524	0.1948841	-0.5000	-0.0021448	0.7459683

**Tabla 4: Coeficientes de la ley de atenuación CISMID para sismos de interface**

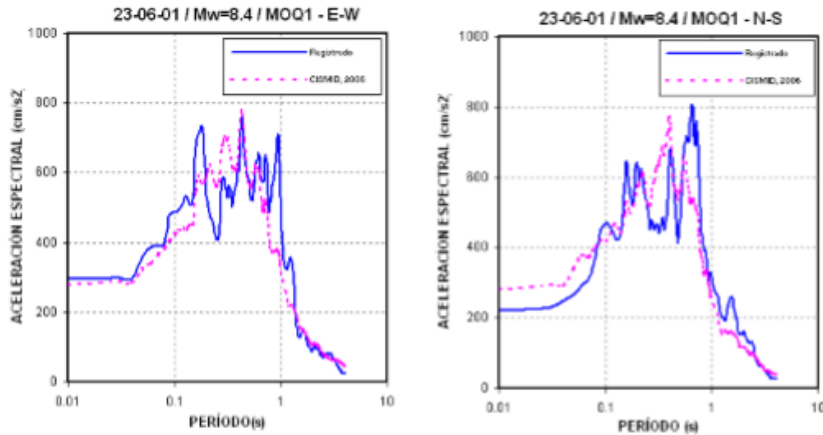
La Tabla 13 presenta los coeficientes de la relación de atenuación CISMID para sismos de intraplaca propuesta por Chávez (2006)

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	σ
0.00	6.1921002	1.1214874	0.1594004	-0.500	-0.0043844	0.6933273
0.08	7.1040537	1.1689245	0.0527213	-0.500	-0.0059014	0.6885282
0.10	7.0324502	1.2325458	0.0168901	-0.500	-0.0058402	0.6826997
0.20	6.9811181	1.2477798	0.0242939	-0.500	-0.0046835	0.6253275
0.30	6.7913004	1.1942854	0.0670082	-0.500	-0.0044904	0.6812146
0.40	6.5643803	1.4063429	0.0895646	-0.500	-0.0050487	0.6613443
0.50	6.0785283	1.4381454	0.0975832	-0.500	-0.0047614	0.6784771
0.75	5.4072501	1.5478531	0.1695561	-0.500	-0.0048802	0.7066909
1.00	4.7445851	1.4900455	0.1480031	-0.500	-0.0042746	0.6932188
1.50	4.1025437	1.5544918	0.1085313	-0.500	-0.0038625	0.6246540
2.00	3.8238004	1.7195826	0.1258326	-0.500	-0.0046946	0.6037691
2.50	3.4517735	1.7529711	0.1411512	-0.500	-0.0050478	0.6070460
3.00	3.1254443	1.7959596	0.1650987	-0.500	-0.0050698	0.6114162
3.50	2.6807833	1.7574442	0.2051032	-0.500	-0.0044484	0.6211927
4.00	2.4383069	1.7720738	0.2611782	-0.500	-0.0046478	0.6177970

**Tabla 5: Coeficientes de la relación de atenuación de aceleración espectral para sismos de intraplaca del modelo CISMID**

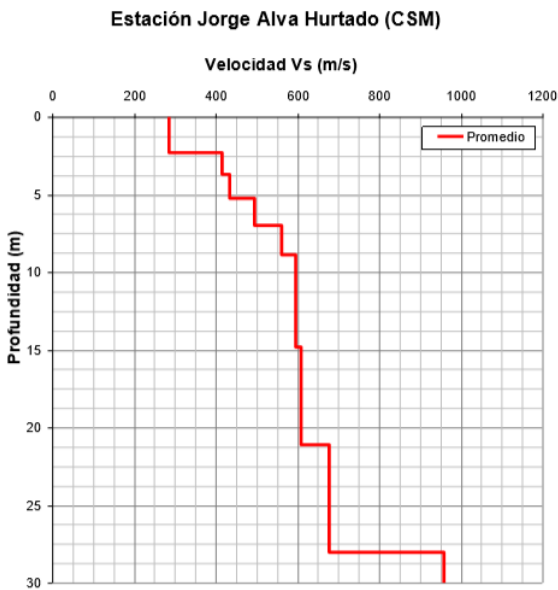


**Gráfico 8: Espectros de respuesta del sismo de interface del 03-10-74 (PRQ-IGP) versus el espectro de respuesta calculado mediante el modelo de atenuación CISMID**



**Gráfico 9: Espectros de respuesta del sismo de interface del 23-06-2001 (MOQ1) versus el espectro de respuesta calculado mediante el modelo de atenuación CISMID.**

Con la finalidad de clasificar la estación acelerográfica Jorge Alva Hurtado (CSM) en función a parámetros de velocidades de ondas de corte  $V_s$ , se ha realizado la exploración geofísica mediante el método de MASW o Análisis de Arreglo Multicanal de Ondas Superficiales, el cual permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Este método consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh u Ondas R) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) para el punto central de dicha línea.



**Gráfico 10: Modelo Unidimensional de Ondas de Corte (Vs), estación acelerográfica CSM**

### 3. SADIGH ET AL, 1997

Sadigh K., 1997, han desarrollado relaciones de atenuación para la máxima aceleración del suelo y aceleraciones espectrales de respuesta horizontal (5 % de amortiguamiento) para sismos continentales. Estas relaciones están basadas principalmente en datos de movimientos fuertes de eventos sísmicos de California (costa oeste de los Estados Unidos) y en datos obtenidos de los sismos de Gazli (Rusia, 1976), Tabas (Irán, 1978) y de la URSS e Irán, por medio de un análisis de regresión utilizando una base de datos de 121 acelerogramas de terremotos en magnitud momento. Las relaciones de atenuación que a continuación se presentan han sido desarrolladas para roca y depósitos de suelos firmes profundos, sismos de magnitud momento mayor o igual a 4.0 y distancias de hasta 100 km.

Relación de atenuación para depósitos de suelos firmes profundos:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M - C_3\ln(r_{rup} + C_4e^{C_5M}) + C_6 + C_7(8.5 - M)^{2.5}$$

**Ecuación 6: Relación de atenuación para depósitos de suelos**

Donde:

y = Aceleración espectral en g

M = Magnitud momento (Mw)

$r_{rup}$  = Distancia más cercana al área de ruptura (km)

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
0,07	0,1320	1,2	0,0072	-2,5536	1,55579	0,3	-0,0989
0,10	0,3300	1,2	0,0072	-2,5776	1,55579	0,3	-0,0492
0,20	0,1836	1,2	-0,0048	-2,4960	1,55579	0,3	0,0000
0,30	-0,0684	1,2	-0,0204	-2,4336	1,55579	0,3	0,0000
0,40	-0,3576	1,2	-0,0336	-2,3880	1,55579	0,3	0,0000
0,50	-0,7056	1,2	-0,0480	-2,3340	1,55579	0,3	0,0000
0,75	-1,4496	1,2	-0,0600	-2,2380	1,55579	0,3	0,0000
1,00	-2,0460	1,2	-0,0660	-2,1600	1,55579	0,3	0,0000
1,50	-2,8880	1,2	-0,0780	-2,0700	1,55579	0,3	0,0000
2,00	-3,5340	1,2	-0,0840	-2,0040	1,55579	0,3	0,0000
3,00	-4,4400	1,2	-0,0960	-1,9320	1,55579	0,3	0,0000

**Tabla 6: Coeficientes para la ley de atenuación de ordenadas espectrales en roca propuesta por Sadigh et al. (1997), para eventos  $M_w \leq 6.5$**

Periodo (seg)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
0,07	-0,6480	1,32	0,0072	-2,5536	-0,5814	0,6288	-0,0984
0,10	-0,4500	1,32	0,0072	-2,5776	-0,5814	0,6288	-0,0492
0,20	-0,5964	1,32	-0,0048	-2,4960	-0,5814	0,6288	0,0000
0,30	-0,8484	1,32	-0,0204	-2,4330	-0,5814	0,6288	0,0000
0,40	-1,1376	1,32	-0,0336	-2,3880	-0,5814	0,6288	0,0000
0,50	-1,4856	1,32	-0,0480	-2,3340	-0,5814	0,6288	0,0000
0,75	-2,2296	1,32	-0,0600	-2,2380	-0,5814	0,6288	0,0000
1,00	-2,8260	1,32	-0,0660	-2,1600	-0,5814	0,6288	0,0000
1,50	-3,6684	1,32	-0,0780	-2,0700	-0,5814	0,6288	0,0000
2,00	-4,3140	1,32	-0,0840	-2,0040	-0,5814	0,6288	0,0000
3,00	-5,2200	1,32	-0,0960	-1,9320	-0,5814	0,6288	0,0000

**Tabla 7: Coeficientes para la ley de atenuación de ordenadas espectrales en roca propuesta por (Sadigh K., 1997)**

## **2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES**

Los términos principales que serán utilizados son:

### **2.3.1 ESTRUCTURA**

Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente. Wilson, 1996.

### **2.3.2 FUERZA**

Es toda causa física capaz de modificar el estado de reposo o de movimiento de un cuerpo. Al aplicar una fuerza a un cuerpo se produce otra fuerza igual y de sentido contrario llamada reacción. Real Academia Española (RAE), 2014.

### **2.3.3 RESISTENCIA**

La estructura debe ser capaz de soportar el sistema de cargas verticales y horizontales, estáticas y dinámicas, que actúen sobre ella. Cervera Ruiz, 1999.

### **2.3.4 RIGIDEZ**

La estructura tiene rigidez cuando sus desplazamientos horizontales son pequeños. Juárez Badillo, Rico Rodriguez, 2004.

### **2.3.5 DUCTILIDAD**

La estructura debe permitir un comportamiento inelástico en determinadas zonas, lo que significa fisuración, sin perder su resistencia ni que se produzca una falla frágil. Enciclopedia Culturalia, 2013.

### **2.3.6 ESCALA DE MAGNITUD MOMENTO**

Calcula la magnitud basándose en la energía total que se libera en una falla. Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2011.

### **2.3.7 ESCALA DE RICHTER**

Calcula la magnitud basándose en el tamaño de las ondas sísmicas en un sismógrafo. Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2011.

### **2.3.8 MAGNITUD**

La magnitud de un sismo corresponde a la energía liberada por la rotura o el desplazamiento de rocas en el interior terrestre. Se mide mediante la escala de Richter; es una escala objetiva porque se basa en los datos extraídos del registro de sismógrafos. CERESIS, 1985.

### **2.3.9 INTENSIDAD**

La intensidad de un sismo corresponde a los efectos producidos por la acción de las ondas superficiales. Se puede medir mediante la escala MSK o mediante la escala de Mercalli. Las dos son medidas subjetivas porque dependen de la apreciación de las personas. PORFILO DEMOLINA 1980.



### **2.3.10 LEYES DE ATENUACION**

Es una ecuación de una superficie de una superficie que nos permite estimar una ordenada espectral a una medida de aceleración máxima del terreno o intensidad máxima de terreno (IM) en función de la magnitud (M) y distancia (D). García, 2001.

### **2.3.11 ESPECTROS DE DISEÑO**

La demanda que las estructuras puedan experimentar durante su vida útil debido a la ocurrencia de un sismo puede obtenerse de la forma y valores de los espectros de diseño o espectros de respuesta especificados en códigos o de análisis sísmicos específicos en el sitio. La forma y valores del espectro de diseño se fijan en función de la aceleración máxima del suelo (el único valor con probabilidad de excedencia), lo que puede conducir a una distribución no uniforme del peligro en el rango de periodos estructurales. Villafañe, 2002.

### **2.3.12 ASPEREZAS**

El concepto de asperezas, considera aquellas zonas que en el pasado han experimentado la ocurrencia de grandes sismos y que a la fecha, después de haber transcurrido varias décadas o siglos, estos aún no se repiten, situación temporal que incrementa su probabilidad de ocurrencia. Tavera H. , 2014.

## **2.4 HIPÓTESIS**

A través de las Leyes de Atenuación de Aceleración Espectral se puede representar un espectro respuesta que considere la magnitud sísmica y distancia a la falla para el diseño sismo resistente de edificios de varias alturas, en la ciudad de Trujillo.

## **2.5 VARIABLES**

### **2.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE (VI)**

Las Leyes de Atenuación de Aceleración Espectral.

### **2.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE (VD)**

Representación de un espectro respuesta que considere la magnitud sísmica y distancia a la falla para el diseño sismo resistente de edificios de varias alturas.

## 2.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	Dimensiones	Indicadores	Medición
VI: Espectros mediante leyes de atenuación	Dimensión Física	MAGNITUD	Escala de Richter
		DISTANCIA	Razón
		RIESGO SISMICO	Peligro sísmico
VD: Diseño sísmo resistente de un edificio de veinte pisos.	Dimensión Física	Análisis sísmo resistente	Rigidez , resistencia y ductilidad

**Tabla 8: Operacionalización de Variables**

**Fuente Propia**

**ANÁLISIS DE LOS ESPECTROS  
RESPUESTA DE LA NORMA TÉCNICA  
E 0.30 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”**

---

**CAPÍTULO**

**3**

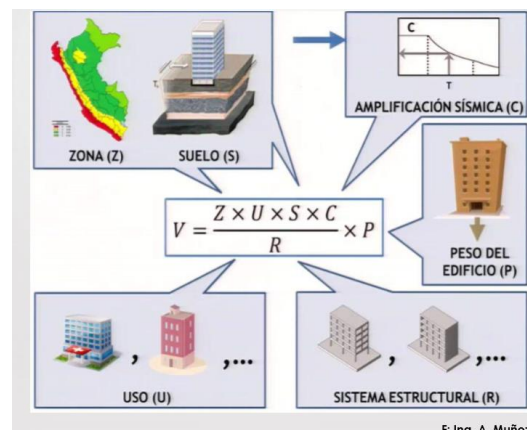
# ESPECTROS RESPUESTA DE LA NORMA TÉCNICA E.030

## DESCRIPCIÓN DEL ESPECTRO ACTUAL

### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPECTRO RESPUESTA DE LA NORMA TÉCNICA E.030

Nuestra Norma Técnica E.0.30 "Diseño Sismo resistente", 2016, nos brinda un espectro de respuesta, que nos representa las acciones sísmicas para el diseño estructural (V), el cual depende de:

1. La zona sísmica (Z)
2. El perfil de suelo (S, TP, TL),
3. Uso de la edificación (U),
4. El sistema sismo resistente (R)
5. Las características dinámicas de la edificación (T, C)
6. El peso



**Gráfico 11: Factores para un Espectro de Respuesta**

Fuente: Ing. A. Muñoz

La Norma Técnica E.0.30 "Diseño Sismorresistente" establece su filosofía en base a los siguientes objetivos y se cita:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Con esto, entonces, se define que el principal objetivo de la presente norma es salvaguardar las vidas y sus mínimos recursos necesarios. Además, resulta necesario considerar la seguridad de la edificación y su contenido, aunque no se establece algún límite mínimo. Esto se debe a que la norma reconoce que la protección completa ante eventos sísmicos severos no resulta técnica ni económicamente factible. Por ello se indican los siguientes principios que complementan la filosofía, y se cita:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificado como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N. ° 7 (Tabla N. ° 5 en la norma), se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

### 3.1.1 DESCRIPCION DE LOS FACTORES Y VALORES QUE SE DEBE TOMAR PARA LA CONSTRUCCION DE UN ESPECTRO DE RESPUESTA

#### a) ZONIFICACIONES

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.



Gráfico 12: Zonificación Sísmica En Territorio Nacional  
Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 9 (Tabla N. ° 1 en la norma).

Este factor se interpreta Como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

<b>ZONA</b>	<b>Z</b>
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**Tabla 9: Valores de las Zonas Sísmicas**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

La Zonificación Sísmica por provincias y distritos para nuestro departamento es la siguiente:



REGIÓN (DPTO)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
LA LIBERTAD	BOLIVAR	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BOLIVAS		
		CONDOMARCA		
		LONGOTEA		
	PATAZ	UCHUMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		UCUNCHA		
		BULDIBUYO		
		CHILLIA		
	SÁNCHEZ CARRION	HUANCASPATA	2	DOS DISTRITOS
		HUAYLILLAS		
		HUAYO		
		ONGÓN		
SÁNCHEZ CARRION	PARCOY	3	SEIS DISTRITOS	
	PATAZ			
	PIAS			
	SANTIAGO DE CHALLAS			
	TAURIJA			
	TAYABAMBA			
	URPAY			
	COCHORCO			
SARTIBAMBA				
SÁNCHEZ CARRION	CHUGAY	3	SEIS DISTRITOS	
	CURGOS			
	HUAMACHUCO			
	MARCABAL			
SÁNCHEZ CARRION	SANAGORAN	3	SEIS DISTRITOS	
	SARIN			
	ANGASMARCA			
	CACHICADÁN			
SÁNCHEZ CARRION	MOLLEBAMBA	3	SEIS DISTRITOS	
	MOLLEPATA			
	QUIRUVILCA			

<b>LA LIBERTAD</b>	SANTIAGO DE CHUCO	SANTA CRUZ DE CHUCA SANTIAGO DE CHUCO SITABAMBA CASCAS	<b>3</b>	TODOS LOS DISTRITOS
	GRAN CHIMÚ	LUCMA MARMOT SAYAPULLO CALAMARCA	<b>3</b>	TODOS LOS DISTRITOS
	JULCÁN	CARABAMBA HUASO JULCÁN AGALLPAMPA CHARAT	<b>3</b>	TODOS LOS DISTRITOS
	OTUZCO	HUARANCHAL LA CUESTA MACHE OTUZCO	<b>3</b>	TODOS LOS DISTRITOS
		PARANDAY SALPO SINSICAP USQUIL		
	CHEPÉN	CHEPÉN PACANGA PUEBLO NUEVO ASCOPE CASA GRANDE CHICAMA CHOCOPE	<b>4</b>	TODOS LOS DISTRITOS
	ASCOPE	MAGDALENA DE CAO PAIJÁN RÁZURI	<b>4</b>	TODOS LOS DISTRITOS
	PACASMAYO	SANTIAGO DE CAO GUADALUPE JEQUETEPEQUE		

<b>LA LIBERTAD</b>	TRUJILLO	PACASMAYO	<b>4</b>	TODOS LOS DISTRITOS
		SAN JOSÉ		
		SAN PEDRO DE LLOC		
		EL PORVENIR		
	FLORENCIA DE MORA			
	HUANCHACO			
LA ESPERANZA				
LAREDO	<b>4</b>	TODOS LOS DISTRITOS		
MOCHE				
POROTO				
SALAVERRY	VIRÚ	TODOS LOS DISTRITOS		
SIMBAL				
TRUJILLO				
VICTOR LARCO HERRERA	<b>4</b>	TODOS LOS DISTRITOS		
CHAO				
GUADALUPITO				
VIRÚ				

**Tabla 10: Zonificación Sísmica de La Libertad**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**



**Gráfico 13: Mapa Del Departamento La Libertad**  
**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

## **b) CONDICIONES GEOTÉCNICAS**

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado, obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada para suelos cohesivos.

Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

**Tabla 11: Clasificación De Los Perfiles Del Suelo**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

ZONA \ SUELO	SUELO			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

**Tabla 12: Factor Del Suelo**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**Tabla 13: Periodos de Suelo**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

### c) FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

**Ecuación 7:  $T < T_p$**

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

**Ecuación 8:  $T_p < T < T_L$**

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$$

**Ecuación 9:  $T > T_L$**

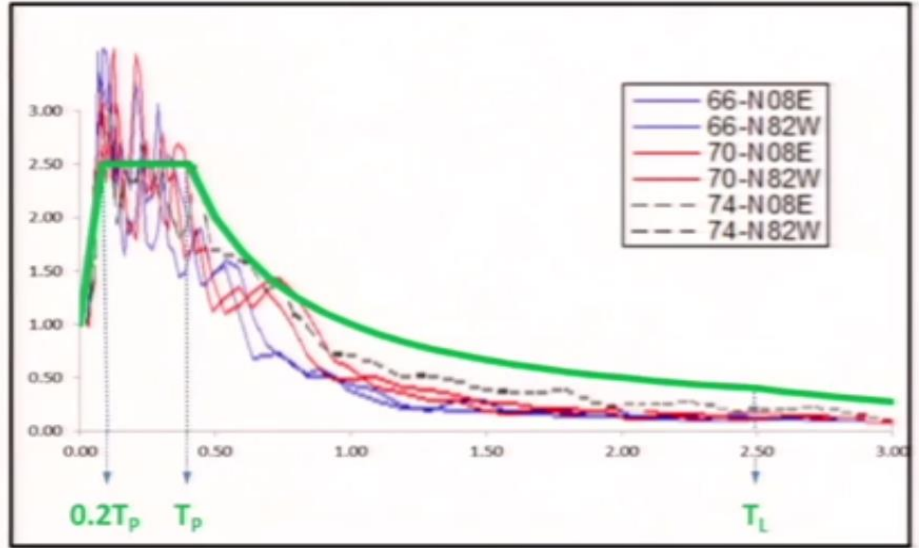


Gráfico 14: Factor de Amplificación Sísmica

Fuente: CARLOS CORDOVA

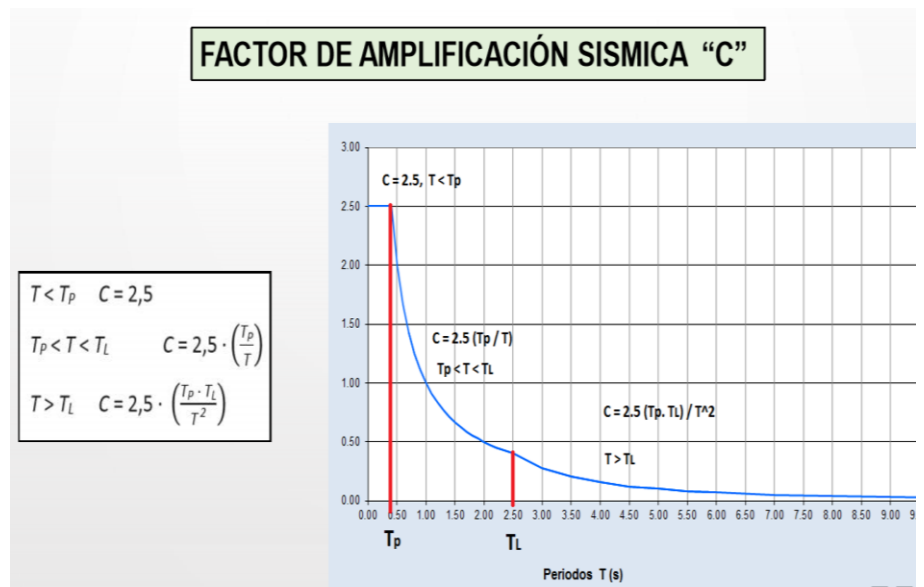


Gráfico 15: Factor de Amplificación Sísmica "C"

Fuente: CARLOS CORDOVA

#### d) CATEGORÍA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE USO

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°14 (Tabla N.º 5 en la norma). El factor de uso o importancia (U), se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$ .

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
<b>A</b> <b>EDIFICACIONES ESENCIALES</b>	A1: Edificios de Salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicación, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, Tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p>	1.5



	Edificios que almacenan archivos e información esencial del Estado.	
<b>B</b> <b>EDIFICACIONES IMPORTANTES</b>	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
<b>C</b> <b>EDIFICACIONES COMUNES</b>	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas contaminantes.	1.0
<b>D</b> <b>EDIFICACIONES TEMPORALES</b>	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

**Tabla 14: Categorías de las Edificaciones y Factor “U”**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

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

**Nota 2:** En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

**e) SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTES BÁSICOS DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R<sub>0</sub>)**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 15 (Tabla N. ° 7 en la norma). Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R<sub>0</sub> que corresponda.

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coeficiente de Reducción <i>R<sub>0</sub></i></b>
<b>Acero:</b> Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados(SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados(OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados(EBF)	8

<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos Admisibles)</b>	7

**Tabla 15: Coeficientes Estructurales para Sistemas Estructurales**

**Fuente: Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente**

### 3.1.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL PICO A PARTIR DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

El valor pico de la fuerza lateral (cortante basal) en un sistema con comportamiento elástico lineal se calcula como el producto de la rigidez lateral por el valor pico de desplazamiento:

$$F_o = KD = Kd$$

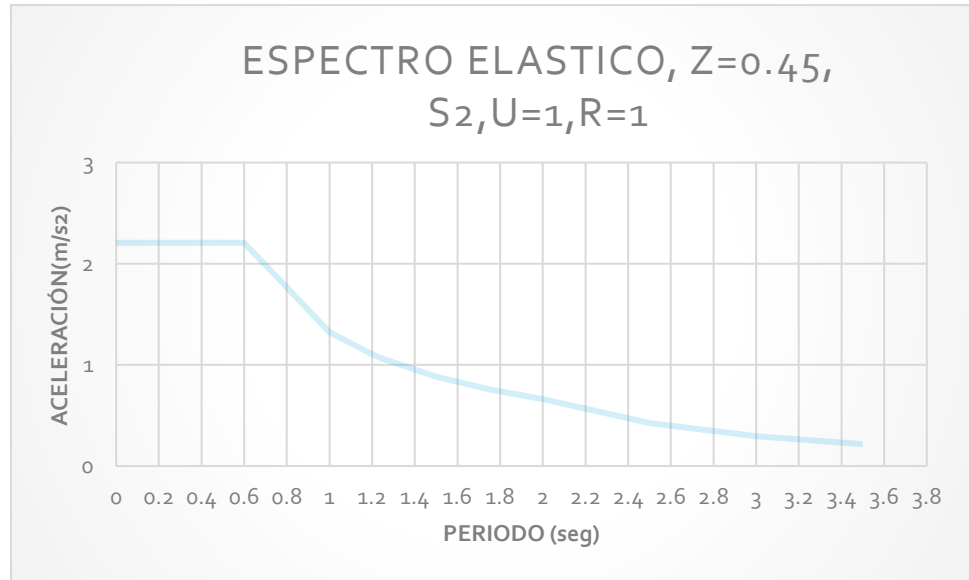
**Ecuación 10: Fuerza Lateral**

Dado que  $A = W^2_n S_d$  entonces el valor pico de la fuerza lateral también puede calcularse como:

$$F_o = mA = \frac{A}{g}W = \frac{S_a}{g}W$$

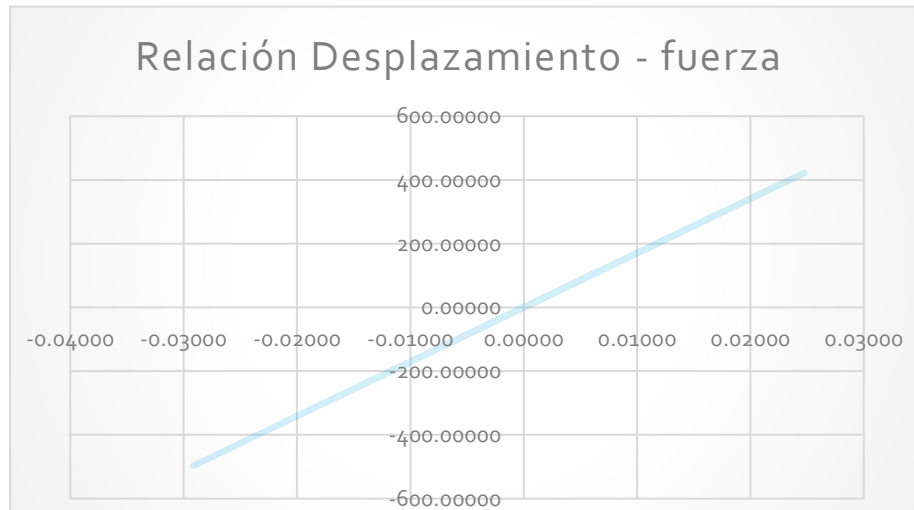
**Ecuación 11: Fuerza Lateral**

**Análisis estático - cortantes de entrepiso**



**Gráfico 16: Espectro Elástico**

**FUENTE PROPIA**



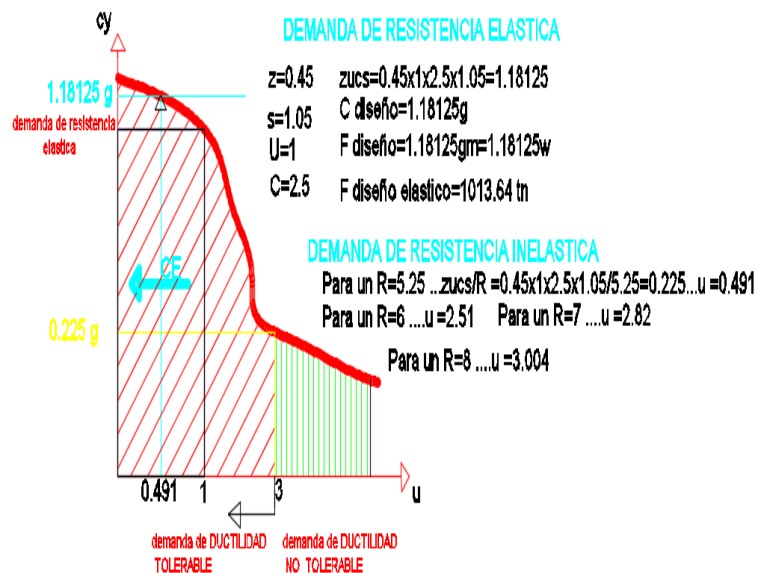
**Gráfico 17: Relación Desplazamiento -Fuerza**

**FUENTE PROPIA**

### 3.1.3 DEMANDAS DE DUCTILIDAD MAXIMAS EN EL ESPECTRO DE RESPUESTA E.030

En el diseño sismo resistente basado en fuerzas, una está interesado en controlar las demandas de deformación plástica, esto es, uno desea limitar (controlar) la demanda de deformación plástica por debajo de la máxima deformación máxima tolerable, esto puede lograrse limitando la demanda de ductilidad por debajo de un límite máximo denominado :Demanda De Ductilidad Máxima Tolerable o demanda de Capacidad De Ductilidad , con un valor de  $u_t=3$ .

Demanda de resistencia inelástica, se define como la Resistencia lateral mínima necesaria para limitar la demanda de ductilidad de desplazamiento, por debajo de la ductilidad máxima tolerable.



**Gráfico 18: Demanda de Resistencia Elástica**

**FUENTE PROPIA**

# ANÁLISIS DEL ESPECTRO ACTUAL

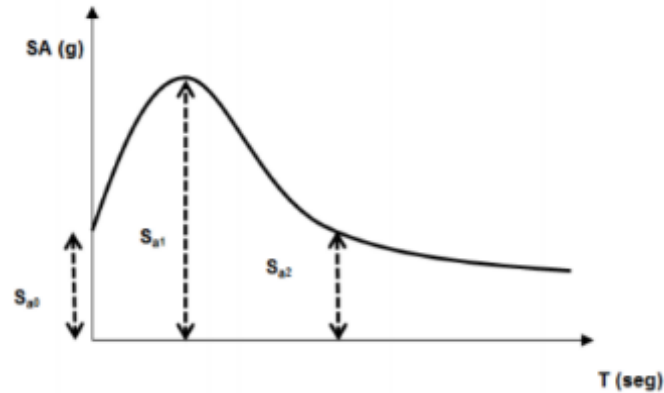
## 3.2 ANÁLISIS DEL ESPECTRO ACTUAL PRESENTADO EN LA NORMA TÉCNICA E 0.30

Los espectros constituyen actualmente una de las herramientas más usadas para representar el Peligro Sísmico con fines de diseño sismo resistente. En los últimos años se han hecho esfuerzos por uniformizar el peligro sísmico en el diseño de obras civiles de igual uso y características dinámicas diferentes. Esto se ha tratado de lograr asociando las ordenadas espectrales de diseño a la misma probabilidad de excedencia en todo el rango de periodos estructurales. Este apartado presenta las deficiencias encontradas en el Espectro presentado por la norma:

### 3.2.1 INFLUENCIA DE LA ATENUACION Y LOS SUELOS EN LAS ORDENADAS ESPECTRALES

Los espectros de diseño de la actual Norma Peruana de Diseño Sismo resistente no incorporan el comportamiento inelástico de los suelos, ni tampoco la diferente atenuación que sufren las ordenadas espectrales con la distancia a las fuentes.

Estos Espectros, se basan en una aceleración pico del suelo ( $Sa_0$ ) asociada a un cierto nivel de excedencia. Este enfoque conduce a que las ordenadas espectrales,  $Sa_1$  y  $Sa_2$  en el gráfico 20, estén asociadas a valores de excedencia no necesariamente similares y por tanto para las estructuras correspondientes no se estaría considerando el mismo nivel de peligro.

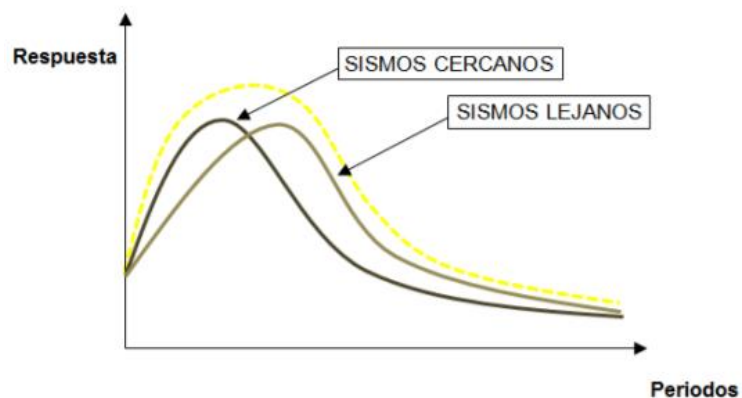


**Gráfico 19: Espectro convencional que se escala con la aceleración pico del suelo.**

**Fuente: Demandas sísmicas con peligro uniforme en el Perú**

Se conoce que el movimiento del suelo se atenúa con la distancia al foco de manera que las componentes de periodo corto decaen con más rapidez que las componentes de periodo largo.

Es por esta razón que los espectros cambian de forma con la distancia al foco – gráfico 21- Por tanto es necesario considerar en la forma espectral esta variación en el intento de obtener ordenadas espectrales asociadas al mismo valor de probabilidad de excedencia.



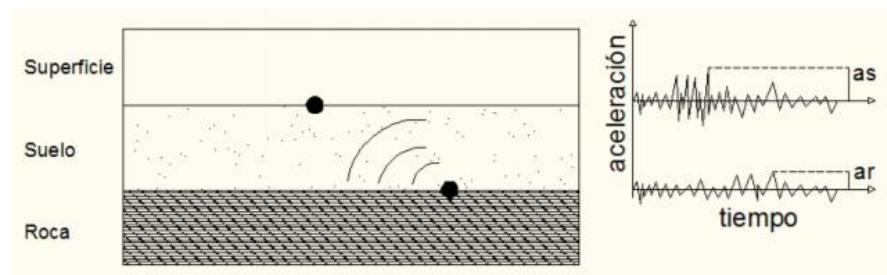
**Gráfico 20: Efecto de la Distancia epicentral en las ordenadas espectrales**

**Fuente: Demandas sísmicas con peligro uniforme en el Perú**

Los terremotos severos recientes han confirmado la fuerte influencia del comportamiento inelástico de los suelos en las aceleraciones de superficie.

Si la aceleración de la roca es baja, entonces es probable que el suelo se comporte elásticamente, sin daño en su estructura interna. En este caso existiría proporcionalidad entre la aceleración máxima en roca y el valor máximo de la aceleración en la superficie ( $a_r$  y  $a_s$  en gráfico 22).

En terremotos severos, con aceleraciones altas en roca, la estructura del suelo sufrirá daño y entrara en régimen inelástico con la consiguiente disminución de la aceleración máxima en superficie.



**Gráfico 21: Influencia de los suelos en la amplificación de las aceleraciones**

**Fuente: INGENIERA SISMOLOGICA-BELTRAN**

### 3.2.2 DEMANDAS DE FUERZAS

El espectro presentado en la Norma actual nos brinda demandas de acciones sísmicas que no están en función directa de la magnitud sísmica

La demanda de la fuerza en la norma actual está en función de:

- La Aceleración Espectral



$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

### **Ecuación 12: Aceleración Espectral**

Como se observa las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP, TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismo resistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

Pero debería estar en función de la magnitud que es una medida del tamaño del sismo, y que a medida que se incrementa, aumentan las ordenadas espectrales que se espera que ocurra en el sitio.

### **3.2.3 ORDENADAS ESPECTRALES**

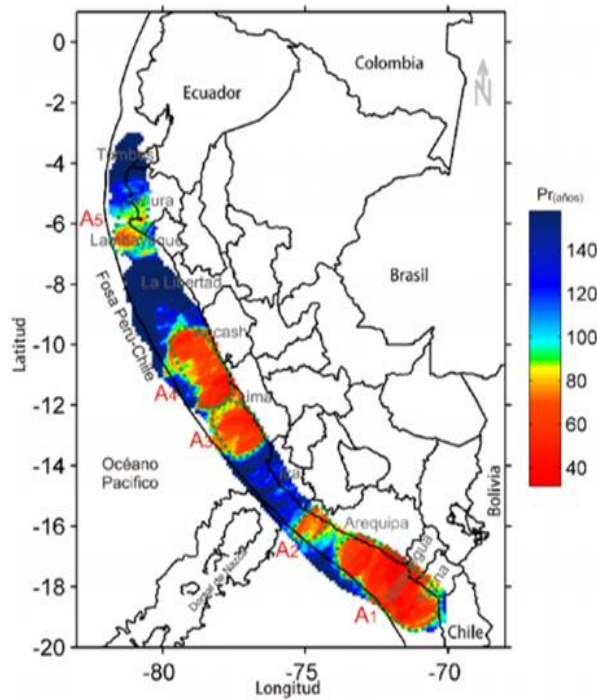
Sus ordenadas espectrales, de desplazamientos y velocidades, están escalados a las aceleraciones máximas del suelo y tienen una forma estándar, que están basados en la metodología propuesta por Newmark y Hall (1982). Newmark y Hall derivaron la forma espectral aproximando en curvas de respuesta para eventos de magnitud en el rango de 6 y 7 y una distancia a la fuente de alrededor de 20 a 50 km. Lo que provoca una distribución no uniforme del peligro en el rango de periodos estructurales.

Las ordenadas espectrales mediante leyes de atenuación se presenta como una solución a esto, debido a que su forma es obtenida directamente sin escalar una forma estándar, y sus valores tienen la misma probabilidad de excedencia y tiene en cuenta además la dependencia de la forma espectral con la magnitud y distancia.

### 3.2.4 NIVELES DE DAÑO

No brinda niveles de daño para cada lugar específico de la costa Peruana, que es la zona 4, en donde lleva presentando un silencio sísmico, y a consecuencia es el área de mayor acoplamiento sísmico, que daría origen a un sismo de magnitud del orden de 8.8 Mw y según Pulido et al. (2012), del orden de 8,9 Mw, que se vería afectada con los mayores niveles de aceleración y/o niveles de sacudimiento del suelo.

Según estudios realizados, el territorio nacional presenta áreas de máximo acoplamiento sísmico o de mayor acumulación de energía que lo podemos observar en gráfico 23 pero la norma no toma en cuenta, estos escenarios sísmicos, y por lo tanto estamos subestimando, los niveles de daño para estas zonas.



La tercera y cuarta aspereza (A3, A4) se encuentran en la zona costera del departamento de Lima y estarían asociados al terremoto de 1746. De acuerdo a las dimensiones de dichas áreas, el sismo podría presentar una magnitud de 8,8 Mw, hasta 9 Mw Tavera, 2014.

**Gráfico 22: Áreas de mayor acoplamiento Sísmico**

Mapa de periodos de retorno local para las principales asperezas identificadas en el borde occidental de Perú obtenido a partir de la variación espacial del valor de “b” y la metodología propuesta por Wiemer y Zúñiga (1994), (Condori y Tavera, 2012).

### **3.2.5 OBSERVACIONES DE LA NORMA E: 030 EN EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS**

Los daños estructurales y no estructurales generados durante un sismo son producidos principalmente por los desplazamientos laterales a que se ve sometido la estructura. En el diseño sismo resistente es muy importante una buena estimación de los desplazamientos laterales, particularmente cuando se desea controlar el nivel de daños en la estructura. Actualmente los reglamentos para diseño sísmico están basados en las fuerzas laterales y dan una importancia secundaria a los desplazamientos laterales. En particular los máximos desplazamientos laterales son revisados hasta el final del análisis estructural y una vez que existe un prediseño de las secciones estructurales. Esta revisión consiste en comparar los desplazamientos máximos de entrepiso calculados con los máximos permitidos por el reglamento. En las recomendaciones de diseño actuales, los desplazamientos laterales son estimadas por medio de una amplificación de los resultados obtenidos con un análisis elástico-lineal de la estructura con las fuerzas laterales de diseño (fuerzas reducidas). La amplificación de los desplazamientos se lleva a cabo por medio del uso de factores de amplificación de desplazamientos los cuales intentan tomar en cuenta que las deformaciones inelásticas impuestas por la estructura durante un sismo severo no necesariamente son iguales a las deformaciones calculadas de un análisis elástico-lineal.

En la conferencia "Inelastic Displacement Demands for Structures Built on Soft Soils", 1996, se presentó un resumen de un estudio estadístico de cocientes de máximos desplazamientos inelásticos a máximos desplazamientos elásticos. Llega a la conclusión que el cociente de máximo desplazamiento inelástico a máximo desplazamiento elástico es en promedio igual a uno para periodos de vibración mayores a 1.5 s. Esto significa que para este intervalo de periodos los desplazamientos máximos inelásticos son en promedio igual a los máximos desplazamientos elásticos.

**ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE VARIAS  
ALTURAS MEDIANTE ESPECTRO POR:  
LEYES DE ATENUACIÓN  
E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”**

---

**CAPÍTULO**

**4**

## **ANALISIS COMPARATIVO DE LOS ESPECTROS DE ACELERACIONES, DESPLAZAMIENTOS Y VELOCIDADES, CON LA E: 030 Y LEYES DE ATENUACIÓN.**

Se realizará las comparaciones de 4 edificios de distinta altura de 5,8, 10 y 20 pisos respectivamente, comparando el:

- Espectro de Respuesta E.030 vs Espectro mediante Leyes de Atenuación.
- Espectro de Desplazamiento E.30 vs Espectro de Desplazamiento mediante Leyes de Atenuación.
- Espectro de Velocidades E.030 vs Espectro de Velocidades mediante Leyes de Atenuación
- Espectro de Energía Especifica E.030 vs Espectro de Energía Especifica mediante Leyes de Atenuación

Los edificios a analizar su comportamiento son los siguientes:

- A. Edificios San Judas -5 Niveles
- B. Edificio Con Disipadores Bozzo: Tomonorte -8 Niveles
- C. Edificio Con Disipadores Bozzo “Las Flores Del Golf” -10 Niveles
- D. Edificio Albretch -20 Niveles

Estos edificios están ubicados en un mismo tipo de suelo, según nuestra norma de diseño sismo resistente E.030, lo clasifica como SUELO 02 ( $V_s= 500\text{m/s}$ ) y lo analizaremos para una magnitud de 8.8 MW y una distancia al foco de 20 KM.

## 4.1 Edificio San Judas-5 Niveles

### 4.1.1 Sistema Estructural

El sistema resistente a cargas laterales, está compuesta por “SISTEMA DUAL, MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO, en las dos direcciones.

### 4.1.2 Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica “C”

<u>Espectro de respuesta</u>	
T (seg)	C (m/seg <sup>2</sup> )
0.00	2.500
0.12	2.500
0.20	2.500
0.30	2.500
0.40	2.500
0.50	2.500
0.60	2.500
0.70	2.143
0.80	1.875
0.90	1.667
1.00	1.500
1.10	1.364
1.20	1.250
1.30	1.154
1.40	1.071
1.50	1.000
1.60	0.938
1.70	0.882
1.80	0.833
1.90	0.789
2.00	0.750
2.25	0.593
2.50	0.480
3.00	0.333

Tabla 16: Factor de Amplificación Edificio San Judas

### 4.1.3 Factores de Irregularidades ( $I_a$ y $I_p$ )







Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$		
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,75</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,50</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<b>0,80</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	<b>0,60</b>		<b>NO IRREGULAR</b>



Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{máx}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{máx}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90



IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR

factores de reducción por ductilidad	$I_a =$	0.75
ROX =	7	$I_p =$
RoY =	7	
Rx =	5.25	
Ry' =	5.25	

Tabla 17: Factores de Reducción por Ductilidad

Carga de Sismo, los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura (según norma Peruana  $R=7$ ); realizaremos el diseño sísmico basado en dos metodologías, análisis sísmico estático y análisis elástico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

#### **4.1.4 Cálculo de la Aceleración Espectral para el Análisis Dinámico**

##### **a) Modos de Vibración**

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

##### **b) Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

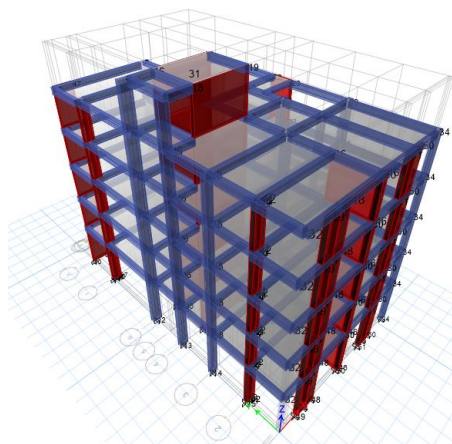
De la Norma E0.30 :			DESCRIPCIÓN	
Z =	0.45	seg	(Zona 4 La Libertad)	
U =	1.00	adimens	(edificios).	
S =	1.05	adimens	(S2)	
Tp =	0.60	seg	(S2)	
TL=	2.00	seg	(S2)	
Ct =	60.00	adimens	Factores de periodo fundamental)	
h edificio =	13.80	m	altura del edificio (depende de cada edificio)	
T =	0.23	seg	(Periodo fundamental de la Estructura)	
C aprox est. =	2.50	adimens	Amplificacion Sismica - Aproximado para Sismo estátic	
C para Sa=	2.50		Amplificacion Sismica - Aproximado para Sismo estátic	

**Tabla 18: Factores de Análisis Dinámico Espectral-  
Edificio San Judas  
Fuente Propia**

#### 4.1.5 Periodo de la Estructura

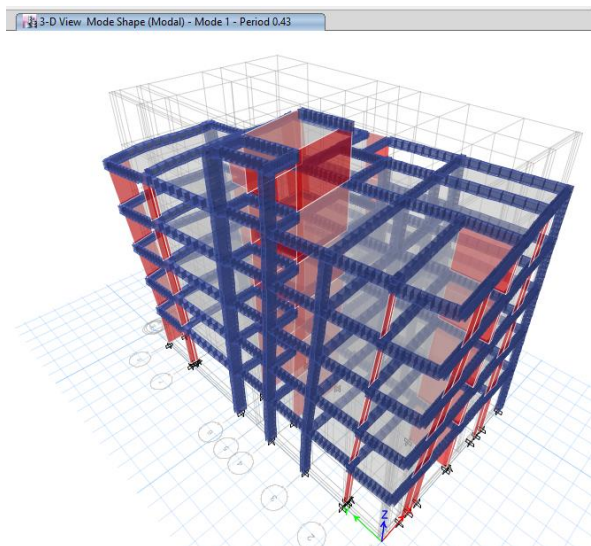
Para el análisis estructural se ha planteado un modelo tridimensional, considerándolo como un sistema independiente del conjunto suelo cimentación, en la que se aplica las diversas acciones a la que está expuesta.

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usa el método estático y el dinámico pseudo espectral (CQC).



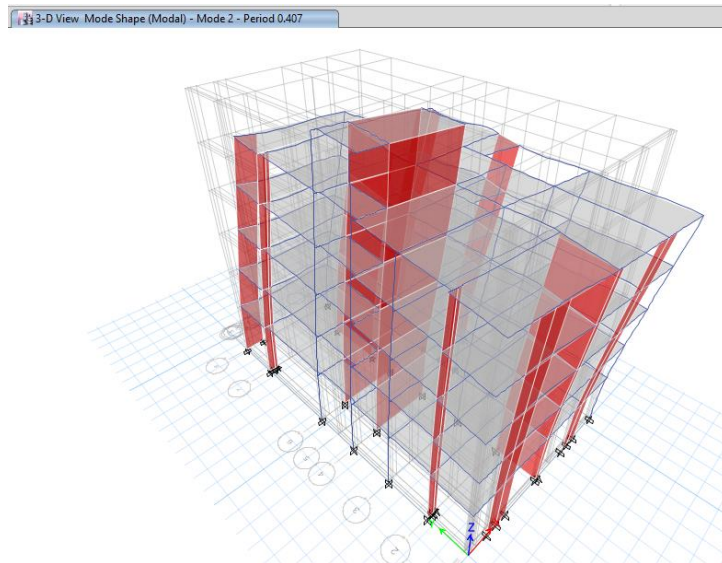
**Gráfico 23: Periodo de la Estructura del Edificio San Judas  
Fuente Propia**

**4.1.5.1 Periodo Modo 1- Traslación X-X=0.43 seg.**



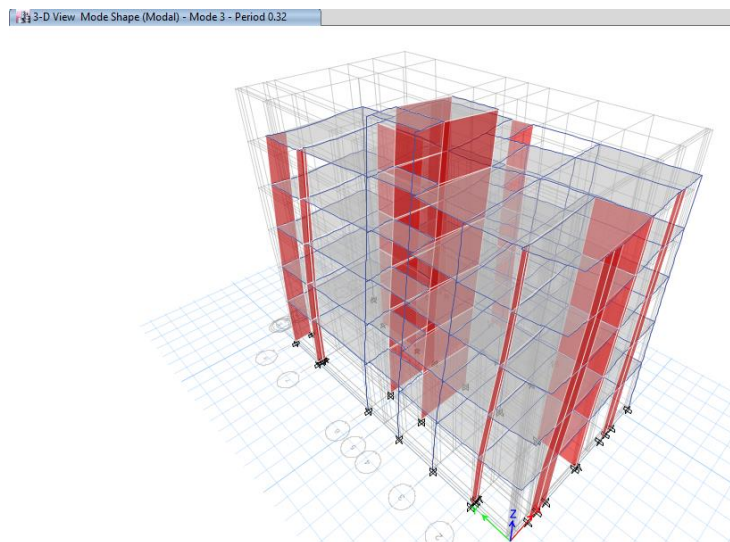
**Gráfico 24: Periodo Modo 1 edificio San Judas  
Fuente Propia**

#### 4.1.5.2 Periodo Modo 2- Traslación Y-Y=0.407 seg.



**Gráfico 25: Periodo Modo 2 edificio San Judas  
Fuente Propia**

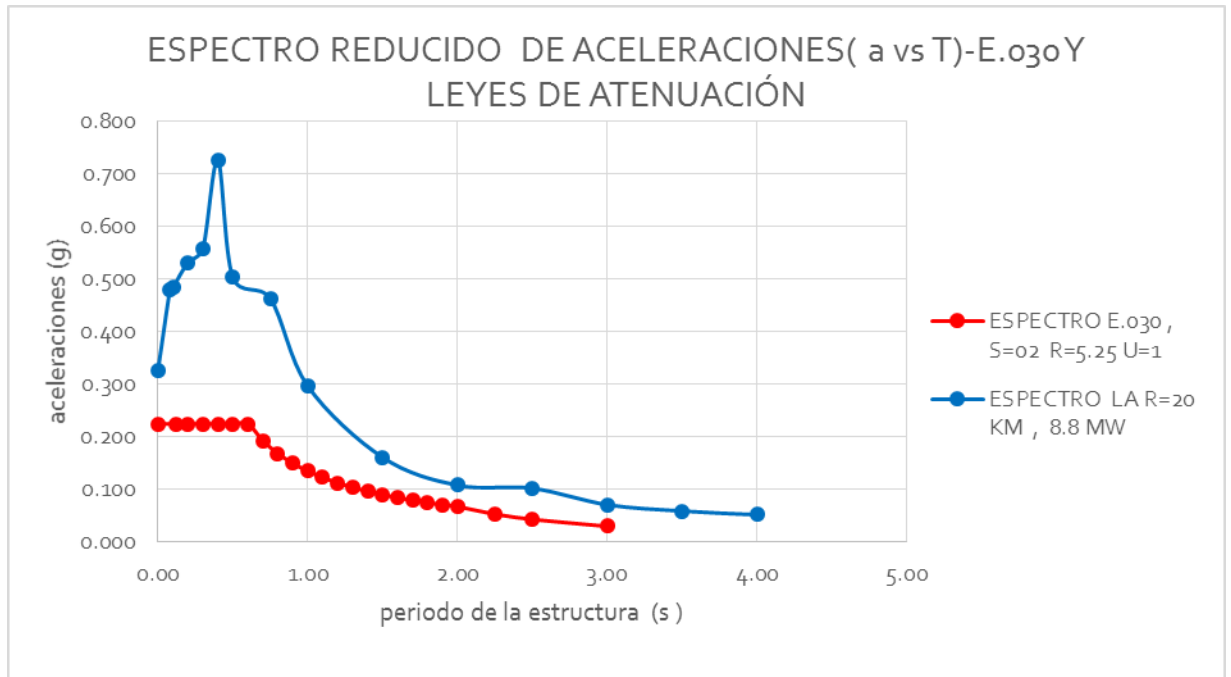
#### 4.1.5.3 Periodo Modo 3- Rotación Z-Z=0.32 seg



**Gráfico 26: Periodo Modo 3 edificio San Judas  
Fuente Propia**

#### 4.1.6 Comparaciones de Espectros de Aceleraciones, Velocidades y Desplazamientos mediante la E: 0.30 y Leyes de Atenuación

##### 4.1.6.1 Espectro de Aceleraciones



**Gráfico 27: Comparación de Espectros-Edificio San Judas, mediante Leyes de Atenuación y la E.030**

**Fuente Propia**

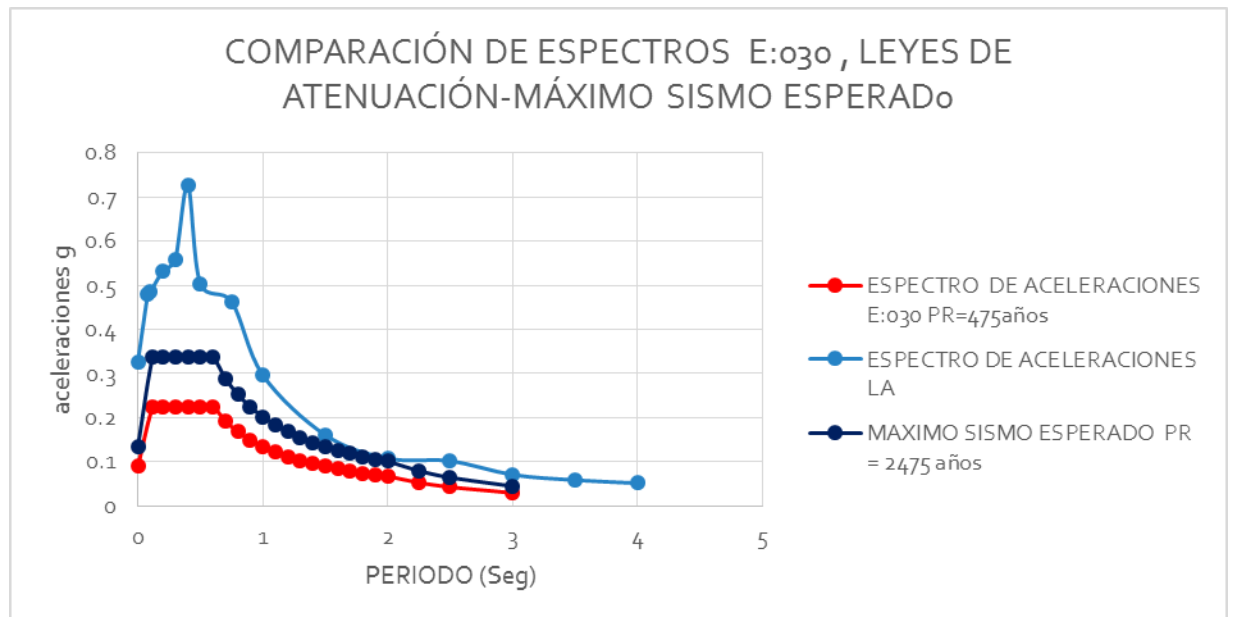
El gráfico 27 representa el espectro de aceleraciones que nos exige la norma E.030 y las Leyes de Atenuación. La E.030 es un espectro reducido del espectro de respuesta elástico por un factor de reducción  $R=5.25$ , para calcular la aceleración máxima de la estructura, tomamos el primer periodo de la estructura, la primera forma de responder, ante un evento sísmico, que es de 0.43 segundos, al irnos a la gráfica, este periodo se encuentra en la meseta, y la ordenada es de 0.225g mientras que el espectro mediante leyes de atenuación representa una

metodología para estimar la aceleración y las ordenadas espectrales asociados a un nivel de excedencia uniforme a lo largo del espectro, y su forma es obtenida directamente sin escalar una forma estándar y para el primer periodo de 0.43 seg, la aceleración máxima es 0.67g.

Hacemos una comparación de estos espectros, con el máximo sismo esperado para un periodo de retorno de 2475 años, que según el ASCE:

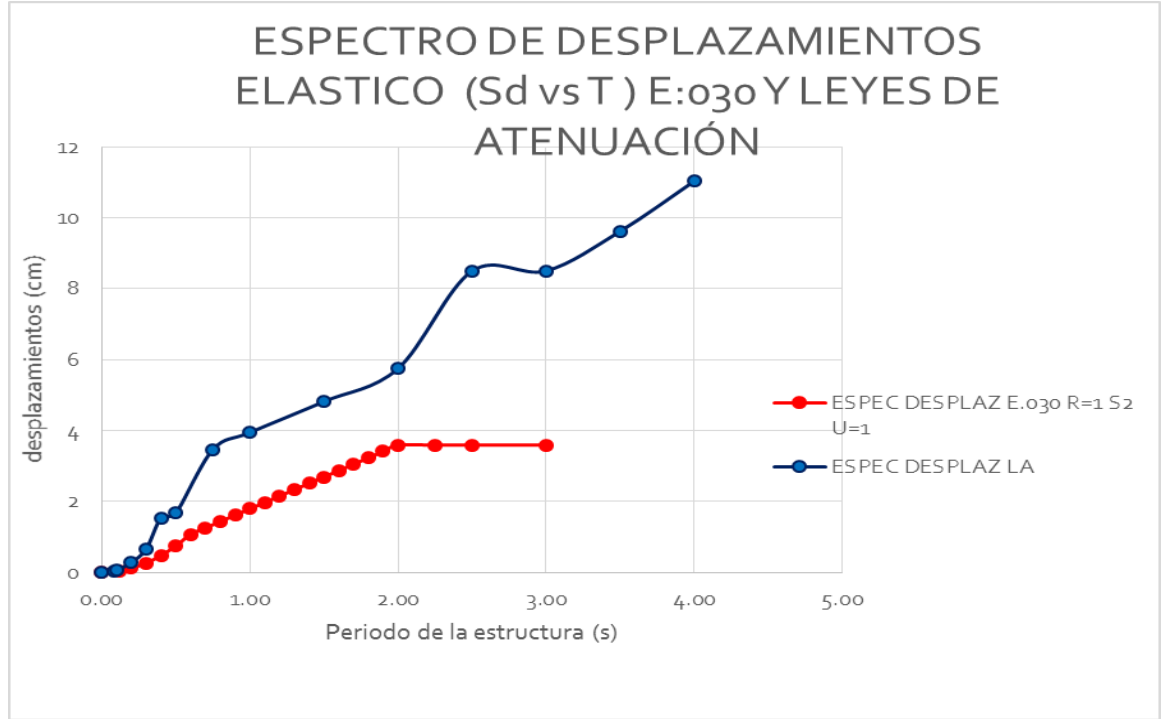
#### 11.4.6 Risk-Targeted Maximum Considered ( $MCE_R$ ) Response Spectrum

Where an  $MCE_R$  response spectrum is required, it shall be determined by multiplying the design response spectrum by 1.5.



**Gráfico 28: Comparación de Espectros- Edificio San Judas**  
Fuente Propia

#### 4.1.6.2 Espectro de Desplazamientos



**Gráfico 29: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 -Edificio San Judas**

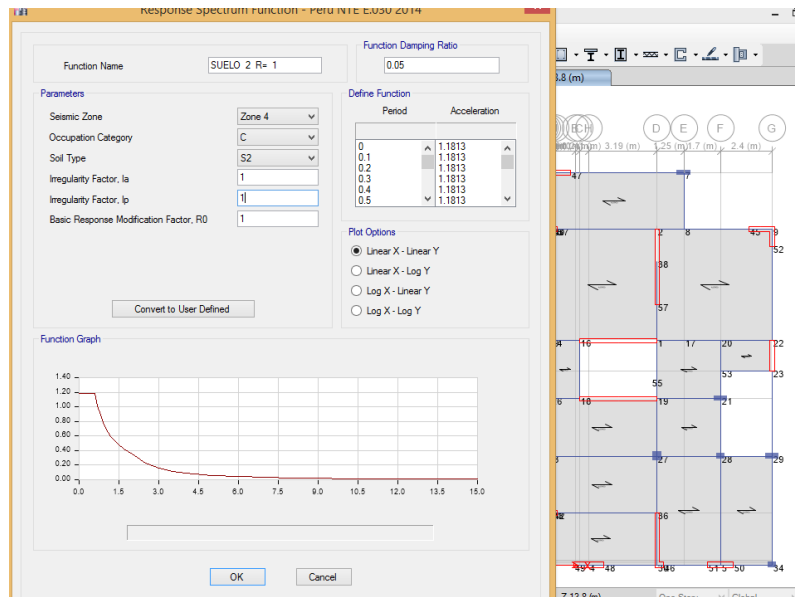
**Fuente Propia**

El nivel de daño de una estructura depende de su desplazamiento, es por esto que nuestros códigos de diseño sísmo resistente E.030, nos limita los desplazamientos que puede presentar una estructura ante un evento sísmico, para esta estructura, y según su periodo de 0.43 seg, presenta un desplazamiento máximo de 0.48 cm.

Como observamos el espectro de desplazamiento, mediante leyes de Atenuación, para el periodo de 0.43 segundos, el desplazamiento viene hacer de 1.55 cm.

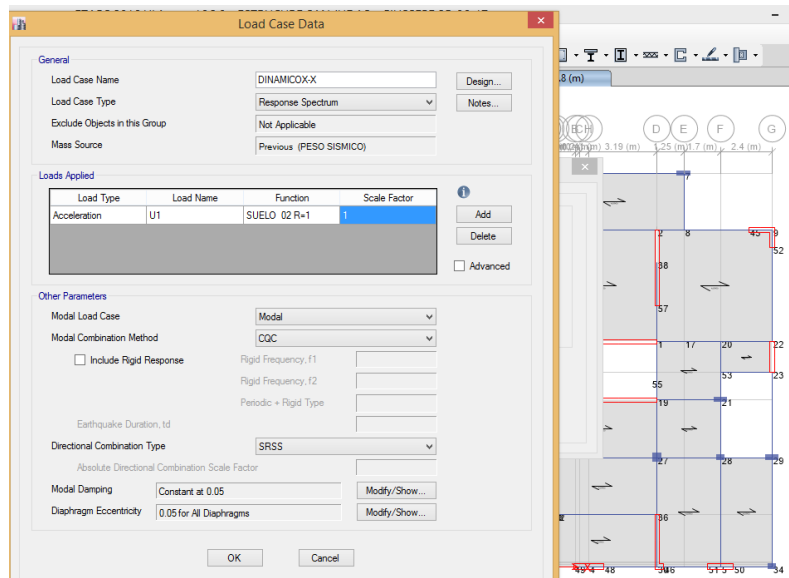


Podemos corroborar los valores del desplazamiento calculados manualmente (E-.030, 0.489 cm y L.A, 1.38 cm), según el programa Etabs 2016.2, al pedir los desplazamientos máximos en el quinto nivel y vemos que son muy parecidos.



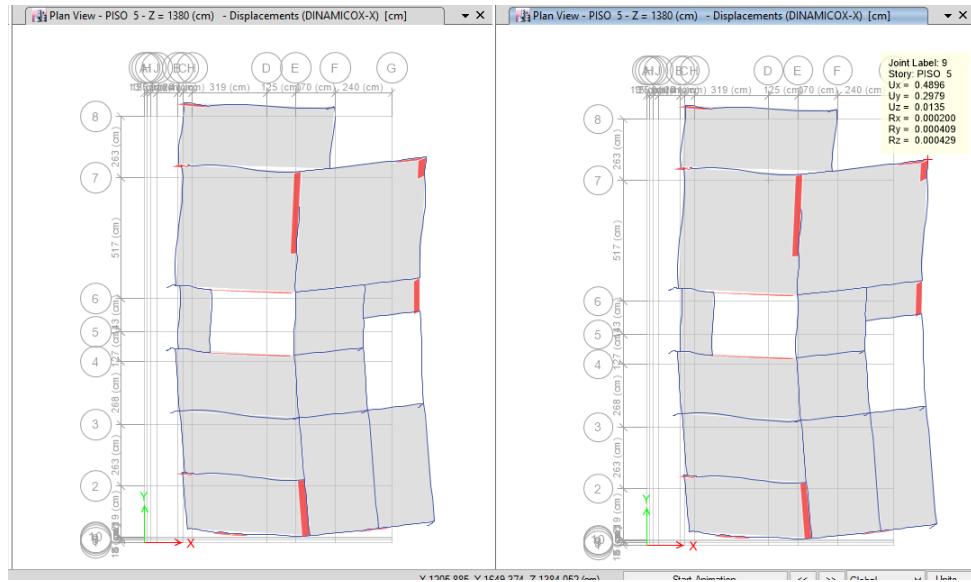
**Gráfico 30: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2**

Fuente Propia



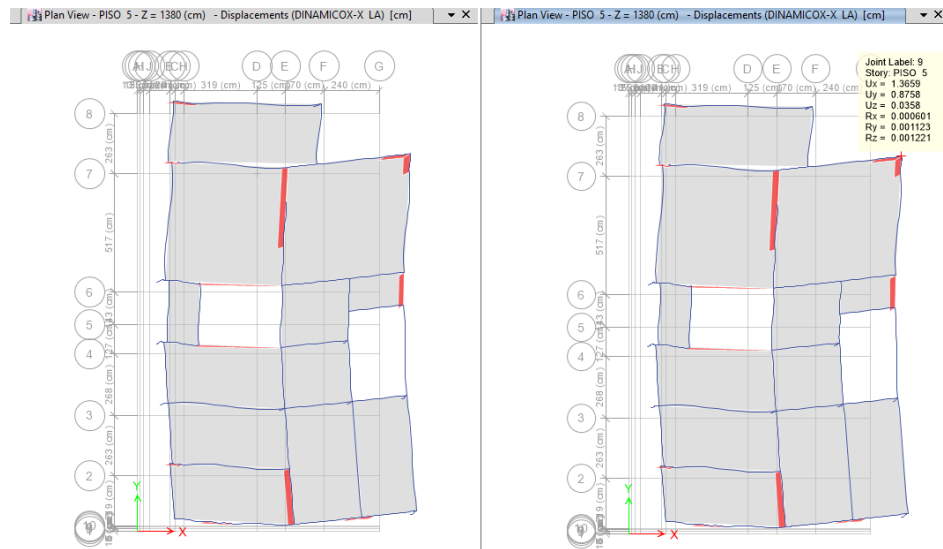
**Gráfico 31: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2**

Fuente Propia



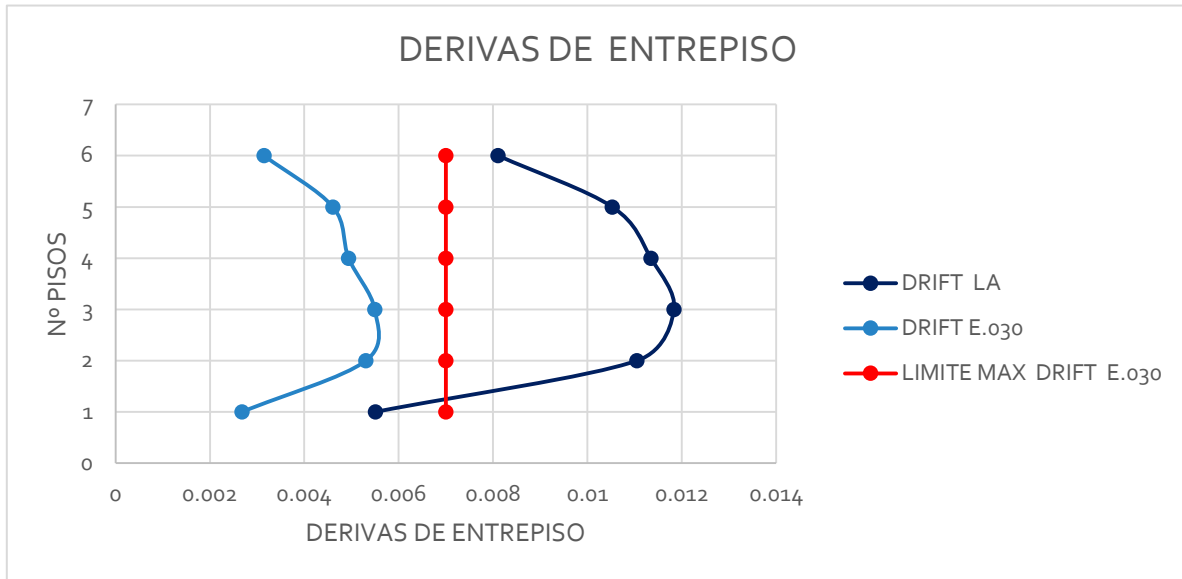
**Gráfico 32: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2**

**Fuente Propia**



**Gráfico 33: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2**

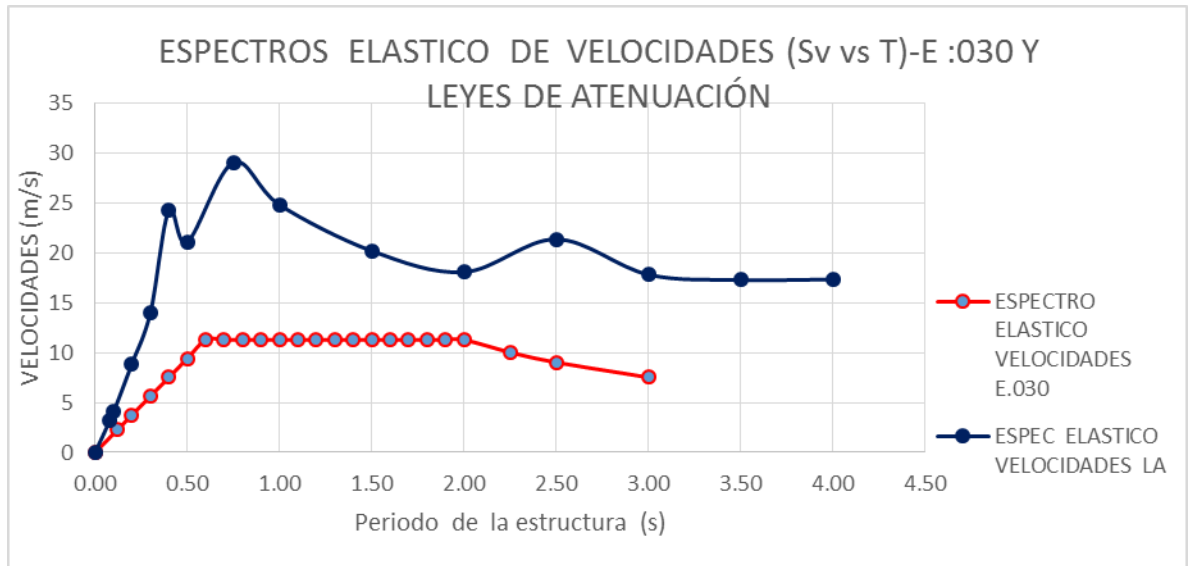
**Fuente Propia**



**Gráfico 34: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación Fuente Propia**

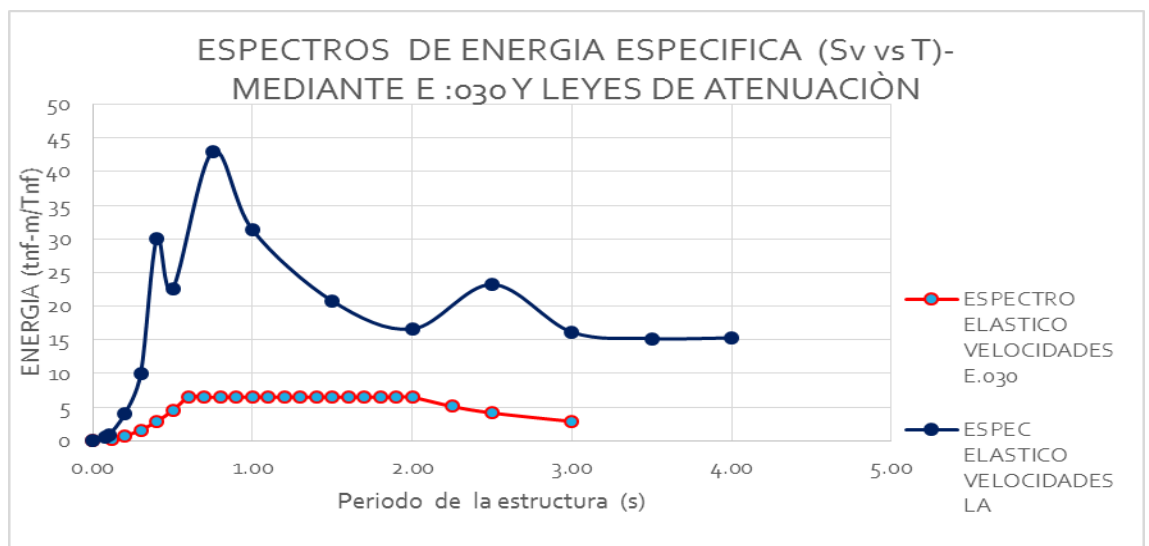
Como observamos en el gráfico 34, las derivas de entrepiso, que nos exige la norma E.030 es de 0.007 m, y analizando la estructura mediante leyes de Atenuación la estructura no cumple, es 0.015 m, y para la E.030 es de 0.0055 m.

#### 4.1.6.3 Espectro de Velocidades o Espectro de energía Específica



**Gráfico 35: Espectro de Velocidades-Edificio San Judas**  
Fuente Propia

Como observamos según la gráfica 35 para 0.43 segundos, la velocidad según la E.030 es de 7.82 m/s y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 24.05 m/s



**Gráfico 36: Espectro de Energía Específica -Edificio San Judas**  
Fuente Propia

El poder destructivo de un terremoto depende de la energía que aporte el impacto sísmico. Como observamos según la gráfica 36 para 0.43 segundos, la energía según la E.030 es de 2.88 tnf-m/tnf y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 29.98 Tnf-m/tnf.

## 4.2 Edificio Tomonorte

### 4.2.1 Sistema Estructural

El sistema resistente a cargas laterales, está compuesta por “MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO, en las dos direcciones.

### 4.2.2 Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica (C)

<u>Espectro de respuesta</u>	
T (seg)	C (m/seg <sup>2</sup> )
0.00	2.500
0.12	2.500
0.20	2.500
0.30	2.500
0.40	2.500
0.50	2.500
0.60	2.500
0.70	2.143
0.80	1.875
0.90	1.667
1.00	1.500
1.10	1.364
1.20	1.250
1.30	1.154
1.40	1.071
1.50	1.000
1.60	0.938
1.70	0.882
1.80	0.833
1.90	0.789
2.00	0.750
2.25	0.593
2.50	0.480
3.00	0.333

**Tabla 19: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

## 4.2.3 Factores de Irregularidades ( $I_a$ y $I_p$ )

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$		
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90		NO IRREGULAR
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80		NO IRREGULAR
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60		NO IRREGULAR

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$		
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75	→	IRREGULAR
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60	→	NO IRREGULAR
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90	→	NO IRREGULAR
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85	→	NO IRREGULAR
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90	→	NO IRREGULAR

Carga de Sismo, los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura (según norma Peruana  $R=7$ ); realizaremos el diseño sísmico basado en dos metodología, análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

#### 4.2.4 Cálculo de la Aceleración Espectral para el Análisis Dinámico

FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD		
RO =	6	muros estructurales
Ro =	6	muros estructurales

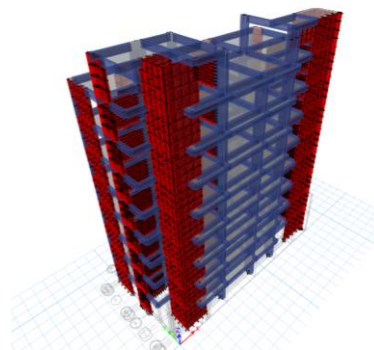
factores de reducción por ductibilidad		la=	1
ROX =	6	lp =	0.75
RoX =	6		
Rx =	4.5		
Ry' =	4.5		

**Tabla 20: Factores de Reducción-Edificio Tomonorte  
Fuente Propia**

#### 4.2.5 Periodo de La Estructura

Para el análisis estructural se han planteado modelos tridimensionales, considerándolo como un sistema independiente del conjunto suelo cimentación, en la que se aplica las diversas acciones a la que está expuesta.

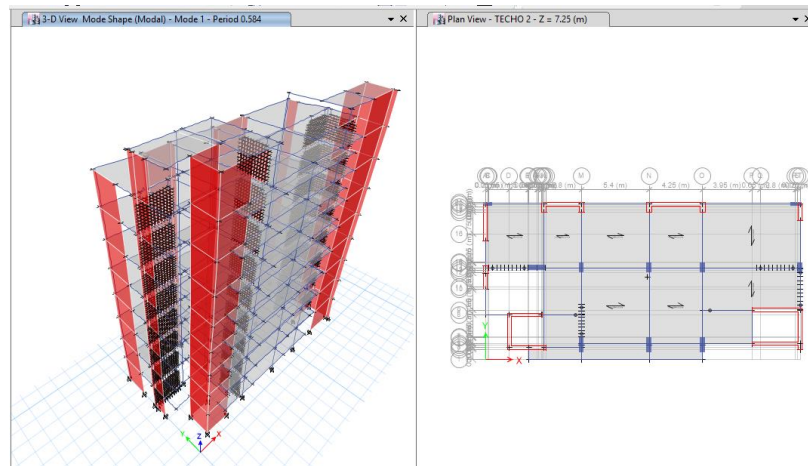
Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usa el método estático y el dinámico pseudo espectral (CQC).



**Gráfico 37: Periodo de la Estructura en el edificio Tomonorte  
Fuente Propia**

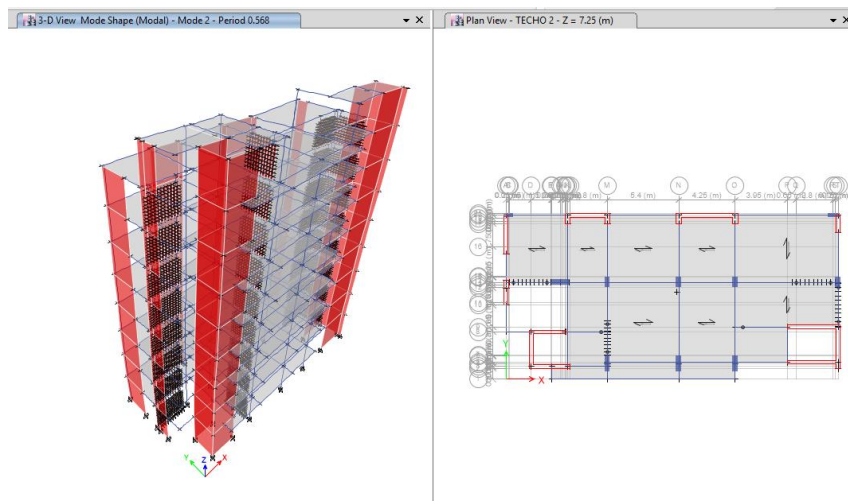


#### 4.2.5.1 Periodo Modo 1 - Traslación Y-Y =0.584 seg



**Gráfico 38: Periodo Modo 1- Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

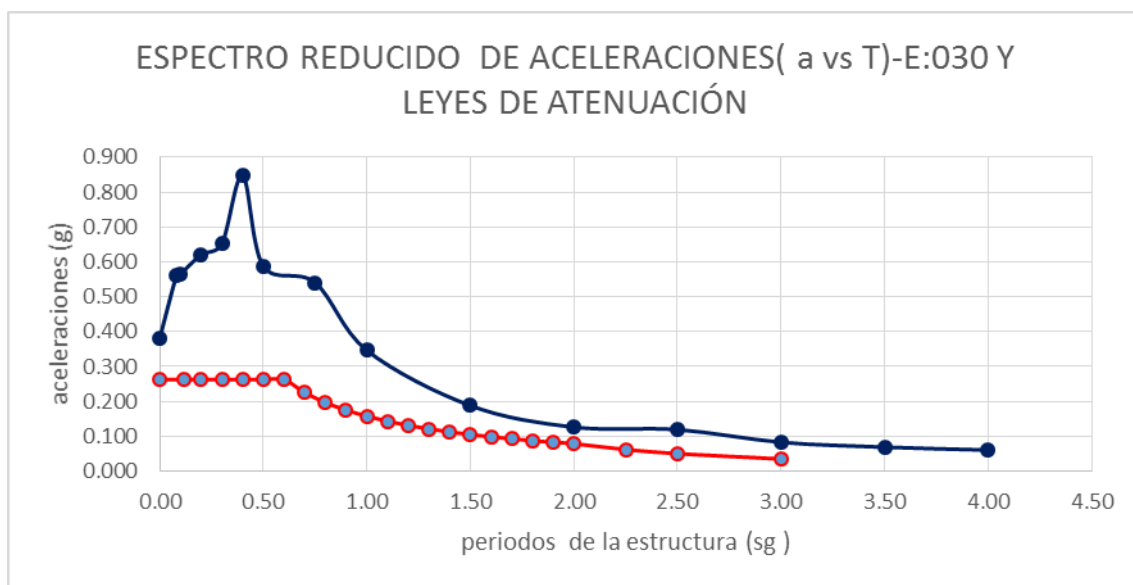
#### 4.2.5.2 Periodo Modo 2 - Traslación Y-Y =0.306 seg



**Gráfico 39: Periodo Modo 2-Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

## 4.2.6 Comparaciones de Espectros de Aceleraciones, Velocidades y Desplazamientos mediante la E: 0.30 y Leyes de Atenuación

### 4.2.6.1 Espectro de Aceleraciones



**Gráfico 40: Espectro de Aceleraciones E.030 Edificio Tomonorte  
Fuente Propia**

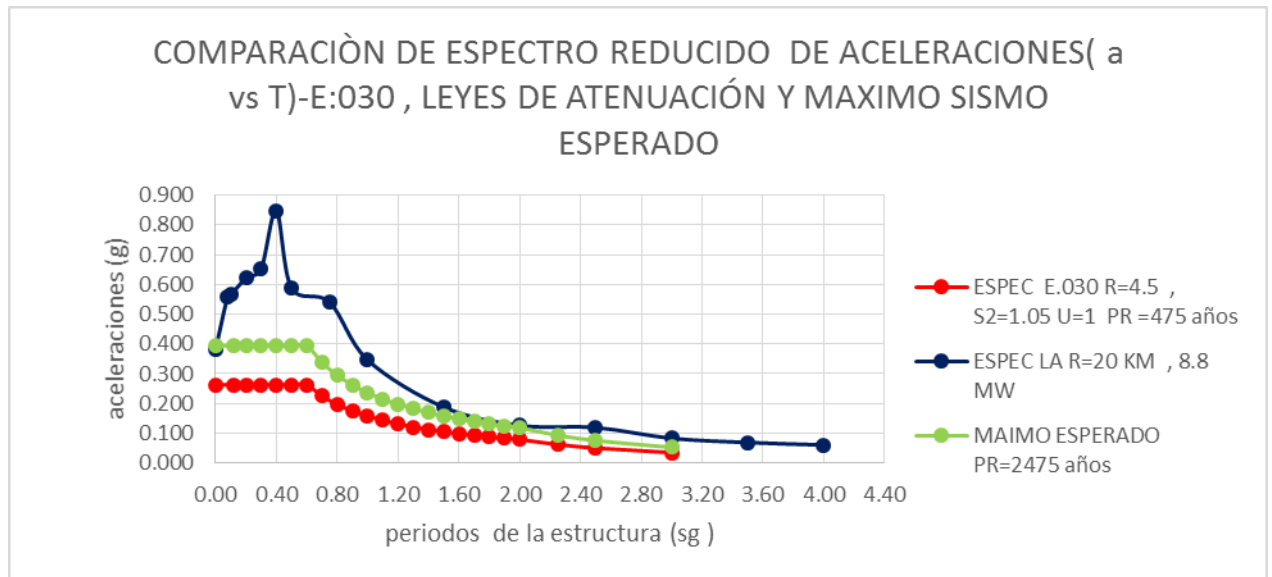
El gráfico 40 representa el espectro de aceleraciones que nos exige la norma E.030 y las Leyes de Atenuación. La E.030 es un espectro reducido del espectro de respuesta elástico por un factor de reducción  $R=4.5$ , para calcular la aceleración máxima de la estructura, tomamos el primer periodo de la estructura, la primera forma de responder, ante un evento sísmico, que es de 0.584 segundos, al irnos a la gráfica, este periodo se encuentra en la meseta, y la ordenada es de 0.263g mientras que el espectro mediante leyes de atenuación representa una metodología para estimar la aceleración y las ordenadas

espectrales asociados a un nivel de excedencia uniforme a lo largo del espectro, y su forma es obtenida directamente sin escalar una forma estándar y para el primer periodo de 0.584 seg, la aceleración máxima es 0.565g.

Hacemos una comparación de estos espectros, con el máximo sismo esperado para un periodo de retorno de 2475 años que según el ASCE:

#### 11.4.6 Risk-Targeted Maximum Considered (MCE<sub>R</sub>) Response Spectrum

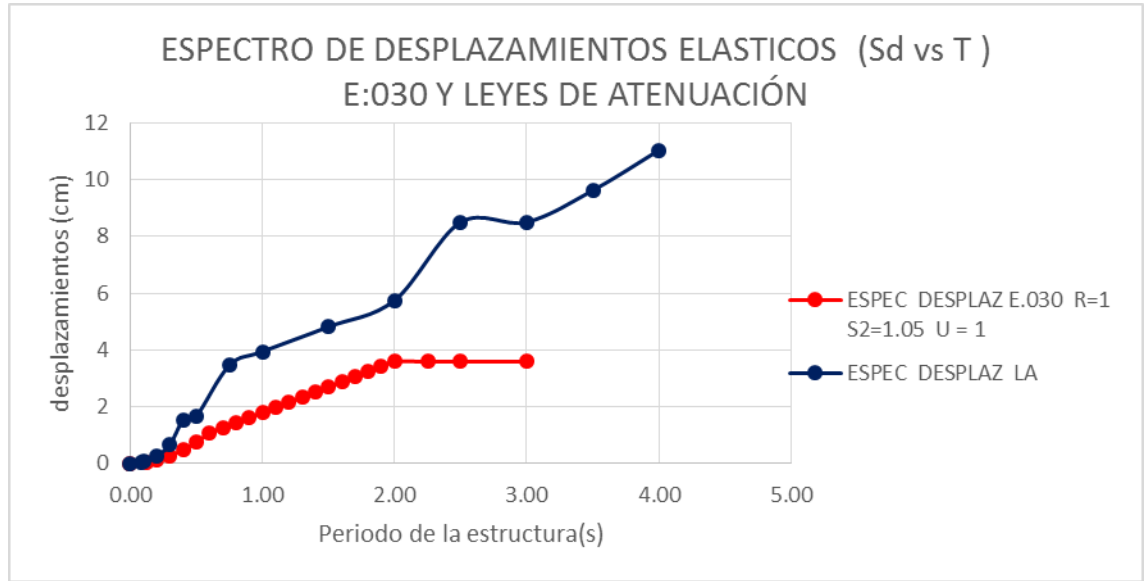
Where an MCE<sub>R</sub> response spectrum is required, it shall be determined by multiplying the design response spectrum by 1.5.



**Gráfico 41: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado.**

**Fuente Propia**

#### 4.2.6.2 Espectro de Desplazamientos



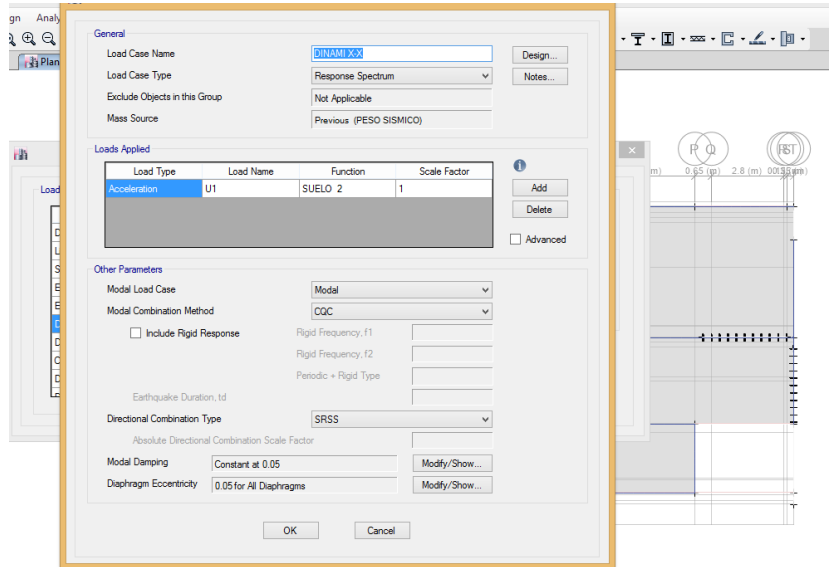
**Gráfico 42: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 -Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

El nivel de daño de una estructura depende de su desplazamiento, es por esto que nuestros códigos de diseño sísmo resistente E.030, nos limita los desplazamientos que puede presentar una estructura ante un evento sísmico, para esta estructura, y según su periodo de 0.584 seg, presenta un desplazamiento máximo de 1.08 cm.

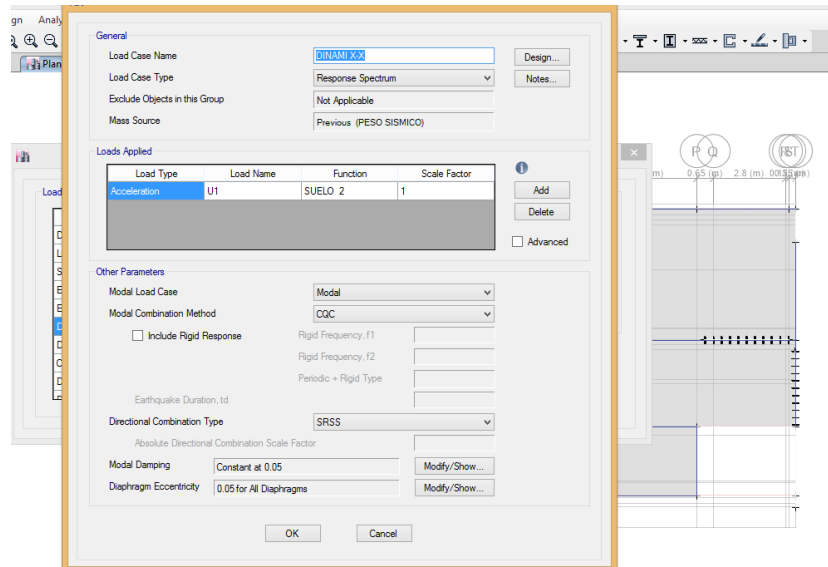
Como observamos el espectro de desplazamiento, mediante leyes de Atenuación, para el periodo de 0.584 segundos, el desplazamiento viene hacer de 2.25 cm

Podemos corroborar los valores del desplazamiento calculados manualmente (E-.030, 0.435 cm y L.A, 1.22 cm), según el programa Etabs 2016.2, al pedir los desplazamientos máximos en el octavo nivel y vemos que son muy parecidos.



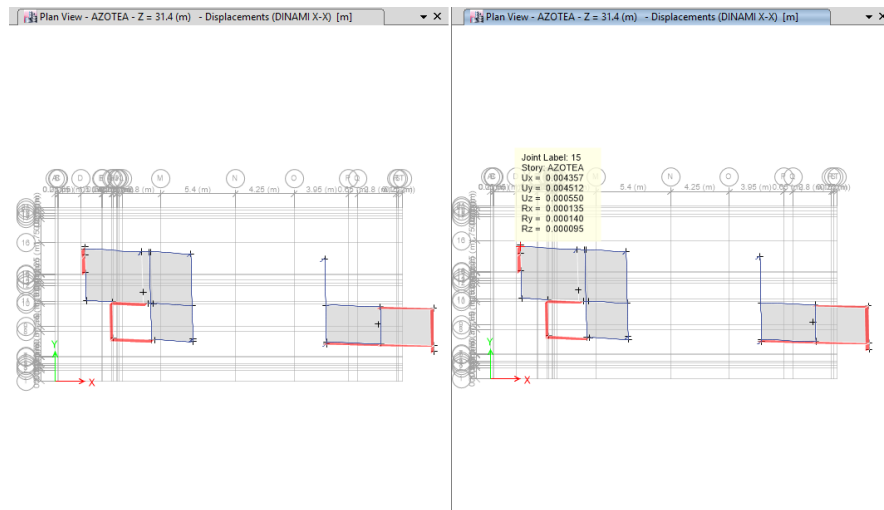
**Gráfico 44: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2**

**Fuente Propia**



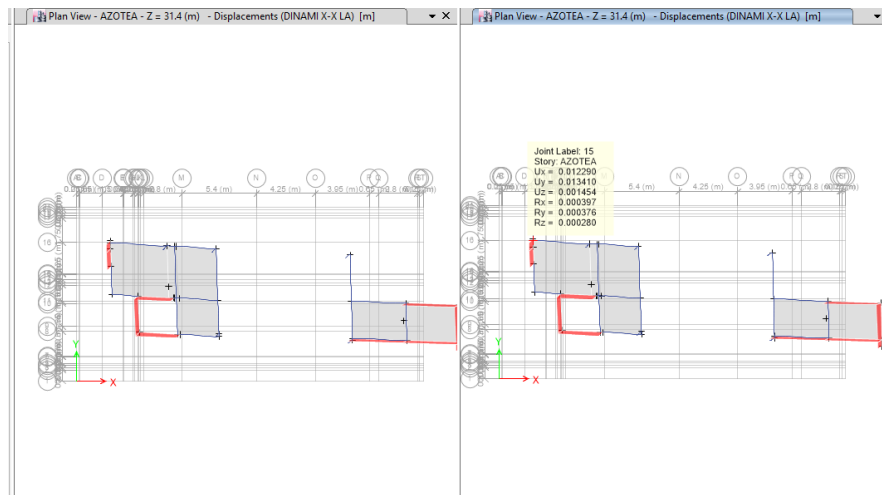
**Gráfico 43: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2**

**Fuente Propia**



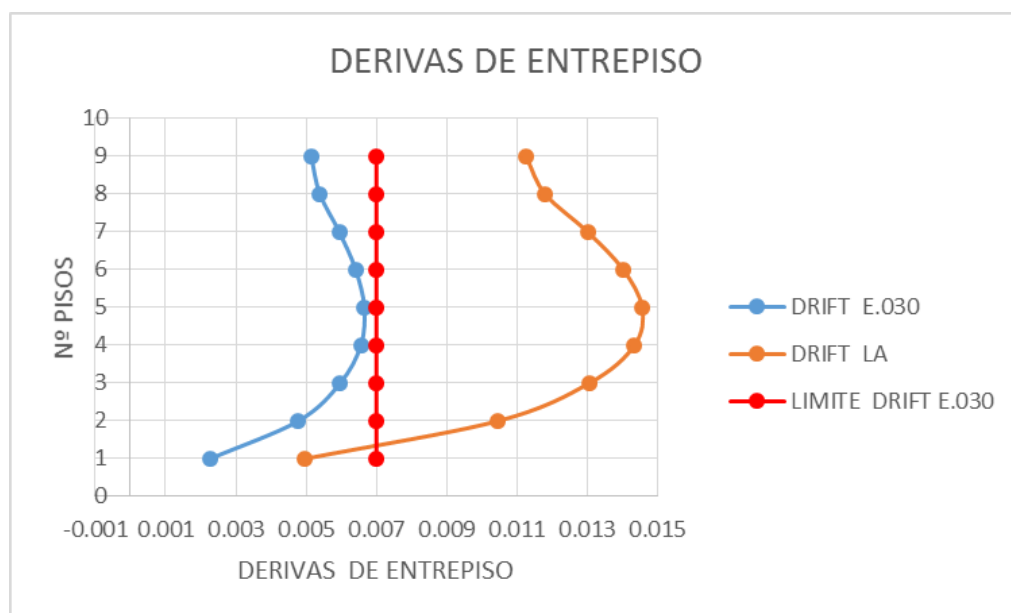
**Gráfico 45: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2**

**Fuente Propia**



**Gráfico 46: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2**

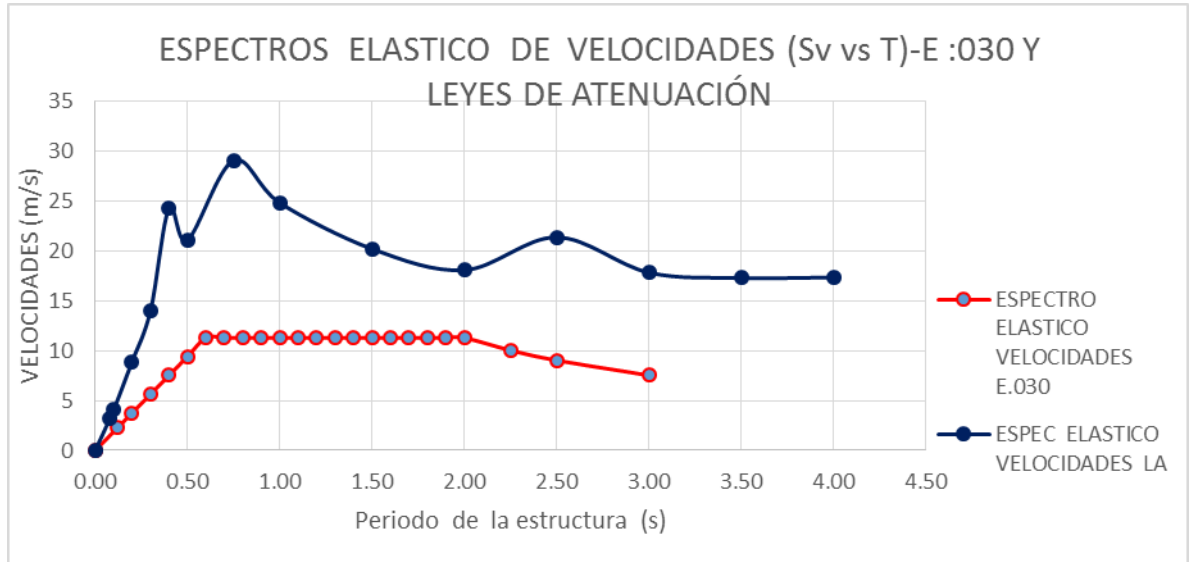
**Fuente Propia**



**Gráfico 47: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación**  
**Fuente Propia**

Como observamos en el gráfico 47, las derivas de entrepiso, que nos exige la norma E.030 es de 0.007 m, y analizando la estructura mediante leyes de Atenuación la estructura no cumple, es 0.0146 m, y para la E.030 es de 0.0066 m.

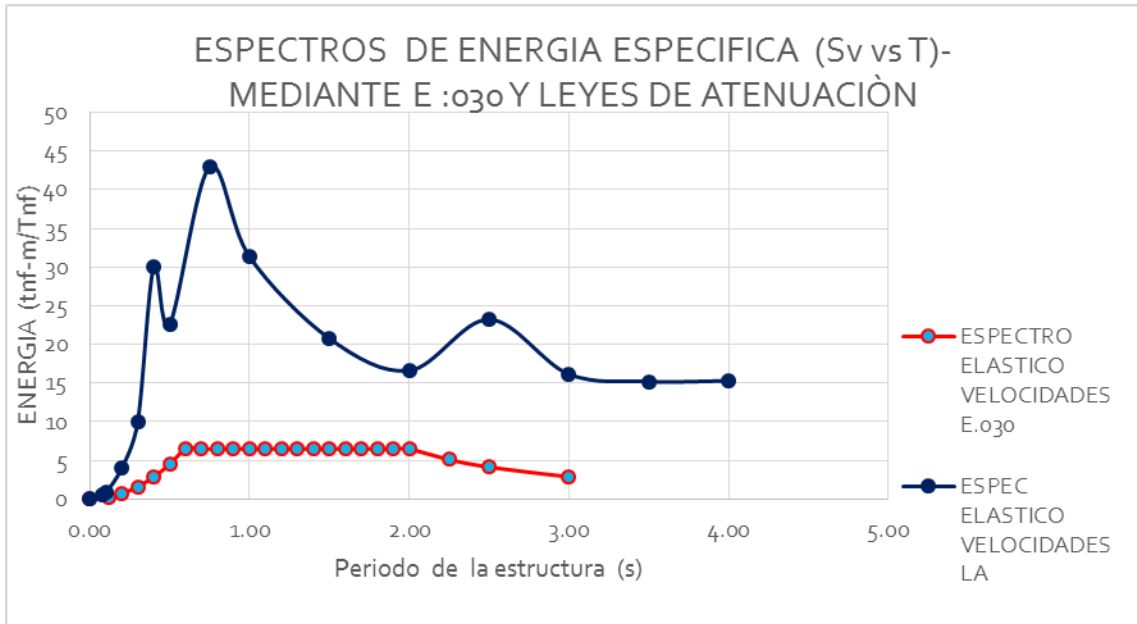
### 4.2.6.3 Espectro de Velocidades



**Gráfico 48: Espectro de Velocidades E.030-Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

Como observamos según la gráfica 48 para 0.584 segundos, la velocidad según la E.030 es de 11.28 m/s y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 24.10 m/s.





**Gráfico 49: Espectro de Energía Específica -Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

El poder destructivo de un terremoto depende de la energía que aporte el impacto sísmico. Como observamos según la gráfica 36 para 0.584 segundos, la energía según la E.030 es de 6.49 tnf-m/tnf y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 30.05 Tnf-m/tnf.

### 4.3 Edificio Las Flores del Golf

#### 4.3.1 Sistema Estructural

El sistema resistente a cargas laterales, está compuesta por “MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO, en las dos direcciones.

#### 4.3.2 Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica “C”

<b>Espectro de respuesta</b>	
<b>T (seg)</b>	<b>C (m/seg<sup>2</sup>)</b>
0.00	2.500
0.12	2.500
0.20	2.500
0.30	2.500
0.40	2.500
0.50	2.500
0.60	2.500
0.70	2.143
0.80	1.875
0.90	1.667
1.00	1.500
1.10	1.364
1.20	1.250
1.30	1.154
1.40	1.071
1.50	1.000
1.60	0.938
1.70	0.882
1.80	0.833
1.90	0.789
2.00	0.750
2.25	0.593
2.50	0.480
3.00	0.333

**Tabla 21: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Las Flores del Golf**

**Fuente Propia**

### 4.3.3 Factores de Irregularidades ( $I_a$ y $I_p$ )







Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$		
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,75</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,50</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<b>0,80</b>		<b>NO IRREGULAR</b>
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	<b>0,60</b>		<b>NO IRREGULAR</b>

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90



IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR



NO IRREGULAR

Carga de Sismo, los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura (según norma Peruana  $R=7$ ); realizaremos el diseño

sísmico basado en dos metodologías, análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

#### 4.3.4 Cálculo de la Aceleración Espectral para el Análisis Dinámico

FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD		
RO =	6	muros estructurales
Ro =	6	muros estructurales

factores de reducción por ductilidad	la=	1
ROX =	6	lp = 0.75
RoX =	6	
Rx =	4.5	
Ry' =	4.5	

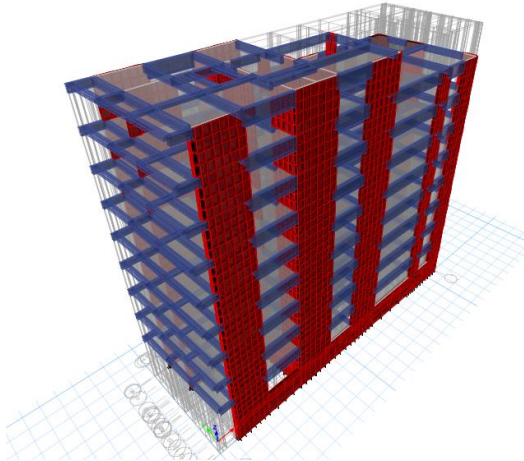
**Tabla 22: Factores de Reducción-Edificio Las Flores del Golf**

**Fuente Propia**

#### 4.3.5 Periodo de la Estructura

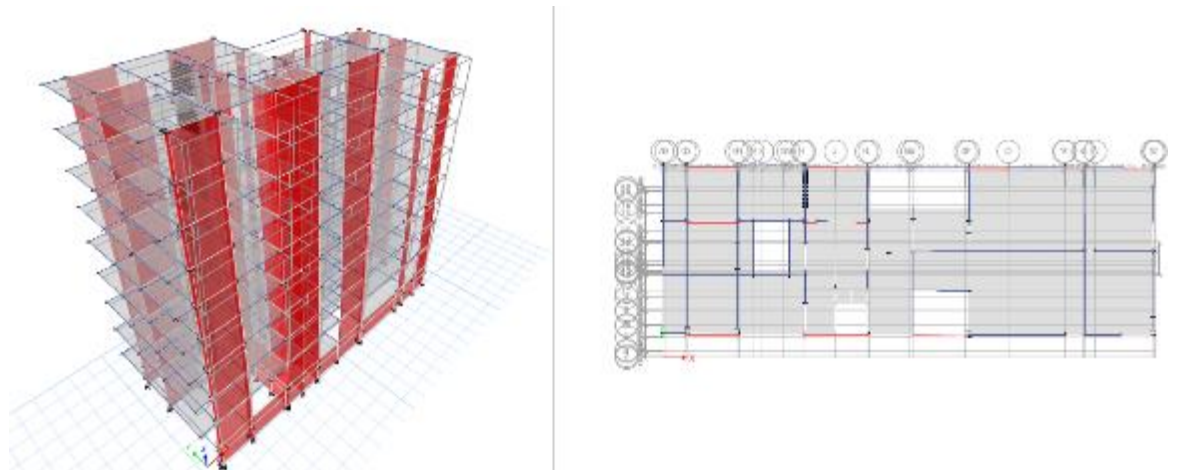
Para el análisis estructural se han planteado modelo tridimensional, considerándolo como un sistema independiente del conjunto suelo cimentación, en la que se aplica las diversas acciones a la que está expuesta.

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usa el método estático y el dinámico pseudo espectral (CQC).



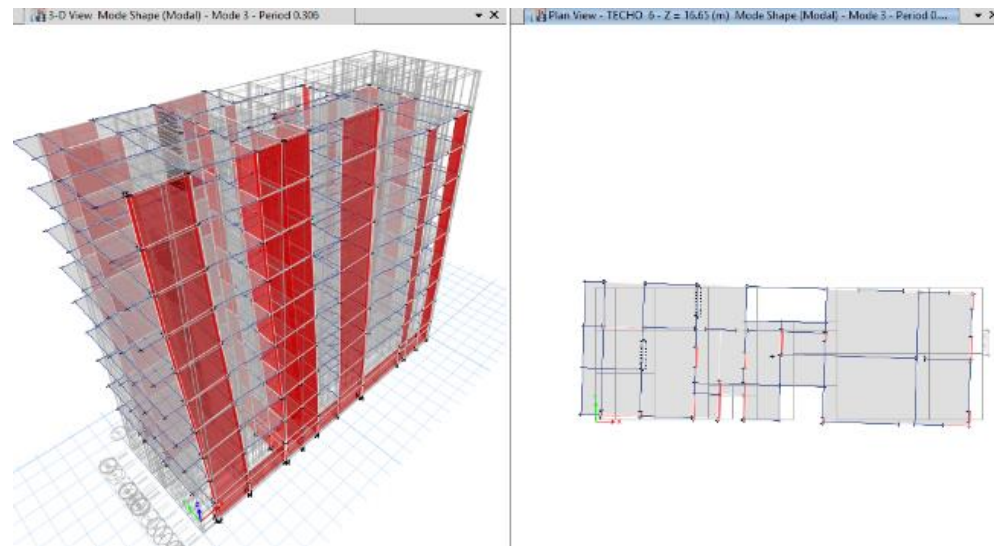
**Gráfico 50: Periodo de Estructura- Edificio Las Flores del Golf**  
**Fuente Propia**

**4.3.5.1 Periodo Modo 1- Traslación Y-Y=0.538 seg**



**Gráfico 51: Periodo Modo 1- Edificio Las Flores del Golf**  
**Fuente Propia**

#### 4.3.5.2 Periodo Modo 3- Traslación Y-Y=0.306 seg.

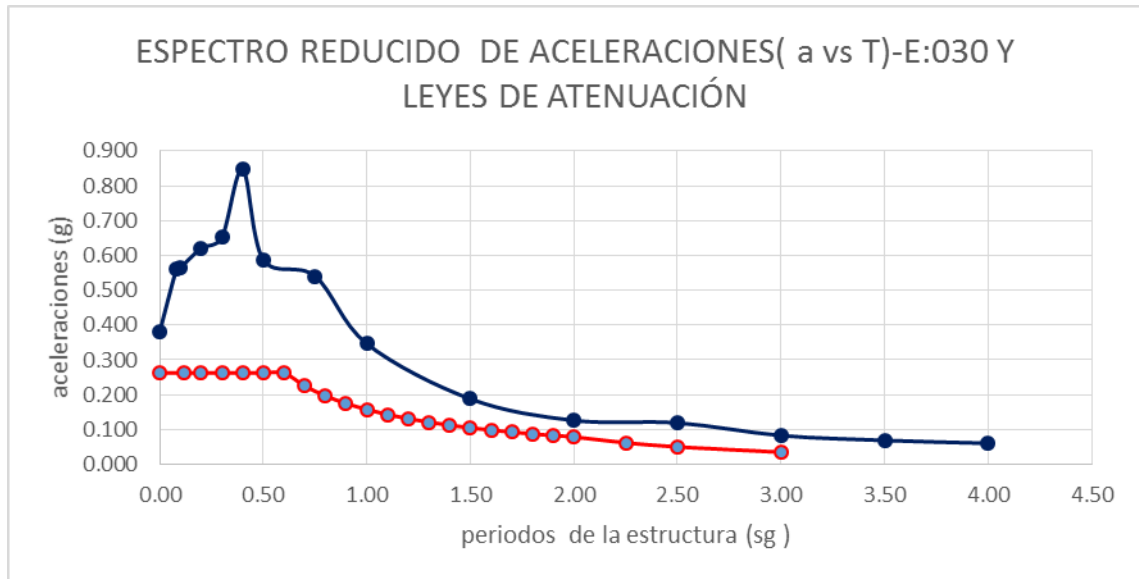


**Gráfico 52: Periodo Modo 3- Edificio Las Flores del Golf**  
**Fuente Propia**

### 4.3.6 Comparaciones de Espectros de Aceleraciones,

#### Velocidades y Desplazamientos mediante la E.30 y Leyes de Atenuación

##### 4.3.6.1 Espectro de Aceleraciones



**Gráfico 53: Comparación de Espectros-Edificio Tomonorte, mediante Leyes de Atenuación y la E.030**

**Fuente Propia**

El gráfico 53 representa el espectro de aceleraciones que nos exige la norma E.030 y las Leyes de Atenuación. La E.030 es un espectro reducido del espectro de respuesta elástico por un factor de reducción  $R= 4.5$ , para calcular la aceleración máxima de la estructura, tomamos el primer periodo de la estructura, la primera forma de responder, ante un evento sísmico, que es de 0.538 segundos, al irnos a la gráfica, este periodo se encuentra en la meseta, y la ordenada es de 0.263g mientras que el espectro mediante leyes de atenuación representa una metodología para estimar la aceleración y las ordenadas espectrales



asociados a un nivel de excedencia uniforme a lo largo del espectro, y su forma es

Obtenida directamente sin escalar una forma estándar y para el primer periodo de 0.538 seg, la aceleración máxima es 0.56g.

Hacemos una comparación de estos espectros, con el máximo sismo esperado para un periodo de retorno de 2475 años, que según el ASCE:

#### 11.4.6 Risk-Targeted Maximum Considered (MCE<sub>R</sub>) Response Spectrum

Where an MCE<sub>R</sub> response spectrum is required, it shall be determined by multiplying the design response spectrum by 1.5.

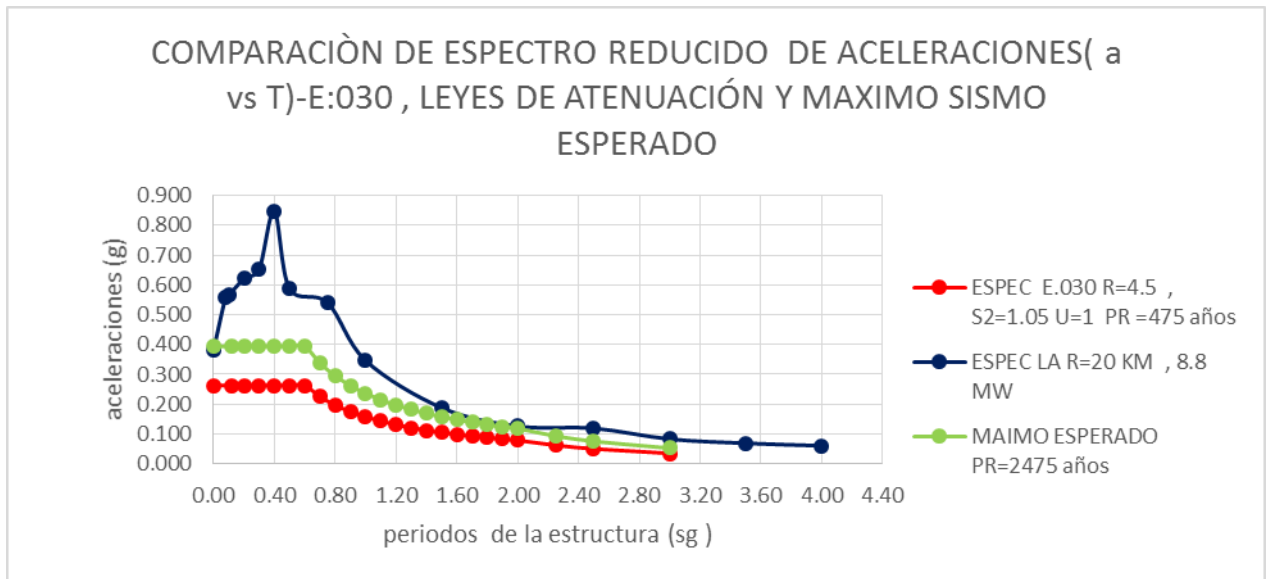
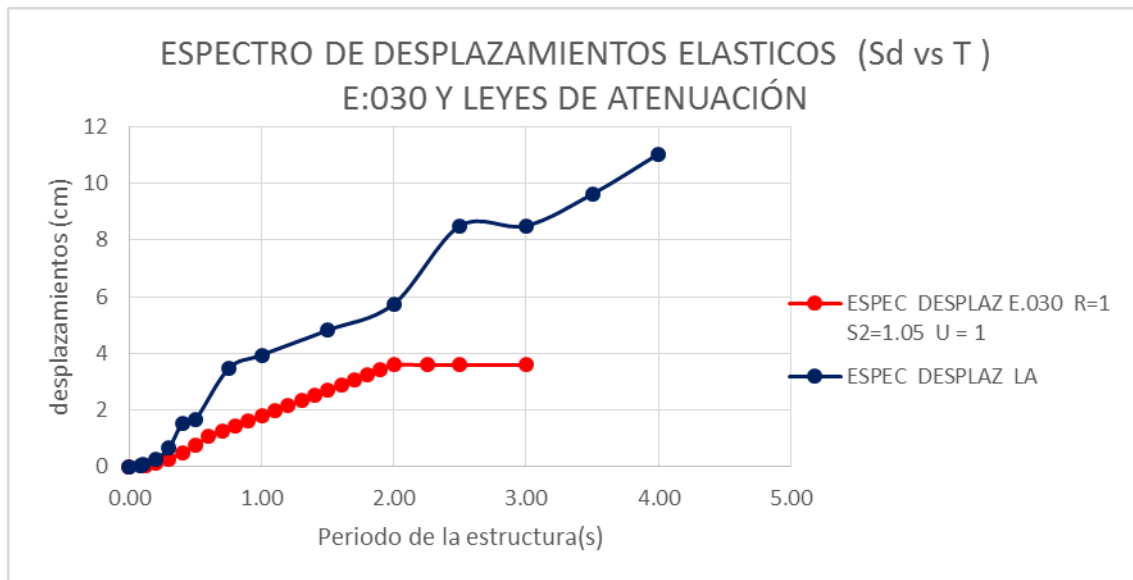


Gráfico 54: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado.

Fuente Propia

#### 4.1.6.2 Espectro de Desplazamientos



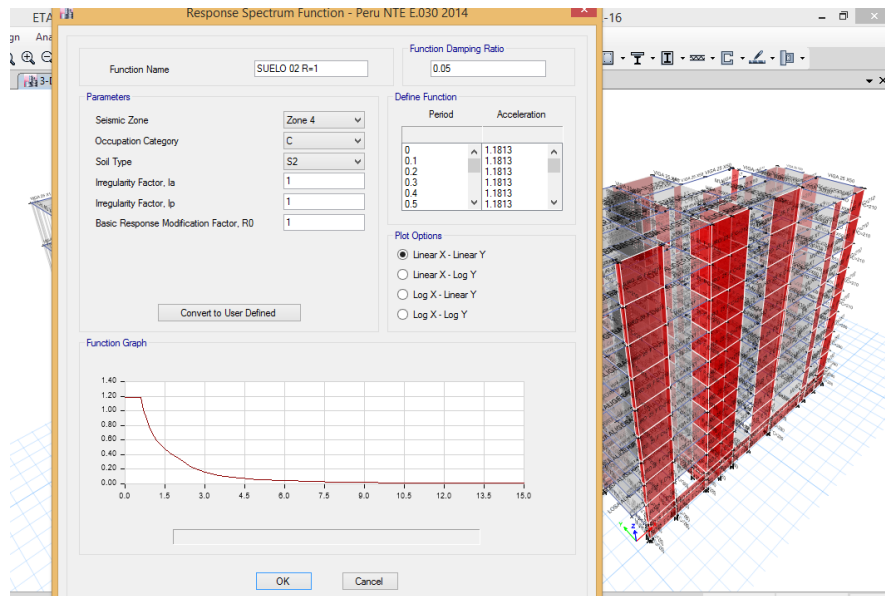
**Gráfico 55: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 -Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

El nivel de daño de una estructura depende de su desplazamiento, es por esto que nuestros códigos de diseño sismo resistente E.030, nos limita los desplazamientos que puede presentar una estructura ante un evento sísmico, para esta estructura, y según su periodo de 0.538 seg, presenta un desplazamiento máximo de 1.10 cm.

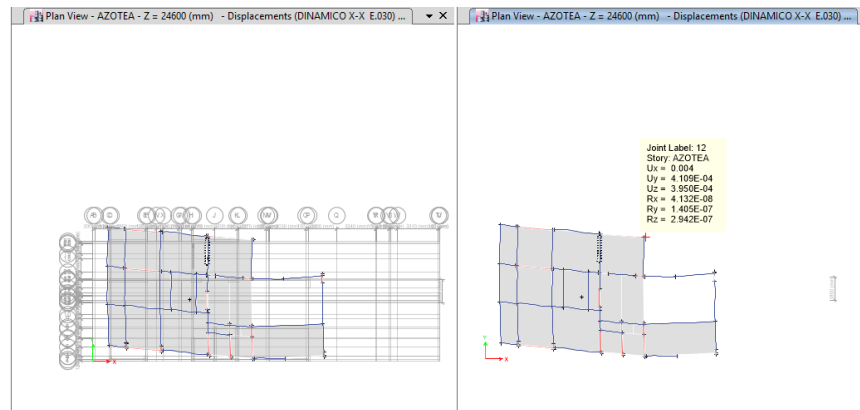
Como observamos el espectro de desplazamiento, mediante leyes de Atenuación, para el periodo de 0.538 segundos, el desplazamiento viene hacer de 2.5cm

Podemos corroborar los valores del desplazamiento calculados manualmente (E-.030, 0.435 cm y L.A, 1.22 cm), según el programa Etabs 2016.2, al pedir los desplazamientos máximos en el quinto nivel y vemos que son muy parecidos.



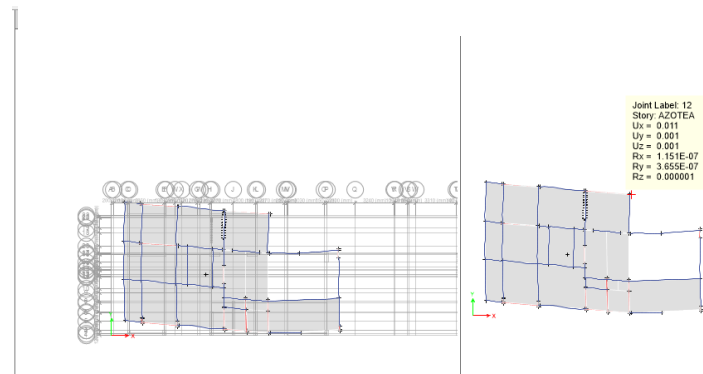
**Gráfico 56: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2**

**Fuente Propia**



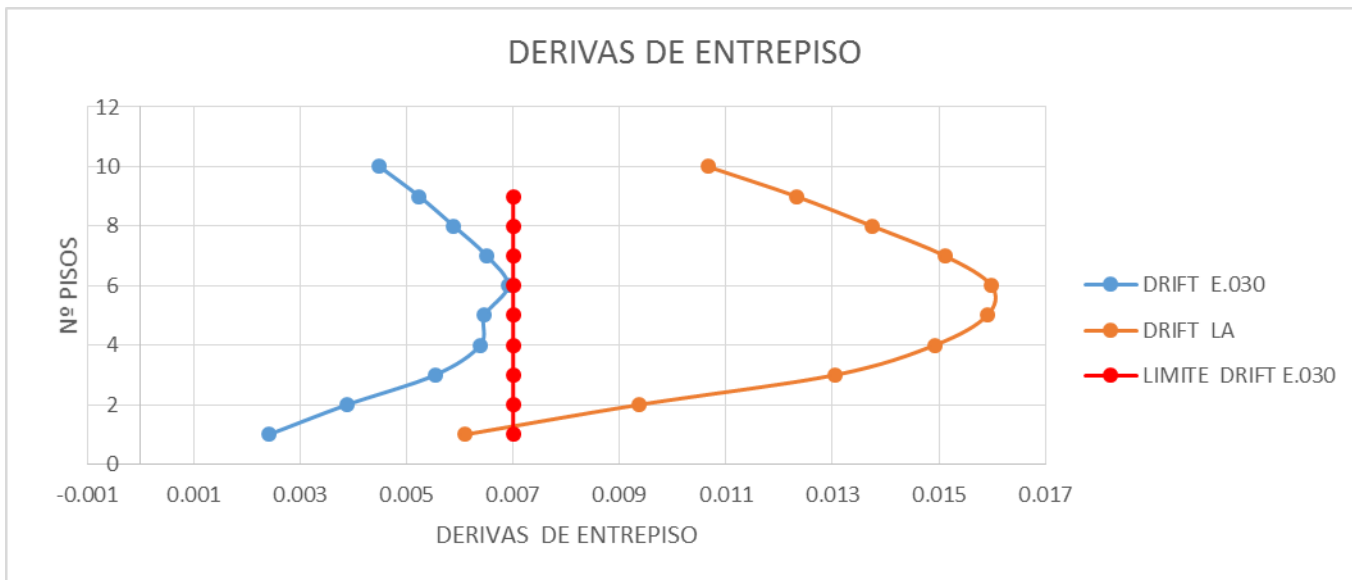
**Gráfico 57: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2**

**Fuente Propia**



**Gráfico 58: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2**

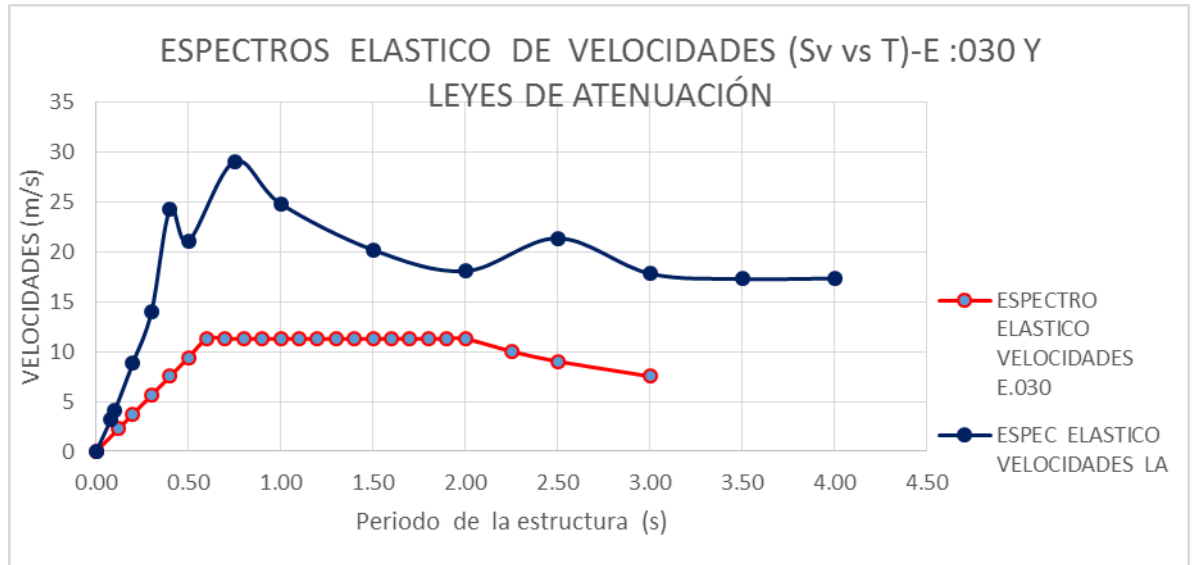
**Fuente Propia**



**Gráfico 59: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación**  
**Fuente Propia**

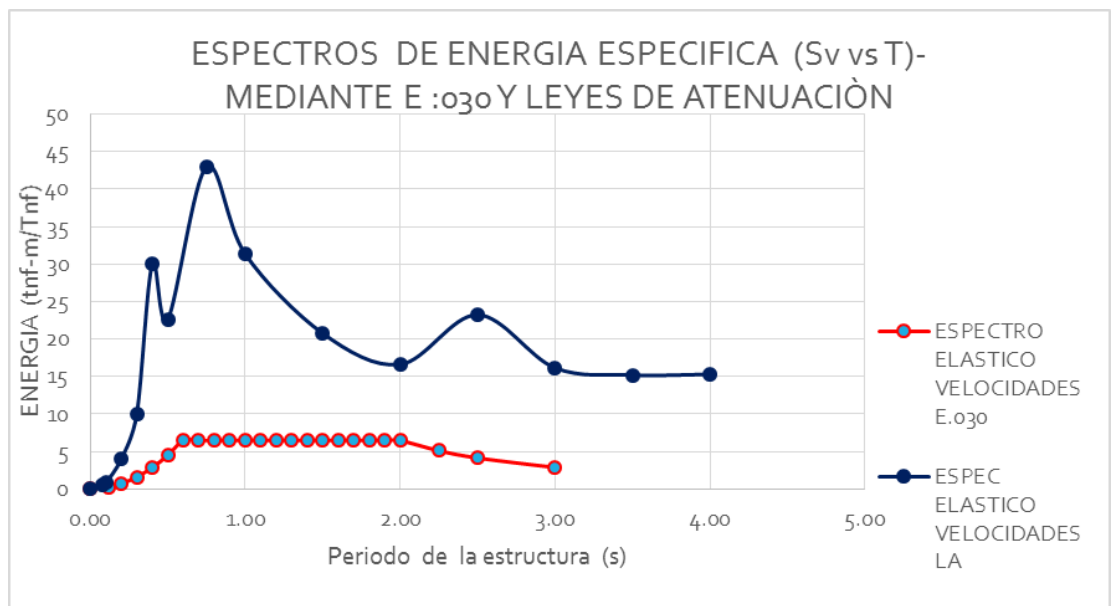
Como observamos en el gráfico 59, las derivas de entrepiso, que nos exige la norma E.030 es de 0.0069 m, y analizando la estructura mediante leyes de Atenuación la estructura no cumple, es 0.01598 m, y para la E.030 es de 0.0066 m.

### 4.3.6.3 Espectro de Velocidades



**Gráfico 60: Espectro de Velocidades-Edificio Las Flores del Golf**  
Fuente Propia

Como observamos según la gráfica 60 para 0.538 segundos, la velocidad según la E.030 es de 9.40 m/s y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 22.06 m/s.



**Gráfico 61: Espectro de Energía Especifica -Edificio Tomonorte**  
Fuente Propia

El poder destructivo de un terremoto depende de la energía que aporte el impacto sísmico. Como observamos según la gráfica 36 para 0.538 segundos, la energía según la E.030 es de 5.25 tnf-m/tnf y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 25.10 Tnf-m/tnf.

#### 4.4 Edificio Albretch

##### 4.4.1 Sistema Estructural

El sistema resistente a cargas laterales, está compuesta por “MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO, en las dos direcciones.

##### 4.4.2 Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica “C”

<u>Espectro de respuesta</u>	
T (seg)	C (m/seg <sup>2</sup> )
0.00	2.500
0.12	2.500
0.20	2.500
0.30	2.500
0.40	2.500
0.50	2.500
0.60	2.500
0.70	2.143
0.80	1.875
0.90	1.667
1.00	1.500
1.10	1.364
1.20	1.250
1.30	1.154
1.40	1.071
1.50	1.000
1.60	0.938
1.70	0.882
1.80	0.833
1.90	0.789
2.00	0.750
2.25	0.593
2.50	0.480
3.00	0.333

**Tabla 23: Factor de Amplificación Sísmica-Edificio Albretch**  
**Fuente Propia**

#### 4.4.3 Factores de Irregularidades ( $I_a$ y $I_p$ )












Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$		
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90		NO IRREGULAR
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90		IRREGULAR
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80		NO IRREGULAR
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60		NO IRREGULAR



Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$		
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75		IRREGULAR
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60		NO IRREGULAR
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90		NO IRREGULAR
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85		NO IRREGULAR
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90		NO IRREGULAR

Carga de Sismo, los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura (según norma Peruana  $R=7$ ); realizaremos el diseño sísmico basado en dos metodologías, análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

#### 4.4.4 Cálculo de la Aceleración Espectral para el Análisis Dinámico

FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD		
RO =	6	muros estructurales
Ro =	6	muros estructurales

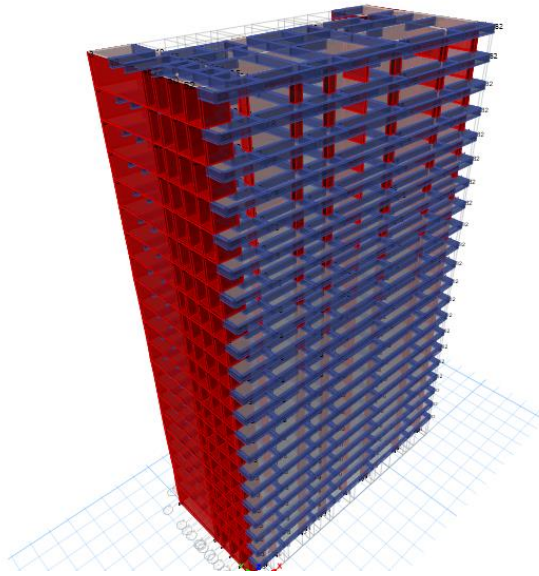
factores de reducción por ductibilidad		la=	0.9
ROX =	6	lp =	0.75
RoY =	6		
Rx =	4.05		
Ry' =	4.05		

**Tabla 24: Factores de Reducción-Edificio Albretch**  
Fuente Propia

#### 4.4.5 Periodo de La Estructura

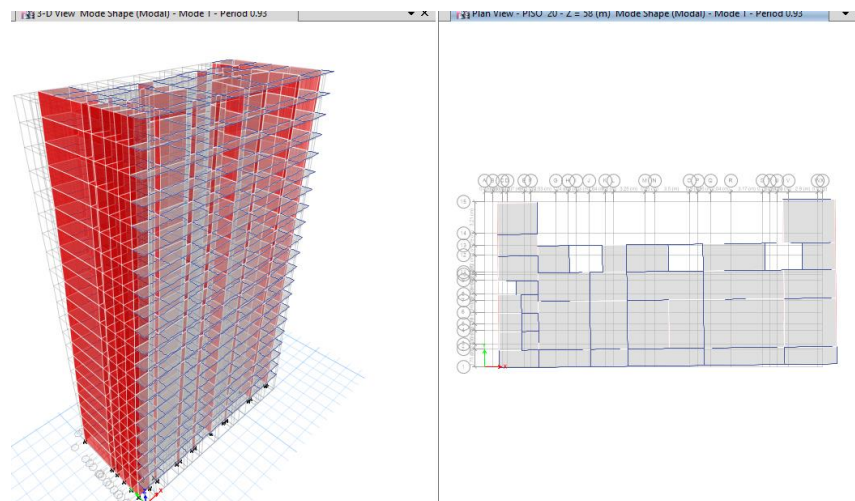
Para el análisis estructural se han planteado modelos tridimensionales, considerándolo como un sistema independiente del conjunto suelo cimentación, en la que se aplica las diversas acciones a la que está expuesta.

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usa el método estático y el dinámico pseudo espectral (CQC).



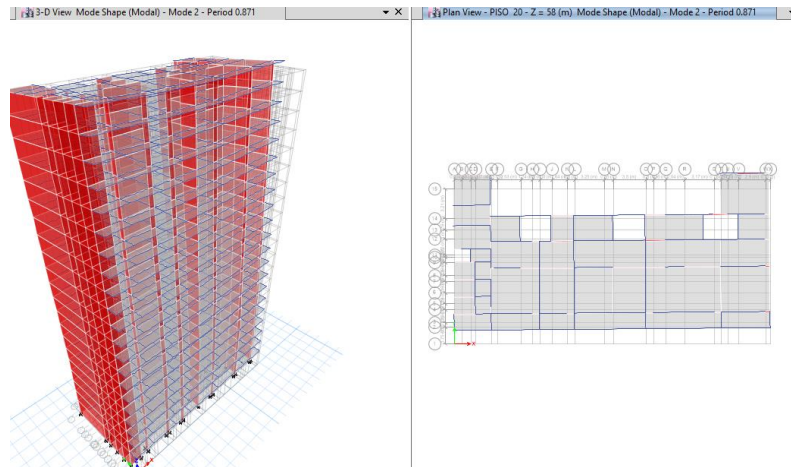
**Gráfico 62: Periodo de la Estructura-Edificio Albretch**  
**Fuente Propia**

**4.4.5.1 Periodo Modo 1 - Traslación X-X =0.93 seg**



**Gráfico 63: Periodo Modo 1-Edificio Albretch**  
**Fuente Propia**

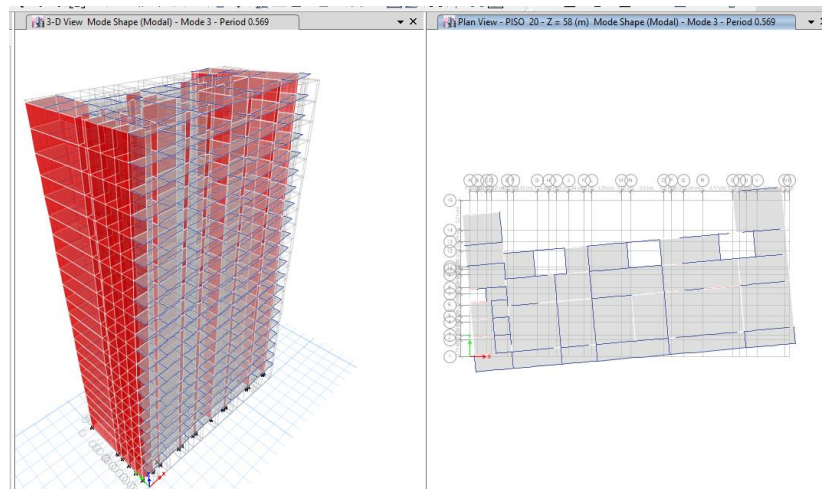
#### 4.4.5.2 Periodo Modo 2 - Traslación Y-Y =0.871 seg



**Gráfico 64: Periodo Modo 2-Edificio Albretch**

**Fuente Propia**

#### 4.4.5.3 Periodo Modo 3 - Rotación Z-Z =0.871 seg



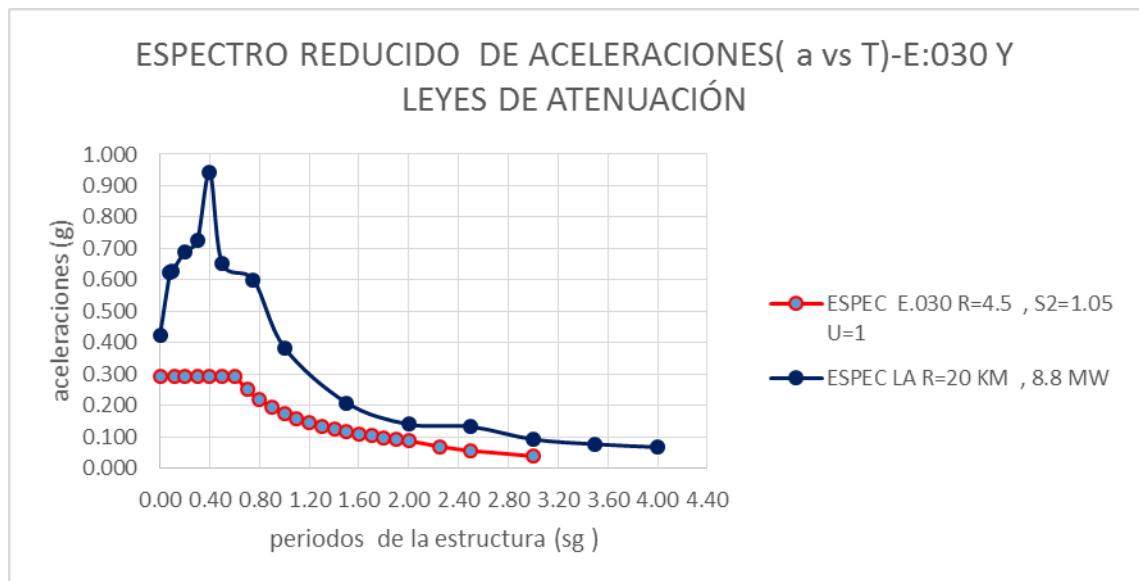
**Gráfico 65: Periodo Modo 3-Edificio Albretch**

**Fuente Propia**

#### 4.4.6 Comparaciones de Espectros de Aceleraciones,

#### Velocidades y Desplazamientos mediante la E.30 y Leyes de Atenuación

##### 4.4.6.1 Espectro de Aceleraciones



**Gráfico 66: Comparación de Espectros-Edificio Albretch, mediante Leyes de Atenuación y la E.030**

**Fuente Propia**

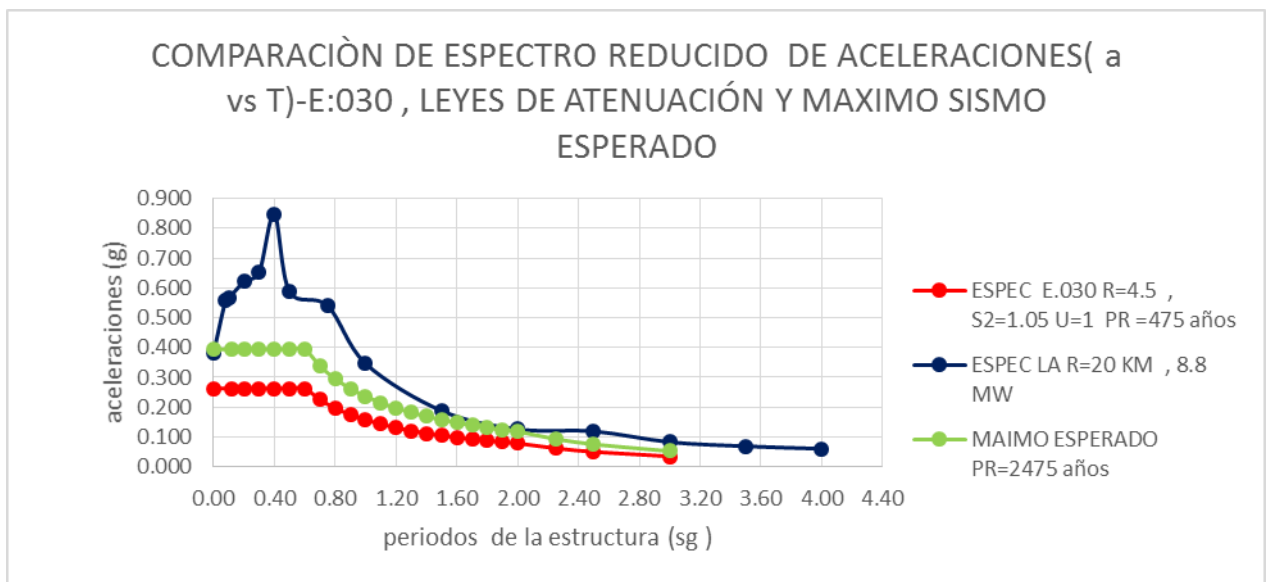
El gráfico 66 representa el espectro de aceleraciones que nos exige la norma E.030 y las Leyes de Atenuación. La E.030 es un espectro reducido del espectro de respuesta elástica por un factor de reducción  $R = 4.5$ , para calcular la aceleración máxima de la estructura, tomamos el primer periodo de la estructura, la primera forma de responder, ante un evento sísmico, que es de 0.93 segundos, al irnos a la gráfica, este periodo se encuentra en la meseta, y la ordenada es de 0.184g mientras que el espectro mediante leyes de atenuación representa una

metodología para estimar la aceleración y las ordenadas espectrales asociados a un nivel de excedencia uniforme a lo largo del espectro, y su forma es obtenida directamente sin escalar una forma estándar y para el primer periodo de 0.93 seg, la aceleración máxima es 0.354g.

Hacemos una comparación de estos espectros, con el máximo sismo esperado para un periodo de retorno de 2475 años, que según el ASCE:

#### 11.4.6 Risk-Targeted Maximum Considered (MCE<sub>R</sub>) Response Spectrum

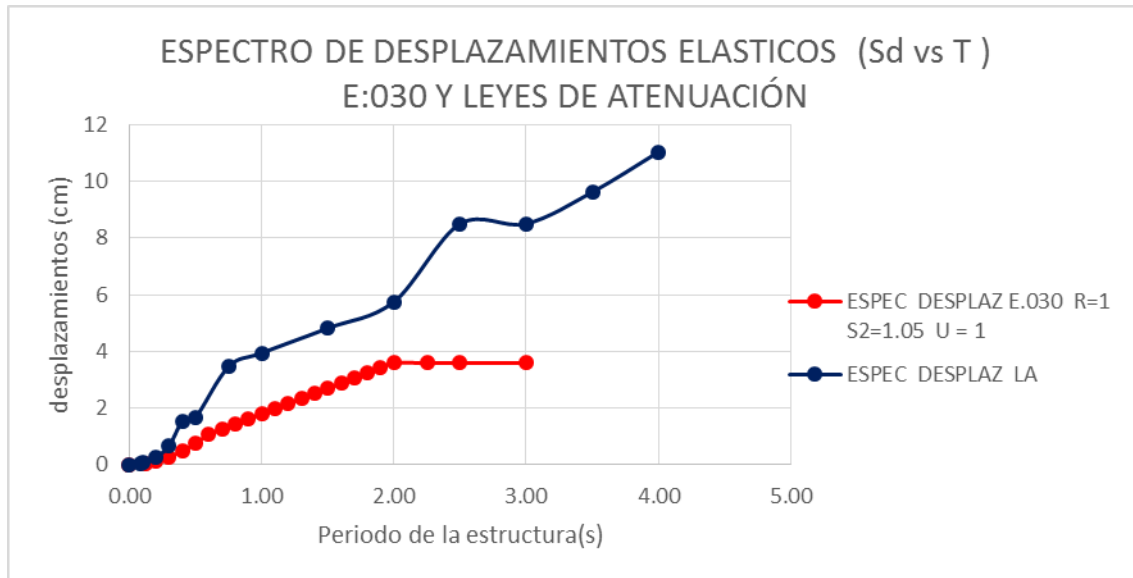
Where an MCE<sub>R</sub> response spectrum is required, it shall be determined by multiplying the design response spectrum by 1.5.



**Gráfico 67: Comparación de Espectros- mediante E.030, Leyes de Atenuación y el máximo sismo esperado.**

**Fuente Propia**

#### 4.4.6.2 Espectro de Desplazamientos



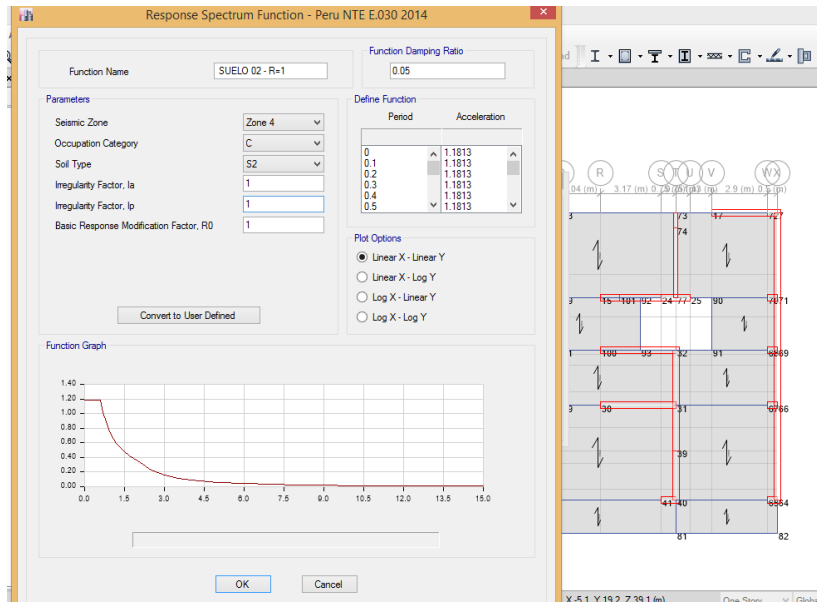
**Gráfico 68: Espectro de Desplazamientos mediante Leyes de Atenuación y E.030 -Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

El nivel de daño de una estructura depende de su desplazamiento, es por esto que nuestros códigos de diseño sismo resistente E.030, nos limita los desplazamientos que puede presentar una estructura ante un evento sísmico, para esta estructura, y según su periodo de 0.93 seg, presenta un desplazamiento máximo de 1.95 cm.

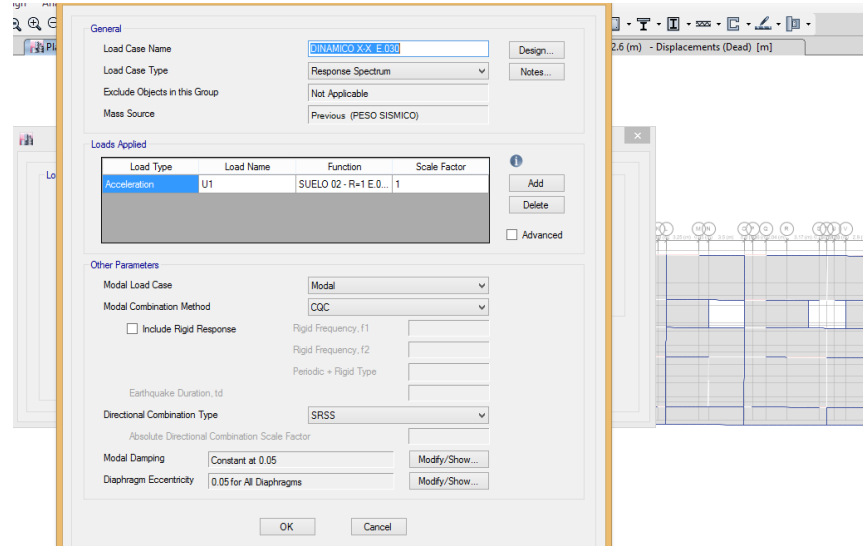
Como observamos el espectro de desplazamiento, mediante leyes de Atenuación, para el periodo de 0.93 segundos, el desplazamiento viene hacer de 3.92cm

Podemos corroborar los valores del desplazamiento calculados manualmente (E-.030, 2.22 cm y L.A, 5.24 cm), según el programa Etabs 2016.2, al pedir los desplazamientos máximos en el quinto nivel y vemos que son muy parecidos.

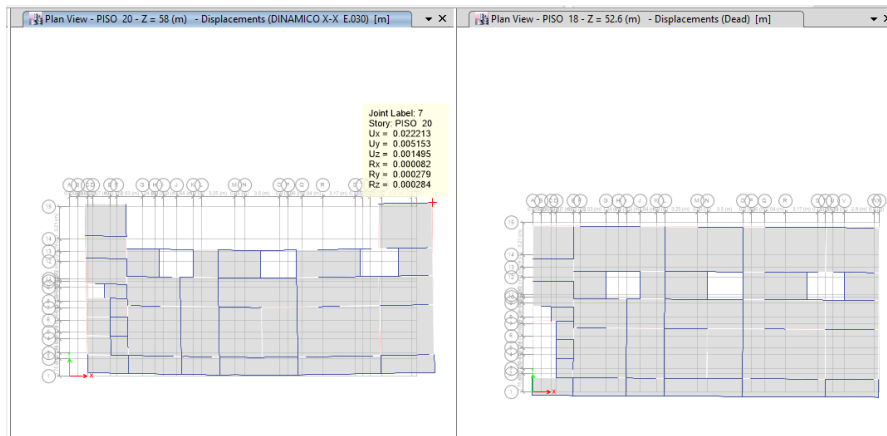


**Gráfico 69: Espectro Respuesta mediante Etabs16.2**  
**Fuente Propia**

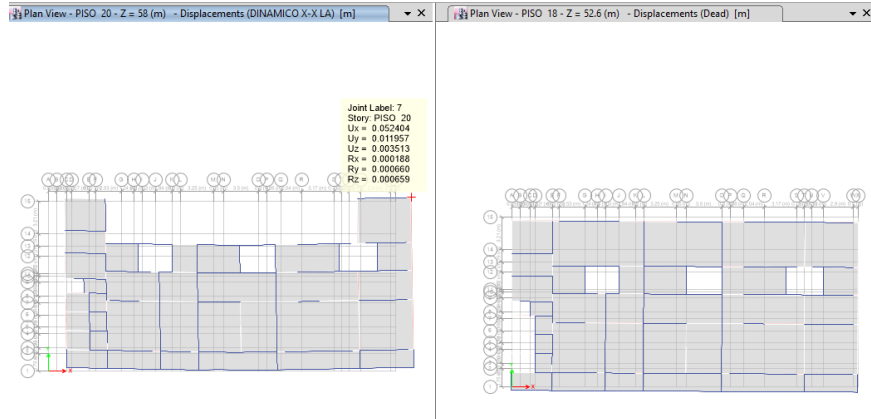




**Gráfico 70: Análisis Dinámico mediante Etabs16.2**  
**Fuente Propia**

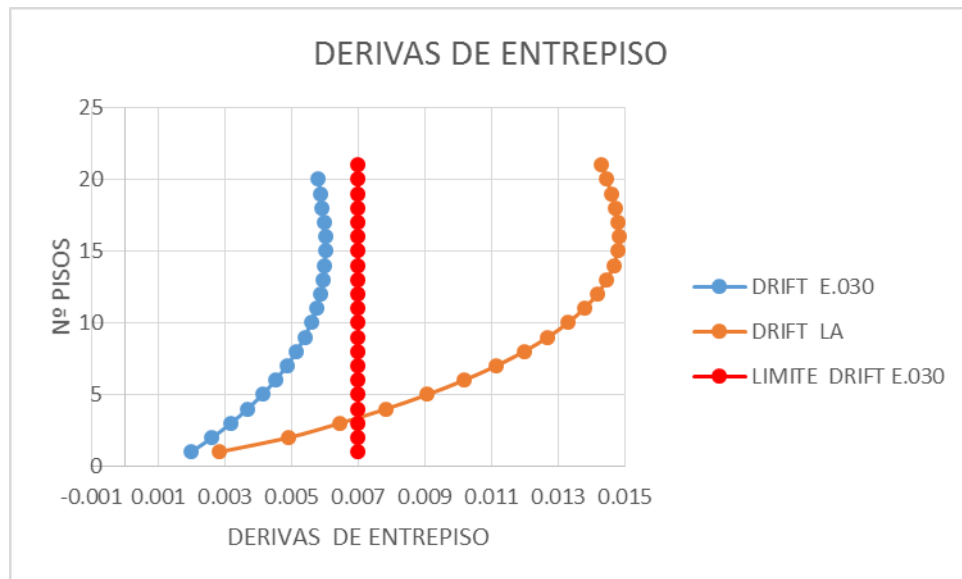


**Gráfico 71: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante.E.030, con el programa Etabs.16.2**  
**Fuente Propia**



**Gráfico 72: Desplazamientos Máximos en la azotea De La Estructura Mediante Ley De Atenuación, con el programa Etabs.2017.2**

**Fuente Propia**

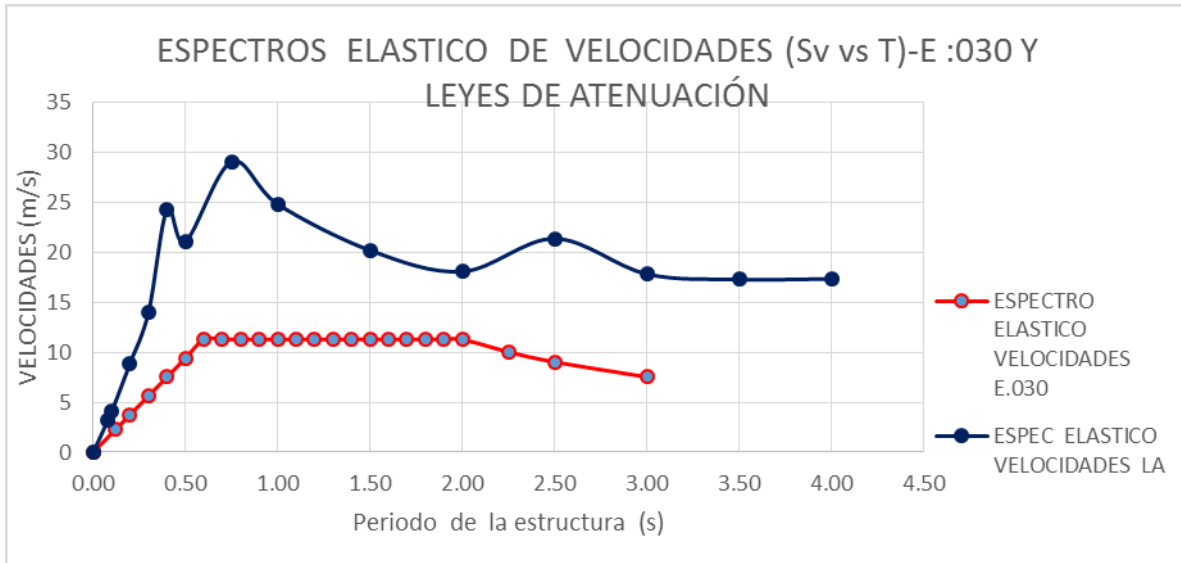


**Gráfico 73: Derivas de entrepiso La Estructura Mediante: E.030 Y Las Leyes De Atenuación**

**Fuente Propia**

Como observamos en el gráfico 73 , las derivas de entrepiso, que nos exige la norma E.030 es de 0.0062 m , y analizando la estructura mediante leyes de Atenuación la estructura no cumple , es 0.0148 m , y para la E.030 es de 0.0066 m .

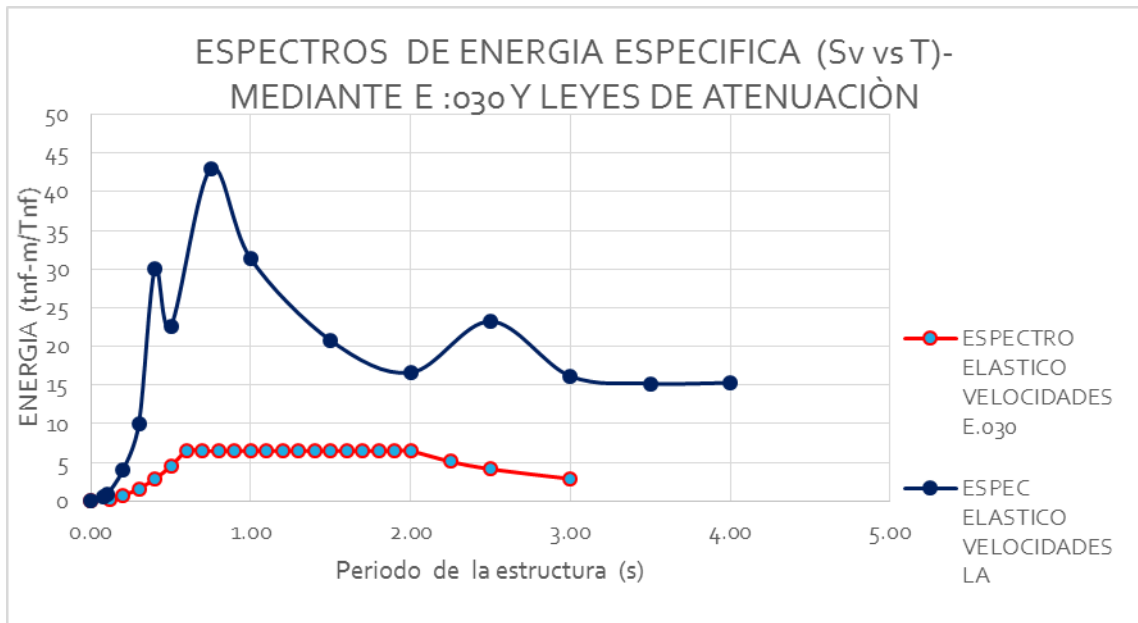
#### 4.4.6.3 Espectro de Velocidades



**Gráfico 74: Espectro de Velocidades-Edificio Albretch**

**Fuente Propia**

Como observamos según la gráfica 74 para 0.93 segundos, la velocidad según la E.030 es de 11.28 m/s y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 36) es de 23.95 m/s.



**Gráfico 75: Espectro de Energía Específica -Edificio Albretch**  
**Fuente Propia**

El poder destructivo de un terremoto depende de la energía que aporte el impacto sísmico. Como observamos según la gráfica 36 para 0.93 segundos, la energía según la E.030 es de 6.49 tnf-m/tnf y la velocidad mediante leyes de Atenuación (gráfica 75) es de 34.05 Tnf-m/tnf.

**DISEÑO DEL EDIFICIO DE MAYOR  
VULNERABILIDAD POR:  
E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”  
Y LEYES DE ATENUACIÓN**

---

**CAPÍTULO**

**5**

# **DISEÑO DEL EDIFICIO DE MAYOR VULNERABILIDAD**

## **Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones**

### **5.1 Diseño del Edificio Tomonorte por E.030 “Diseño Sismo Resistente”**

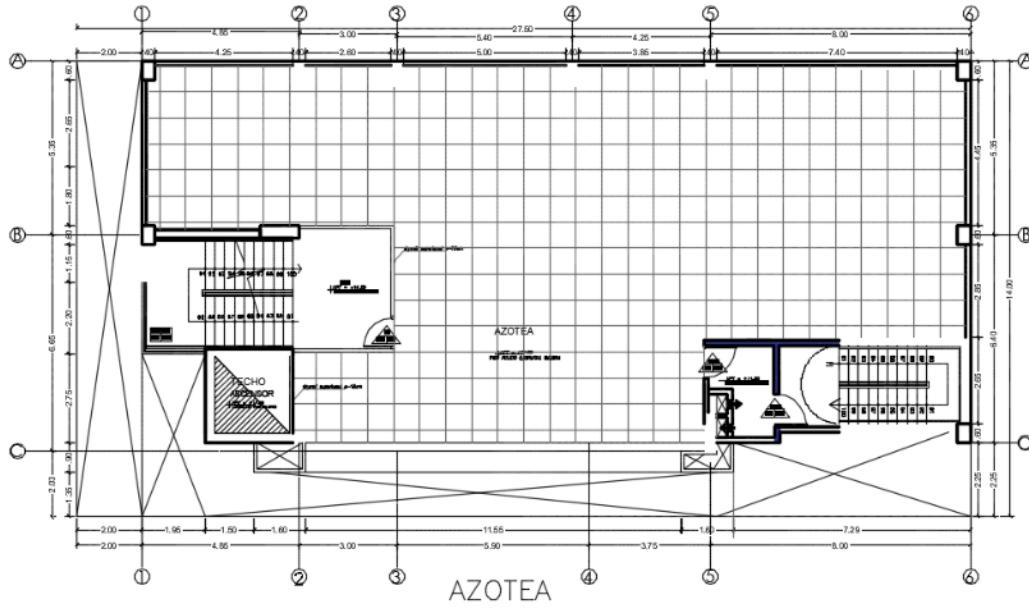
#### **5.1.1 Generalidades**

La presente investigación describe de forma general los métodos, criterios y estimaciones adoptadas para el desarrollo del diseño estructural del proyecto denominado “**EDIFICIO COMERCIAL**”, de propiedad de TOMOGRAFÍA COMPUTARIZADA SAC, el cual se desarrollará a partir del proyecto de arquitectura.

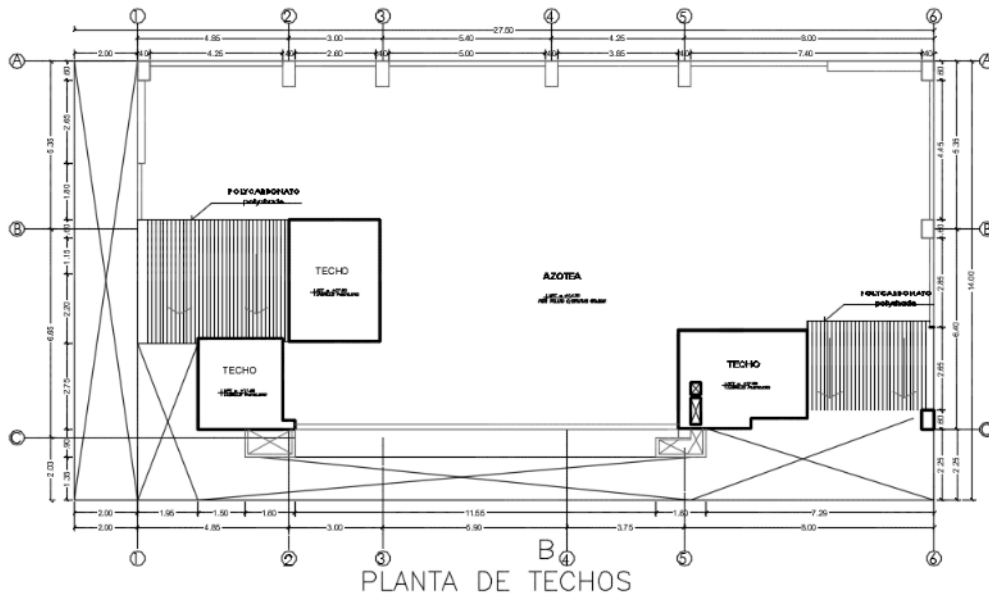




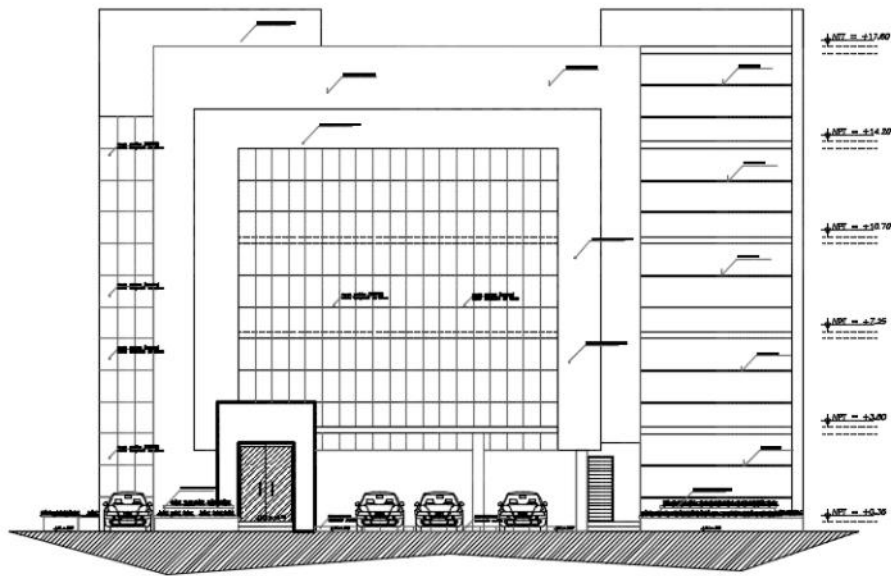




**Gráfico 80: Distribución Azotea**

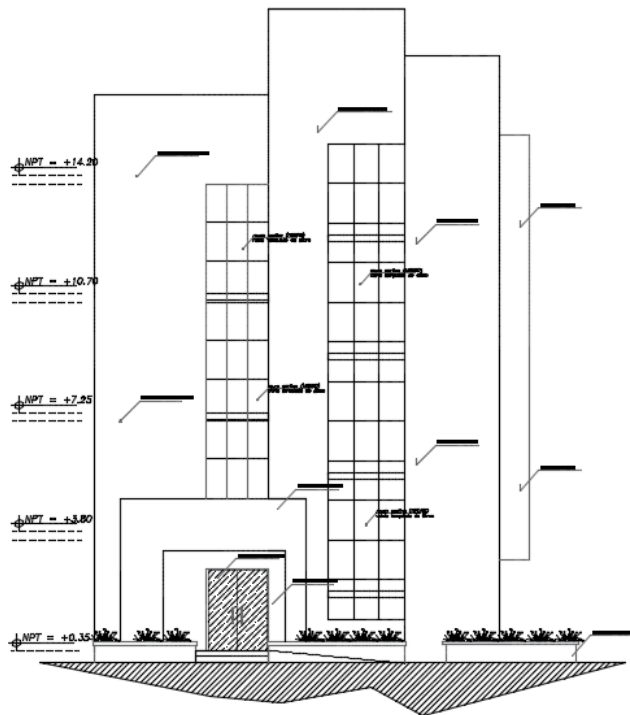


**Gráfico 81: Planta de Techos**



LATERAL

**Gráfico 82: Vista Lateral**



FRONTAL

**Gráfico 83: Vista Frontal**

### 5.1.2 Normas

Para el proceso del diseño, se usa lo prescrito en las Normas Técnicas de Edificación (NTE) E 020, E 030, E 050, E.090 y en lo que corresponda: ACI 318 – 14.

### 5.1.3 Sistema Estructural

El sistema resistente a cargas laterales, está compuesta por “MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO O PLACAS DE CONCRETO ARMADO, en las dos direcciones.

Los elementos verticales se han orientado y dispuesto de tal forma de eliminar los problemas de torsión.

- **Sistema estructural horizontal:** Se están empleando losas aligeradas en una dirección y losa en dos direcciones.
- Se incorporó un sistema de control pasivo con la inclusión de muros desacoplados e concretos armado con disipadores por plastificación de metales tipo SLB, que mejoran la rigidez y ductilidad de la edificación.

### 5.1.4 Materiales

La resistencia del concreto para los elementos estructurales, es de 210 Kg/cm<sup>2</sup> y 280 kg/cm<sup>2</sup>.

La resistencia del concreto para los elementos de arriostres, verticales y horizontales de la tabiquería es de 210Kg/cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo de fluencia de la barra de construcción es  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> (grado 60), y deben cumplir con las normas ASTM A706M ó A 615M.

### 5.1.5 Suelo de Cimentación

La estructura se cimentara por medio de una platea de cimentación y vigas de cimentación. El estrato de apoyo es una arena uniforme (SP).

Perfil de Suelo	S <sub>2</sub>
TP	0.6 seg.
TL	2.0
S	1.05

### 5.1.6 Estudio de Mecánica de Suelos

#### CAPACIDAD DE CARGA - TERZAGHI

<b>TERRENO NATURAL</b>		<b>Parámetros Sísmicos:</b>	
Tipo de suelo (SUCS) =	"SP"	Zona Sísmica:	4
Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	1.545	Z:	0.45
c (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.00	Tipo Perfil:	S <sub>2</sub> (Suelo Intermedio)
φ (°):	31	TP:	0.60 seg.
φ' (°):	21	S	1.05

#### **CIMENTACIÓN CORRIDA:**

$$\text{FORMULA: } q_a = [0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma + (2/3) * c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q] 1/F_S$$

Donde:

q<sub>ad</sub>: = capacidad portante admisible en kg/cm<sup>2</sup>.

C: = cohesión en (kg/cm<sup>2</sup>)

B: = ancho de la zapata o cimiento corrido en m.

γ: = peso específico del suelo.

D<sub>f</sub>: = profundidad de la cimentación.

φ°:

N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub>, N<sub>q</sub>: = parámetros que son función de φ

F.S.: = factor de seguridad = 3

S<sub>c</sub>, S<sub>γ</sub>, S<sub>q</sub>: = Factores de forma

Angulo de Fricción Interna

$$\gamma_1 \text{ ( gr/cm}^3\text{)} = 1.545$$

$$\gamma_2 \text{ ( gr/cm}^3\text{)} = 1.545$$

$$c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0.00$$

$$\text{Ang. Fricción} = 31^\circ$$

$$\text{Considerar para Falla Local. } 21^\circ$$

$$B \text{ (mts)} = 0.80$$

$$D_f \text{ (mts)} = 2.50$$

$$F = 3$$

$$N_\gamma = 6.2$$

$$N_c = 15.82$$

$$N_q = 7.07$$

$$S_\gamma = 1$$

$$S_c = 1.00$$

$$S_q = 1.00$$

$$q_a \text{ (ton/m}^2\text{)} = 10.4 = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

### CIMENTACIÓN CUADRADA:

FORMULA:  $q_a = [0.40\gamma B N_\gamma S_\gamma + 0.867 c N_c Sc + \gamma D_f N_q Sq] 1/FS$

$$B \text{ (mts)} = 2.50$$
$$D_f \text{ (mts)} = 2.50$$

$$N_\gamma = 6.2 \quad N_c = 15.82 \quad N_q = 7.07$$
$$S_\gamma = 0.6 \quad S_c = 1.45 \quad S_q = 1.38$$

$$q_a \text{ (ton/m}^2\text{)} = 14.5 = 1.45 \text{ kg/cm}^2$$

### LOSA DE CIMENTACION:

FORMULA:  $Q \text{ (ad)} \text{ [KN/m}^2\text{]} = 11.98 * N * [1 + 0.33 * (D_f/B)] * (S_e/25.4 \text{ mm})$

$$B \text{ menor (mts)} = 20.00$$
$$D_f \text{ (mts)} = 1.50$$

$$Q \text{ (ad)} = 196.42 \text{ KN/m}^2 = 1.96 \text{ kg/cm}^2$$

Df (m)	B (m)	LOSA DE CIMENTACIÓN	ASENT. DIFERENCIAL (cm.)
		qa (kg/cm <sup>2</sup> )	
0.50	5.00	1.98	0.479
0.50	10.00	1.95	
0.50	20.00	1.93	
1.00	5.00	2.04	0.479
1.00	10.00	1.98	
1.00	20.00	1.95	
1.50	5.00	2.11	0.48
1.50	10.00	2.01	
1.50	20.00	1.96	
2.00	5.00	2.17	0.48
2.00	10.00	2.04	
2.00	20.00	1.98	

## 5.1.7 Análisis

### i. Cargas de Diseño

Las cargas muertas, vivas y de sismo se estimaron según lo estipulado en la NTE E-0.20 (2005) y E-0.30 (2016), respectivamente.

#### ✓ Carga muerta:

El peso propio de los elementos estructurales y no estructurales se calculó considerando los siguientes valores:

Concreto armado : 2400 kg/m<sup>3</sup>

Acero : 7850 kg/m<sup>3</sup>

Albañilería : 1800 kg/m<sup>3</sup>

Losas aligeradas en una dirección (e= 0.20m)

: 300 kg/m<sup>2</sup>

Acabados : 100 kg/m<sup>2</sup>

Tabiquería : 100 kg/m<sup>2</sup>

✓ **Carga Viva de Piso:**

OFICINAS – CONSULTORIO : 250kg/m<sup>2</sup>

**Sismo:**

Para el cálculo de la masa inercial se considera el peso de los elementos estructurales y no estructurales más el 25% de la acción de la carga viva, edificación común.

**5.1.8 Proceso del Análisis Estructural**

Para el análisis estructural se han planteado un modelo tridimensional, considerándolo como un sistema independiente del conjunto suelo cimentación, en la que se aplica las diversas acciones a la que está expuesta.

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usa análisis lineal estático y análisis dinámico modal espectral lineal.

La finalidad del uso de análisis lineal estático es nivelar las fuerzas cortantes del análisis dinámico modal espectral lineal según los parámetros o exigencia normativa.

En el modelo estructural de la cimentación se considera la interacción estática suelo cimentación.

### 5.1.9 Factores y Coeficientes para el análisis de la Estructura

De la Norma E0.30 :			DESCRIPCIÓN		
Z =	0.45	seg	(Zona 4 La Libertad)		
U =	1.00	adimens	(edificios).		
S =	1.05	adimens	(S2)		
Tp =	0.60	seg	(S2)		
TL=	2.00	seg	(S2)		
Ct =	60.00	adimens	Factores de periodo fundamental)		
h edificio =	27.90	m	altura del edificio		
T =	0.47	seg	(Periodo fundamental de la Estructura)		
C aprox est. =	2.50	adimens	Amplificacion Sismica - Aproximado para Sismo estático		
C para Sa=	2.50		Amplificacion Sismica - Aproximado para Sismo estático		

factores de reducción por		la=	0.75
ROX =	6	lp =	1
RoY =	6		
Rx =	4.5		
Ry' =	4.5		

<u>Espectro de respuesta</u>	
T (seg)	C (m/seg <sup>2</sup> )
0.00	2.500
0.60	2.500
1.00	1.500
1.20	1.250
1.25	1.200
1.50	1.000
1.75	0.857
2.00	0.750
2.50	0.480
3.00	0.333
3.50	0.245

**Tabla 25: Factores y Coeficientes-Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**



**Gráfico 84: Espectro Respuesta  
Fuente Propia**

#### **5.1.10 Derivas de Entrepisos**

Los esfuerzos y deformaciones provocadas por las cargas se determinarán considerando que los materiales tienen un comportamiento elástico lineal (artículo 8.3.1 E.070 y artículo 9.3.1 E.060, respectivamente).

La estructura cuenta con adecuada rigidez lateral puesto que la máxima deriva de entrepiso es de 0.0067, que se considera aceptable.



Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
AZOTEA	DESPLAZ X-X M	Diaph D AZOTEA 2	0.000693	0.000637	1.088	30	25.1	0.8	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X M	Diaph D AZOTEA 2	0.000693	0.000637	1.088	30	25.1	0.8	31.4
TECHO 8	DESPLAZ X-X M	Diaph D8 X	0.005247	0.005129	1.023	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X M	Diaph D8 Y	0.000774	0.000615	1.259	390	0	9.46	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X M	Diaph D8 X	0.005247	0.005129	1.023	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X M	Diaph D8 Y	0.000774	0.000615	1.259	390	0	9.46	27.95
TECHO 7	DESPLAZ X-X M	Diaph D7 X	0.005485	0.005383	1.019	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X M	Diaph D7 Y	0.000807	0.000652	1.239	390	0	9.46	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X M	Diaph D7 X	0.005485	0.005383	1.019	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X M	Diaph D7 Y	0.000807	0.000652	1.239	390	0	9.46	24.5
TECHO 6	DESPLAZ X-X M	Diaph D6 X	0.005634	0.005546	1.016	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X M	Diaph D6 Y	0.000841	0.000684	1.23	390	0	9.46	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X M	Diaph D6 X	0.005634	0.005546	1.016	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X M	Diaph D6 Y	0.000841	0.000684	1.23	390	0	9.46	21.05
TECHO 5	DESPLAZ X-X M	Diaph D5 X	0.005593	0.005516	1.014	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X M	Diaph D5 Y	0.000859	0.000703	1.223	390	0	9.46	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X M	Diaph D5 X	0.005593	0.005516	1.014	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X M	Diaph D5 Y	0.000859	0.000703	1.223	390	0	9.46	17.6
TECHO 4	DESPLAZ X-X M	Diaph D4 X	0.005269	0.005205	1.012	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X M	Diaph D4 Y	0.000843	0.000691	1.22	390	0	9.46	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X M	Diaph D4 X	0.005269	0.005205	1.012	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X M	Diaph D4 Y	0.000843	0.000691	1.22	390	0	9.46	14.15
TECHO 3	DESPLAZ X-X M	Diaph D3 X	0.004577	0.004528	1.011	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X M	Diaph D3 Y	0.000771	0.000631	1.221	390	0	9.46	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X M	Diaph D3 X	0.004577	0.004528	1.011	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X M	Diaph D3 Y	0.000771	0.000631	1.221	390	0	9.46	10.7
TECHO 2	DESPLAZ X-X M	Diaph D2 X	0.003463	0.003413	1.015	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X M	Diaph D2 Y	0.000622	0.000508	1.223	390	0	9.46	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X M	Diaph D2 X	0.003463	0.003413	1.015	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X M	Diaph D2 Y	0.000622	0.000508	1.223	390	0	9.46	7.25
TECHO 1	DESPLAZ X-X M	Diaph D1 X	0.001567	0.001539	1.018	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X M	Diaph D1 Y	0.000294	0.000243	1.207	390	0	9.46	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X M	Diaph D1 X	0.001567	0.001539	1.018	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X M	Diaph D1 Y	0.000294	0.000243	1.207	390	0	9.46	3.8
			0.005634	0.005546					

Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 1	0.000812	0.000699	1.163	50	0	7.46	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 1	0.005137	0.004858	1.057	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 1	0.000812	0.000699	1.163	50	0	7.46	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 1	0.005137	0.004858	1.057	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 2	0.000731	0.00064	1.143	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 2	0.004888	0.004678	1.045	30	25.1	0.8	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 2	0.000731	0.00064	1.143	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D AZOTEA 2	0.004888	0.004678	1.045	30	25.1	0.8	31.4
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D8 X	0.000893	0.000738	1.21	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D8 Y	0.005384	0.005026	1.071	390	0	9.46	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D8 X	0.000893	0.000738	1.21	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D8 Y	0.005384	0.005026	1.071	390	0	9.46	27.95
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D7 X	0.000942	0.000777	1.212	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D7 Y	0.00594	0.005525	1.075	390	0	9.46	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D7 X	0.000942	0.000777	1.212	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D7 Y	0.00594	0.005525	1.075	390	0	9.46	24.5
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D6 X	0.000976	0.0008	1.221	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D6 Y	0.006405	0.005926	1.081	390	0	9.46	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D6 X	0.000976	0.0008	1.221	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D6 Y	0.006405	0.005926	1.081	390	0	9.46	21.05
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D5 X	0.000976	0.000791	1.233	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D5 Y	0.006653	0.006126	1.086	390	0	9.46	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D5 X	0.000976	0.000791	1.233	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D5 Y	0.006653	0.006126	1.086	390	0	9.46	17.6
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D4 X	0.000924	0.000743	1.244	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D4 Y	0.006554	0.005999	1.092	390	0	9.46	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D4 X	0.000924	0.000743	1.244	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D4 Y	0.006554	0.005999	1.092	390	0	9.46	14.15
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D3 X	0.000805	0.000642	1.253	58	4.65	12.41	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D3 Y	0.005966	0.005445	1.096	390	0	9.46	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D3 X	0.000805	0.000642	1.253	58	4.65	12.41	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D3 Y	0.005966	0.005445	1.096	390	0	9.46	10.7
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D2 X	0.000599	0.000477	1.257	58	4.65	12.41	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D2 Y	0.004771	0.004404	1.083	390	0	9.46	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D2 X	0.000599	0.000477	1.257	58	4.65	12.41	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D2 Y	0.004771	0.004404	1.083	390	0	9.46	7.25
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D1 Y	0.002208	0.002083	1.06	390	0	9.46	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y M	Diaph D1 Y	0.002208	0.002083	1.06	390	0	9.46	3.8
			0.006653	0.006126					

**Tabla 26: Derivas de Entrepisos- Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

### 5.1.11 Participación Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.572	0.0366	0.6844	0	0.0366	0.6844	0	0.3031	0.0182	0.0028	0.3031	0.0182	0.0028
Modal	2	0.553	0.6655	0.0384	0	0.7021	0.7228	0	0.0163	0.3263	0.0005	0.3194	0.3445	0.0034
Modal	3	0.401	2.24E-05	0.0034	0	0.7021	0.7262	0	0.0007	0.0004	0.7128	0.3201	0.3448	0.7161
Modal	4	0.155	0.0001	0.1597	0	0.7022	0.8859	0	0.3924	4.17E-05	0.0002	0.7125	0.3449	0.7163
Modal	5	0.136	0.1709	1.06E-06	0	0.8731	0.8859	0	1.88E-05	0.3451	0.0016	0.7125	0.6899	0.7179
Modal	6	0.107	0.0031	0.0012	0	0.8762	0.8871	0	0.0024	0.0048	0.1638	0.7149	0.6948	0.8817
Modal	7	0.079	0.0001	0.0424	0	0.8763	0.9295	0	0.09	0.0001	0.0003	0.8049	0.6949	0.882
Modal	8	0.069	0.009	0.0017	0	0.8853	0.9312	0	0.0043	0.0185	0.0107	0.8092	0.7134	0.8927
Modal	9	0.061	0.024	0.0077	0	0.9093	0.9389	0	0.0187	0.0505	0.0037	0.8279	0.764	0.8964
Modal	10	0.058	0.0287	0.0121	0	0.9379	0.951	0	0.0302	0.0627	0.0006	0.858	0.8267	0.897
Modal	11	0.049	0.0001	0.0031	0	0.938	0.9541	0	0.0098	0.0001	0.0424	0.8679	0.8268	0.9394
Modal	12	0.043	0.0047	0.015	0	0.9427	0.9691	0	0.0422	0.012	0.0069	0.91	0.8388	0.9463
Modal	13	0.038	0.0165	0.0052	0	0.9592	0.9743	0	0.015	0.044	0.0004	0.925	0.8829	0.9467
Modal	14	0.034	0.0098	0.0015	0	0.9689	0.9758	0	0.0043	0.027	0.0096	0.9294	0.9098	0.9563
Modal	15	0.03	6.00E-07	0.01	0	0.9689	0.9857	0	0.028	2.31E-06	0.0024	0.9574	0.9098	0.9586
Modal	16	0.03	0.0046	5.83E-07	0	0.9735	0.9857	0	0	0.0126	0.0128	0.9574	0.9224	0.9714
Modal	17	0.026	0.0091	0.0007	0	0.9827	0.9865	0	0.0022	0.0259	0.0003	0.9596	0.9484	0.9716
Modal	18	0.025	0.0031	0.0021	0	0.9858	0.9886	0	0.0066	0.0088	0.0043	0.9662	0.9572	0.9759
Modal	19	0.023	0.0001	0.0044	0	0.9859	0.993	0	0.0128	0.0003	0.0053	0.979	0.9575	0.9812
Modal	20	0.021	0.0027	0.0005	0	0.9886	0.9935	0	0.0016	0.0081	0.0044	0.9806	0.9656	0.9857
Modal	21	0.021	0.0044	0.0007	0	0.9931	0.9942	0	0.0021	0.0132	0.0002	0.9827	0.9788	0.9858
Modal	22	0.019	0.0004	0.0033	0	0.9935	0.9974	0	0.0096	0.0013	0.0016	0.9923	0.9801	0.9874
Modal	23	0.018	0.0011	0.0002	0	0.9946	0.9977	0	0.0007	0.0035	0.0029	0.993	0.9835	0.9904
Modal	24	0.017	0.0021	3.12E-05	0	0.9968	0.9977	0	0.0001	0.0065	0.0017	0.9931	0.9901	0.9921

**Tabla 27: Participación Modal-Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

Se aprecia que el comportamiento de la estructura tiene tendencia traslacional, debido a que en los dos primeros modos, predomina el mayor porcentaje (o razón) de masa participativa en direcciones UY y UX.

### 5.1.12 Factores de Amplificación Sísmica

Los factores de amplificación de la cortante basal de diseño con los que se logra como mínimo el 80% de la cortante , para estructuras irregulares y 90% para estructuras regulares , obtenida por métodos estáticos son los siguientes:

FACTOR ESCALA X-X =		
ESTRUCTURA IRREGULAR =		0.9
V ESTATICO =		740.83
V DINAMICO=		524.67
<b>FE = 0.9XV EST / V</b>		
<b>DINAMI=</b>		<b>1.27</b>

FACTOR ESCALA y-y =		
ESTRUCTURA IRREGULAR =		0.9
V ESTATICO =		740.83
V DINAMICO=		536.7
<b>FE = 0.9XV EST / V</b>		
<b>DINAMI=</b>		<b>1.24</b>

**Tabla 28: Factores de Amplificación Sísmica-Edificio Tomonorte**

## 5.1.13 Periodos de la Estructura

### 5.1.13.1 Periodo Modo 1 - Traslación Y-Y = 0.572 seg

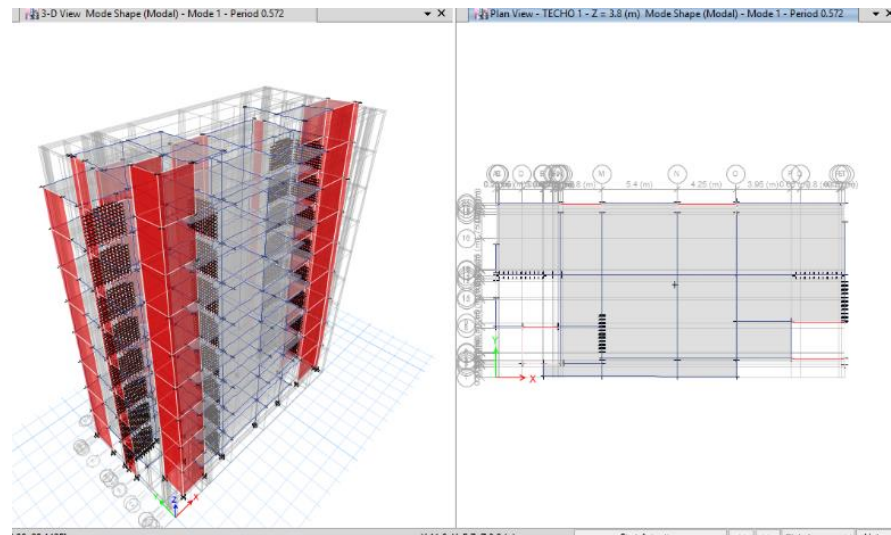


Gráfico 85: Periodo Modo 1

Fuente Propia

### 5.1.13.2 Periodo Modo 3: Traslación X-X = 0.553 seg

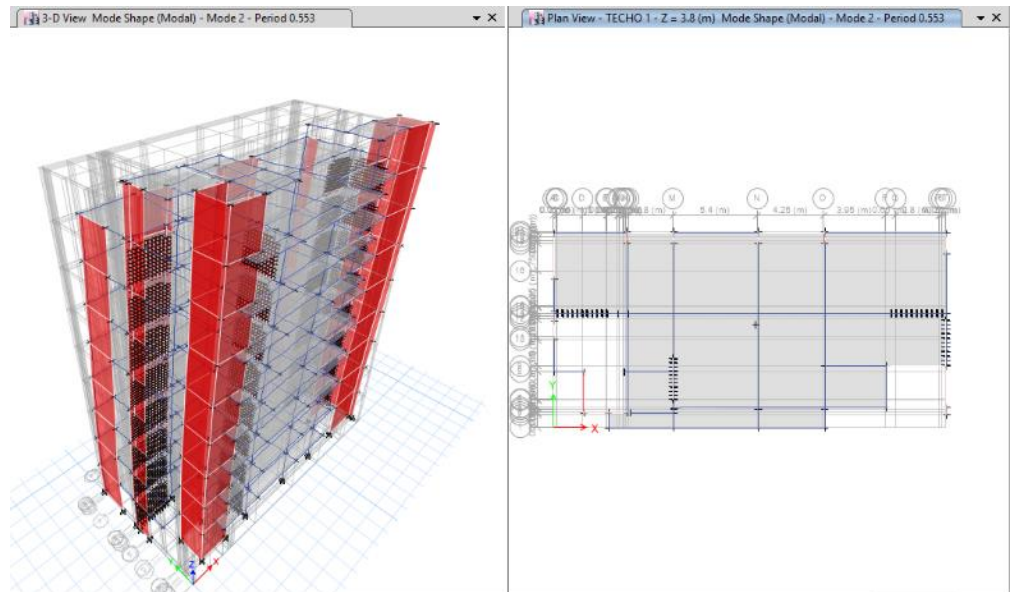
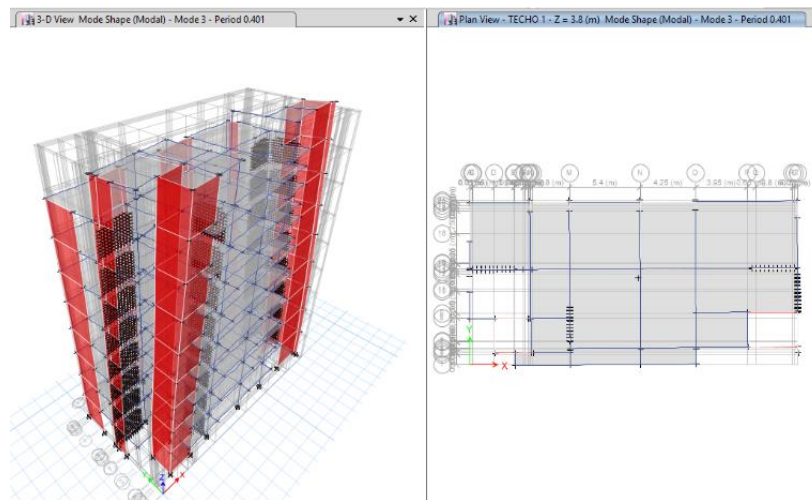


Gráfico 86: Periodo Modo 2

Fuente Propia

### 5.1.13.3 Periodo Modo 3: rotación alrededor de eje Z =0.401 seg



**Gráfico 87: Periodo Modo 3**

**Fuente Propia**

### 5.1.14 Consideraciones por Diseño

Se empleó el Diseño por Resistencia donde la ecuación general es:

$$\text{Acción Última} \leq \text{Capacidad Nominal Reducida}$$

Para el diseño de los elementos estructurales que componen el edificio estudiado se siguieron los lineamientos indicados en la NTE.E.060 Diseño en Concreto Armado. Para ello se realizaron las combinaciones de cargas actuantes en el edificio.

Las acciones últimas se obtuvieron por combinación de los casos de carga muerta, viva y sismo. Las resistencias de los elementos se estimaron con los procedimientos que se muestran posteriormente.

### 5.1.14.1 Combinaciones de Carga

Se realizaron las combinaciones de carga que establece la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado:

- Combinaciones de Carga Muerta y Carga Viva:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

**Donde:**

**CM:** Carga Muerta

**CV:** Carga Viva

- Combinaciones de carga viva, carga muerta y carga de sismo

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + .\text{FE} (\text{CS})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + \text{FE} . (\text{CS})$$

**Donde:**

**CS:** Carga Sísmica

Se considera en ambos sentidos (positivo y negativo) en cada dirección de análisis.

- Asimismo, se usaron los factores de Reducción de Resistencia exigidos por la Norma:

Para flexión	$\phi = 0,90$
Para cortante	$\phi = 0,85$
Para flexo-compresión	$\phi = 0,70$

#### 5.1.14.2 Consideraciones de Diseño

- **Capacidad a Flexión:**

Para calcular la capacidad resistente a flexión se utilizó la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Ecuación 13: Capacidad a Flexión**

**Dónde:**

Mn = Momento Nominal

As = Acero Requerido

fy = Esfuerzo de Fluencia del acero ( 4200kg/cm<sup>2</sup>)

d = Peralte efectivo

a = Profundidad del bloque equivalente de compresiones

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_{c} \cdot b}$$

b = ancho de la sección



$\phi$  = Factor de reducción (0.9 para flexión simple)

Se garantizó el comportamiento dúctil del acero colocado, manteniendo una cantidad de acero colocado menor a 0.75 ( $A_{sb}$ ) (0.75 del acero balanceado), en caso contrario se utilizó acero en compresión.

- **Capacidad a Corte:**

Para calcular la capacidad a corte del elemento ( $\phi V_n$ ), tenemos:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

**Ecuación 14: Capacidad a Corte**

**Dónde:**

$V_n$  = Resistencia Nominal a Corte

$V_c$  = Resistencia por aporte de concreto

$V_s$  = Resistencia por aporte del acero

$\phi$  = Factor de reducción (0.85 para corte)

Para evaluar la contribución del concreto, la expresión es la siguiente:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d$$

**Ecuación 15: Contribución del Concreto**

**Dónde:**

$f'c$  = Resistencia del concreto a compresión

Para el uso de estribos perpendiculares al eje del elemento, se tiene:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

**Dónde:**

$s$  = espaciamiento de estribos

$A_v$  = Área de estribos al hacer un corte en el eje horizontal

La fuerza última ( $V_u$ ) se calcula en una sección que dista “ $d$ ” desde la cara del apoyo. En caso  $V_u$  exceda  $\phi V_c$  se usarán estribos colocados con un espaciamiento adecuado.

La resistencia cortante  $\phi V_n$ , no se deberá considerar mayor que:

$$\phi V_n = \phi (2.63 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d)$$

- **Capacidad a Flexo-compresión**

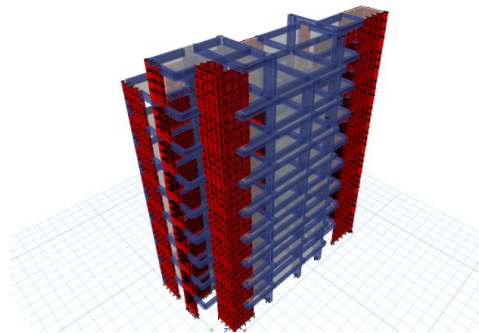
La capacidad a flexo-compresión de columnas y placas se representó mediante un diagrama de interacción que se construye según el concreto, el acero y la sección transversal del elemento. Cada punto de la curva representa una combinación de resistencias

$\phi P_n$  y  $\phi M_n$ . Si la carga axial es menor a 0.1 ( $f'_c$ ) ( $A_g$ ) el diseño puede hacerse considerando solo flexión.

### 5.1.15 Diseño De Elementos Estructurales

#### 5.1.15.1 Diseño de una Viga con Responsabilidad Sísmica

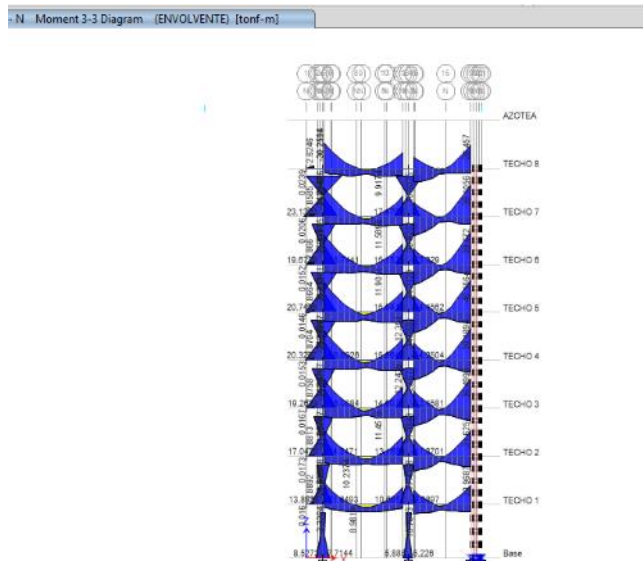
➤ **Modelo para Diseño**



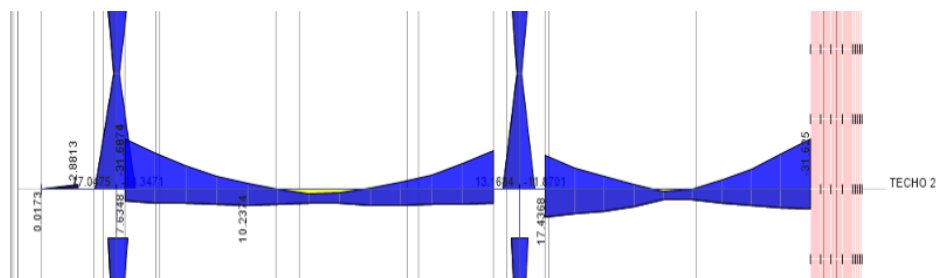
**Gráfico 88: Modelo para Diseño**

**Fuente Propia**

➤ **Según plano eje 6-6-VP 306. Viga ( 0.30x0.60)**



➤ **Diagrama de Momentos Flectores M-3.**



Según se observa en el diagrama, claramente se puede determinar que la viga tiene responsabilidad sísmica (inversión de momentos) ya que puede desarrollar también con Idg en los apoyos de los bordes o extremos.

**Sección: 0.30X0.60**

• **Momentos negativos:**

**TRAMO A-B (volado)**

Apoyo A = 0.02 ton.m

Apoyo B: = 2.88 ton.m

**TRAMO C-D**

Apoyo C: = 31.60 ton.m

Apoyo D: = 24.34 ton.m

**TRAMO E-F**

Apoyo E: = 20.92 ton.m

Apoyo F: = 31.63 ton.m

- **Momentos Positivos:**

**TRAMO C-D**

Apoyo C: = 7.61 ton.m

Apoyo D: = 8.61 ton.m

**TRAMO E-F**

Apoyo E: =17.44 ton.m

Apoyo E: = 12.50 ton.m

- **Revisión de cuantías mínimas y máximas, de acuerdo a las propiedades mecánicas de los materiales y geométricas de la sección:**

momento resistente maximo	
ASmax =	25.88
W=	0.32
A =	20.30
<b>MAXULTIMO =</b>	<b>42.90</b>

**Momento aproximado que puede resistir la sección (30 X60).**

Comparativamente, los momentos actuantes son mayores al momento mínimo por sección agrietada y menores al momento máximo (0.75xpb – condición 10.3.4 – norma E.060) y también en cada línea de refuerzo se verifica la condición 10.3.5 de la norma E.060. Viga simplemente reforzada.

### a. Verificando As mínimo

Cuando la cantidad de refuerzo en tracción es muy pequeña, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurado, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, se puede presentar una falla frágil.

Nos basaremos en dos condiciones propuestas por la norma de diseño:

- Según capítulo 10.5.1 de la Norma E060

$$M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{Y_t}$$

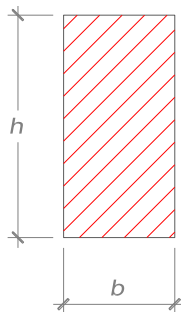
$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$M_r \geq 1.2 * M_{cr}$$

**Donde:**

**M<sub>cr</sub>** : Momento generado por el agrietamiento.

**f<sub>r</sub>** : Módulo de rotura



$$I_g = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} * 30 * 60^3 = 540000.00\text{cm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2}$$

$$Y_t = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

$$f_r = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 28.98 * \frac{540000}{30} = 5.22 \text{ Ton. m}$$

$$M_r \geq 1.2 * 5.22 = 6.26 \text{ Ton. m}$$

**\* Cálculo de acero del momento resistente (Mr)**

$$\alpha = \frac{f'_c}{1.18 * f_y}$$

$$\alpha = \frac{210}{1.18 * 4200} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{M_u}{\phi * b * d^2} * \frac{2 * \alpha}{f_y}}$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{6.26E5}{0.9 * 30 * 54.00^2} * \frac{2 * 0.0424}{4200}} = 0.0029$$

$$A_s \text{ min} = \rho * b * d = 0.0029 * 30 * 54 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**b. Según capítulo 10.5.2 de la Norma E060**

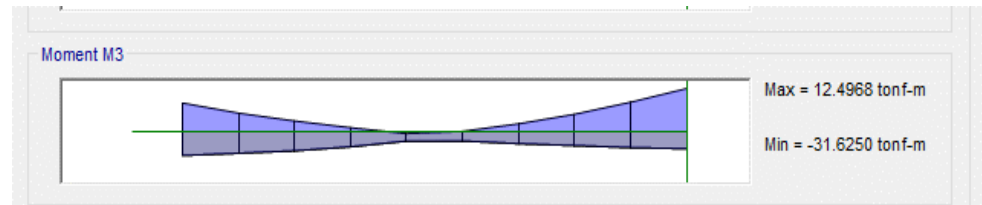
$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 54 = 3.89 \text{ cm}^2$$

**Entonces el acero mínimos usado es:  $A_s \text{ min} = 4.62 \text{ cm}^2$**

## Cálculo de Acero

### ▪ Acero Negativo



$$Mu (-)(D) = 31.63 \text{ Ton.m}$$

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18x f_y} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{Mu}{\phi . b . d^2} x \frac{2 \alpha}{f_y}} = 0.0110$$

As (-) = 17.90 cm<sup>2</sup> , acero seleccionado = 3Ø1" + 2Ø3/4 = 20.91 cm<sup>2</sup>, (cálculo de acero por diagrama de interacción).

## CALCULAMOS EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA VIGA

DATOS DE ESFUERZOS - ALA EN COMPRESIÓN										
Peraltes	1/0	d	As	Def.Acero	Esfuerzo	Fuerzas	brazo	M	VIGA	Def.Acero
D1	1	6.00	8.55	0.00160	3.21	27.44	24.00	6.59		-0.001604747
D2	1	12.00	3.96	0.00021	0.42	1.66	18.00	0.30		-0.000209495
D3	1	38.00	5.70	-0.00210	-4.20	-23.94	8.00	1.92		0.00583866
D4	1	54.00	15.21	-0.00210	-4.20	-63.88	24.00	15.33		0.009557274
		As=	33.42		Pn=	0.00	Mn=	38.53		
							øMn	34.68		



Como vemos el diagrama de interacción para vigas , cuando  $P_o=0$  , el momento resistente de la viga es  $34.68 \text{ tn}\cdot\text{m} > 31.63 \text{ tn}\cdot\text{m}$  (ok) y también la deformación del acero a tracción es mayor que el  $0.005$  , por lo tanto es una sección controlada por tracción.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo a tracción es suficientemente grande(  $>0.005$ ) , la sección se define como controlada por tracción, para la cual se puede esperar una clara advertencia previa de falla con deflexión y fisuración excesivas. El límite de  $0.005$  provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. Una condición donde se requiere una ductilidad mayor corresponde a la redistribución de momentos en miembros continuos y pórticos. Dado que la redistribución de momentos depende de la ductilidad disponible en las zonas de articulación plástica, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación unitaria neta a tracción de al menos  $0.0075$ . Cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero de refuerzo extremo a tracción es pequeña ( $<0.005$ ), se puede esperar una condición de falla frágil, sin advertencia clara de una falla inminente.

- **Acero Positivo**

$$M_u E (+) = 12.50 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18x f_y} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \times \frac{2 \alpha}{f_y}} = 0.0041$$

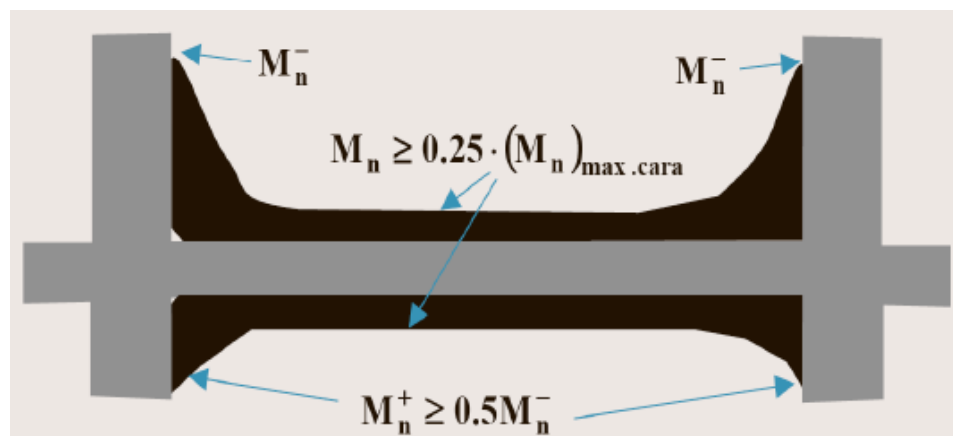
$A_s (+) = 6.70 \text{ cm}^2$  , acero seleccionado =  $3\text{Ø}3/4'' + 2\text{Ø}5/8''$  = (cálculo de acero)

DATOS DE ESFUERZOS - ALA EN COMPRESIÓN									
Peraltes	1/0	d	$A_s$	Def.Acero	Esfuerzo	Fuerzas	brazo	M	Def.Acero
D1	1	6.00	15.21	0.00090	1.80	27.31	24.00	6.55	-0.00089762
D2	1	12.00	5.70	-0.00120	-2.41	-13.73	18.00	-2.47	0.001204761
D3	1	38.00	3.96	-0.00210	-4.20	-16.63	8.00	1.33	0.010315075
D4	1	54.00	8.55	-0.00210	-4.20	-35.91	24.00	8.62	0.015921422
		$A_s=$	33.42			$P_n=$	0.00	$M_n=$	24.30
								$\phi M_n$	21.87

Como se observa el diagrama de interacción para vigas , cuando  $P_o=0$  , el momento resistente de la viga es  $21.87 \text{ tn}\cdot\text{m} > 12.50 \text{ tn}\cdot\text{m}$  , y también la deformación del acero a tracción es mayor que el  $0.005$  , por lo tanto es una sección controlada por tracción.

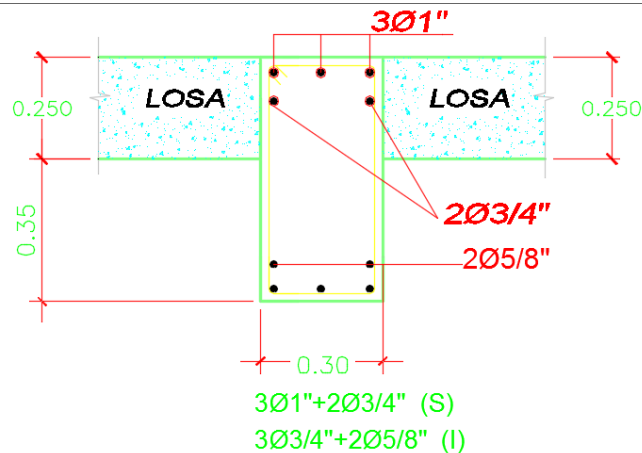
Con este momento , cumplimos :

$M_n^+ \geq 0.5 M_n^-$   $M_n^+ = 21.87 \text{ tn}\cdot\text{m} > 0.5 M_n^- = 0.5 \times 34.68 \text{ tn}\cdot\text{m} = 17.34 \text{ tn}\cdot\text{m}$ .....(ok).



## ➤ Control de Fisuración

CONTROL DE FISURACIÓN:			
Act =	Área concreto a tracción		
Ys =	Brazo centroidal de distribución de acero a fibra mas cercana		
n =	número de barras		
Ms =	Momento por cargas de servicio (Md+MI)		
<b>Recubrimiento:</b>	4 cm	<b>ø</b>	<b>Diametro (cm.)</b>
<b>ø Estribo=</b>	0.95 cm	8 mm	0.80
<b>Distancia 2da línea de refuerzo=</b>	10.00 cm	3/8 "	0.95
		12 mm	1.20
		1/2 "	1.27
		5/8 "	1.59
		3/4 "	1.91
		1 "	2.54
			5.067
<b>Acero 1era línea:</b>	<b>ø</b>	<b>Área (cm2)</b>	<b>Diámetro / barra (cm)</b>
	3 ø3/4"	2.85	1.91
	0 ø1/2"	0.00	0.00
<b>Acero 2da línea:</b>			
	2 ø5/8"	1.98	1.59
	0 ø5/8"	0.00	0.00
Ys =	7.58 cm		
Ast =	75.83 cm2	$Ast = 2 \cdot x \cdot Ys \cdot x \cdot b / n$	
Ms =	3.38 Tn-m		
fs =	1215.03 Kg/cm2	$fs = Ms / (0.9 \cdot x \cdot d \cdot As)$	
fs =	121.50 Mpa		
dc = Acero en compresión =	5 cm		
Z =	8.624295507 KN	<26KN	$Z = fs \cdot \sqrt[3]{dc \cdot Act}$
Prueba lógica =	ok		



### **Comentario:**

“Cabe resaltar que primero se hizo la clasificación del sistema estructural por tanto tenemos que cumplir con los requisitos 21.4 Requisitos para Vigas y columnas de los edificios con sistema Resistente a fuerzas laterales de muros Estructurales o Dual tipo “I”

### ➤ **Diseño por Corte**

#### **TRAMO B-C –EJE 6-6 –PLANO**

##### **Pasos:**

- Luego de efectuado el diseño por flexión en donde se calcula la cantidad de acero longitudinal, se procede a colocar los valores de área de acero en cada nudo (acero inferior y superior en cada nudo).

Con la cantidad de acero por nudo, se calcula el momento nominal resistente por la sección.

- **Cálculo del refuerzo por cortante:** Se usará una varilla de Ø3/8”

Se aplicará el **diseño por resistencia probable** descrita en el capítulo 21.5.4 de la norma E060.

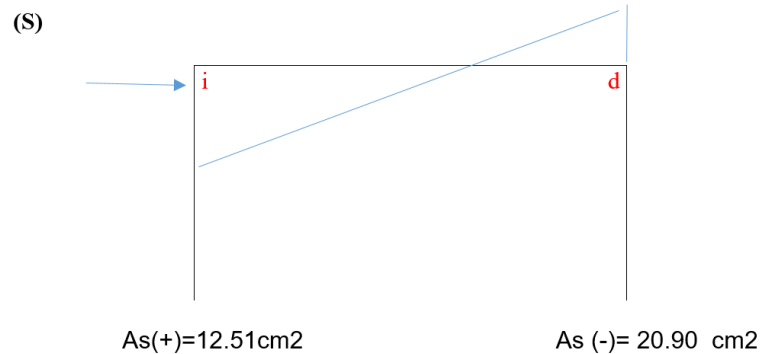
$$a = \frac{As * fs}{0.85 * f'c * b}$$

$$M_{pr} = \phi . As . fs . \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Donde:**

$$\phi = 1; f_s = 1.25 \cdot f_y$$

### Sismo de izquierda a derecha, tramo B-C –eje 6-6 –plano



#### Cálculo de Mni:

$$a = \frac{12.51 \cdot 1.25 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 30} = 12.27 \text{ cm}$$

$$M_{ni} = 1 \cdot 12.51 \cdot 4200 \left( 54 - \frac{12.27}{2} \right) = 25.15 \text{ ton.m}$$

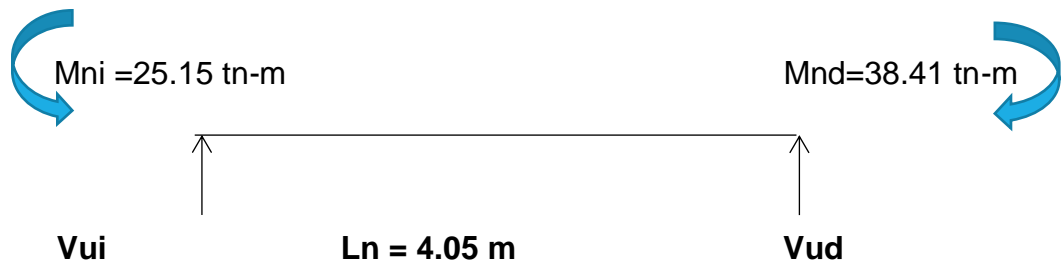
#### Cálculo de Mnd:

$$a = \frac{20.90 \cdot 1.25 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 30} = 20.49 \text{ cm}$$

$$M_{nd} = 1 \cdot 20.90 \cdot 4200 \left( 54 - \frac{20.49}{2} \right) = 38.41 \text{ ton.m}$$

$$WD = 2.67 \text{ tn/m}$$

$$WL = 0.97 \text{ tn/m}$$



$$w_u = 1.25 * (w_d + w_l) = 1.25 * (0.45 + 0.10) = 4.55 \text{ Ton/m}$$

- **Cálculo de Vui y Vud:**

$$V_{ui} = \frac{(w_u * l_n)}{2} - \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ui} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} - \frac{(25.15 + 38.41)}{4.05} = -6.48 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = \frac{(w_u * l_n)}{2} + \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ud} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} + \frac{(25.15 + 38.41)}{3.50} = 24.91 \text{ Ton}$$

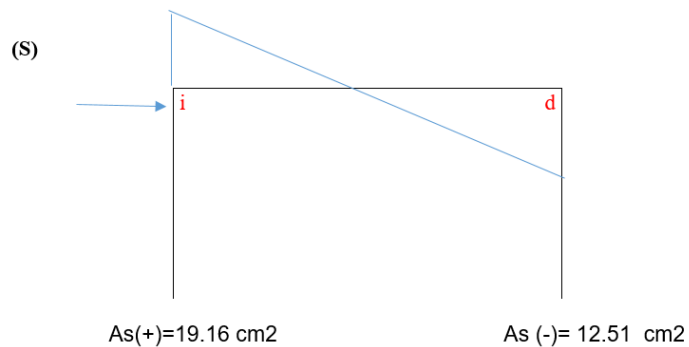
- **Cálculo de la separación de estribos (dentro de la longitud de confinamiento)**

$$S (Mn) = \frac{0.85 * AV * fy * d}{Vu}$$

$$S (Mni) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{6.48} = 42.63 \text{ cm}$$

$$S (Mnd) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{24.91} = 10.99 \text{ cm}$$

### **Sismo de derecha izquierda**



- **Cálculo del Mni**

$$a = \frac{12.51 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 12.27 \text{ cm}$$

$$Mni = 1 * 12.51 * 4200 \left( 54 - \frac{12.27}{2} \right) = 25.15 \text{ ton.m}$$

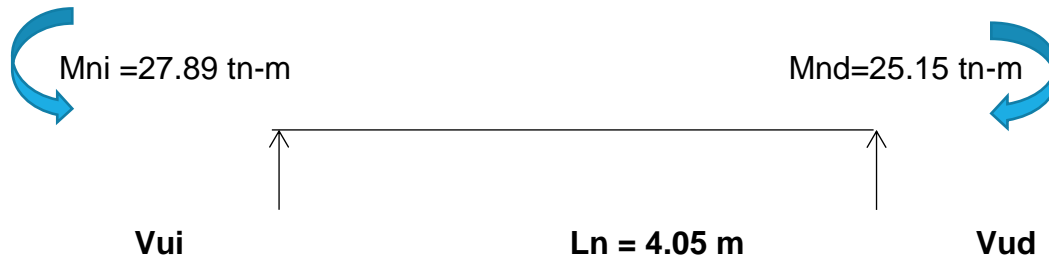
- **Cálculo del Mnd**

$$a = \frac{19.16 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 18.68 \text{ cm}$$

$$Mnd = 1 * 19.16 * 4200 \left( 44 - \frac{18.68}{2} \right) = 27.89 \text{ ton.m}$$

**WD = 2.67 tn/m**

**WL= 0.97 tn/m**



$$w_u = 1.25 * (w_d + w_l) = 1.25 * (0.45 + 0.10) = 4.55 \text{ Ton/m}$$

- **Cálculo de Vui y Vud**

$$V_{ui} = \frac{(w_u * l_n)}{2} - \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$



$$V_{ui} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} - \frac{(27.89 + 25.15)}{4.05} = -3.63 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = \frac{(w_u * l_n)}{2} + \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ui} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} - \frac{(27.89 + 25.15)}{4.05} = 25.13 \text{ Ton}$$

- **Cálculo de la separación de estribos (dentro de la longitud de confinamiento)**

$$S (Mn) = \frac{0.85 * AV * f_y * d}{V_u}$$

$$S (M_{ni}) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{3.63} = 75.15 \text{ cm}$$

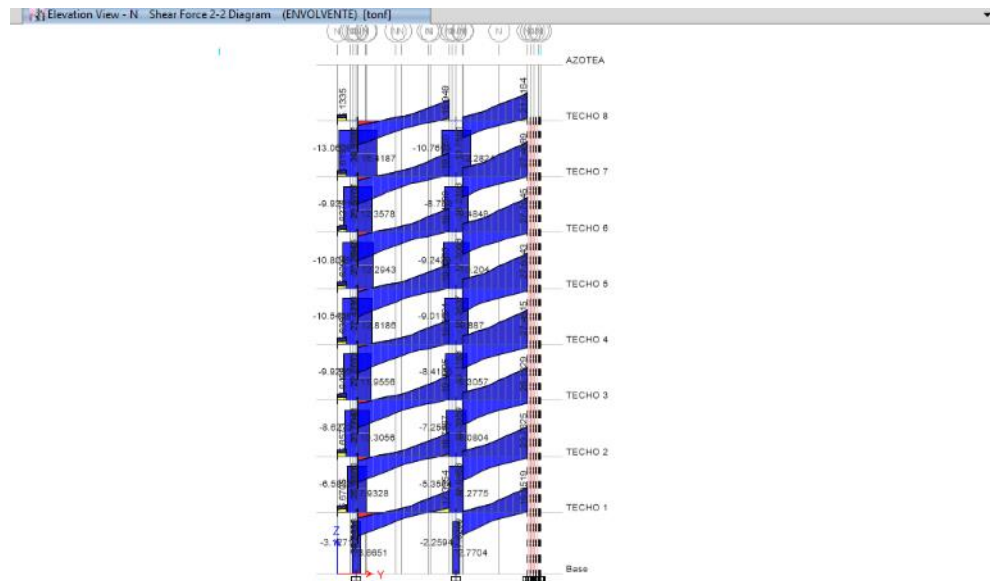
$$S (M_{nd}) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{25.13} = 10.88 \text{ cm}$$

Entonces la separación mínima de los estribos en la zona de confinamiento, por el método de resistencia es de 10.88 = 11 cm.

Por la condición a,  $V_{dis} = 25.13 \text{ tn}$  (método de resistencia probable)

Por la condición b,  $V_{dis}=48.90$  tn (amplificación de  $V_u$  x 2.5)

Por lo tanto, el cortante para diseño es =25.13 TN (el menor de las dos condiciones, según 21.4.3).



- Según **Parámetros mínimos** de la Norma E060 capítulo 21.5 (dentro de la zona de confinamiento)

S = menor de

$$d/4 = 44/4 = 11\text{cm}$$

$$8*db = 8*1.59=12.7\text{cm}$$

$$24*d(\text{estribo}) = 24*0.95 = 22.86\text{cm}$$

30 cm

**Se selecciona 10 cm.**

- Separación por cortante actuante (dentro de la zona de confinamiento)

$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ ; cortante que toma el concreto

$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{s} \leq \phi * 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$ ; cortante que toma los estribos

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 10.58 \text{ Ton}$$

$\phi V_s = (0.85 * 42000 * 0.72 * 2 * 54) / 10 = 27.37 \text{ TN Ton}$  (cortante absorbido netamente por los estribos)

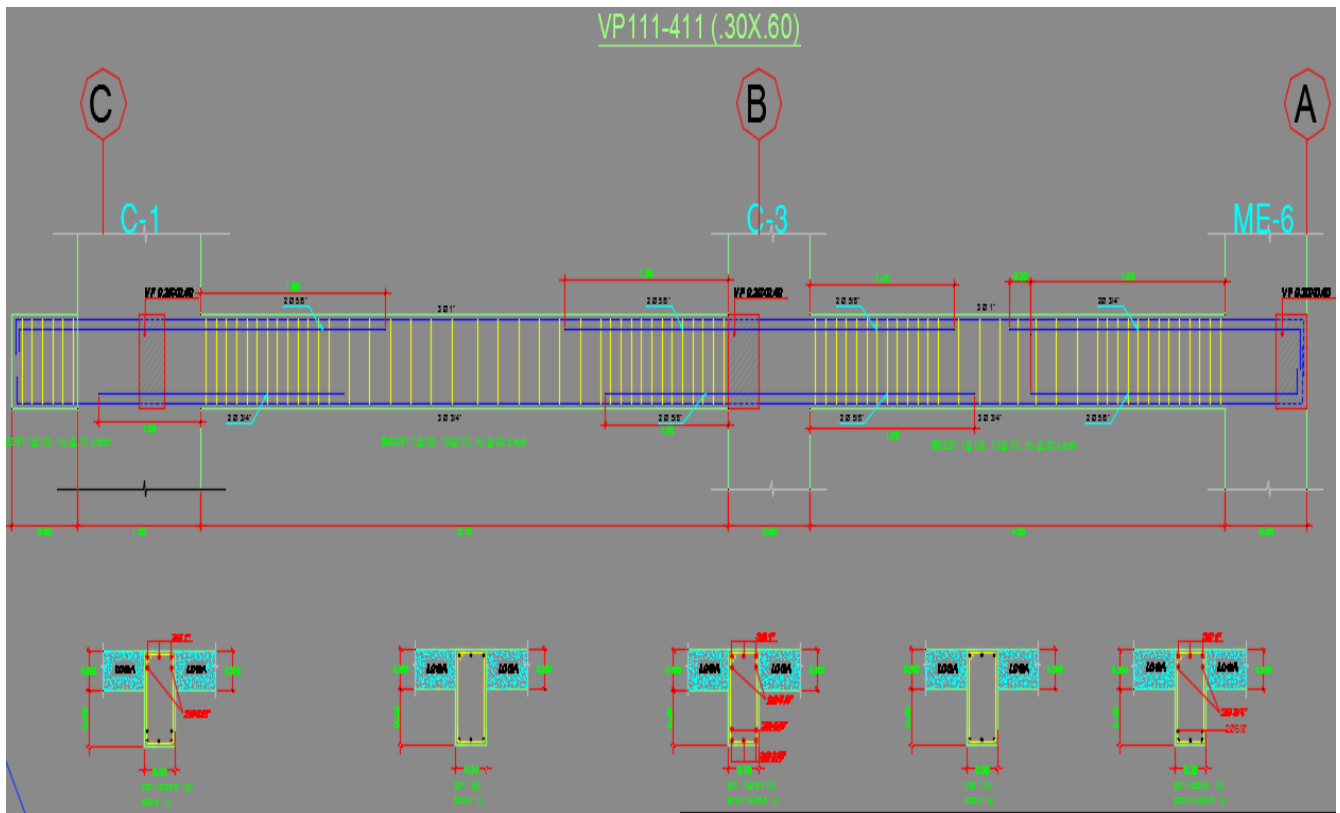
$$\phi V_s = 27.37 \text{ Ton} \leq 0.85 * 2.12 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 42.30 \text{ Ton (ok)}$$

$$\mathbf{VU < \phi VN = \phi VC + \phi VS}$$

$$\mathbf{VU \text{ ACTUANTE} = 25.11 \text{ TN} < 10.58 + 27.37 = 37.95 \text{ TN ( "OK" )}$$

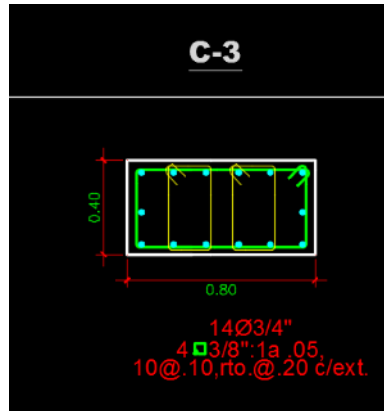
**Entonces, usaremos:**

**$\phi 3/8''$ ; 1@.05, 12@0.10, rto@20,c/ext.**



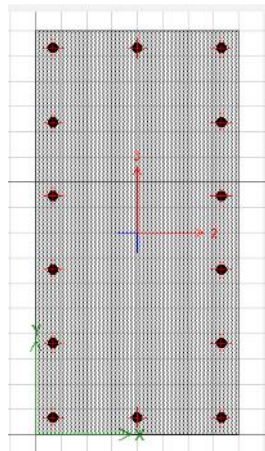
**Gráfico 89: Viga 111-411- Edificio Tomonorte**  
**Fuente Propia**

### 5.1.15.2 Diseño de Columnas

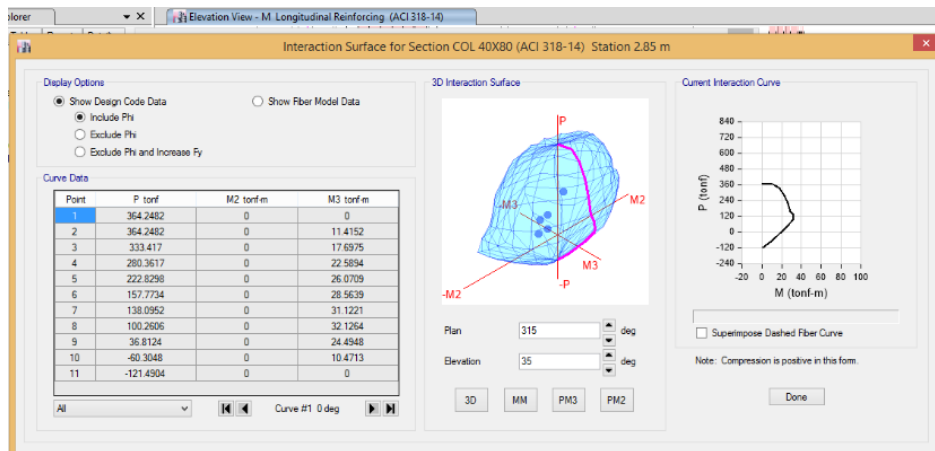


**Gráfico 90: Columna 3- Edificio Tomonorte**

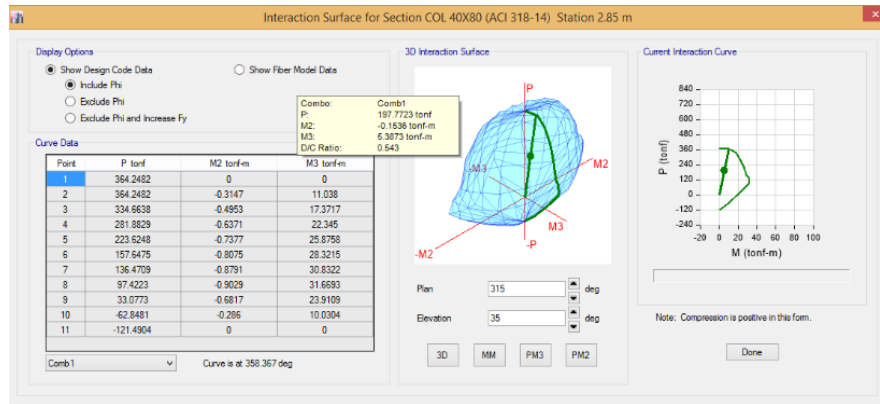
**Fuente Propia**



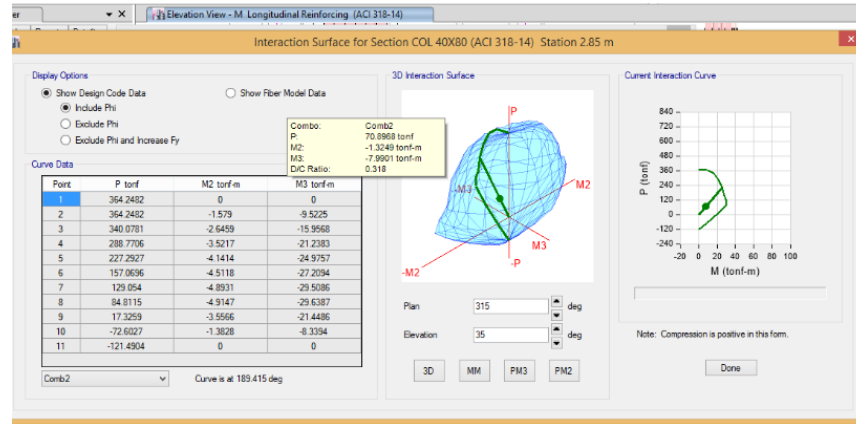
### ➤ CAPACIDAD DE LA COLUMNA C3, DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



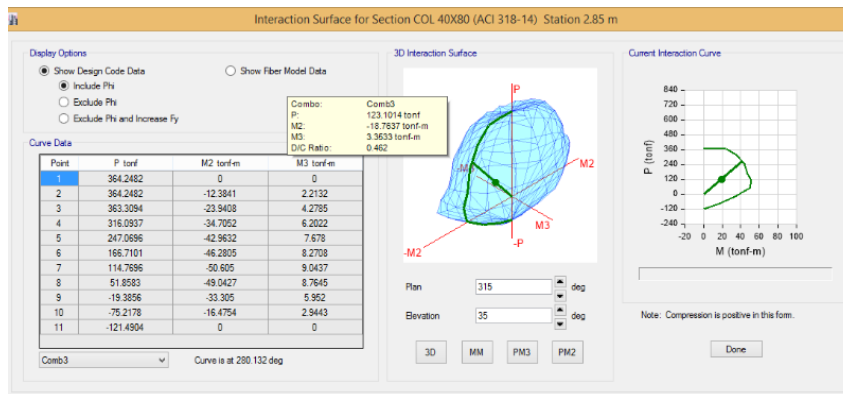
## PRIMERA COMBINACIÓN



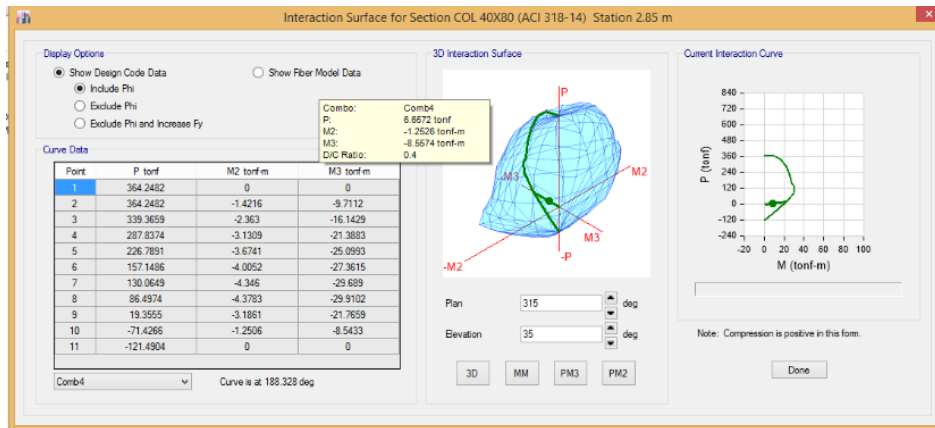
## SEGUNDA COMBINACIÓN



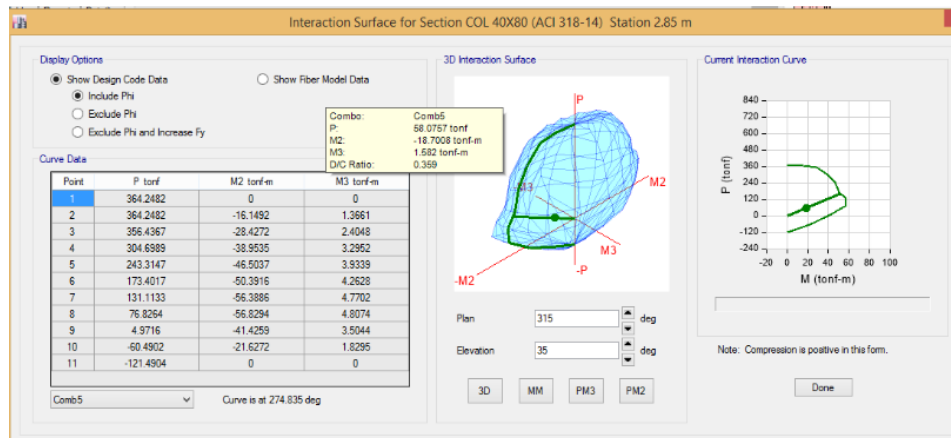
## TERCERA COMBINACIÓN



## CUARTA COMBINACIÓN



## QUINTA COMBINACIÓN



Se observa que la capacidad de la columna, cumple para cada combinación de demanda.

### ➤ Limitaciones de la Geometría

$$\frac{b_c}{h_c} \geq 0.25$$

$$b = 40$$

$$h = 80$$

→ **0.5** ok

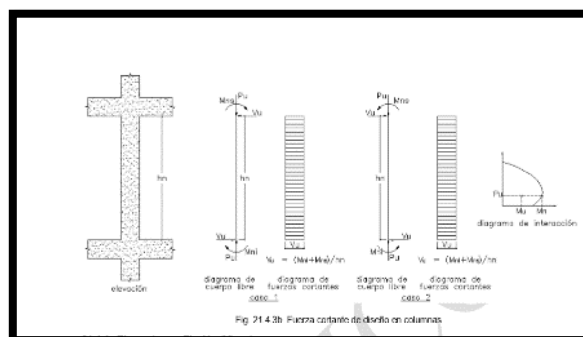
Elementos sometidos a flexión-compresión: (21.3.1 “ACI 318”)  
 refuerzo longitudinal (21.4.3 “ACI 318-05”)

Cuantías:

$\rho_{min} = 0.01$	$\rho_{max} = 0.06$
---------------------	---------------------

- El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de figuración.
- El límite superior refleja principalmente la preocupación por la congestión del acero y por otra parte evitar obtener secciones de comportamiento frágil.

### ➤ Diseño por Corte

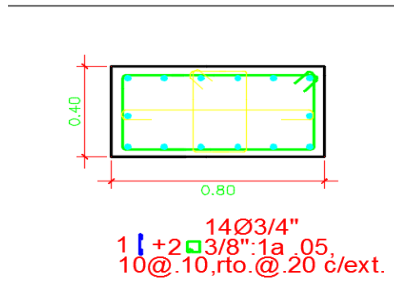


Diseño por cortante, por plastificación de los extremos de las columnas

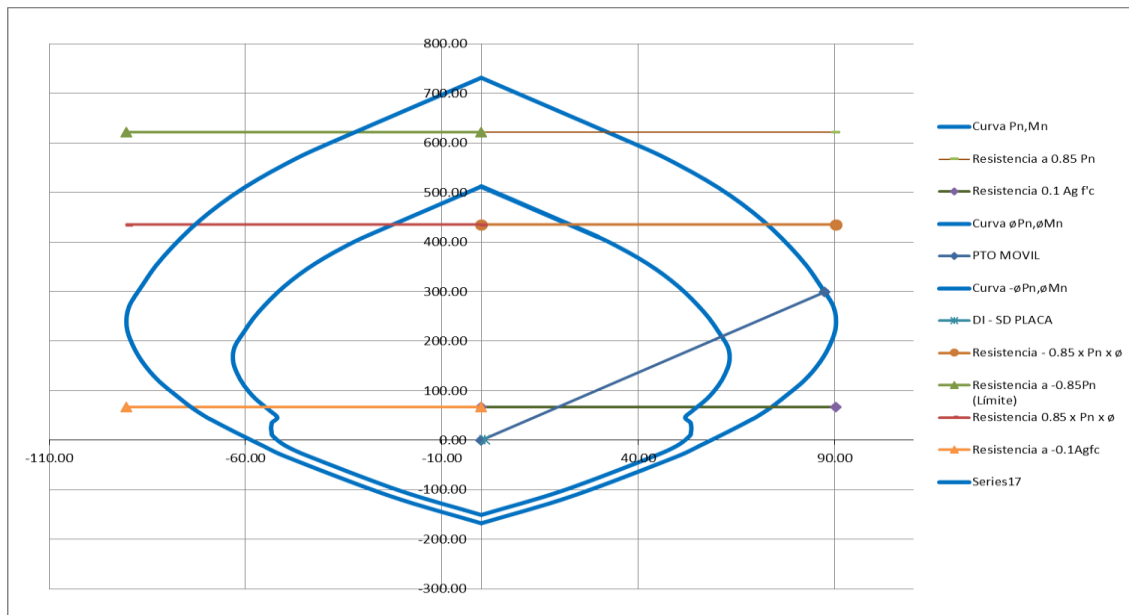


**SENTIDO X-X**

**C-3**



**SENTIDO Y-Y**



**Gráfico 91: Diagrama de Interacción-Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

Para la combinación 1, con un  $PU = 299.9 \text{ TN}$ , tengo el momento nominal más desfavorables para el diseño por plastificación en los extremos, de la columna, por lo tanto:  $VUI = 87.41 \times 2/3.35 = 52.18 \text{ tn-m}$

## CAPACIDAD DEL ELEMENTO POR CORTANTE

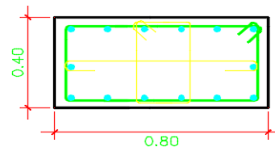
$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{s} \leq \phi * 2.12 * \sqrt{f'_c} * b * d ; \text{cortante que toma los estribos}$$

$$\phi V_s = (0.85 * 4200 * 0.72 * 3 * 74) / 10 / 100 = 57.06 \text{ TN Ton (cortante absorbido netamente por los 3 estribos)}$$

$$V_s \geq V_u$$

$$57.06 \text{ tnf} > 52.18 \text{ tnf} \dots$$

**C-3**



14 Ø3/4"  
1 | +2 | 3/8": 1a .05.  
10 @ .10, rto. @ .20 c/ext.

## Cálculo del refuerzo transversal

Cálculo de la separación mínima dentro de la zona de confinamiento ( $L_o$ )

$$S = (\text{dimensión menor}) / 3 = 40 / 3 = 13.33 \text{ cm}$$

**separación**

$$S = 6 (\text{diámetro barra long.}) = 6 * 1.91 = 11.46 \text{ cm}$$

$$S = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

**La menor**

**S = 10 CM**

Consideramos 10 cm, según 21.6.4.5.3

- Longitud de zona de confinamiento ( $L_o$ )

$L_o$  = mayor dimensión de la sección transversal de elemento = 80 cm

$$L_o = (h_n) / 6 = 58.3 \text{ cm}$$

$$L_o = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

**Escogemos la mayor:  $L_o = 80 \text{ cm}$ , pero asumimos  $1 \text{ m}$ .**

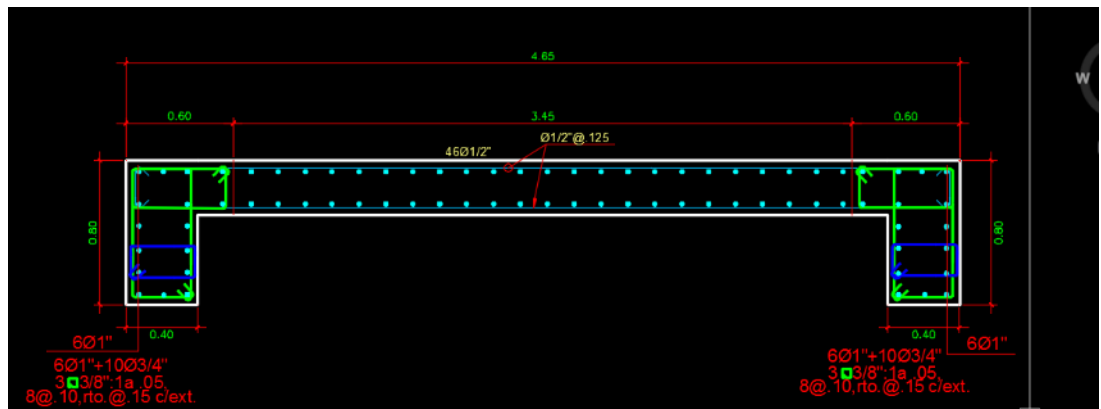
- Separación del estribo en la zona central

$$10 \text{ (db)} = 19.1 \text{ cm}$$

$$250 \text{ mm} = 25.00 \text{ cm}$$

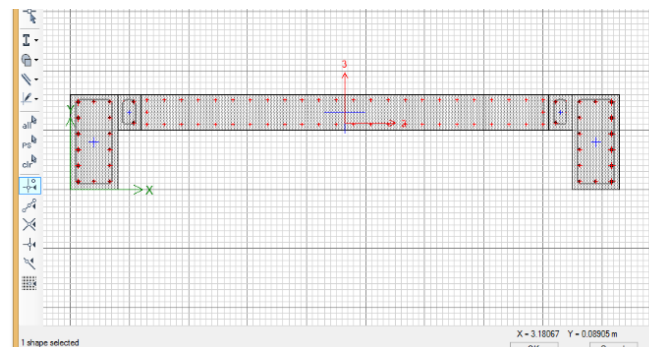
La separación fuera de la zona de confinamiento será de  $25 \text{ cm}$ , pero se ha considerado  $20 \text{ cm}$ .

### 5.1.15.3 Diseño de Muros Estructurales



**Gráfico 92: Muro Estructural**

**Fuente Propia**



➤ **Fuerzas Resistentes en la placa**

Point	Cune #1			Cune #2			Cune #3			Cune #4		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1883.5803	-12.5335	-7.9284	1883.5803	-12.5335	-7.9284	1883.5803	-12.5335	-7.9284	1883.5803	-12.5335	-7.9284
2	1883.5803	8.05	3.62E+02	1883.5803	13.9709	-7.9284	1883.5803	8.3238	-372.4308	1883.5803	-46.541	-3.1762
3	1883.5803	22.7981	5.65E+02	1883.5803	23.5493	-7.9284	1883.5803	23.0818	-575.46	1883.5803	-67.2114	-2.9802
4	1883.5803	37.4795	7.59E+02	1883.5803	32.8676	-7.9284	1883.5803	37.7738	-768.9273	1883.5803	-86.2155	-2.7748
5	1883.5803	52.0204	9.42E+02	1883.5803	4.12E+01	-7.9284	1883.5803	52.3257	-952.0583	1843.9331	-102.8231	-2.7361
6	1847.8094	50.9665	1.02E+03	1883.5803	50.038	-7.9284	1851.3619	51.2832	-1033.6288	1742.717	-118.4988	-2.5103
7	1810.1083	48.213	1.09E+03	1883.5803	58.5926	-7.9284	1813.6015	48.5244	-1100.392	1641.202	-132.5126	-2.2729
8	1771.9138	45.4453	1.16E+03	1883.5803	66.8991	-7.9284	1775.5487	45.7693	-1164.3728	1539.3647	-144.8665	-2.0232
9	1733.1045	42.655	1.22E+03	1883.5803	74.9621	-7.9278	1736.8884	42.9923	-1226.0404	1437.1792	-155.5624	-1.76
10	1694.201	39.8908	1.28E+03	1883.5803	82.7863	-7.9231	1698.1416	40.2421	-1284.5288	1334.7825	-164.5878	-1.4802
11	1654.9875	37.1364	1331.6126	1883.5803	90.3755	-7.8691	1659.0932	37.5024	-1340.1144	1231.8109	-171.9748	-1.1868
12	1615.3137	34.3814	1384.8787	1883.5803	97.7349	-7.812	1619.5934	34.7629	-1393.0688	1128.3944	-177.7113	-0.8762
13	1575.4838	31.6562	1435.1398	1883.5803	104.5322	-7.7514	1579.9473	32.0541	-1443.0007	1025.421	-181.7609	-0.547
14	1535.3003	28.9472	1482.6609	1883.5803	111.4508	-7.687	1539.9582	29.3624	-1490.1736	920.9893	-184.2063	-0.1974
15	1494.5258	26.2373	1527.6015	1883.5803	118.16	-7.6185	1499.3896	26.6708	-1534.7452	818.6502	-185.0183	-1.70E-03
16	1453.4984	23.5615	1569.7303	1883.5803	124.6641	-7.5453	1458.5808	24.0145	-1576.4826	712.9442	-184.1686	0.3949
17	1412.0141	20.9069	1609.2885	1883.5803	130.9667	-7.4671	1417.3288	21.3807	-1615.6245	606.2497	-181.5851	0.8185
18	1369.8611	18.2608	1646.4509	1883.5803	137.0885	-7.3832	1375.4233	18.7566	-1652.3436	500.7227	-177.4887	1.2721
19	1327.2634	15.6499	1680.9914	1883.5803	143.0423	-7.2931	1333.0898	16.1693	-1686.4107	471.1279	-177.1819	1.759
20	1284.0513	13.067	1713.1969	1883.5803	148.6306	-7.1961	1290.1603	13.6116	-1718.1099	441.7706	-176.7356	2.283
21	1239.9935	10.5005	1743.2304	1883.5803	154.2951	-7.0912	1246.4055	11.0721	-1747.6006	410.2233	-175.985	2.8485
22	1195.3427	7.9832	1771.0679	1876.4389	159.8434	-6.9775	1202.0805	8.5838	-1774.8545	377.428	-175.0253	3.4605
23	1149.7794	5.4985	1796.8389	1850.4032	165.298	-6.8541	1156.8683	6.1304	-1799.9965	343.2236	-173.8668	4.1252
24	1103.0948	3.0417	1820.7963	1823.4337	170.6818	-6.7202	1110.5634	3.7074	-1823.2738	307.4205	-172.5219	4.8495
25	1055.4993	0.6477	1843.0806	1795.4654	176.0333	-6.5735	1063.3796	1.3501	-1844.8206	269.793	-171.0051	5.642
26	1040.441	-2.34	1908.7035	1793.4725	1.87E+02	-6.5856	1049.0035	-1.5767	-1909.6799	249.8799	-1.73E+02	6.3285
27	1027.1056	-6.0189	1971.5549	1791.4795	1.99E+02	-6.5977	1036.4415	-5.1867	-1971.6462	230.0971	-1.74E+02	6.9057
28	1016.008	-10.1873	2032.1188	1789.4866	2.10E+02	-6.6098	1025.9148	-9.3042	-2031.7352	209.089	-1.76E+02	7.5642
29	1006.5512	-14.5273	2091.9924	1787.4936	2.22E+02	-6.6219	1016.8019	-13.6136	-2091.5955	184.871	-1.78E+02	8.3263
30	997.4427	-19.2045	2153.5611	1785.5007	2.33E+02	-6.634	1008.0735	-18.2569	-2153.1494	158.8129	-1.79E+02	9.2066
31	988.7712	-24.2722	2217.4405	1783.5077	2.45E+02	-6.6461	999.8243	-23.2869	-2217.0125	131.3838	-1.80E+02	10.1125
32	980.5781	-29.8024	2284.3408	1781.5148	2.56E+02	-6.6582	992.1032	-28.7751	-2283.8945	110.5775	-1.81E+02	10.5461
33	972.8691	-35.8896	2354.9786	1779.5218	2.67E+02	-6.6703	984.9252	-34.8149	-2354.5118	87.8744	-1.82E+02	11.032
34	965.9216	-42.188	2405.3804	1777.5289	2.79E+02	-6.6824	968.4095	-41.0748	-2404.8256	61.4022	-1.81E+02	11.4628
35	900.6337	-47.1161	2357.7237	1647.3692	2.77E+02	-6.1751	912.9142	-46.0215	-2356.7973	35.2596	-172.1239	11.4628
36	845.1642	-52.0605	2304.1506	1514.9959	2.74E+02	-5.5897	857.2053	-50.9872	-2302.7955	8.1915	-163.1528	11.4628
37	789.7702	-56.9981	2245.1528	1381.1408	2.69E+02	-4.9068	801.5309	-55.9498	-2243.2955	-18.7483	-154.0119	11.4628
38	734.2102	-61.9505	2180.4516	1242.4788	2.63E+02	-4.0997	745.6396	-60.9318	-2178.0006	-48.4457	-143.6764	11.4628
39	678.4681	-66.9192	2109.7421	1102.2469	253.2527	-2.7042	689.4997	-65.9359	-2106.5786	-76.3194	-133.0095	11.4628
40	621.1837	-71.6482	2030.4931	955.0836	241.1355	-1.1835	631.7292	-70.7082	-2026.4589	-104.0777	-121.6059	11.4628
41	562.2963	-76.2094	1942.7821	799.784	226.829	0.7156	572.2343	-75.3236	-1937.6595	-133.7439	-109.1098	11.4628
42	502.3225	-80.6709	1847.2864	658.8855	210.1299	1.9458	511.4793	-79.8547	-1840.7643	-166.1358	-95.188	11.4628
43	441.0917	-84.9497	1743.9008	520.0033	191.0016	2.6448	449.2069	-84.2264	-1735.5129	-198.7905	-80.6795	11.4628
44	376.1475	-88.8506	1627.9595	381.1836	169.2349	3.6234	383.074	-88.2332	-1617.442	-226.1645	-67.4994	11.4628
45	292.9837	-88.4135	1471.3112	234.1841	144.0373	4.314	297.7241	-87.991	-1456.8778	-257.1622	-52.1915	11.4628
46	138.5126	-66.8188	1166.9136	71.3598	114.1707	7.4021	139.6074	-66.7212	-1145.9496	-293.4794	-33.9074	11.4628
47	-26.2265	-40.8804	827.2115	-148.6029	72.2309	11.9679	-26.2265	-40.8804	-804.2859	-349.8427	-5.2805	11.4628
48	-195.076	-13.7187	461.1962	-277.2338	44.9089	11.4628	-195.076	-13.7187	-438.2706	-372.8784	6.9902	11.4628
49	-393.0051	18.1209	11.4628	-393.0051	18.1209	11.4628	-393.0051	18.1209	11.4628	-393.0051	18.1209	11.4628

**Tabla 29: Fuerzas Resistentes en la Placa-Edificio Tomonorte**

**Fuente Propia**

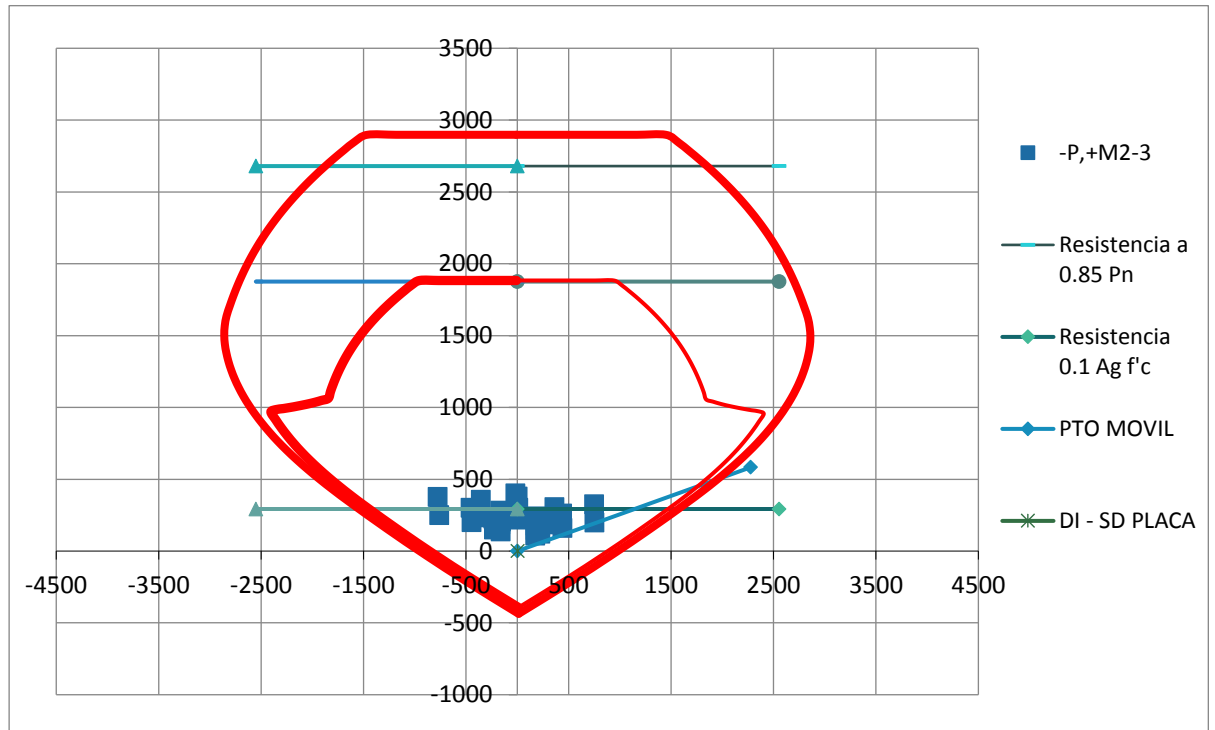
## ➤ Fuerzas Actuantes en la placa

Story	Pier	Load Case/Co	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	MAX		-P
										-106.0963	124.2414	
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	MIN	
					-401.7005	-133.1544	5.8933	-26.9575	-779.9682		401.7005	106.0963
TECHO 6	ME6	Comb1	Top		-218.506		15.7358	-4.8906	-26.9575	9.4441		218.506
TECHO 6	ME6	Comb1	Bottom		-240.7303		15.7358	-4.8906	27.331	-10.1387		240.7303
TECHO 6	ME6	Comb2 Max	Top		-175.5967	74.9301	14.4384	25.5189	-21.4346	177.6734		175.5967
TECHO 6	ME6	Comb2 Max	Bottom		-195.4398	74.9301	14.4384	25.5189	25.0477	220.7607		195.4398
TECHO 6	ME6	Comb2 Min	Top		-204.86	-84.3619	12.564	-33.9649	-24.816	-161.5964		204.86
TECHO 6	ME6	Comb2 Min	Bottom		-224.7031	-84.3619	12.564	-33.9649	21.86	-237.2235		224.7031
TECHO 6	ME6	Comb4 Max	Top		-106.0963	76.8113	8.8074	26.9517	-11.8012	172.7745		106.0963
TECHO 6	ME6	Comb4 Max	Bottom		-120.3833	76.8113	8.8074	26.9517	15.2802	224.0351		120.3833
TECHO 6	ME6	Comb4 Min	Top		-135.1309	-81.2362	6.9477	-32.0674	-15.1562	-163.8448		135.1309
TECHO 6	ME6	Comb4 Min	Bottom		-149.418	-81.2362	6.9477	-32.0674	12.1175	-230.3712		149.418
TECHO 5	ME6	Comb1	Top		-299.7126	-5.8839	14.6062	-4.8295	-24.5105	6.3371		299.7126
TECHO 5	ME6	Comb1	Bottom		-321.9369	-5.8839	14.6062	-4.8295	25.8809	-13.9623		321.9369
TECHO 5	ME6	Comb2 Max	Top		-240.7957	100.1121	13.4007	31.0604	-19.4742	178.6619		240.7957
TECHO 5	ME6	Comb2 Max	Bottom		-260.6389	100.1121	13.4007	31.0604	23.759	435.7556		260.6389
TECHO 5	ME6	Comb2 Min	Top		-280.9622	-109.8974	11.6476	-39.3914	-22.5375	-167.768		280.9622
TECHO 5	ME6	Comb2 Min	Bottom		-300.8054	-109.8974	11.6476	-39.3914	20.6459	-458.6208		300.8054
TECHO 5	ME6	Comb4 Max	Top		-145.3222	101.8741	8.1495	32.4438	-10.6526	175.074		145.3222
TECHO 5	ME6	Comb4 Max	Bottom		-159.6092	101.8741	8.1495	32.4438	14.4876	438.9365		159.6092
TECHO 5	ME6	Comb4 Min	Top		-185.1749	-106.4946	6.4102	-37.4575	-13.692	-168.6494		185.1749
TECHO 5	ME6	Comb4 Min	Bottom		-199.4619	-106.4946	6.4102	-37.4575	11.3988	-448.4526		199.4619
TECHO 4	ME6	Comb1	Top		-379.4762	-6.3897	13.446	-4.8488	-22.2544	2.3676		379.4762
TECHO 4	ME6	Comb1	Bottom		-401.7005	-6.3897	13.446	-4.8488	24.1344	-19.677		401.7005
TECHO 4	ME6	Comb2 Max	Top		-304.9008	122.4916	12.3206	35.486	-17.724	361.0273		304.9008
TECHO 4	ME6	Comb2 Max	Bottom		-324.744	122.4916	12.3206	35.486	22.1778	747.4376		324.744
TECHO 4	ME6	Comb2 Min	Top		-355.6674	-133.1544	10.7289	-43.8464	-20.3982	-356.7713		355.6674
TECHO 4	ME6	Comb2 Min	Bottom		-375.5105	-133.1544	10.7289	-43.8464	19.2208	-779.9682		375.5105
TECHO 4	ME6	Comb4 Max	Top		-183.9457	124.2414	7.4726	36.8474	-9.6795	357.675		183.9457
TECHO 4	ME6	Comb4 Max	Bottom		-198.2328	124.2414	7.4726	36.8474	13.517	750.4049		198.2328
TECHO 4	ME6	Comb4 Min	Top		-234.3157	-129.4074	5.8933	-41.8652	-12.3328	-354.5158		234.3157
TECHO 4	ME6	Comb4 Min	Bottom		-248.6027	-129.4074	5.8933	-41.8652	10.5831	-765.0681		248.6027

Tabla 30: Fuerzas Actuantes en la Placa

Fuente Propia

## ➤ DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

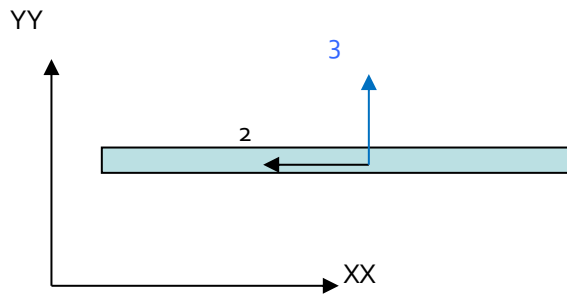


**Gráfico 93: Diagrama de Interacción-Muro Estructural**  
**Fuente Propia**

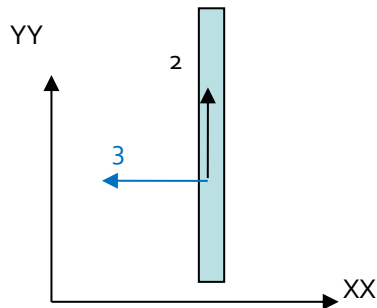
Como muestra el diagrama de interacción para la placa, el acero propuesto es el adecuado, ya que resiste lo que actúa.

Para evaluar los resultados que obtenemos con el programa ETABS, debemos considerar lo siguiente:

Todos los elementos Wall tienen ejes locales M3 perpendicular a su dirección más larga y los ejes locales M2 ortogonales a estos.



CASO 1



CASO 2

En consecuencia de los ejes locales, el diseño de esta placa consideraría:

### **CASO 1**

Sismo XX debería considerar el momento flector  $M3$  y fuerza cortante  $V2$

Sismo YY debería considerar el momento flector  $M2$  y fuerza cortante  $V3$

### **CASO 2**

Sismo XX debería considerar el momento flector  $M2$  y fuerza cortante  $V3$

Sismo YY debería considerar el momento flector  $M3$  y fuerza cortante  $V2$

Adicionalmente también se deberá considerar que el programa ETABS evalúa las fuerzas en los elementos a lo largo de su altura, por lo que el diseño deberá satisfacer estas sollicitaciones.

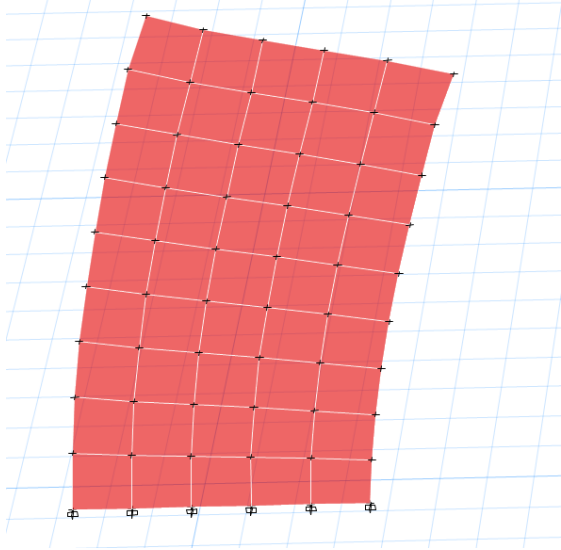
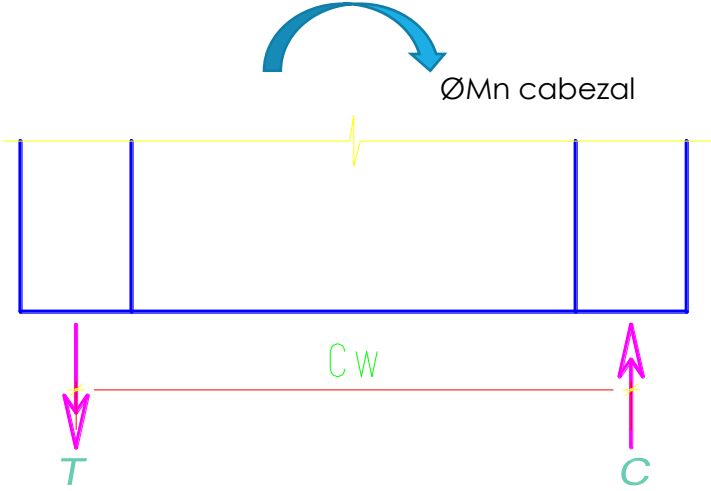
Teniendo en cuenta lo mencionado, procedemos a mostrar las sollicitaciones del muro PL-1, y posteriormente, los diagramas de interacción (indicando con puntos las combinaciones de carga utilizadas para el diseño) correspondientes al refuerzo longitudinal indicado a continuación:

➤ **Cálculo del refuerzo en los cabezales**

El refuerzo vertical en los cabezales debe ser de tal que pueda resistir el momento en exceso ( $M_u - \phi M_{nu}$ ), considerándolos como columnas cortas.



ESFUERZOS EN UN MURO ESTRUCTURAL



## DISEÑO DE PLACAS

Datos físicos de la placa		
$f_c =$	210	Kg / cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	Kg / cm <sup>2</sup>
Longitud =	4.65	m
Espesor =	0.30	m
d =	3.72	m
hm =	26.40	m
Desplazamiento =	0.1848	m

Inercia =	251361562.5	cm <sup>4</sup>
$Y_t = L / 2 =$	232.5	cm <sup>4</sup>
Ag =	13950	cm <sup>2</sup>
R= Fact. Reducc. Sis =	4.5	
Drift Control =	0.0065	

Esfuerzos		
Mu 1º piso =	780	Tn-m
Pu 1º piso =	401	Tn
Vu 1º piso =	133	Tn

Datos de Diseño		
1.2 Mcr =	748.94	Tn - m
hm / Lm =	5.68	ad
$\alpha =$	0.53	ad
Tracción =	0	(1 Si tiene tracción, 0 Si no tiene tracción)
Vc =	85.71	Tn
$0.085 \cdot 210 \cdot 5 \cdot A_{cw} =$	43.47	Tn
Vn =	436.65	Tn

Valor maximo que puede resistir la seccion

Cuantías mínimas / ml de muro		
As min h =	7.50	cm <sup>2</sup>
As min v =	7.50	cm <sup>2</sup>

**Cortantes de Diseño**

<b>TIPO DE SECCIÓN</b>	<b>1.00</b>	<b>RECTANGULAR</b>
------------------------	-------------	--------------------

Mn = 1786.67 Tn-m (Dato del Momento asociado a la Carga)

<b>Factor =</b>	<b>2.29</b>
-----------------	-------------

V diseño = 304.65 Tn

Vn = 436.65 Tn

procedemos al diseño? = **ok** Tn

øV = 371.16 Tn

Vc = 85.71 Tn

Vs >= Vu/ø-Vc = 272.70 Tn

Vs = 117.18 Tn

(Corte Maximo de la Seccion **OK** **LIMITE**)

(Corte que asume el concreto)

(Corte que debe asumir el fierro)

(Corte máximo que puede asumir el fierro con acero minimo)

**Modificar de Ashz**

**Tanteo Acero Horizontal**

<b># Capas =</b>	<b>2.00</b>
------------------	-------------

<b>1.130</b>	<b>0.13</b>
--------------	-------------

Diametro de la varillas

6.35

A 12mm

As v modificada 18.08 cm2

Vs = 282.48 Tn

**Ash correcto**

**Verificación de de acero vertical=**

s 15 cm

Asv=2 ø3/8"=2X0.71= 1.42 cm2

cuantia de Asv = 0.0032

**ok**

**Verificación de Necesidad de elementos de borde**

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h m)} = 1.192 \text{ m}$$

## Leyes de Atenuación

### 5.2 Diseño del Edificio Tomonorte por Leyes de Atenuación

#### 5.2.1 Análisis mediante Leyes de Atenuación

ESPECTRO ELASTICO MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN									
PERIODO	C1	C2	C3	C4	C5	Q	LN(SA)	SA(cm/s2)	SA(g)
<b>0</b>	6.7814439	0.5578578	0.1044139	-0.5	-0.0117413	0.6652357	6.61897421	<b>749.1762078</b>	0.76368625
<b>0.08</b>	7.9924557	0.4463652	0.0507	-0.5	-0.0164741	0.6998067	6.86004976	<b>953.4145056</b>	0.97188023
<b>0.1</b>	8.0084221	0.4805642	0.0359938	-0.5	-0.0157912	0.6998916	6.89062175	<b>983.0124145</b>	1.00205139
<b>0.2</b>	7.37059	0.7008022	0.0359938	-0.5	-0.0100475	0.5778237	7.15664105	<b>1282.595514</b>	1.30743681
<b>0.3</b>	6.6510366	0.8136	0.0812	-0.5	-0.0051242	0.6282985	7.3535031	<b>1561.657595</b>	1.59190377
<b>0.4</b>	6.333264	0.9515	0.1081	-0.5	-0.0060507	0.6181343	7.5864215	<b>1971.246765</b>	2.00942586
<b>0.5</b>	5.7184116	1.0381424	0.1022	-0.5	-0.0033348	0.662363	7.30370682	<b>1485.797312</b>	1.51457422
<b>0.75</b>	5.0955449	1.16927772	0.1235535	-0.5	-0.003145	0.716281	7.22492045	<b>1373.229375</b>	1.39982607
<b>1</b>	4.6797892	1.2132771	0.10523	-0.5	-0.0036158	0.7654899	6.76516678	<b>867.1108101</b>	0.88390501
<b>1.5</b>	3.7226034	1.24777	0.132247	-0.5	-0.0017297	0.7566446	6.21067938	<b>498.0394931</b>	0.50768552
<b>2</b>	3.0191309	1.3198	0.1414	-0.5	-0.0001764	0.7566446	5.8583154	<b>350.1338106</b>	0.3569152
<b>2.5</b>	2.60979	1.3464	0.179	-0.5	-0.0009494	0.7412218	5.7795885	<b>323.62599</b>	0.32989398
<b>3</b>	2.2922635	1.3162	0.18527	-0.5	-0.0015075	0.7376557	5.3987538	<b>221.1306708</b>	0.22541353
<b>3.5</b>	2.0767864	1.3048	0.19488	-0.5	-0.0021448	0.7459683	5.1948341	<b>180.3382217</b>	0.18383101
<b>4</b>	1.8753	1.3016	0.20565	-0.5	-0.0023472	0.756053	5.0587045	<b>157.3864896</b>	0.16043475

<b>MW =</b>	<b>8.8</b>
<b>R =</b>	<b>20</b>

**Tabla 31: Análisis mediante Leyes de Atenuación-Edificio Tomonorte**  
Fuente Propia

## 5.2.2 Derivas de Entrepiso

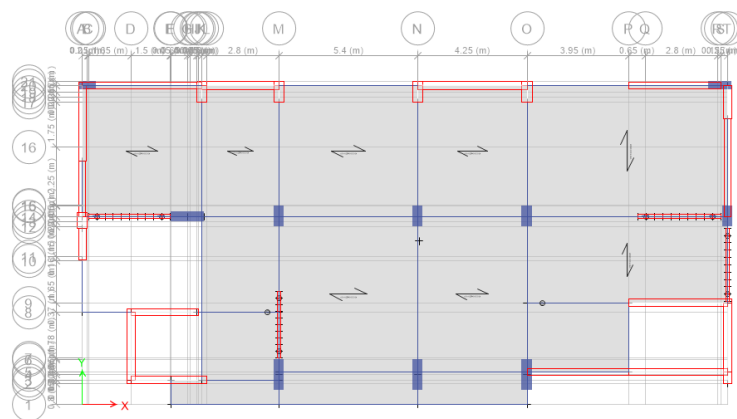
Story	Load Case/C	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.001765	0.001523	1.159	50	0	7.46	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.01125	0.010641	1.057	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.001765	0.001523	1.159	50	0	7.46	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.01125	0.010641	1.057	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.001591	0.001398	1.139	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.010747	0.010275	1.046	30	25.1	0.8	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.001591	0.001398	1.139	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y	Diaph D AZO	0.010747	0.010275	1.046	30	25.1	0.8	31.4
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y	Diaph D8 X	0.001979	0.001628	1.215	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y	Diaph D8 Y	0.01179	0.011009	1.071	390	0	9.46	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y	Diaph D8 X	0.001979	0.001628	1.215	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y	Diaph D8 Y	0.01179	0.011009	1.071	390	0	9.46	27.95
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y	Diaph D7 X	0.002087	0.001715	1.216	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y	Diaph D7 Y	0.013005	0.0121	1.075	390	0	9.46	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y	Diaph D7 X	0.002087	0.001715	1.216	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y	Diaph D7 Y	0.013005	0.0121	1.075	390	0	9.46	24.5
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y	Diaph D6 X	0.002163	0.001764	1.226	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y	Diaph D6 Y	0.01402	0.012974	1.081	390	0	9.46	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y	Diaph D6 X	0.002163	0.001764	1.226	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y	Diaph D6 Y	0.01402	0.012974	1.081	390	0	9.46	21.05
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y	Diaph D5 X	0.002162	0.001746	1.238	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y	Diaph D5 Y	0.014559	0.013415	1.085	390	0	9.46	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y	Diaph D5 X	0.002162	0.001746	1.238	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y	Diaph D5 Y	0.014559	0.013415	1.085	390	0	9.46	17.6
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y	Diaph D4 X	0.002046	0.001639	1.249	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y	Diaph D4 Y	0.014341	0.013149	1.091	390	0	9.46	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y	Diaph D4 X	0.002046	0.001639	1.249	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y	Diaph D4 Y	0.014341	0.013149	1.091	390	0	9.46	14.15
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y	Diaph D3 X	0.001784	0.001418	1.258	58	4.65	12.41	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y	Diaph D3 Y	0.013057	0.011935	1.094	390	0	9.46	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y	Diaph D3 X	0.001784	0.001418	1.258	58	4.65	12.41	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y	Diaph D3 Y	0.013057	0.011935	1.094	390	0	9.46	10.7
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y	Diaph D2 X	0.00133	0.001053	1.263	58	4.65	12.41	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y	Diaph D2 Y	0.010445	0.009647	1.083	390	0	9.46	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y	Diaph D2 X	0.00133	0.001053	1.263	58	4.65	12.41	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y	Diaph D2 Y	0.010445	0.009647	1.083	390	0	9.46	7.25
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y	Diaph D1 X	0.000573	0.000459	1.247	58	4.65	12.41	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y	Diaph D1 Y	0.004835	0.004563	1.059	390	0	9.46	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y	Diaph D1 X	0.000573	0.000459	1.247	58	4.65	12.41	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y	Diaph D1 Y	0.004835	0.004563	1.059	390	0	9.46	3.8
			0.014559	0.013415					

Story	Load Case/C	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.010442	0.010349	1.009	37	7.65	0.95	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.001653	0.001537	1.075	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.010442	0.010349	1.009	37	7.65	0.95	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.001653	0.001537	1.075	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.011491	0.01107	1.038	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.001528	0.001396	1.094	30	25.1	0.8	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.011491	0.01107	1.038	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ X-X	Diaph D AZO	0.001528	0.001396	1.094	30	25.1	0.8	31.4
TECHO 8	DESPLAZ X-X	Diaph D8 X	0.011552	0.011294	1.023	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X	Diaph D8 Y	0.001694	0.001345	1.259	390	0	9.46	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X	Diaph D8 X	0.011552	0.011294	1.023	58	4.65	12.41	27.95
TECHO 8	DESPLAZ X-X	Diaph D8 Y	0.001694	0.001345	1.259	390	0	9.46	27.95
TECHO 7	DESPLAZ X-X	Diaph D7 X	0.012077	0.011851	1.019	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X	Diaph D7 Y	0.001767	0.001426	1.239	390	0	9.46	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X	Diaph D7 X	0.012077	0.011851	1.019	58	4.65	12.41	24.5
TECHO 7	DESPLAZ X-X	Diaph D7 Y	0.001767	0.001426	1.239	390	0	9.46	24.5
TECHO 6	DESPLAZ X-X	Diaph D6 X	0.012405	0.012211	1.016	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X	Diaph D6 Y	0.001842	0.001498	1.23	390	0	9.46	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X	Diaph D6 X	0.012405	0.012211	1.016	58	4.65	12.41	21.05
TECHO 6	DESPLAZ X-X	Diaph D6 Y	0.001842	0.001498	1.23	390	0	9.46	21.05
TECHO 5	DESPLAZ X-X	Diaph D5 X	0.012313	0.012144	1.014	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X	Diaph D5 Y	0.001884	0.00154	1.223	390	0	9.46	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X	Diaph D5 X	0.012313	0.012144	1.014	58	4.65	12.41	17.6
TECHO 5	DESPLAZ X-X	Diaph D5 Y	0.001884	0.00154	1.223	390	0	9.46	17.6
TECHO 4	DESPLAZ X-X	Diaph D4 X	0.011599	0.011459	1.012	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X	Diaph D4 Y	0.00185	0.001516	1.22	390	0	9.46	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X	Diaph D4 X	0.011599	0.011459	1.012	58	4.65	12.41	14.15
TECHO 4	DESPLAZ X-X	Diaph D4 Y	0.00185	0.001516	1.22	390	0	9.46	14.15
TECHO 3	DESPLAZ X-X	Diaph D3 X	0.010077	0.009969	1.011	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X	Diaph D3 Y	0.001694	0.001386	1.222	390	0	9.46	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X	Diaph D3 X	0.010077	0.009969	1.011	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ X-X	Diaph D3 Y	0.001694	0.001386	1.222	390	0	9.46	10.7
TECHO 2	DESPLAZ X-X	Diaph D2 X	0.007624	0.007514	1.015	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X	Diaph D2 Y	0.001367	0.001117	1.224	390	0	9.46	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X	Diaph D2 X	0.007624	0.007514	1.015	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ X-X	Diaph D2 Y	0.001367	0.001117	1.224	390	0	9.46	7.25
TECHO 1	DESPLAZ X-X	Diaph D1 X	0.003451	0.003389	1.018	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X	Diaph D1 Y	0.000646	0.000535	1.208	390	0	9.46	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X	Diaph D1 X	0.003451	0.003389	1.018	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X	Diaph D1 Y	0.000646	0.000535	1.208	390	0	9.46	3.8
			0.012405	0.012211					

**Tabla 32: Derivas de Entrepiso -Leyes de Atenuación-Edificio  
Tomonorte  
Fuente Propia**

Como observamos la estructura no cumple con la deriva máxima, especificada en la norma E: 030, que es de 0.007 m.

### 5.2.3 Modificación de la estructuración



**Gráfico 94: Modificación de la Estructuración-Leyes de Atenuación Fuente Propia**

## 5.2.4 Derivas de entrepiso con la nueva estructuración

AZOTEA	DESPLAZ X-X Max	Diaph D AZO	0.004642	0.004559	1.018	37	7.65	0.95
AZOTEA	DESPLAZ X-X Max	Diaph D AZO	0.004246	0.003886	1.093	5	0	5.61
AZOTEA	DESPLAZ X-X Min	Diaph D AZO	0.004642	0.004559	1.018	37	7.65	0.95
AZOTEA	DESPLAZ X-X Min	Diaph D AZO	0.004246	0.003886	1.093	5	0	5.61
AZOTEA	DESPLAZ X-X Max	Diaph D AZO	0.005412	0.004998	1.083	13	17.3	7.31
AZOTEA	DESPLAZ X-X Max	Diaph D AZO	0.003328	0.002929	1.136	38	17.3	1.27
AZOTEA	DESPLAZ X-X Min	Diaph D AZO	0.005412	0.004998	1.083	13	17.3	7.31
AZOTEA	DESPLAZ X-X Min	Diaph D AZO	0.003328	0.002929	1.136	38	17.3	1.27
TECHO 8	DESPLAZ X-X Max	Diaph D8 X	0.004835	0.004606	1.05	30	25.1	0.8
TECHO 8	DESPLAZ X-X Max	Diaph D8 Y	0.004566	0.003516	1.299	390	0	9.46
TECHO 8	DESPLAZ X-X Min	Diaph D8 X	0.004835	0.004606	1.05	30	25.1	0.8
TECHO 8	DESPLAZ X-X Min	Diaph D8 Y	0.004566	0.003516	1.299	390	0	9.46
TECHO 7	DESPLAZ X-X Max	Diaph D7 X	0.005032	0.004786	1.051	30	25.1	0.8
TECHO 7	DESPLAZ X-X Max	Diaph D7 Y	0.004869	0.003768	1.292	390	0	9.46
TECHO 7	DESPLAZ X-X Min	Diaph D7 X	0.005032	0.004786	1.051	30	25.1	0.8
TECHO 7	DESPLAZ X-X Min	Diaph D7 Y	0.004869	0.003768	1.292	390	0	9.46
TECHO 6	DESPLAZ X-X Max	Diaph D6 X	0.00513	0.004867	1.054	30	25.1	0.8
TECHO 6	DESPLAZ X-X Max	Diaph D6 Y	0.005067	0.00396	1.279	390	0	9.46
TECHO 6	DESPLAZ X-X Min	Diaph D6 X	0.00513	0.004867	1.054	30	25.1	0.8
TECHO 6	DESPLAZ X-X Min	Diaph D6 Y	0.005067	0.00396	1.279	390	0	9.46
TECHO 5	DESPLAZ X-X Max	Diaph D5 X	0.005052	0.00478	1.057	30	25.1	0.8
TECHO 5	DESPLAZ X-X Max	Diaph D5 Y	0.005087	0.004021	1.265	390	0	9.46
TECHO 5	DESPLAZ X-X Min	Diaph D5 X	0.005052	0.00478	1.057	30	25.1	0.8
TECHO 5	DESPLAZ X-X Min	Diaph D5 Y	0.005087	0.004021	1.265	390	0	9.46
TECHO 4	DESPLAZ X-X Max	Diaph D4 X	0.004741	0.004472	1.06	30	25.1	0.8
TECHO 4	DESPLAZ X-X Max	Diaph D4 Y	0.004862	0.003895	1.248	390	0	9.46
TECHO 4	DESPLAZ X-X Min	Diaph D4 X	0.004741	0.004472	1.06	30	25.1	0.8
TECHO 4	DESPLAZ X-X Min	Diaph D4 Y	0.004862	0.003895	1.248	390	0	9.46
TECHO 3	DESPLAZ X-X Max	Diaph D3 X	0.004142	0.003895	1.064	30	25.1	0.8
TECHO 3	DESPLAZ X-X Max	Diaph D3 Y	0.004302	0.003507	1.227	390	0	9.46
TECHO 3	DESPLAZ X-X Min	Diaph D3 X	0.004142	0.003895	1.064	30	25.1	0.8
TECHO 3	DESPLAZ X-X Min	Diaph D3 Y	0.004302	0.003507	1.227	390	0	9.46
TECHO 2	DESPLAZ X-X Max	Diaph D2 X	0.0032	0.002996	1.068	30	25.1	0.8
TECHO 2	DESPLAZ X-X Max	Diaph D2 Y	0.003399	0.002857	1.19	390	0	9.46
TECHO 2	DESPLAZ X-X Min	Diaph D2 X	0.0032	0.002996	1.068	30	25.1	0.8
TECHO 2	DESPLAZ X-X Min	Diaph D2 Y	0.003399	0.002857	1.19	390	0	9.46
TECHO 1	DESPLAZ X-X Max	Diaph D1 X	0.001626	0.001519	1.07	30	25.1	0.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X Max	Diaph D1 Y	0.001731	0.001547	1.118	390	0	9.46
TECHO 1	DESPLAZ X-X Min	Diaph D1 X	0.001626	0.001519	1.07	30	25.1	0.8
TECHO 1	DESPLAZ X-X Min	Diaph D1 Y	0.001731	0.001547	1.118	390	0	9.46
			0.005412	0.004998				

**Tabla 33: Derivas de Entrepisos con la nueva Estructuración**

**Fuente Propia**



Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D AZO	0.00406	0.003867	1.05	37	7.65	0.95	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D AZO	0.006138	0.005625	1.091	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D AZO	0.00406	0.003867	1.05	37	7.65	0.95	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D AZO	0.006138	0.005625	1.091	5	0	5.61	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D AZO	0.004505	0.004415	1.02	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D AZO	0.004491	0.004104	1.094	38	17.3	1.27	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D AZO	0.004505	0.004415	1.02	13	17.3	7.31	31.4
AZOTEA	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D AZO	0.004491	0.004104	1.094	38	17.3	1.27	31.4
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D8 X	0.004459	0.003993	1.117	30	25.1	0.8	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D8 Y	0.00661	0.005105	1.295	390	0	9.46	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D8 X	0.004459	0.003993	1.117	30	25.1	0.8	27.95
TECHO 8	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D8 Y	0.00661	0.005105	1.295	390	0	9.46	27.95
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D7 X	0.004653	0.004157	1.119	30	25.1	0.8	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D7 Y	0.007042	0.005463	1.289	390	0	9.46	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D7 X	0.004653	0.004157	1.119	30	25.1	0.8	24.5
TECHO 7	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D7 Y	0.007042	0.005463	1.289	390	0	9.46	24.5
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D6 X	0.004742	0.004231	1.121	30	25.1	0.8	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D6 Y	0.007318	0.005728	1.278	390	0	9.46	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D6 X	0.004742	0.004231	1.121	30	25.1	0.8	21.05
TECHO 6	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D6 Y	0.007318	0.005728	1.278	390	0	9.46	21.05
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D5 X	0.004665	0.004157	1.122	30	25.1	0.8	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D5 Y	0.00734	0.005803	1.265	390	0	9.46	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D5 X	0.004665	0.004157	1.122	30	25.1	0.8	17.6
TECHO 5	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D5 Y	0.00734	0.005803	1.265	390	0	9.46	17.6
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D4 X	0.004362	0.003883	1.123	30	25.1	0.8	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D4 Y	0.007012	0.005611	1.25	390	0	9.46	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D4 X	0.004362	0.003883	1.123	30	25.1	0.8	14.15
TECHO 4	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D4 Y	0.007012	0.005611	1.25	390	0	9.46	14.15
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D3 X	0.003777	0.003362	1.123	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D3 Y	0.006209	0.005045	1.231	390	0	9.46	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D3 X	0.003777	0.003362	1.123	30	25.1	0.8	10.7
TECHO 3	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D3 Y	0.006209	0.005045	1.231	390	0	9.46	10.7
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D2 X	0.002863	0.002551	1.122	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D2 Y	0.004912	0.0041	1.198	390	0	9.46	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D2 X	0.002863	0.002551	1.122	30	25.1	0.8	7.25
TECHO 2	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D2 Y	0.004912	0.0041	1.198	390	0	9.46	7.25
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D1 X	0.001397	0.00126	1.108	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y Max	Diaph D1 Y	0.002504	0.002209	1.133	390	0	9.46	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D1 X	0.001397	0.00126	1.108	30	25.1	0.8	3.8
TECHO 1	DESPLAZ Y-Y Min	Diaph D1 Y	0.002504	0.002209	1.133	390	0	9.46	3.8
			0.00734	0.005803					

Como se observa la estructura cumple con la deriva máxima, especificada en la norma E: 030, que es de 0.007 m.

## 5.2.5 Participación Modal

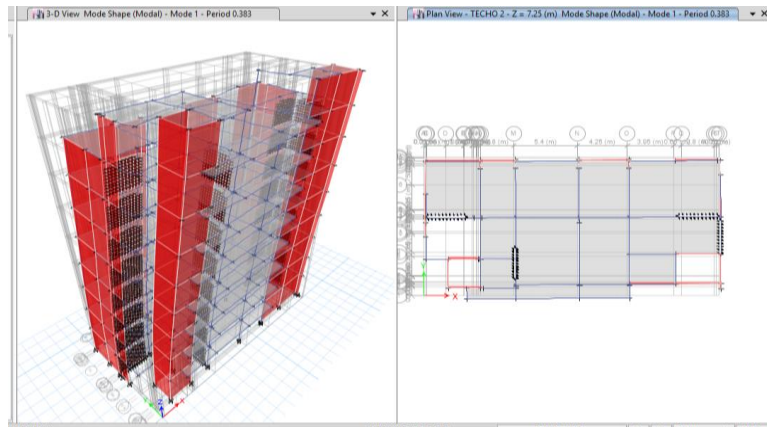
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	
		sec									
Modal		1	0.383	0.2541	0.4361	0	0.2541	0.4361	0	0.2034	0.1329
Modal		2	0.321	0.4469	0.2731	0	0.701	0.7092	0	0.1135	0.2155
Modal		3	0.208	0.0031	0.0255	0	0.7041	0.7347	0	0.0025	0.0003
Modal		4	0.1	0.0138	0.1466	0	0.7179	0.8813	0	0.3643	0.0212
Modal		5	0.086	0.1599	0.0119	0	0.8778	0.8932	0	0.0358	0.3239
Modal		6	0.066	0.0177	0.0002	0	0.8955	0.8933	0	0.0007	0.0352
Modal		7	0.063	0.0001	0.0194	0	0.8956	0.9127	0	0.0414	0.0001
Modal		8	0.056	6.46E-06	0.0065	0	0.8956	0.9192	0	0.0216	4.68E-05
Modal		9	0.045	0.0017	0.0329	0	0.8973	0.9521	0	0.0758	0.0037
Modal		10	0.042	0.0436	0.0048	0	0.9409	0.9568	0	0.0113	0.0995
Modal		11	0.035	0.0083	0.007	0	0.9492	0.9639	0	0.0207	0.0211
Modal		12	0.03	0.009	0.0008	0	0.9582	0.9646	0	0.002	0.0239
Modal		13	0.029	0.004	0.0157	0	0.9621	0.9803	0	0.0476	0.0102
Modal		14	0.025	0.0105	0.0019	0	0.9726	0.9822	0	0.006	0.0306
Modal		15	0.023	0.0068	0.0008	0	0.9795	0.983	0	0.0021	0.0197
Modal		16	0.022	0.0004	0.0065	0	0.9799	0.9895	0	0.0187	0.0013
Modal		17	0.02	0.0026	0.0027	0	0.9824	0.9922	0	0.0084	0.0077
Modal		18	0.019	0.0066	0.0003	0	0.989	0.9926	0	0.0012	0.0194
Modal		19	0.018	0.0009	0.0018	0	0.9899	0.9943	0	0.0053	0.0024
Modal		20	0.017	0.001	0.0024	0	0.9909	0.9967	0	0.0075	0.0031
Modal		21	0.016	0.0025	0.0001	0	0.9934	0.9968	0	0.0003	0.0077
Modal		22	0.016	1.53E-06	1.03E-06	0	0.9934	0.9968	0	3.08E-06	4.56E-06
Modal		23	0.016	0.0001	2.92E-06	0	0.9935	0.9968	0	8.62E-06	0.0003
Modal		24	0.016	2.21E-05	1.13E-05	0	0.9935	0.9968	0	3.29E-05	0.0001

**Tabla 34: Participación Modal por Leyes de Atenuación**

**Fuente Propia**

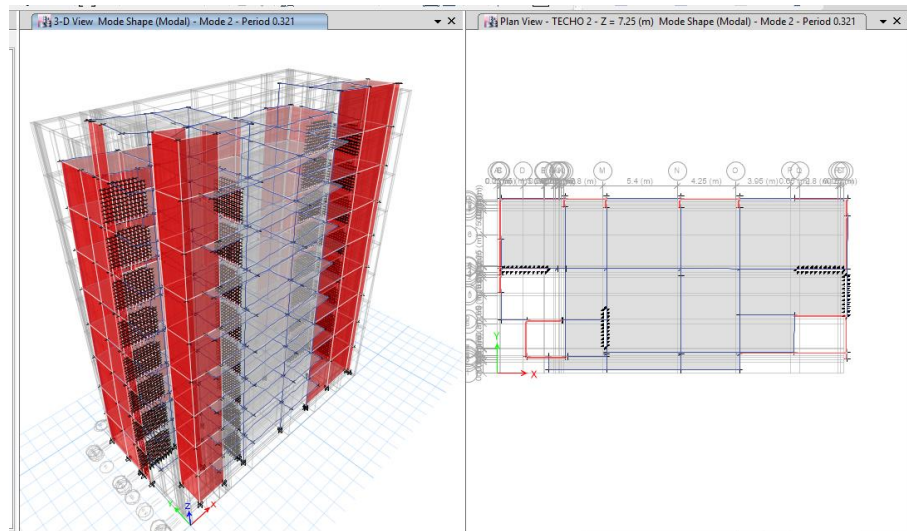
## 5.2.6 Periodos de la Estructura

### 5.2.6.1 Periodo Modo 1 - Traslación Y-Y = 0.383 seg



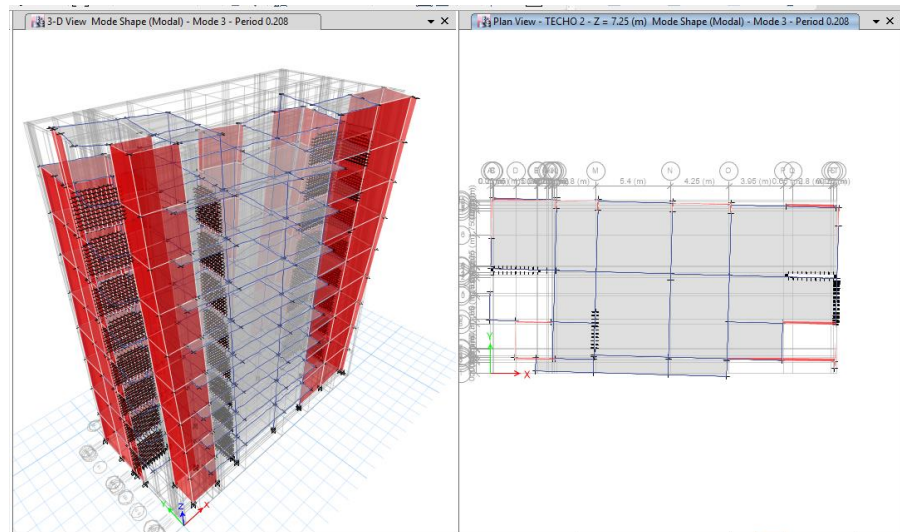
**Gráfico 95: Periodo Modo 1 mediante Leyes de Atenuación**  
**Fuente Propia**

### 5.2.7.2 Periodo Modo 2 - Traslación Y-Y = 0.572 seg



**Gráfico 96: Periodo Modo 2 mediante Leyes de Atenuación**  
**Fuente Propia**

### 5.2.7.3 Periodo Modo 3 – Rotación =0.208 seg



**Gráfico 97: Periodo Modo 3 mediante Leyes de Atenuación**  
**Fuente Propia**

### 5.2.8 Consideraciones por Diseño

Se empleó el Diseño por Resistencia donde la ecuación general es:

$$\text{Acción Última} \leq \text{Capacidad Nominal Reducida}$$

Para el diseño de los elementos estructurales que componen el edificio estudiado se siguieron los lineamientos indicados en la NTE.E.060 Diseño en Concreto Armado. Para ello se realizaron las combinaciones de cargas actuantes en el edificio.

Las acciones últimas se obtuvieron por combinación de los casos de carga muerta, viva y sismo. Las resistencias de los elementos se estimaron con los procedimientos que se muestran posteriormente.

➤ **Combinaciones de Carga**

Se realizaron las combinaciones de carga que establece la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado:

- Combinaciones de Carga Muerta y Carga Viva:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

**Donde:**

**CM:** Carga Muerta

**CV:** Carga Viva

- Combinaciones de carga viva, carga muerta y carga de sismo

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + .\text{FE} (\text{CS})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + \text{FE}. (\text{CS})$$

**Donde:**

**CS:** Carga Sísmica

Se considera en ambos sentidos (positivo y negativo) en cada dirección de análisis.

- Asimismo, se usaron los factores de Reducción de Resistencia exigidos por la Norma:

Para flexión	$\phi = 0,90$
Para cortante	$\phi = 0,85$
Para flexo-compresión	$\phi = 0,70$

➤ **Consideraciones Generales de Diseño**

- **Capacidad a Flexión:**

Para calcular la capacidad resistente a flexión se utilizó la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Dónde:**

Mn = Momento Nominal

As = Acero Requerido

fy = Esfuerzo de Fluencia del acero  
( 4200kg/cm<sup>2</sup>)

d = Peralte efectivo

a = Profundidad del bloque equivalente de compresiones

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

b = ancho de la sección

$\phi$  = Factor de reducción (0.9 para flexión simple)

Se garantizó el comportamiento dúctil del acero colocado, manteniendo una cantidad de acero colocado menor a 0.75 ( $A_s$ ) (0.75 del acero balanceado), en caso contrario se utilizó acero en compresión.

- **Capacidad a Corte:**

Para calcular la capacidad a corte del elemento ( $\phi V_n$ ), tenemos:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

**Dónde:**

**$V_n$**  = Resistencia Nominal a Corte

**$V_c$**  = Resistencia por aporte de concreto

**$V_s$**  = Resistencia por aporte del acero

**$\phi$**  = Factor de reducción (0.85 para corte)

Para evaluar la contribución del concreto, la expresión es la siguiente

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c.b.d}$$

**Dónde:**

**f'c** = Resistencia del concreto a compresión

Para el uso de estribos perpendiculares al eje del elemento, se tiene:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

**Dónde:**

**s** = espaciamiento de estribos

**A<sub>v</sub>** = Área de estribos al hacer un corte en el eje horizontal

La fuerza última ( $V_u$ ) se calcula en una sección que dista “d” desde la cara del apoyo. En caso  $V_u$  exceda  $\phi V_c$  se usarán estribos colocados con un espaciamiento adecuado.

La resistencia cortante  $\phi V_n$ , no se deberá considerar mayor que:

$$\phi V_n = \phi(2.63\sqrt{f'c.b.d})$$



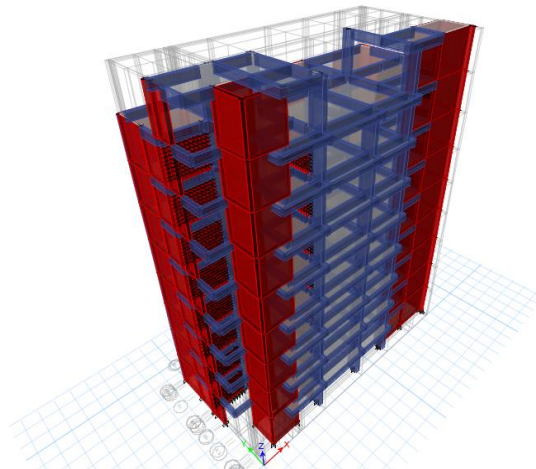
- **Capacidad a Flexo-compresión**

La capacidad a flexo-compresión de columnas y placas se representó mediante un diagrama de interacción que se construye según el concreto, el acero y la sección transversal del elemento. Cada punto de la curva representa una combinación de resistencias  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$ . Si la carga axial es menor a  $0.1 (f'_c) (A_g)$  el diseño puede hacerse considerando solo flexión.

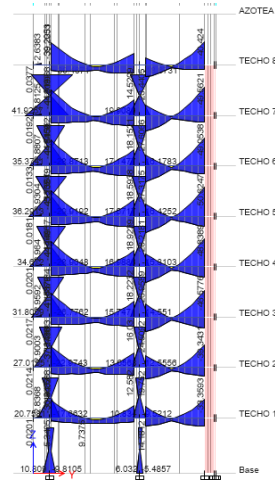
## 5.2.9 Diseño de Elementos Estructurales

### 5.2.9.1 Diseño de Vigas con Responsabilidad Sísmica

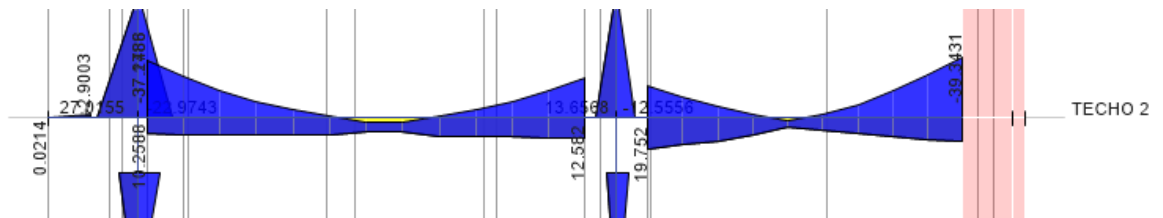
#### ➤ Modelo para Diseño



➤ Según plano eje 6-6-VP 306. Viga ( 0.30x0.70)



➤ Diagrama de Momentos Flectores M-3.



Según se observa en el diagrama, claramente se puede determinar que la viga tiene responsabilidad sísmica (inversión de momentos) ya que puede desarrollar también con Idg en los apoyos de los bordes o extremos.

**Sección: 0.30X0.70**

- **Momentos negativos:**

**TRAMO A-B (volado)**

Apoyo A = 0.02 ton.m

Apoyo B: = 2.84 ton.m

**TRAMO C-D**

Apoyo C: = 37.7 ton.m

Apoyo D: = 26.12 ton.m

**TRAMO E-F**

Apoyo E: = 21.83 ton.m

Apoyo F: = 39.34 ton.m

- **Momentos Positivos:**

**TRAMO C-D**

Apoyo C: = 10.25 ton.m

Apoyo D: = 12.58 ton.m

**TRAMO E-F**

Apoyo E: =19.75 ton.m

Apoyo F: = 15.08 ton.m

- **Revisión de cuantías mínimas y máximas, de acuerdo a las propiedades mecánicas de los materiales y geométricas de la sección:**

momento resistente maximo	
ASmax =	30.672
W=	0.3195
A =	24.05647059
<b>MAXULTIMO =</b>	<b>60</b> tn-m

- **Momento aproximado que puede resistir la sección (30 X70).**

Comparativamente, los momentos actuantes son mayores al momento mínimo por sección agrietada y menores al momento máximo (0.75xpb – condición 10.3.4 – norma E.060) y también en cada línea de refuerzo se verifica la condición 10.3.5 de la norma E.060. Viga simplemente reforzada.

#### **Verificando As mínimo:**

Cuando la cantidad de refuerzo en tracción es muy pequeña, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurado, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, se puede presentar una falla frágil.

Nos basaremos en dos condiciones propuestas por la norma de diseño:

- **Según capítulo 10.5.1 de la Norma E060**

$$M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{Y_t}$$

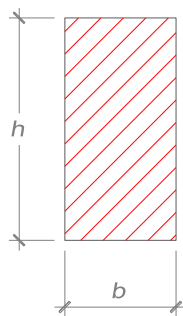
$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

$$M_r \geq 1.2 * M_{cr}$$

**Donde:**

**M<sub>cr</sub>** : Momento generado por el agrietamiento.

**Fr** : Módulo de rotura



$$I_g = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} * 30 * 70^3 = 540000.00 \text{cm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2}$$

$$Y_t = \frac{70}{2} = 30 \text{cm}$$

$$f_r = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 28.98 * \frac{540000}{30} = 5.22 \text{ Ton. m}$$

$$M_r \geq 1.2 * 5.22 = 6.26 \text{ Ton. m}$$

- **Cálculo de acero del momento resistente (M<sub>r</sub>)**

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18xfy}$$

$$\alpha = \frac{210}{1.18x4200} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \times \frac{2 \alpha}{fy}}$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{6.26E5}{0.9x30x54.00^2} \times \frac{2x0.0424}{4200}} = 0.0029$$

$$As \text{ min} = \rho b = 0.0029 \times 30 \times 54 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Según capítulo 10.5.2 de la Norma E060

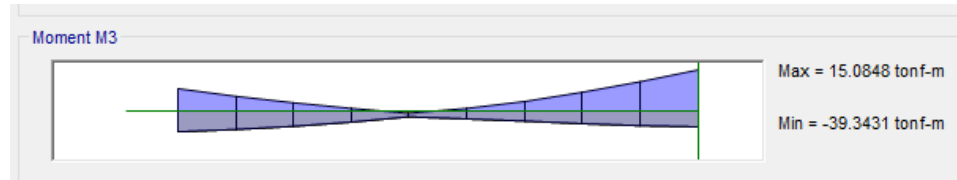
$$As \text{ min} = \frac{0.7x\sqrt{f'c}}{fy} bw * d$$

$$As \text{ min} = \frac{0.7x\sqrt{210}}{4200} 30 * 54 = 3.89 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero mínimos usado es: **Asmin = 4.62 cm<sup>2</sup>**

➤ **Cálculo de Acero**

- **Acero Negativo**



$$Mu (-)(D) = 39.34 \text{ Ton.m}$$

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18x f_y} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \times \frac{2 \alpha}{f_y}} = 0.0096$$

As (-) = 18.37 cm<sup>2</sup> , acero seleccionado = 3Ø1" + 2Ø3/4 = 20.91 cm<sup>2</sup>, (cálculo de acero por diagrama de interacción).

**CALCULAMOS EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA VIGA**

DATOS DE ESFUERZOS - ALA EN COMPRESIÓN									
Peraltes	1/0	d	As	Def.Acero	Esfuerzo	Fuerzas	brazo	M	Def.Acero
D1	1	6.00	8.55	0.00160	3.21	27.44	24.00	6.59	-0.001604747
D2	1	12.00	3.96	0.00021	0.42	1.66	18.00	0.30	-0.000209495
D3	1	38.00	5.70	-0.00210	-4.20	-23.94	8.00	1.92	0.0058366
D4	1	54.00	15.21	-0.00210	-4.20	-63.88	24.00	15.33	0.009557274
			As=	33.42	Pn=		0.00	Mn=	38.53
							eMn	34.68	

Como vemos el diagrama de interacción para vigas , cuando Po=0 , el momento resistente de la viga es 34.68 tn-m > 39.43 tn-m (ok) y también la deformación del acero a tracción es mayor que el 0.005 , por lo tanto es una sección controlada por tracción.

- **Acero Positivo**

$$Mu E (+) = 15.08 \text{ Ton.m}$$

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18x f_y} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{Mu}{\phi . b . d^2} x \frac{2 \alpha}{f_y}} = 0.0041$$

As (+) = 6.50 cm<sup>2</sup> , acero seleccionado = 3Ø3/4”+  
2Ø5/8”= (cálculo de acero)

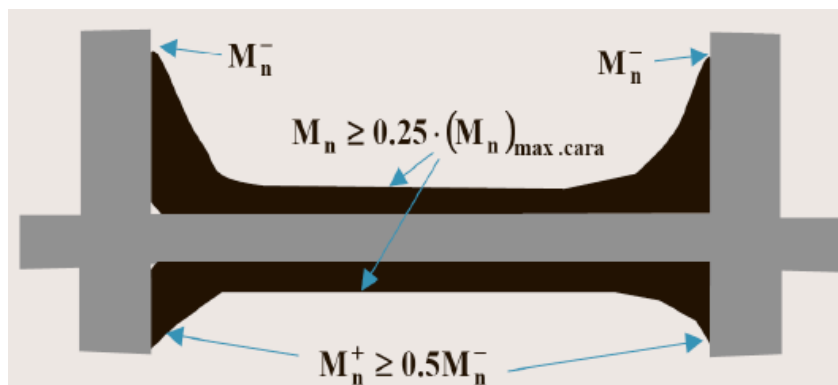
DATOS DE ESFUERZOS - ALA EN COMPRESIÓN									
Peraltes	1/0	d	As	Def.Acero	Esfuerzo	Fuerzas	brazo	M	Def.Acero
D1	1	6.00	15.21	0.00090	1.80	27.31	24.00	6.55	-0.00089762
D2	1	12.00	5.70	-0.00120	-2.41	-13.73	18.00	-2.47	0.001204761
D3	1	38.00	3.96	-0.00210	-4.20	-16.63	8.00	1.33	0.010315075
D4	1	54.00	8.55	-0.00210	-4.20	-35.91	24.00	8.62	0.015921422
		As=	33.42		Pn=	0.00	Mn=	24.30	
							øMn	21.87	

Como vemos el diagrama de interacción para vigas , cuando Po=0 , el momento resistente de la viga es 21.87 tn-m >15.08 tn-m , y también la deformación del acero a tracción es mayor que el 0.005 , por lo tanto es una sección controlada por tracción.

Con este momento , cumplimos :

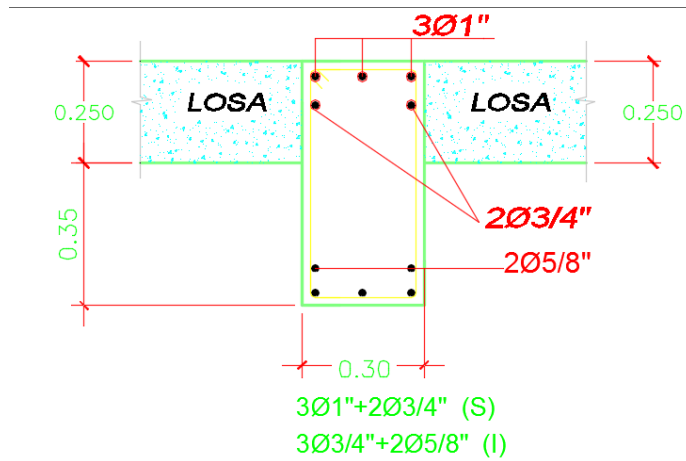
$$Mn+ \geq 0.5 Mn- \quad Mn+ = 21.87 \text{ tn-m} > 0.5 Mn- = 0.5 \times 34.68 \text{ tn-m} = 17.34 \text{ tn-m}$$





### ➤ Control De Fisuración

CONTROL DE FISURACIÓN:			
Act =	Área concreto a tracción		
Ys =	Brazo centroidal de distribución de acero a fibra mas cercana		
n =	número de barras		
Ms =	Momento por cargas de servicio (Md+MI)		
<b>Recubrimiento:</b>	<b>4 cm</b>	<b>Ø</b>	<b>Diámetro (cm.)</b>
<b>Ø Estribo=</b>	<b>0.95 cm</b>	<b>8 mm</b>	<b>0.80</b>
<b>Distancia 2da línea de refuerzo=</b>	<b>10.00 cm</b>	<b>3/8 "</b>	<b>0.95</b>
		<b>12 mm</b>	<b>1.131</b>
		<b>1/2 "</b>	<b>1.267</b>
		<b>5/8 "</b>	<b>1.59</b>
		<b>3/4 "</b>	<b>1.91</b>
		<b>1 "</b>	<b>2.54</b>
			<b>5.067</b>
<b>Acero 1era línea:</b>	<b>Ø</b>	<b>Área (cm2)</b>	<b>Diámetro / barra (cm)</b>
	3 Ø3/4"	2.85	1.91
	0 Ø1/2"	0.00	0.00
<b>Acero 2da línea:</b>			
	2 Ø5/8"	1.98	1.59
	0 Ø5/8"	0.00	0.00
<b>Ys =</b>	7.58 cm		
<b>Ast=</b>	75.83 cm <sup>2</sup>	$Ast = 2 \cdot xYsxb / n$	
<b>Ms =</b>	3.38 Tn-m		
<b>fs=</b>	1215.03 Kg/cm <sup>2</sup>	$fs = Ms / (0.9 \cdot x \cdot d \cdot As)$	
<b>fs=</b>	121.50 Mpa		
<b>dc= Acero en compresión=</b>	5 cm		
<b>Z=</b>	8.624295507 KN	<26KN	$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act}$
<b>Prueba lógica =</b>	ok		



“Cabe resaltar que primero se hizo la clasificación del sistema estructural por tanto tenemos que cumplir con los requisitos 21.4 Requisitos para Vigas y columnas de los edificios con sistema Resistente a fuerzas laterales de muros Estructurales o Dual tipo I”

- **Cálculo del refuerzo por cortante:** Se usará una varilla de  $\text{Ø}3/8''$
- Se aplicará el **diseño por resistencia probable** descrita en el capítulo 21.5.4 de la norma E060.

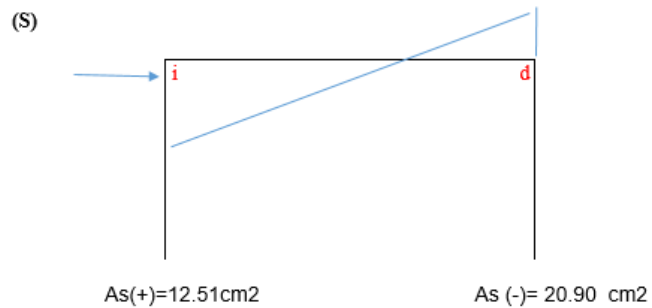
$$a = \frac{A_s * f_s}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_{pr} = \phi * A_s * f_s * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Donde:**

$$\phi = 1; f_s = 1.25 * f_y$$

- Sismo de izquierda a derecha, tramo B-C –eje 6-6 –plano



### Cálculo de Mni:

$$a = \frac{12.51 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 12.27 \text{ cm}$$

$$Mni = 1 * 12.51 * 4200 \left( 64 - \frac{12.27}{2} \right) = 30.40 \text{ ton.m}$$

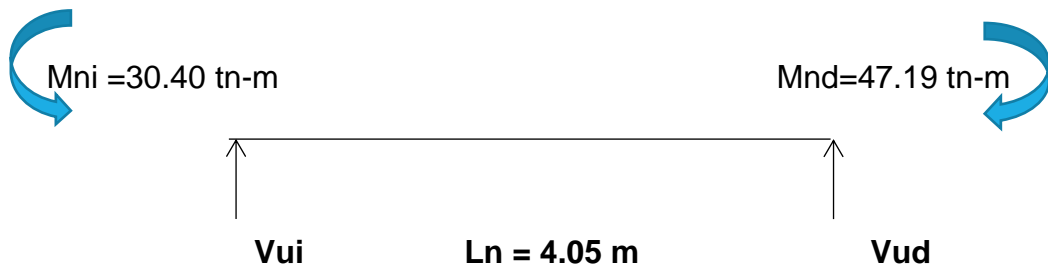
### Cálculo de Mnd:

$$a = \frac{20.90 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 20.49 \text{ cm}$$

$$Mnd = 1 * 20.90 * 4200 \left( 64 - \frac{20.49}{2} \right) = 47.19 \text{ ton.m}$$

$$\mathbf{WD = 2.67 \text{ tn/m}}$$

$$\mathbf{WL = 0.97 \text{ tn/m}}$$



$$w_u = 1.25 \cdot (w_d + w_l) = 1.25 \cdot (2.67 + 0.97) = 4.55 \text{ Ton/m}$$

**Cálculo de  $V_{ui}$  y  $V_{ud}$ :**

$$V_{ui} = \frac{(w_u \cdot l_n)}{2} - \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ui} = \frac{(4.55 \cdot 4.05)}{2} - \frac{(30.47 + 47.19)}{4.05} = -19.24 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = \frac{(w_u \cdot l_n)}{2} + \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ud} = \frac{(4.55 \cdot 4.05)}{2} + \frac{(30.47 + 47.19)}{4.05} = 28.46 \text{ Ton}$$

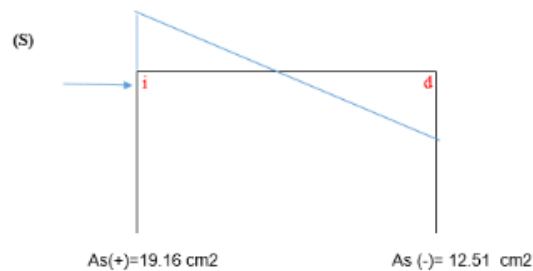
- **Cálculo de la separación de estribos (dentro de la longitud de confinamiento)**

$$S (Mn) = \frac{0.85 * AV * fy * d}{Vu}$$

$$S (Mni) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{19.24} = 16.86 \text{ cm}$$

$$S (Mnd) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{28.46} = 11.40 \text{ cm}$$

- **Sismo de derecha izquierda**



**Cálculo de Mni:**

$$a = \frac{12.51 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 12.27 \text{ cm}$$

$$ni = 1 * 12.51 * 4200 \left( 64 - \frac{12.27}{2} \right) = 30.40 \text{ ton.m}$$

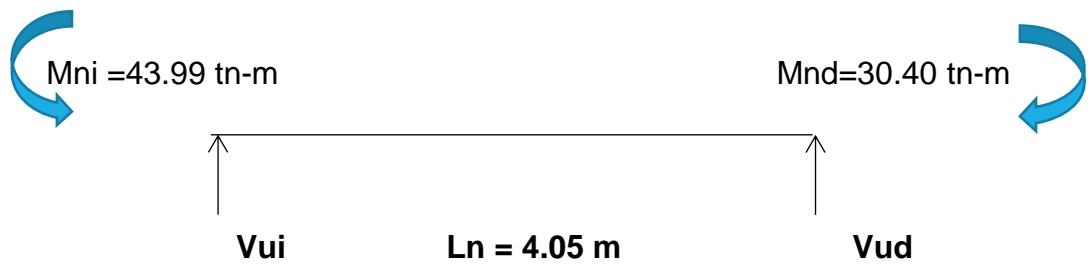
**Cálculo de Mnd:**

$$a = \frac{19.16 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 18.68 \text{ cm}$$

$$Mnd = 1 * 19.16 * 4200 \left( 64 - \frac{18.68}{2} \right) = 43.99 \text{ ton.m}$$

$$\mathbf{WD = 2.67 \text{ tn/m}}$$

$$\mathbf{WL = 0.97 \text{ tn/m}}$$



$$w_u = 1.25 * (w_d + w_l) = 1.25 * (2.67 + 0.97) = 4.55 \text{ Ton/m}$$

### Cálculo de Vui y Vud

$$V_{ui} = \frac{(w_u * l_n)}{2} - \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ui} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} - \frac{(43.99 + 30.40)}{4.05} = \mathbf{-9.15 \text{ Ton}}$$

$$V_{ud} = \frac{(w_u * l_n)}{2} + \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

$$V_{ui} = \frac{(4.55 * 4.05)}{2} + \frac{(43.99 + 30.40)}{4.05} = 27.58 \text{Ton}$$

- **Cálculo de la separación de estribos (dentro de la longitud de confinamiento)**

$$S (Mn) = \frac{0.85 * AV * f_y * d}{V_u}$$

$$S (M_{ni}) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{9.15} = 35.46 \text{cm}$$

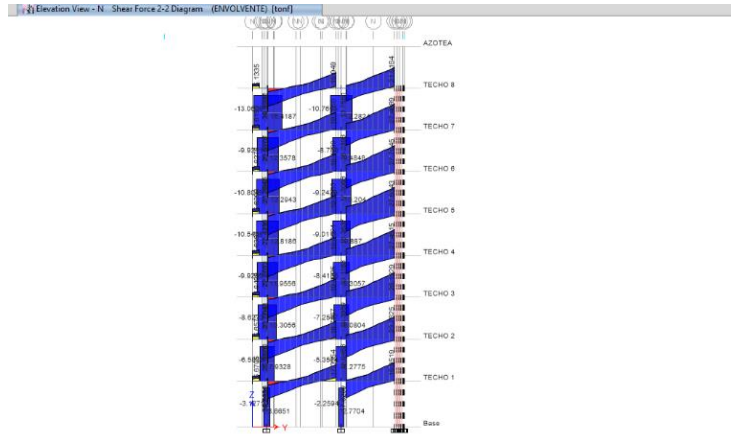
$$S (M_{nd}) = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{27.58} = 11.76 \text{cm}$$

Entonces la separación mínima de los estribos en la zona de confinamiento, por el método de resistencia es de 11.40 = 11cm.

Por la condición a,  $V_{dis} = 28.48$  tn (método de resistencia probable )

Por la condición b,  $V_{dis} = 44.40$  tn (amplificación de  $V_u \times 2.5$ )

Por lo tanto, el cortante para diseño es = 28.48 TN (el menor de las dos condiciones, según 21.4.3).



- Según **Parámetros mínimos** de la Norma E060 capítulo 21.5 (dentro de la zona de confinamiento)

S = menor de:

$$d/4 = 64/4 = 16\text{cm}$$

$$8 \cdot db = 8 \cdot 1.59 = 12.7\text{cm}$$

$$24 \cdot d(\text{estribo}) = 24 \cdot 0.95 = 22.86\text{cm}$$

**Se selecciona 10 cm.**

- Separación por cortante actuante (dentro de la zona de confinamiento)

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d ; \text{ cortante que toma el concreto}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{s} \leq \phi * 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d ; \text{ cortante que toma los estribos}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 64 = 12.53 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = (0.85 * 4200 * 0.72 * 2 * 64) / 10 = 27.37 \text{ Ton (cortante absorbido netamente por los estribos)}$$



$$\emptyset V_s = 27.37 \text{Ton} \leq 0.85 * 2.12 * \sqrt{210} * 30 * 64 = 50.13 \text{ Ton}$$

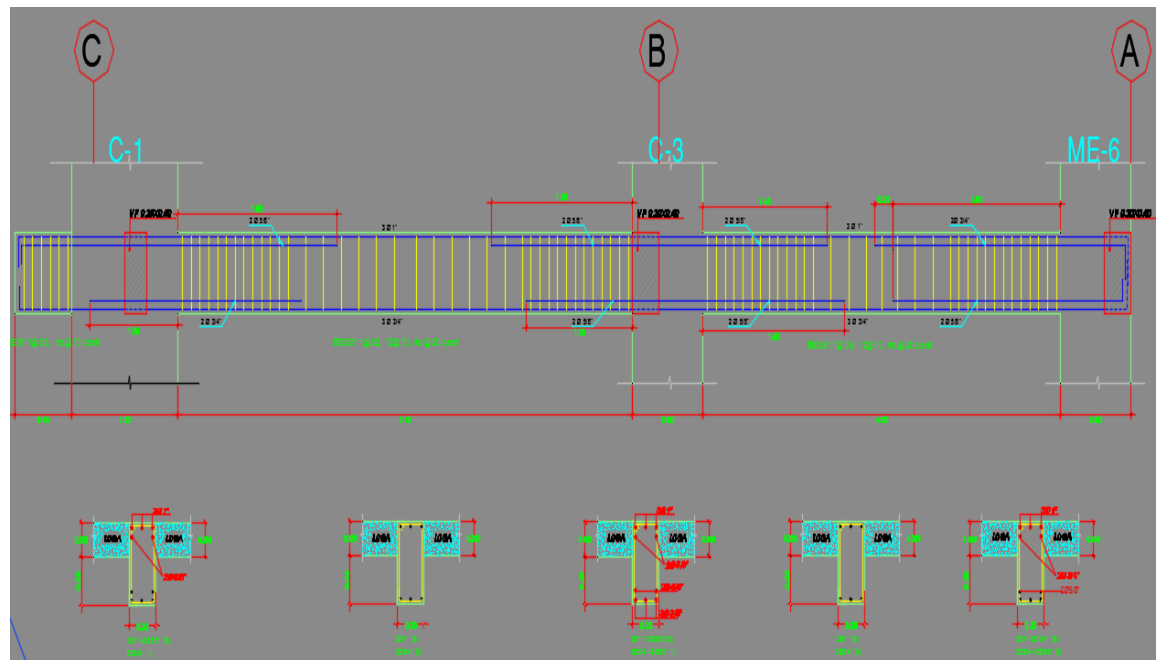
(ok)

$$V_U < \emptyset V_N = \emptyset V_C + \emptyset V_S$$

$$V_U \text{ ACTUANTE} = 28.48 \text{ TN} < 12.53 + 27.37 = 39.90 \text{ TN}$$

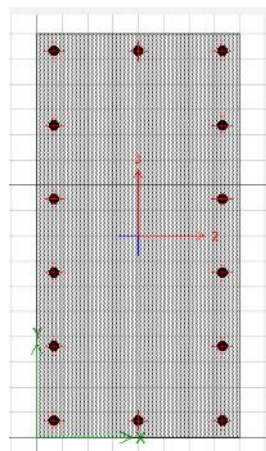
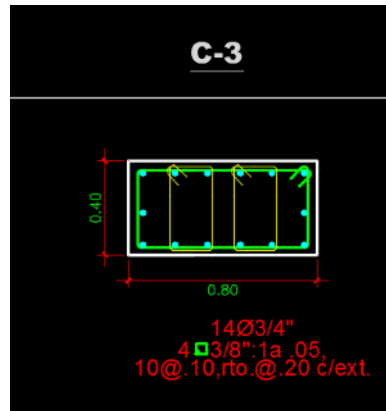
Entonces, usaremos:

$\emptyset 3/8''$ ; 1@.05, 14@0.10, rto@20,c/ext.

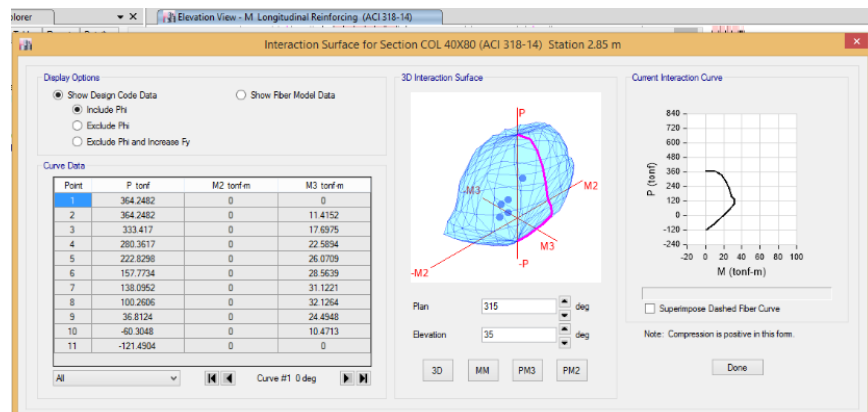


**Gráfico 98: Viga 111-411 mediante Leyes de Atenuación**  
Fuente Propia

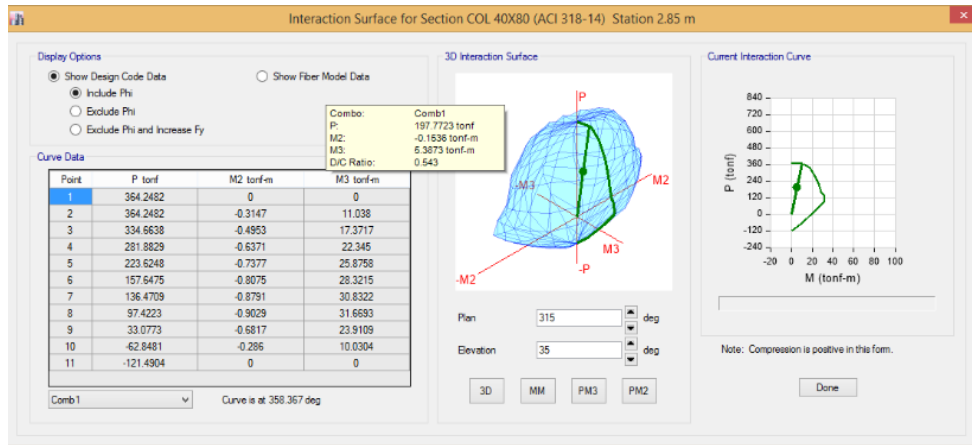
## 5.2.9.2 Diseño de Columnas



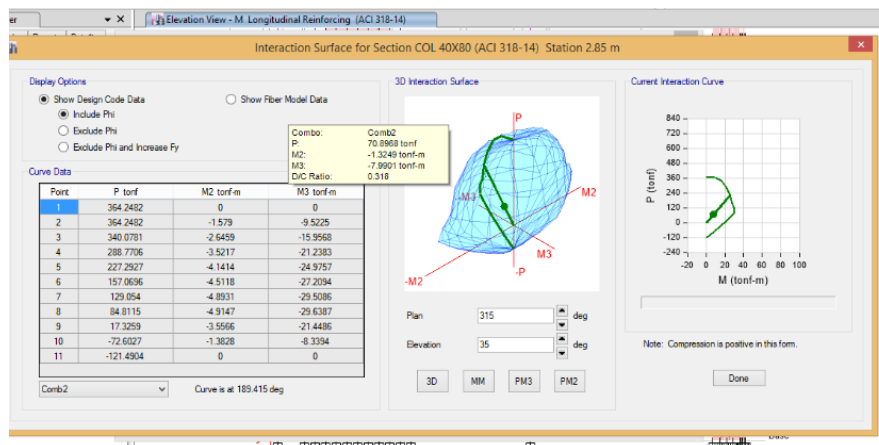
### ➤ CAPACIDAD DE LA COLUMNA C3, DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



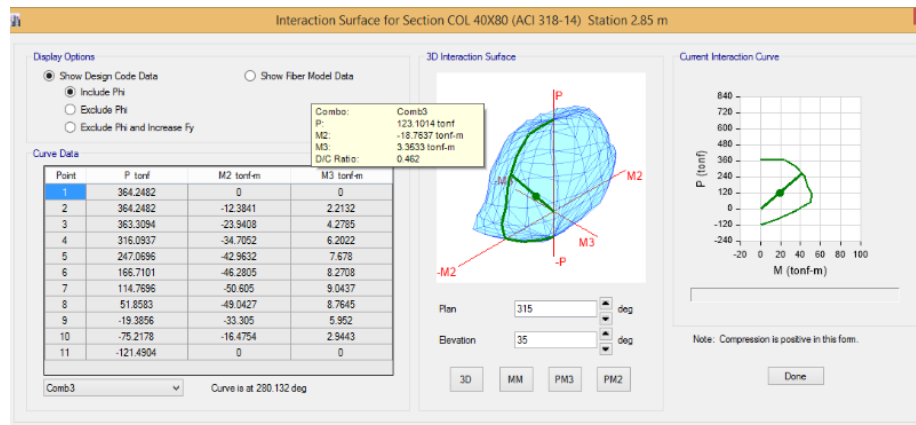
## PRIMERA COMBINACIÓN



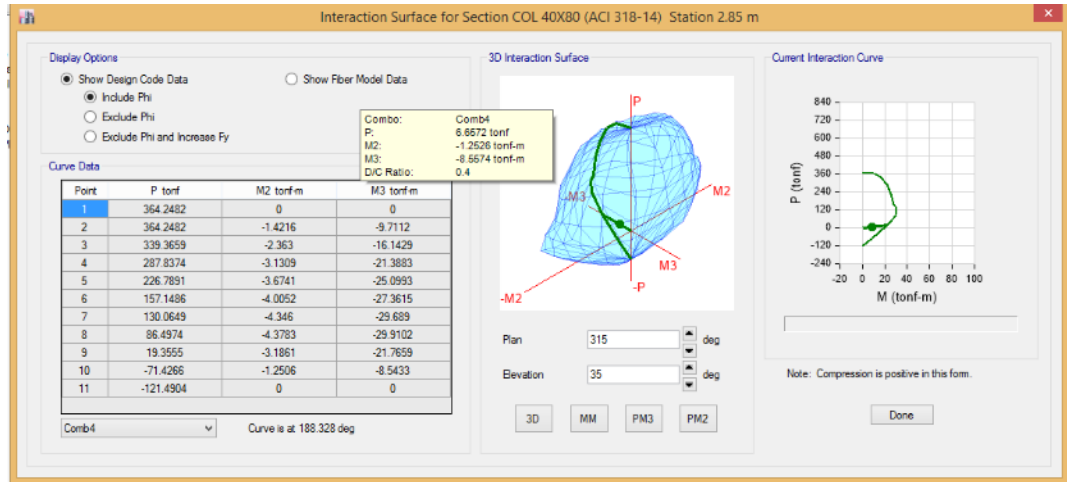
## SEGUNDA COMBINACIÓN



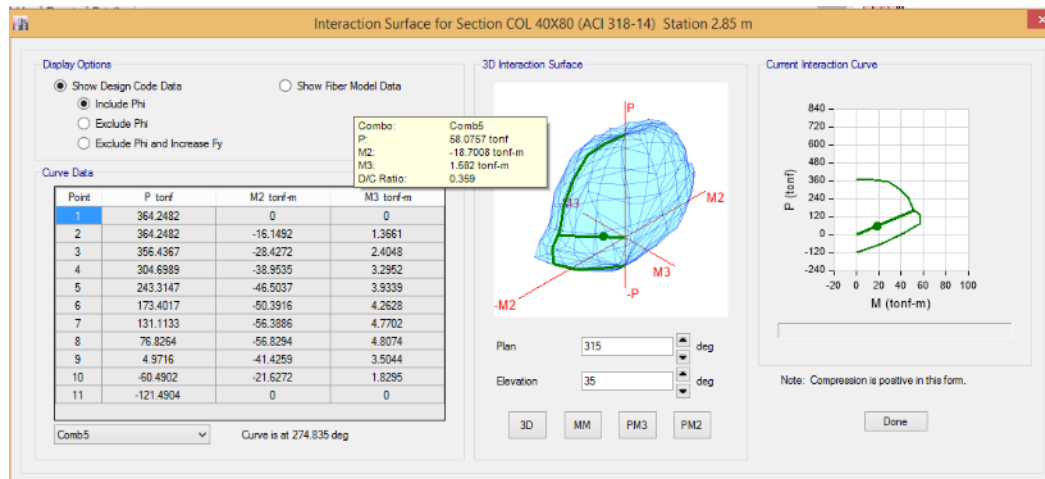
## TERCERA COMBINACIÓN



## CUARTA COMBINACIÓN



## QUINTA COMBINACIÓN



SE OBSERVA QUE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA, CUMPLE PARA CADA COMBINACIÓN DE DEMANDA

➤ Limitaciones de la Geometría

$$\frac{b_c}{h_c} \geq 0.25$$

b= 40

h= 80

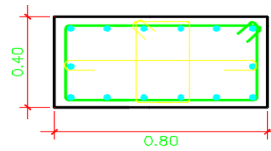


0.5

➤ Diseño por Corte

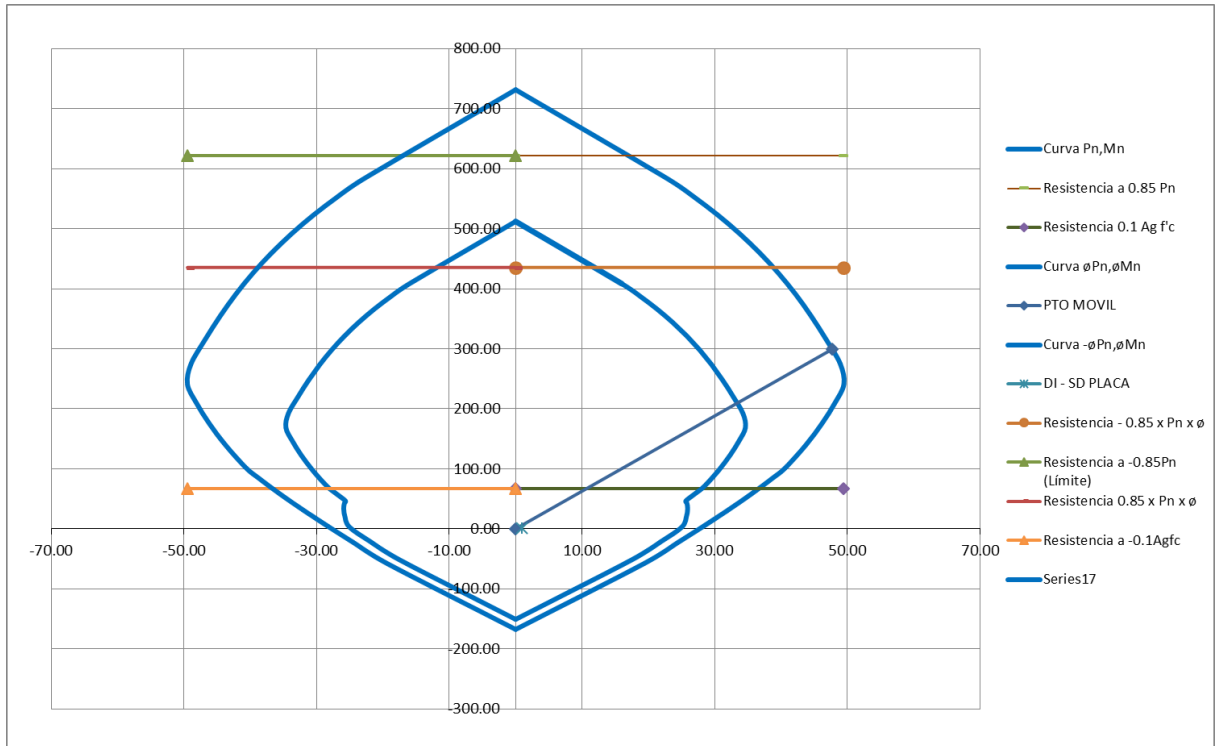
SENTIDO X-X

C-3



14Ø3/4"  
1 | +2 □ 3/8":1a .05,  
10@.10, rto.@.20 c/ext.

Peraltes	1/0	d	As	Def.Acero	Esfuerzo	Fuerzas	brazo	M
D1	1	6.00	17.10	0.00192	3.84	65.59	14.00	9.18
D2	1	21.00	5.70	-0.00079	-1.57	-8.98	1.00	0.09
D3	1	34.00	17.10	-0.00210	-4.20	-71.82	14.00	10.05



Para la combinación 1, con un  $P_U = 299.9$  TN, tengo el momento nominal más desfavorable para el diseño por plastificación en los extremos, de la columna, por lo tanto:  $V_{U1} = 47.69 \times 1.2 / 3.35 = 28.47$  tnf-m

### CAPACIDAD DEL ELEMENTO POR CORTANTE

$$\phi V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \leq \phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d ; \text{ cortante que toma los estribos}$$

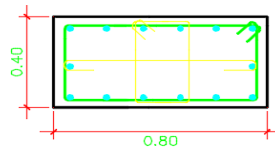
$$\phi V_s = (0.85 \cdot 4200 \cdot 0.72 \cdot 4 \cdot 34) / 10 / 1000 = 34.97 \text{ Tonf (cortante absorbido netamente por los 4 estribos)}$$

$$V_s \geq V_u$$

$$34.97 \text{ tnf} > 28.47 \text{ tnf}$$



### C-3



14Ø3/4"  
1 | +2 3/8":1a\_05  
10@.10,rto.@.20 c/ext.

#### - Cálculo del refuerzo transversal (21.4.5.3)

Cálculo de la separación mínima dentro de la zona de confinamiento (Lo)

$$S = (\text{dimensión menor})/3 = 40/3 = 13.33\text{cm}$$

$$S = 6 (\text{diámetro barra long.}) = 6*1.91 = 11.46\text{cm}$$

$$S = 100 \text{ mm} = 10\text{cm}$$

La menor separación  
**S = 10 CM**

Longitud de zona de confinamiento (Lo)

Lo = mayor dimensión de la sección transversal de elemento =80 cm

$$Lo = (h_n) / 6 = 58.3 \text{ cm}$$

$$Lo = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$



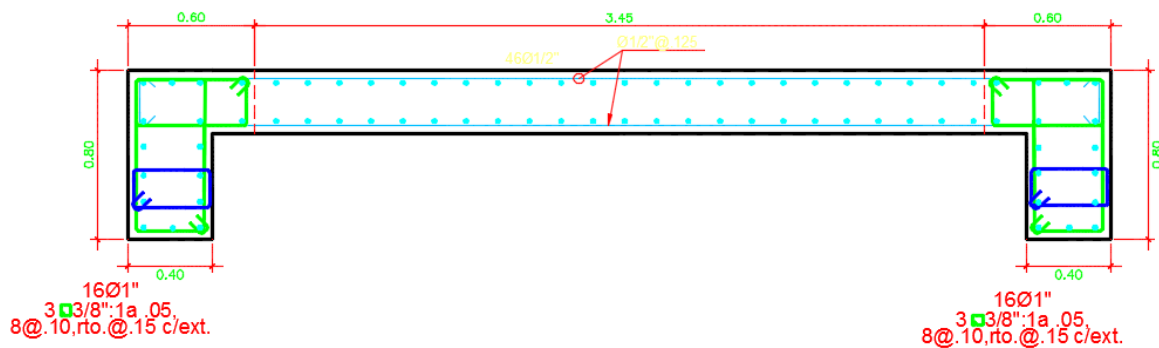
**Escogemos la mayor:  $L_o = 80$  cm, pero asumimos 1 m.**

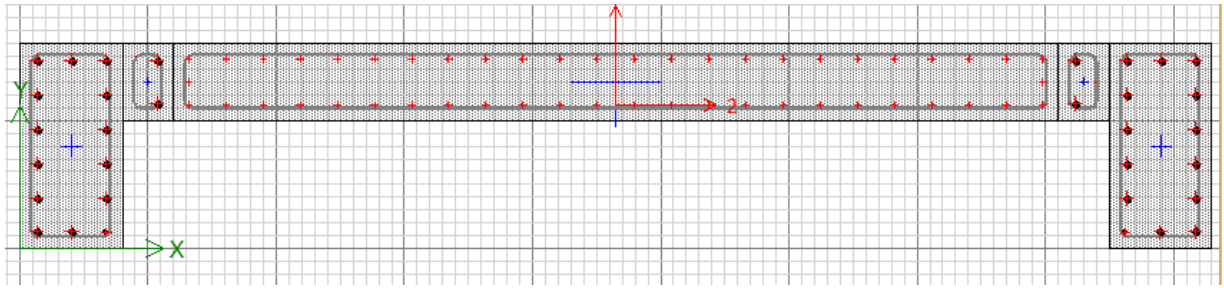
- Separación del estribo en la zona central

$$\begin{array}{l} 10 (db) = 19.1\text{cm} \\ 250\text{mm} = 25.00\text{cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 10 (db) = 19.1\text{cm} \\ 250\text{mm} = 25.00\text{cm} \end{array}} \right\}$$

La separación fuera de la zona de confinamiento será de 25 cm, pero se ha considerado 20 cm.

### 5.2.12 Diseño de Muros Estructurales





## ➤ FUERZAS RESISTENTES EN LA PLACA

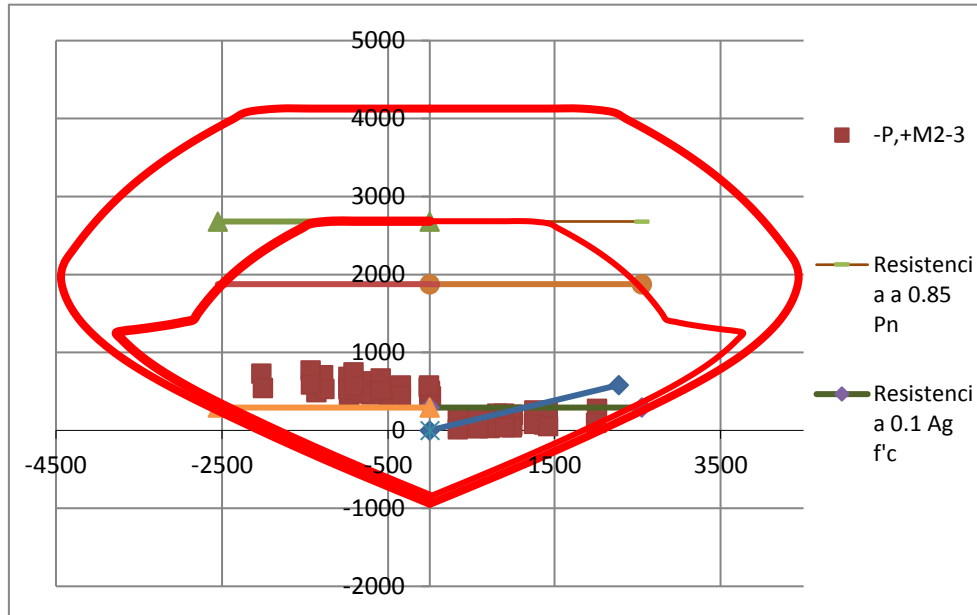
Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	2683.3269	-34.2325	-0.0387	2683.3269	-34.2325	-0.0387	2683.3269	-34.2325	-0.0387	2683.3269	-34.2325	-0.0387
2	2683.3269	0.8218	6.43E+02	2683.3269	17.2942	-0.0387	2683.3269	0.8231	-642.877	2683.3269	-87.2317	-0.0152
3	2683.3269	20.7697	9.20E+02	2683.3269	30.8008	-0.0387	2683.3269	20.7711	-919.5915	2683.3269	-115.0141	-0.0142
4	2683.3269	40.4867	1.18E+03	2683.3269	43.9933	-0.0387	2683.3269	40.4881	-1181.7563	2683.3269	-140.5851	-0.0129
5	2654.8095	59.8872	1.43E+03	2683.3269	5.49E+01	-0.0387	2654.8262	59.8887	-1427.3929	2582.6626	-161.9885	-0.0147
6	2593.2899	58.6835	1.54E+03	2683.3269	67.4605	-0.0387	2593.3061	58.685	-1542.2073	2443.3107	-183.145	-0.0136
7	2540.1193	55.3851	1.64E+03	2683.3269	79.7496	-0.0387	2540.1362	55.3866	-1636.4535	2303.3364	-202.0988	-0.0124
8	2485.5065	52.0291	1.73E+03	2683.3269	91.7525	-0.0387	2485.524	52.0307	-1728.8894	2162.691	-218.8533	-0.0112
9	2429.7955	48.6515	1.82E+03	2683.3269	103.4785	-0.0382	2429.8137	48.6531	-1818.747	2021.3202	-233.4123	-0.0099
10	2373.9305	45.3425	1.90E+03	2683.3269	114.9384	-0.0376	2373.9495	45.3442	-1904.4731	1879.565	-245.7445	-0.0056
11	2317.4145	42.0642	1986.7136	2683.3269	126.1409	-0.0369	2317.4343	42.066	-1986.754	1736.557	-255.9258	-0.0042
12	2259.866	38.79	2066.1851	2683.3269	137.0994	-0.0363	2259.8867	38.7919	-2066.224	1592.6223	-263.926	-0.0026
13	2202.0302	35.5944	2141.8945	2683.3269	146.6832	-0.0355	2202.0517	35.5963	-2141.9317	1450.8313	-269.6262	-0.001
14	2143.4372	32.4445	2214.4793	2683.3269	157.1971	-0.0348	2143.4596	32.4465	-2214.5147	1304.7824	-273.2825	0.0008
15	2083.5482	29.3024	2284.348	2683.3269	167.514	-0.034	2083.5717	29.3045	-2284.3815	1163.8927	-274.7792	-8.40E-06
16	2023.1652	26.251	2350.9017	2683.3269	177.6267	-0.0331	2023.1897	26.2532	-2350.9333	1014.9597	-273.9972	0.002
17	1961.8041	23.2598	2414.7152	2683.3269	187.5769	-0.0322	1961.8298	23.2621	-2414.7447	864.0331	-270.8806	0.0041
18	1898.9641	20.2986	2476.2011	2683.3269	197.3965	-0.0312	1898.991	20.301	-2476.2283	714.0498	-265.7702	0.0063
19	1835.2389	17.4369	2534.8438	2683.3269	207.115	-0.0302	1835.267	17.4394	-2534.8686	664.8303	-265.7382	0.0087
20	1770.1994	14.655	2591.2838	2675.0622	216.0452	-0.029	1770.2289	14.6576	-2591.3061	616.6823	-265.7323	0.0113
21	1703.3039	11.9259	2645.9011	2634.666	225.6698	-0.0278	1703.3349	11.9287	-2645.9206	563.051	-265.1695	0.0141
22	1635.1865	9.331	2698.619	2592.7317	235.3138	-0.0265	1635.2191	9.3339	-2698.6356	506.8021	-264.3639	0.0172
23	1565.1348	6.8351	2749.783	2549.0255	245.029	-0.0252	1565.169	6.8381	-2749.7964	447.5982	-263.3341	0.0205
24	1492.6412	4.426	2799.9403	2503.2214	254.8724	-0.0247	1492.6773	4.4293	-2799.9503	385.0412	-262.1019	0.0241
25	1418.2458	2.1907	2849.4	2455.1362	264.9303	-0.0242	1418.2839	2.1941	-2849.4062	318.6581	-260.6934	0.028
26	1391.4067	-1.4694	2959.1072	2452.5265	2.83E+02	-0.0241	1391.4481	-1.4657	-2959.1095	278.3833	-2.64E+02	0.0277
27	1369.2174	-6.4797	3060.3118	2449.9169	3.01E+02	-0.0241	1369.2625	-6.4756	-3060.3095	240.4418	-2.67E+02	0.0273
28	1351.5862	-12.2391	3156.4049	2447.3072	3.19E+02	-0.0241	1351.6329	-12.2349	-3156.4024	201.1885	-2.70E+02	0.0267
29	1335.8789	-18.2458	3252.7921	2444.6975	3.37E+02	-0.0241	1335.9272	-18.2415	-3252.7895	153.7105	-2.72E+02	0.0322
30	1320.1323	-24.7409	3352.7764	2442.0878	3.56E+02	-0.0241	1320.1824	-24.7365	-3352.7737	101.9508	-2.74E+02	0.0397
31	1304.9105	-31.755	3457.5542	2439.4782	3.74E+02	-0.024	1304.9626	-31.7504	-3457.5514	49.6245	-2.75E+02	0.0484
32	1290.0697	-39.4007	3568.2546	2436.8685	3.92E+02	-0.024	1290.124	-39.3959	-3568.2517	8.1931	-2.76E+02	0.0523
33	1275.2925	-47.8311	3686.0155	2434.2588	4.10E+02	-0.024	1275.3493	-47.826	-3686.0125	-38.7325	-2.77E+02	0.0547
34	1248.1977	-56.5529	3773.6886	2348.2365	4.29E+02	-0.0269	1248.2567	-56.5476	-3773.6854	-92.3704	-2.74E+02	0.0568
35	1170.356	-63.4914	3707.9171	2163.7804	4.27E+02	-0.0249	1170.415	-63.4862	-3707.9139	-134.8533	-261.0155	0.0568
36	1092.0161	-70.4744	3633.4314	1974.6435	4.23E+02	-0.0227	1092.0751	-70.4691	-3633.4282	-179.4314	-246.6906	0.0568
37	1013.9465	-77.4332	3551.3916	1784.0223	4.17E+02	-0.0201	1014.0045	-77.428	-3551.3864	-222.5998	-232.7057	0.0568
38	935.5924	-84.4174	3461.1593	1577.8957	4.08E+02	-0.017	935.6491	-84.4124	-3461.1517	-275.2856	-214.9791	0.0568
39	856.7343	-91.4466	3361.9752	1372.2491	394.2346	-0.0133	856.7893	-91.4417	-3361.9646	-323.2681	-196.8353	0.0568
40	775.006	-98.0545	3249.1973	1155.5395	376.765	-0.0033	775.0591	-98.0498	-3249.183	-369.1026	-178.1361	0.0568
41	689.1231	-104.2656	3120.7295	922.4655	356.0354	0.0056	689.1737	-104.261	-3120.7105	-419.6869	-157.1065	0.0568
42	600.7206	-110.2886	2979.2029	709.8671	331.7163	-0.0047	600.7681	-110.2843	-2979.178	-477.0565	-132.9279	0.0568
43	509.2312	-115.9678	2823.9279	506.8762	303.8593	-0.0184	509.2745	-115.9639	-2823.8952	-533.2436	-108.3569	0.0568
44	410.3128	-120.663	2646.2173	303.5808	271.7812	-0.0377	410.3501	-120.6597	-2646.1735	-576.8775	-87.283	0.0568
45	280.3145	-119.1113	2400.3654	89.6852	235.1385	-0.0283	280.3448	-119.1086	-2400.3084	-624.5437	-63.7855	0.0568
46	47.8278	-89.2772	1942.8408	-171.0737	187.8477	-0.0093	47.8433	-89.2758	-1942.7562	-692.159	-29.9764	0.0568
47	-214.6427	-50.5452	1404.2518	-527.6587	121.1913	0.036	-214.6427	-50.5452	-1404.1381	-793.4228	20.9564	0.0568
48	-501.9379	-5.2949	782.8959	-693.0934	85.8761	0.0568	-501.9379	-5.2949	-782.7822	-820.2881	35.3919	0.0568
49	-847.1237	50.2329	0.0568	-847.1237	50.2329	0.0568	-847.1237	50.2329	0.0568	-847.1237	50.2329	0.0568

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	4128.1952	-52.6653	-0.0596	4128.1952	-52.6653	-0.0596	4128.1952	-52.6653	-0.0596	4128.1952	-52.6653	-0.0596
2	4128.1952	1.2643	9.89E+02	4128.1952	26.6065	-0.0596	4128.1952	1.2663	-989.0416	4128.1952	-134.2027	-0.0233
3	4128.1952	31.9534	1.41E+03	4128.1952	47.3858	-0.0596	4128.1952	31.9555	-1414.7561	4128.1952	-176.9447	-0.0218
4	4128.1952	62.2872	1.82E+03	4128.1952	67.6821	-0.0596	4128.1952	62.2894	-1818.0866	4128.1952	-216.2847	-0.0198
5	4084.3222	92.1342	2.20E+03	4128.1952	8.44E+01	-0.0596	4084.348	92.1365	-2195.9891	3973.3271	-249.2131	-0.0226
6	3989.6768	90.2824	2.37E+03	4128.1952	103.7854	-0.0596	3989.7017	90.2846	-2372.6267	3758.9396	-281.7615	-0.0209
7	3907.8759	85.2079	2.52E+03	4128.1952	122.6916	-0.0596	3907.9018	85.2102	-2517.6207	3543.5945	-310.9212	-0.0191
8	3823.8561	80.0448	2.66E+03	4128.1952	141.1576	-0.0596	3823.883	80.0472	-2659.8299	3327.2169	-336.6973	-0.0172
9	3738.1469	74.8485	2.80E+03	4128.1952	159.1976	-0.0587	3738.1749	74.851	-2798.0723	3109.7234	-359.0959	-0.0152
10	3652.2008	69.7577	2929.894	4128.1952	176.8284	-0.0578	3652.23	69.7603	-2929.9586	2891.6385	-378.0684	-0.0086
11	3565.2531	64.7142	3056.4824	4128.1952	194.0629	-0.0568	3565.2836	64.7169	-3056.5447	2671.6261	-393.7321	-0.0064
12	3476.717	59.677	3178.7463	4128.1952	210.9221	-0.0558	3476.7487	59.6798	-3178.8062	2450.1882	-406.0401	-0.004
13	3387.7387	54.7606	3295.2223	4128.1952	225.6665	-0.0547	3387.7718	54.7636	-3295.2795	2232.0482	-414.8095	-0.0015
14	3297.5957	49.9147	3406.8912	4128.1952	241.8416	-0.0535	3297.6302	49.9177	-3406.9457	2007.3575	-420.4346	0.0012
15	3205.4588	45.0807	3514.3815	4128.1952	257.7138	-0.0523	3205.4949	45.0839	-3514.4331	1790.6041	-422.7372	-1.29E-05
16	3112.5618	40.3861	3616.7718	4128.1952	273.2718	-0.051	3112.5995	40.3895	-3616.8204	1561.4765	-421.5341	0.003
17	3018.1602	35.7843	3714.9464	4128.1952	288.5799	-0.0495	3018.1996	35.7878	-3714.9918	1329.2817	-416.7394	0.0062
18	2921.4833	31.2287	3809.5401	4128.1952	303.6869	-0.048	2921.5246	31.2324	-3809.5821	1098.5382	-408.8772	0.0097
19	2823.4444	26.826	3899.7597	4128.1952	318.6384	-0.0464	2823.4877	26.8298	-3899.7979	1022.8158	-408.8279	0.0134
20	2723.3838	22.5461	3986.5905	4115.4802	332.3773	-0.0447	2723.4291	22.5501	-3986.6248	948.742	-408.8188	0.0174
21	2620.4676	18.3476	4070.617	4053.3323	347.1843	-0.0428	2620.5152	18.3519	-4070.6471	866.2323	-407.953	0.0217
22	2515.6716	14.3554	4151.7215	3988.818	362.0212	-0.0407	2515.7216	14.3599	-4151.747	779.6956	-406.7137	0.0264
23	2407.8996	10.5155	4230.4353	3921.5777	376.9677	-0.0388	2407.9523	10.5202	-4230.4559	688.6127	-405.1294	0.0315
24	2296.3711	6.8093	4307.6005	3851.1099	392.1114	-0.038	2296.4266	6.8142	-4307.6158	592.3711	-403.2337	0.037
25	2181.9167	3.3703	4383.6923	3777.1326	407.5851	-0.0372	2181.9753	3.3755	-4383.7019	490.2432	-401.0667	0.043
26	2080.4589	-2.1971	4424.516	3720.6354	4.16E+02	-0.0363	2080.5208	-2.1916	-4424.5194	416.2443	-3.95E+02	0.0414
27	1986.3743	-9.4003	4439.7076	3662.6681	4.24E+02	-0.0354	1986.4398	-9.3945	-4439.7042	348.8178	-3.87E+02	0.0396
28	1898.9228	-17.1954	4434.6185	3606.8363	4.31E+02	-0.0345	1898.9884	-17.1896	-4434.6149	282.6615	-3.79E+02	0.0375
29	1813.893	-24.7747	4416.7305	3543.0285	4.39E+02	-0.0334	1813.9586	-24.7688	-4416.7269	208.7123	-3.69E+02	0.0438
30	1728.4261	-32.3929	4389.7315	3425.4903	4.48E+02	-0.0322	1728.4917	-32.387	-4389.728	133.4824	-3.58E+02	0.0519
31	1643.2206	-39.9878	4353.9572	3224.2104	4.59E+02	-0.0309	1643.2862	-39.982	-4353.9536	62.4901	-3.46E+02	0.061
32	1558.0031	-47.5838	4309.3422	3019.3851	4.67E+02	-0.0294	1558.0687	-47.5779	-4309.3386	9.8947	-3.33E+02	0.0632
33	1472.3241	-55.2209	4255.5018	2810.3497	4.73E+02	-0.0277	1472.3897	-55.2151	-4255.4982	-44.7166	-3.20E+02	0.0632
34	1386.8863	-62.8365	4192.9873	2609.1517	4.76E+02	-0.0298	1386.9519	-62.8307	-4192.9838	-102.6338	-3.05E+02	0.0632
35	1300.3955	-70.546	4119.9079	2404.2005	4.75E+02	-0.0277	1300.4611	-70.5402	-4119.9044	-149.837	-290.0172	0.0632
36	1213.3512	-78.3049	4037.146	2194.0483	4.70E+02	-0.0252	1213.4168	-78.299	-4037.1424	-199.3683	-274.1007	0.0632
37	1126.6073	-86.0369	3945.9907	1982.247	4.63E+02	-0.0223	1126.6717	-86.0312	-3945.9849	-247.3331	-258.5618	0.0632
38	1039.5471	-93.7971	3845.7326	1753.2174	4.53E+02	-0.0189	1039.6101	-93.7915	-3845.7241	-305.8728	-238.8657	0.0632
39	951.927	-101.6073	3735.5281	1524.7213	4.38.0384	-0.0147	951.9881	-101.6018	-3735.5162	-359.1868	-218.7059	0.0632
40	861.1178	-108.9494	3610.2193	1283.9328	418.6278	-0.0037	861.1767	-108.9442	-3610.2033	-410.114	-197.929	0.0632
41	765.6923	-115.8506	3467.4772	1024.9617	395.5948	0.0063	765.7485	-115.8456	-3467.4561	-466.3187	-174.5628	0.0632
42	667.4673	-122.5428	3310.2254	788.7412	368.5737	-0.0052	667.5201	-122.5381	-3310.1978	-530.0627	-147.6976	0.0632
43	565.8125	-128.8531	3137.6977	563.1957	337.6215	-0.0205	565.8606	-128.8488	-3137.6613	-592.4929	-120.3965	0.0632
44	455.9031	-134.07	2940.2414	337.312	301.9791	-0.0419	455.9446	-134.0663	-2940.1928	-640.975	-96.9812	0.0632
45	311.4606	-132.3458	2667.0727	99.6502	261.265	-0.0315	311.4942	-132.3428	-2667.0093	-693.9374	-70.8728	0.0632
46	53.142	-99.1969	2158.712	-190.0819	208.7196	-0.0103	53.1593	-99.1953	-2158.618	-769.0655	-33.3071	0.0632
47	-238.4919	-56.1613	1560.2798	-586.2874	134.657	0.04	-238.4919	-56.1613	-1560.1535	-881.5809	23.2849	0.0632
48	-557.7088	-5.8832	869.8843	-770.1038	95.4179	0.0632	-557.7088	-5.8832	-869.758	-911.4313	39.3244	0.0632
49	-941.2485	55.8143	0.0632	-941.2485	55.8143	0.0632	-941.2485	55.8143	0.0632	-941.2485	55.8143	0.0632

## ➤ FUERZAS ACTUANTES EN PLACA

Story	Pier	Load Case/Co	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	MAX		MIN		-P			
										tonf	tonf	tonf	tonf-m		tonf-m	tonf-m	-6.0003
TECHO 6	P1	Comb1	Top		-199.2238	7.2199	20.1815	-11.8576	-36.4458	-7.6947				199.2238			
TECHO 6	P1	Comb1	Bottom		-221.4481	7.2199	20.1815	-11.8576	33.1804	17.2138				221.4481			
TECHO 6	P1	Comb2 Max	Top		-84.0621	125.4526	34.32	28.2966	0.7497	169.1143				84.0621			
TECHO 6	P1	Comb2 Max	Bottom		-103.9052	125.4526	34.32	28.2966	55.0305	295.8009				103.9052			
TECHO 6	P1	Comb2 Min	Top		-263.083	-112.6547	0.376	-48.804	-63.4451	-182.8133				263.083			
TECHO 6	P1	Comb2 Min	Bottom		-282.9262	-112.6547	0.376	-48.804	1.9752	-265.347				282.9262			
TECHO 6	P1	Comb3 Max	Top		-69.0681	92.6829	38.245	16.4723	8.0509	113.4464				69.0681			
TECHO 6	P1	Comb3 Max	Bottom		-88.9112	92.6829	38.245	16.4723	61.3786	200.498				88.9112			
TECHO 6	P1	Comb3 Min	Top		-278.077	-79.885	-3.549	-36.9797	-70.7464	-127.1454				278.077			
TECHO 6	P1	Comb3 Min	Bottom		-297.9201	-79.885	-3.549	-36.9797	-4.3729	-170.0442				297.9201			
TECHO 6	P1	Comb4 Max	Top		-21.6935	122.5717	27.0747	31.9867	13.2854	169.7273				21.6935			
TECHO 6	P1	Comb4 Max	Bottom		-35.9806	122.5717	27.0747	31.9867	43.0709	288.8664				35.9806			
TECHO 6	P1	Comb4 Min	Top		-199.3159	-113.6754	-6.6041	-44.5115	-50.4079	-179.4508				199.3159			
TECHO 6	P1	Comb4 Min	Bottom		-213.6029	-113.6754	-6.6041	-44.5115	-9.5699	-267.8976				213.6029			
TECHO 6	P1	Comb5 Max	Top		-6.0003	90.7321	31.1323	20.4636	20.8374	115.4341				6.0003			
TECHO 6	P1	Comb5 Max	Bottom		-20.2873	90.7321	31.1323	20.4636	49.6263	195.7555				20.2873			
TECHO 6	P1	Comb5 Min	Top		-215.0091	-81.8358	-10.6617	-32.9885	-57.9599	-125.1577				215.0091			
TECHO 6	P1	Comb5 Min	Bottom		-229.2962	-81.8358	-10.6617	-32.9885	-16.1253	-174.7867				229.2962			
TECHO 5	P1	Comb1	Top		-273.5065	7.1083	15.1383	-9.5439	-26.0221	-6.9885				273.5065			
TECHO 5	P1	Comb1	Bottom		-295.7308	7.1083	15.1383	-9.5439	26.205	17.5353				295.7308			
TECHO 5	P1	Comb2 Max	Top		-116.0025	138.4968	30.6463	29.4702	6.7766	114.0436				116.0025			
TECHO 5	P1	Comb2 Max	Bottom		-135.8457	138.4968	30.6463	29.4702	54.4608	485.3188				135.8457			
TECHO 5	P1	Comb2 Min	Top		-360.5314	-125.8904	-4.7281	-45.8747	-51.317	-126.4164				360.5314			
TECHO 5	P1	Comb2 Min	Bottom		-380.3745	-125.8904	-4.7281	-45.8747	-9.5833	-454.1997				380.3745			
TECHO 5	P1	Comb3 Max	Top		-95.4303	102.6606	34.6545	17.9772	13.4243	38.6092				95.4303			
TECHO 5	P1	Comb3 Max	Bottom		-115.2734	102.6606	34.6545	17.9772	61.7913	342.452				115.2734			
TECHO 5	P1	Comb3 Min	Top		-381.1036	-90.0542	-8.7363	-34.3818	-57.9647	-50.982				381.1036			
TECHO 5	P1	Comb3 Min	Bottom		-400.9468	-90.0542	-8.7363	-34.3818	-16.9137	-311.3329				400.9468			
TECHO 5	P1	Comb4 Max	Top		-30.3005	135.5528	25.0074	32.5447	16.0238	115.0155				30.3005			
TECHO 5	P1	Comb4 Max	Bottom		-44.5876	135.5528	25.0074	32.5447	44.7072	476.9664				44.5876			
TECHO 5	P1	Comb4 Min	Top		-272.919	-126.7689	-10.0907	-42.2116	-41.6159	-123.5659				272.919			
TECHO 5	P1	Comb4 Min	Bottom		-287.206	-126.7689	-10.0907	-42.2116	-18.8366	-455.2121				287.206			
TECHO 5	P1	Comb5 Max	Top		-8.7731	100.7494	29.1538	21.3461	22.8985	40.5204				8.7731			
TECHO 5	P1	Comb5 Max	Bottom		-23.0601	100.7494	29.1538	21.3461	52.2878	337.7696				23.0601			
TECHO 5	P1	Comb5 Min	Top		-294.4464	-91.9654	-14.2371	-31.0129	-48.4905	-49.0707				294.4464			
TECHO 5	P1	Comb5 Min	Bottom		-308.7335	-91.9654	-14.2371	-31.0129	-26.4172	-316.0153				308.7335			
TECHO 4	P1	Comb1	Top		-346.4497	6.3375	16.0955	-10.492	-28.5822	-5.5325				346.4497			
TECHO 4	P1	Comb1	Bottom		-368.674	6.3375	16.0955	-10.492	26.9471	16.332				368.674			
TECHO 4	P1	Comb2 Max	Top		-147.7031	146.5167	28.0912	33.3428	-1.4293	241.3483				147.7031			
TECHO 4	P1	Comb2 Max	Bottom		-167.5462	146.5167	28.0912	33.3428	49.4472	716.0522				167.5462			
TECHO 4	P1	Comb2 Min	Top		-455.9044	-135.2555	-0.4858	-51.4333	-47.6118	-251.0735				455.9044			
TECHO 4	P1	Comb2 Min	Bottom		-475.7475	-135.2555	-0.4858	-51.4333	-3.2496	-686.9262				475.7475			
TECHO 4	P1	Comb3 Max	Top		-121.6791	108.4213	31.3207	20.5942	3.8762	146.9223				121.6791			
TECHO 4	P1	Comb3 Max	Bottom		-141.5223	108.4213	31.3207	20.5942	55.4978	515.2033				141.5223			
TECHO 4	P1	Comb3 Min	Top		-481.9284	-97.1601	-3.7153	-38.6848	-52.9172	-156.6475				481.9284			
TECHO 4	P1	Comb3 Min	Bottom		-501.7715	-97.1601	-3.7153	-38.6848	-9.3002	-486.0773				501.7715			
TECHO 4	P1	Comb4 Max	Top		-39.1134	143.7457	22.2055	36.6281	8.6138	241.0454				39.1134			
TECHO 4	P1	Comb4 Max	Bottom		-53.4005	143.7457	22.2055	36.6281	39.5442	706.4299				53.4005			
TECHO 4	P1	Comb4 Min	Top		-344.907	-135.8251	-6.1482	-47.4857	-37.2079	-247.5295				344.907			
TECHO 4	P1	Comb4 Min	Bottom		-359.194	-135.8251	-6.1482	-47.4857	-12.7408	-685.5877				359.194			
TECHO 4	P1	Comb5 Max	Top		-11.8856	106.751	25.5466	24.2107	14.0996	148.5429				11.8856			
TECHO 4	P1	Comb5 Max	Bottom		-26.1727	106.751	25.5466	24.2107	45.8007	511.0613				26.1727			
TECHO 4	P1	Comb5 Min	Top		-372.1348	-98.8304	-9.4893	-35.0683	-42.6937	-155.027				372.1348			
TECHO 4	P1	Comb5 Min	Bottom		-386.4219	-98.8304	-9.4893	-35.0683	-18.9973	-490.2192				386.4219			

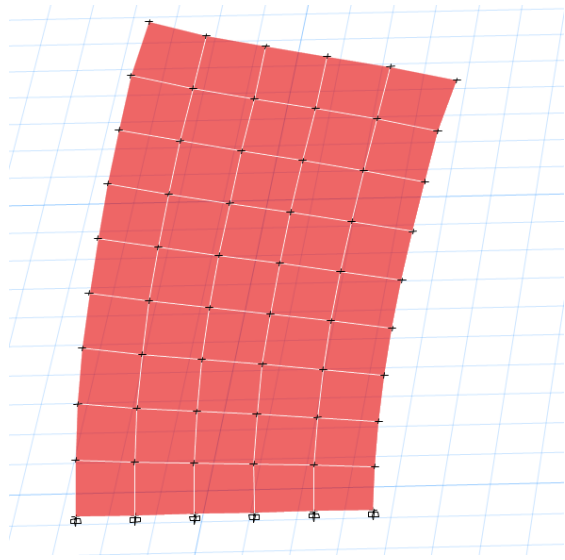
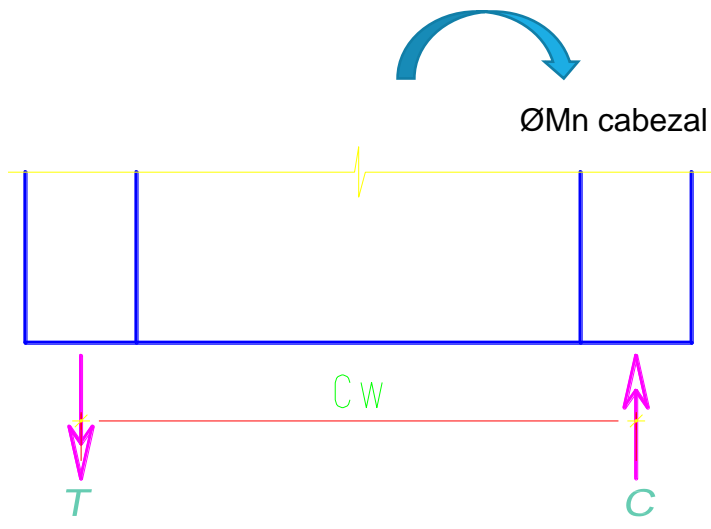
### ➤ DIAGRAMA DE INTERACIÓN



Como muestra el diagrama de interacción para la placa, el acero propuesto es el adecuado, ya que resistente lo que actúa.

### ➤ Cálculo del refuerzo en los cabezales

El refuerzo vertical en los cabezales debe ser de tal que pueda resistir el momento en exceso ( $M_u - \phi M_{nu}$ ), considerándolos como columnas cortas.



## DISEÑO DE PLACAS

Datos físicos de la placa		
$f_c =$	280	Kg / cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	Kg / cm <sup>2</sup>
Longitud =	4.65	m
Espesor =	0.30	m
d =	3.72	m
hm =	26.40	m
Desplazamiento =	0.1848	m

Inercia =	251361562.5	cm <sup>4</sup>
$Y_t = L / 2 =$	232.5	cm <sup>4</sup>
$A_g =$	13950	cm <sup>2</sup>
R= Fact. Reducc. Sis =	4.5	
Drift Control =	0.0065	

Esfuerzos		
$M_u$ 1º piso =	716	Tn-m
$P_u$ 1º piso =	501	Tn
$V_u$ 1º piso =	147	Tn

Datos de Diseño		
1.2 $M_{cr} =$	900.11	Tn - m
hm / Lm =	5.68	ad
$\alpha =$	0.53	ad
Tracción =	0	(1 Si tiene tracción, 0 Si no tiene tracción)
$V_c =$	98.97	Tn
$0.085 \cdot 210^{\wedge} 5 \cdot A_{cw} =$	43.47	Tn
$V_n =$	504.20	Tn

Valor maximo que puede resistir la seccion

Pto movil		
$P_n$	$M_n$	
0.00	0.00	$\phi M_n$
<b>502.00</b>	<b>1750.00</b>	<b>1575.00</b>

Resistencia a 0.85 $P_n$ (Límite) $\phi P_n$		
0.00	2679.90	1875.93
2552.07	2679.90	1875.93

Resistencia a -0.85 $P_n$ (Límite) $\phi P_n$		
0.00	2679.90	1875.93
-2552.07	2679.90	1875.93

Resistencia a 0.1 $A_g f_c$	
0.00	292.95
2552.07	292.95

Resistencia a -0.1 $A_g f_c$	
0.00	292.95
-2552.07	292.95



**Cortantes de Diseño**

<b>TIPO DE SECCIÓN</b>	<b>1.00</b>	<b>RECTANGULAR</b>
------------------------	-------------	--------------------

Mn = **1750.00** Tn-m (Dato del Momento asociado a la Carga)

<b>Factor =</b>	<b>2.44</b>
-----------------	-------------

V diseño = **359.29** Tn

Vn = 504.20 Tn

procedemos al diseño?=**ok** Tn

$\phi V =$  428.57 Tn

Vc = 98.97 Tn

Vs  $\geq$  Vu/ $\phi$ -Vc = **323.72** Tn

Vs = 117.18 Tn

(Corte Maximo de la Seccion **OK**)

(Corte que asume el concreto)

(Corte que debe asumir el fierro)

(Corte máximo que puede asumir el fierro con ac)

**Modificar de Ashz**

**Tanteo Acero Horizontal**

<b># Capas =</b>	<b>2.00</b>
<b>1.270</b>	<b>0.13</b>

Diametro de la varillas 6.35

0.5

As v modificada 20.32 cm2

Vs = **317.48** Tn

**Ash correcto**

**Verificación de de acero vertical=**

s **15** cm

Asv=2  $\phi 3/8$ "=2X0.71= **2.54** cm2

cuantia de Asv = **0.0056**

1

**ok**

# METODOLOGÍA

---

## CAPÍTULO

# 6

# METODOLOGÍA

## 6.1 METODOLOGÍA

Este apartado detalla la metodología aplicada en el presente estudio. Detalles como el método de recolección de datos y las variables que intervienen.

Por otro lado, cabe destacar que este estudio es del tipo correlacional, debido a que se estudia la relación entre variables dependientes e independientes que afectan a un conjunto de proyecto, cumpliendo a la vez con el objetivo del estudio.

### 6.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

- **De Acuerdo al Fin Que Persigue:** Aplicada, la investigación es de método aplicada, ya que aplicaremos las leyes de atenuación desarrolladas por el CISMID para obtener un espectro de respuesta que está en función directa y explícita a la magnitud de sismo y la falla del sismo y hacer el diseño sísmico de una estructura ante un evento de peligro sísmico.

### 6.1.2 RECOLECCIÓN DE DATOS

Antes que nada, es necesario mencionar que este estudio parte de un conjunto de obras, previamente analizadas individualmente y por separado. Las Obras son:

- Edificio San Judas-5 Niveles
- Edificio Tomonorte-8 Niveles

- Edificio con disipadores Bozzo “Las Flores del Golf”-10 Niveles
- Edificio Albretch-20 Niveles

### 6.1.3 ANÁLISIS DE DATOS

El análisis de leyes atenuación sísmica se basa empíricamente en la estimación de parámetros que caracterizan al fenómeno tratando de involucrar a los de mayor influencia en el peligro sísmico para posteriormente mediante técnicas diversas de regresiones múltiples lineales involucrarlas al mejor ajuste de todas las variables. Los parámetros más importantes considerados en el presente trabajo son:

1. La amplitud máxima de movimiento del terreno, PGA (aceleración en este estudio).
2. La magnitud del evento sísmico (Magnitud Mw).
3. La distancia radial epicentral (r) o hipocentral (R).
4. Profundidad H, al que ocurre el evento.

### 6.1.4 VARIABLES

En esta fase se delimitó las variables independientes y dependientes del fenómeno de atenuación a involucrarse en las regresiones de ecuaciones empíricas con criterios de sismicidad (mecanismo focal, sismos costeros, campo lejano, ambiente tectónico, etc.) dado el comportamiento distinto atenuante de las ondas entre los eventos inter e intra placa . Partiendo con variables independientes como: la magnitud Mw, distancia hipocentral R y profundidad H para predecir

la variable dependiente de aceleración máxima del terreno, PGA, en una sola ecuación. Lo anterior con objeto de delimitar las incertidumbres que pudieran existir y minimizar la desviación estándar de los resultados predichos vs los observados, además de hallar una ecuación con significado físico, como se ha venido trabajando en estudios previos.

# RESULTADOS

---

CAPÍTULO

7

# RESULTADOS

## 7.1 Resultado N°1

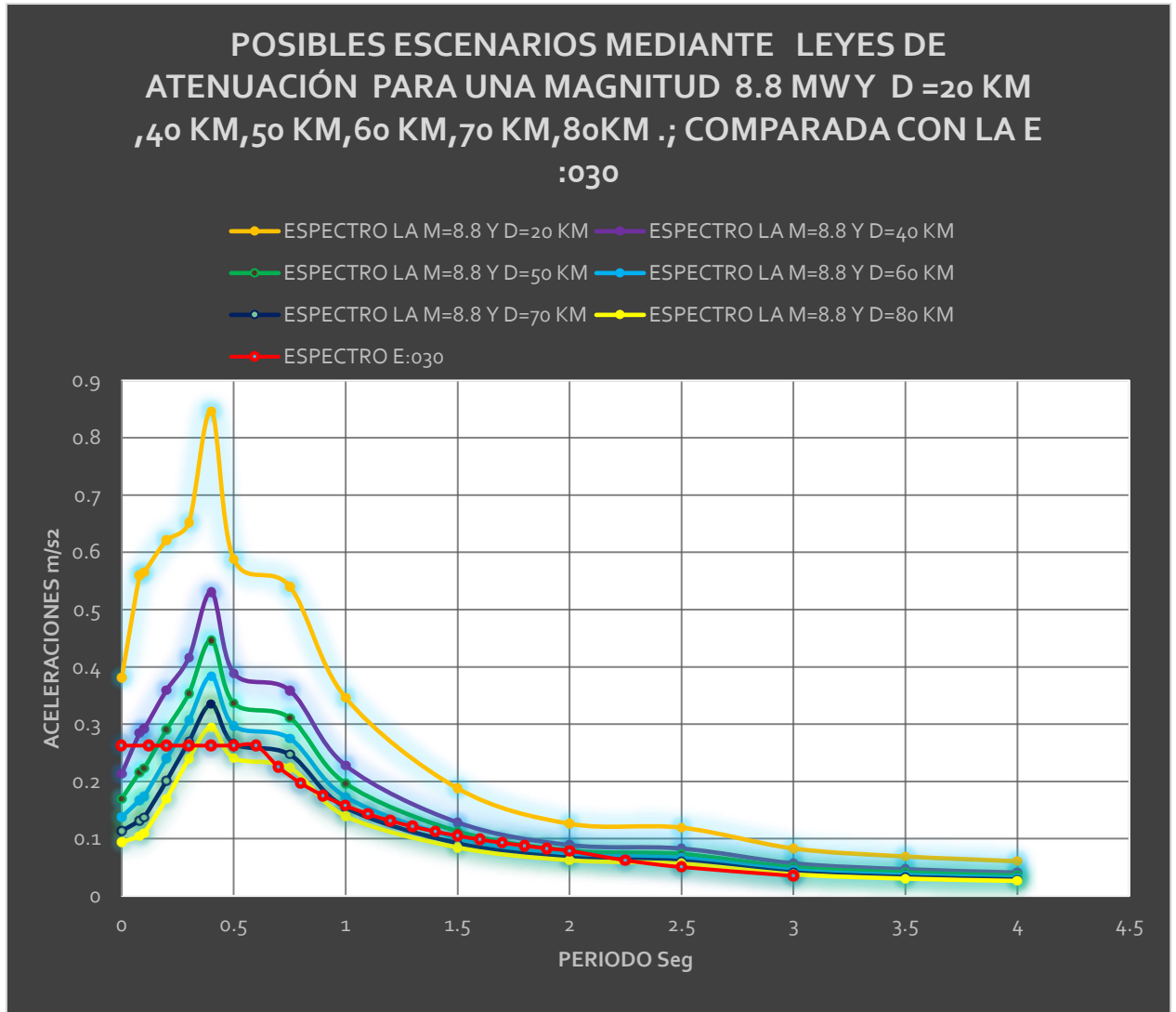


Gráfico 99: Posibles Escenarios mediante Leyes de Atenuación  
Fuente Propia

## 7.2 Resultado N°2

- Resultados de comparaciones de espectros de aceleraciones, desplazamientos y velocidades, mediante E: 030 y Leyes de Atenuación para una distancia de 20 km al área de ruptura y una magnitud de 8.8.

ACELERACIONES , VELOCIDADES , Y DESPLAZAMIENTOS MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN Y E:030							
CARACTERISTICAS		LA			E:030		
EDIFICIO	NIVELES	aceleración,g(m/s <sup>2</sup> )	desplazamiento	velocidad	aceleración,	desplazamie	velocidad
1.- SAN JUDAS	5	0.67	1.55	24.05	0.225	0.48	7.82
2.- LAS FLORES DEL GOLF	10	0.56	2.25	24.1	0.263	1.1	9.4
3.- TOMONORTE	8	0.565	2.25	24.1	0.263	1.08	11.28
4.- ALBRETCH	20	0.356	3.92	23.95	0.161	1.95	11.28

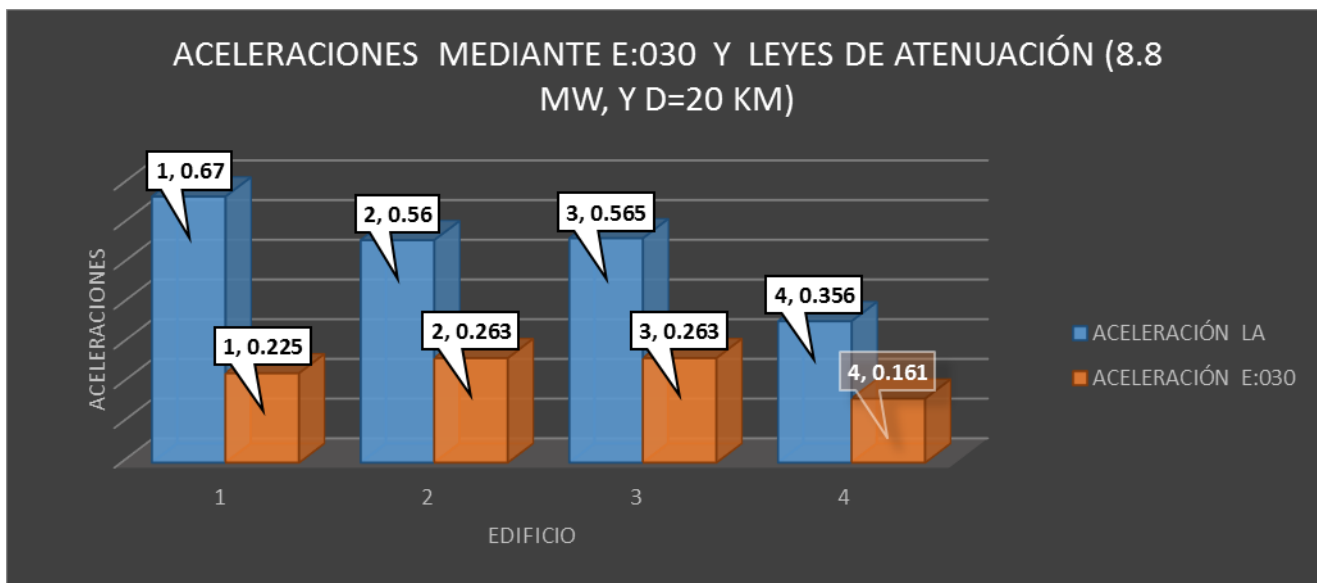
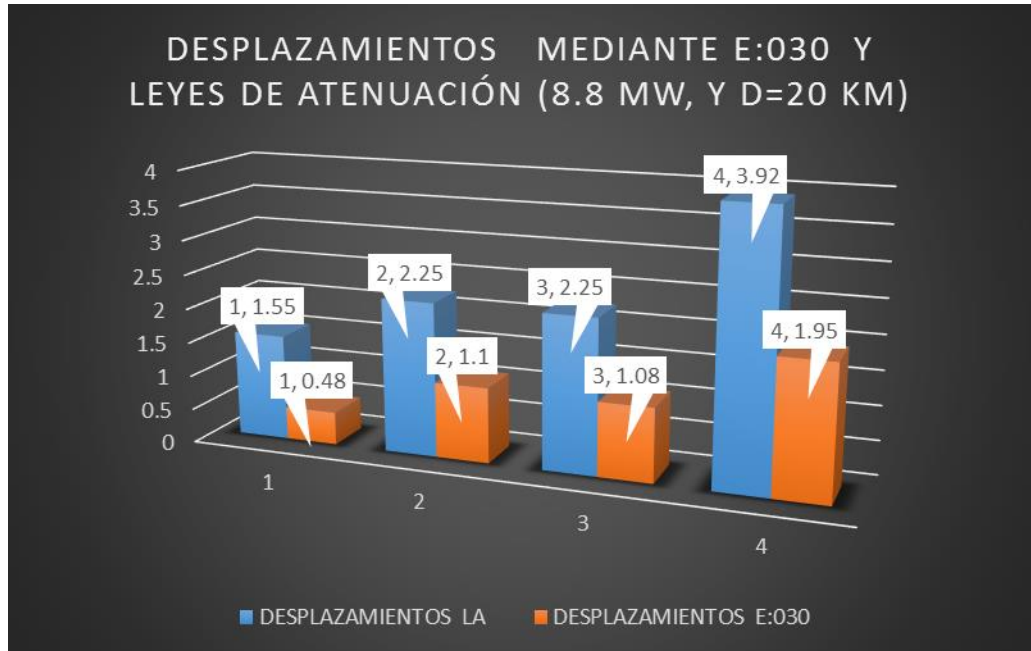


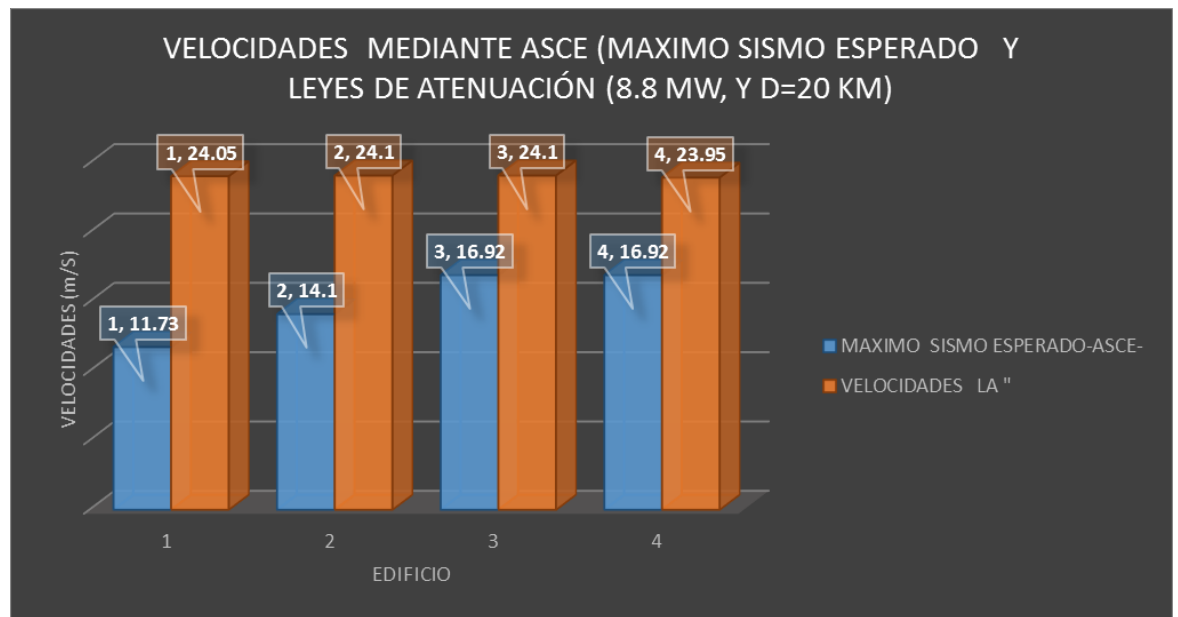
Gráfico 100: Aceleraciones mediante E: 030 y Leyes de Atenuación

Fuente Propia



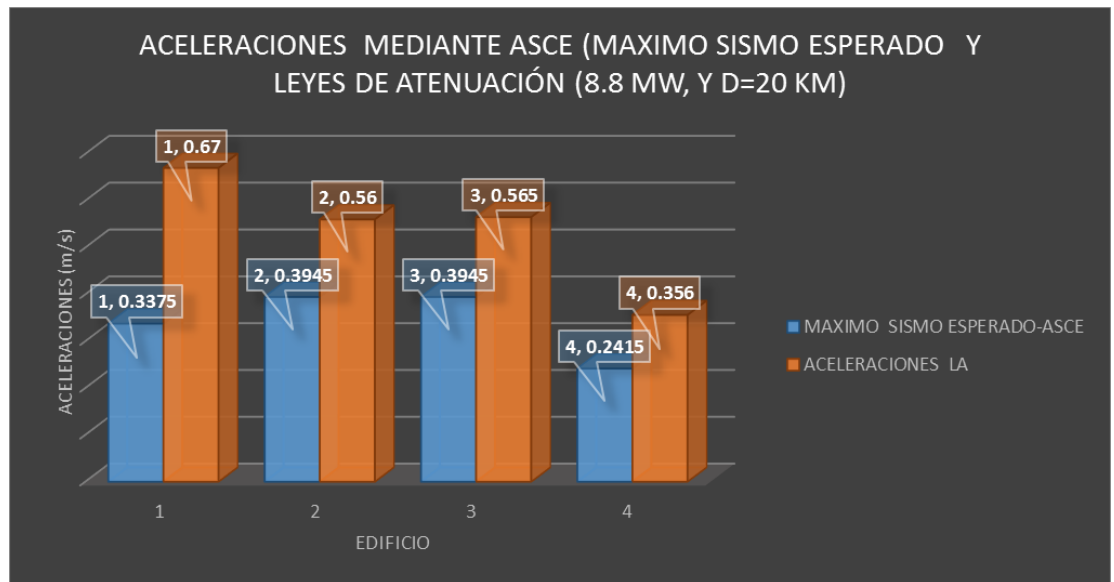


**Gráfico 101: Desplazamientos mediante E: 030 y Leyes de Atenuación**  
Fuente Propia

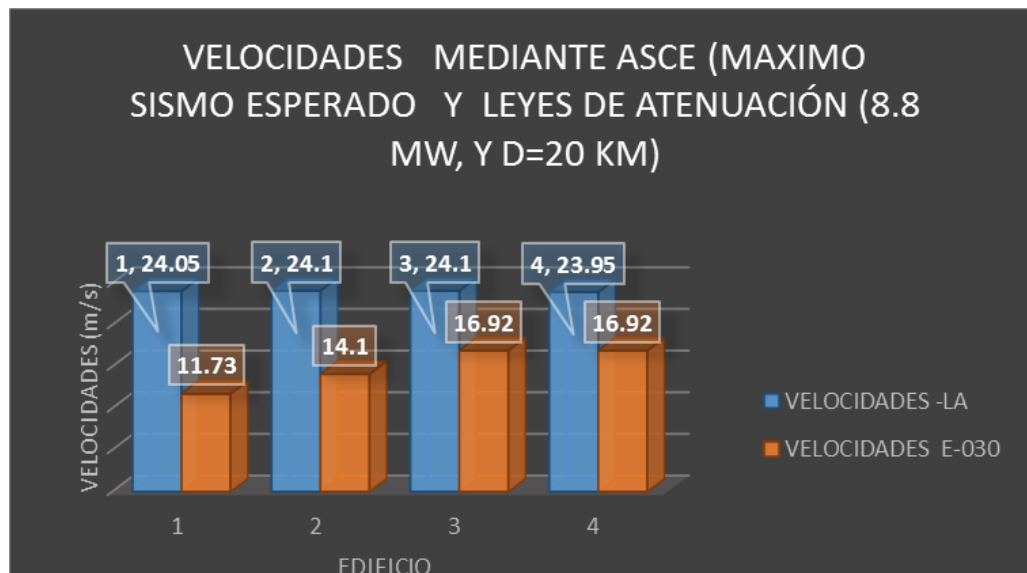


**Gráfico 102: Velocidades mediante ASCE y Leyes de Atenuación**  
Fuente Propia

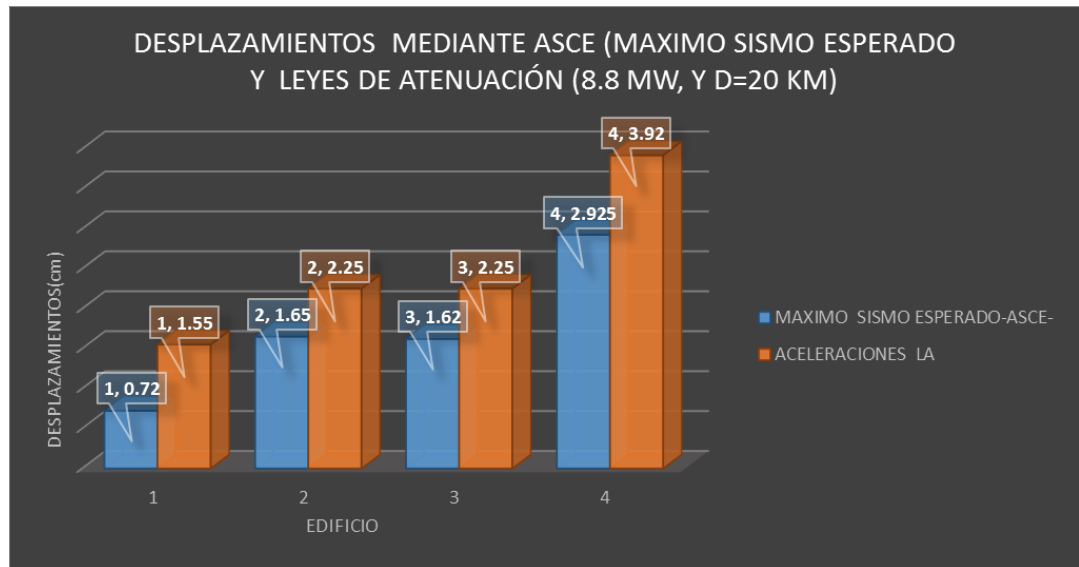
- Resultados de comparaciones de espectros de aceleraciones, desplazamientos y velocidades, para un sismo máximo esperado (ASCE) y Leyes de Atenuación para una distancia de 20 km al área de ruptura y una magnitud de 8.8.



**Gráfico 103: Aceleraciones mediante ASCE y Leyes de Atenuación**  
Fuente Propia

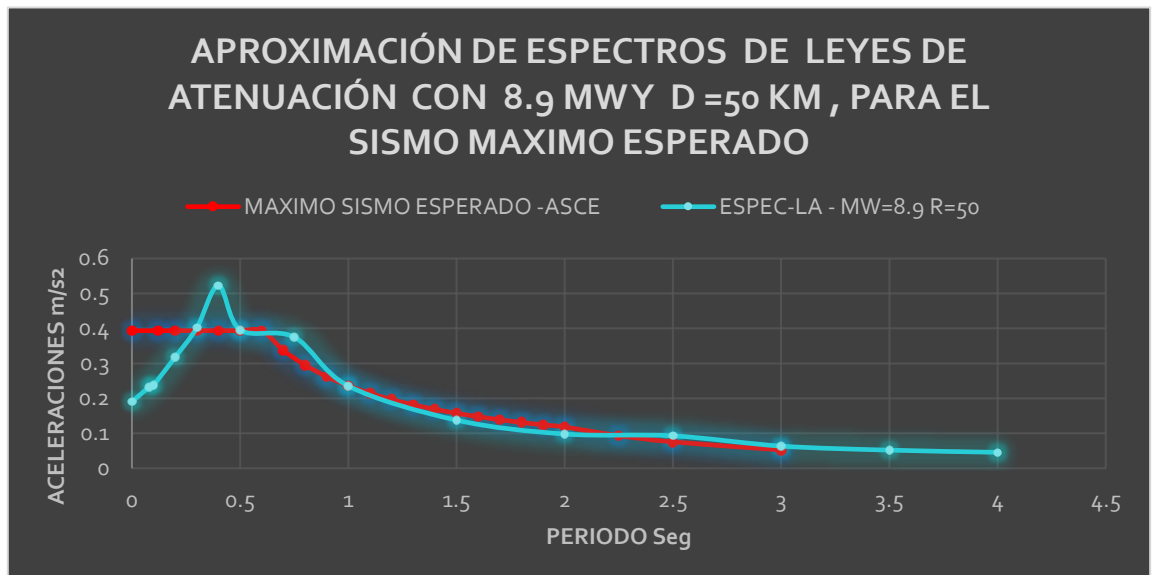


**Gráfico 104: Velocidades mediante ASCE y Leyes de Atenuación**  
Fuente Propia



**Gráfico 105: Desplazamientos mediante ASCE y Leyes de Atenuación**  
**Fuente Propia**

- Resultados de la aproximación de valores de espectros de aceleraciones, desplazamientos y velocidades, para un sismo máximo esperado (ASCE) y Leyes de Atenuación para una distancia de 50 km al área de ruptura y una magnitud de 8.9.



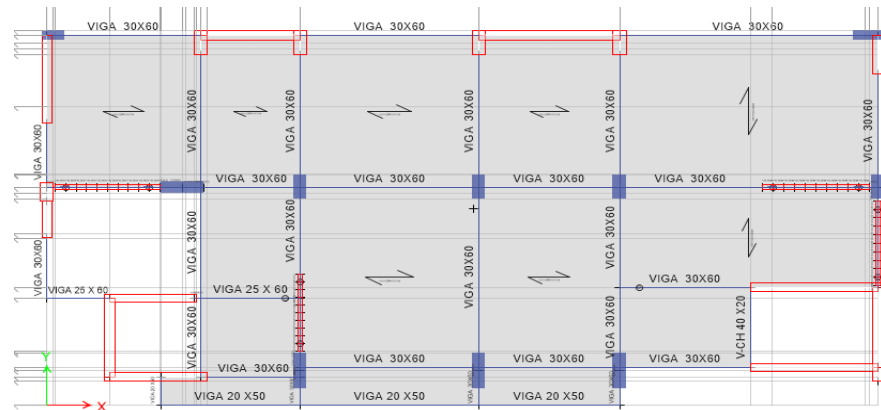
**Gráfico 106: Aproximación de Espectros de Leyes de Atenuación**  
**Fuente Propia**

## RATIO DE AMPLIFICACIONES DE DEMANDA:

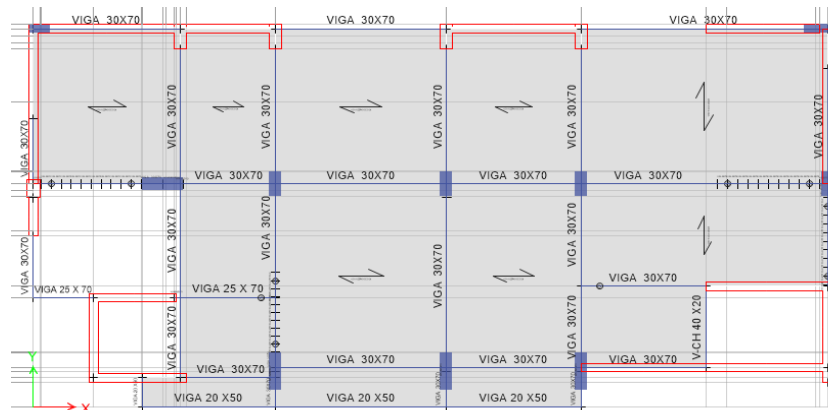
		RATIO		
EDIFICIO		aceleración	desplazamiento	velocidad
1	SAN JUDAS	2.97777778	3.229166667	3.0754
2	LAS FLORES DEL GOLF	2.12927757	2.045454545	2.563829787
3	TOMONORTE	2.14828897	2.083333333	2.136524823
4	ALBRETCH	2.21118012	2.01025641	2.12322695

### 7.3 Resultado N°3

#### - Estructuración

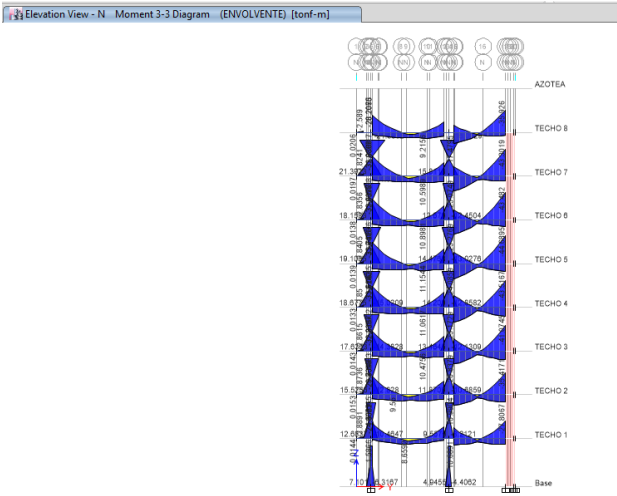


**MEDIANTE E.030**

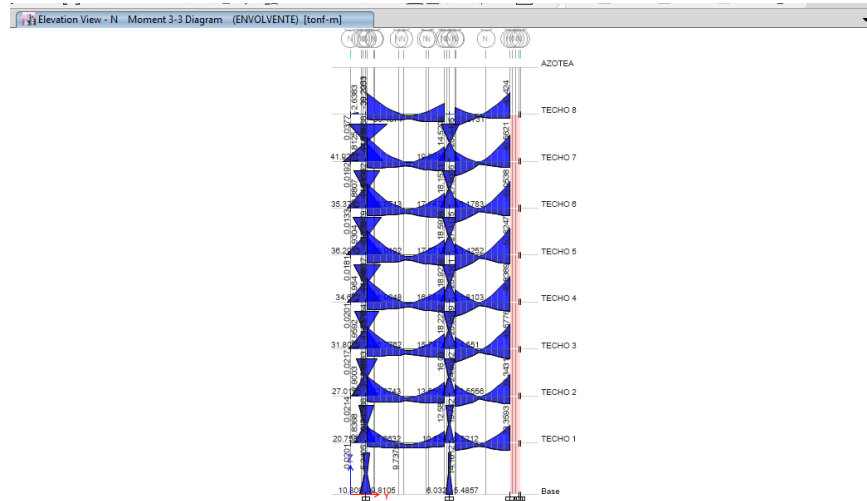


**MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN**

- E.030

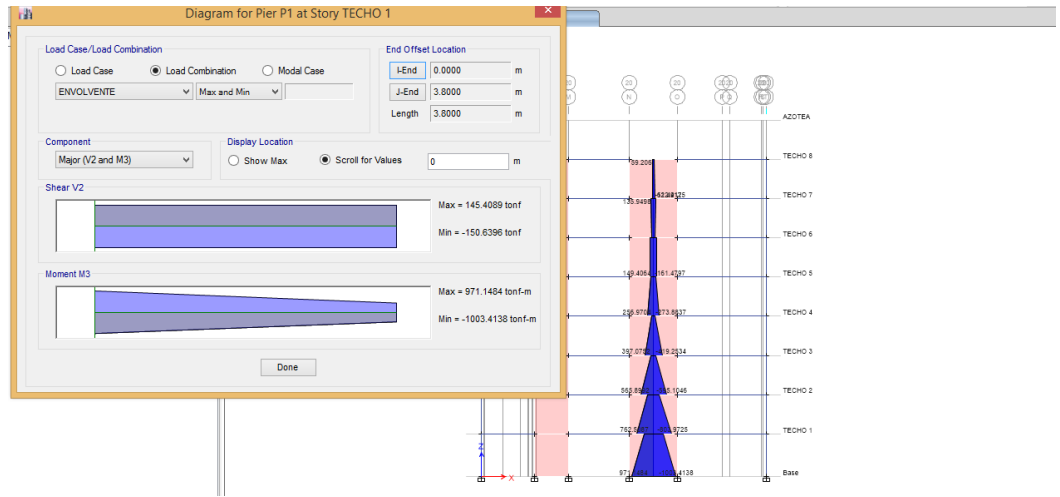


- Leyes de Atenuación

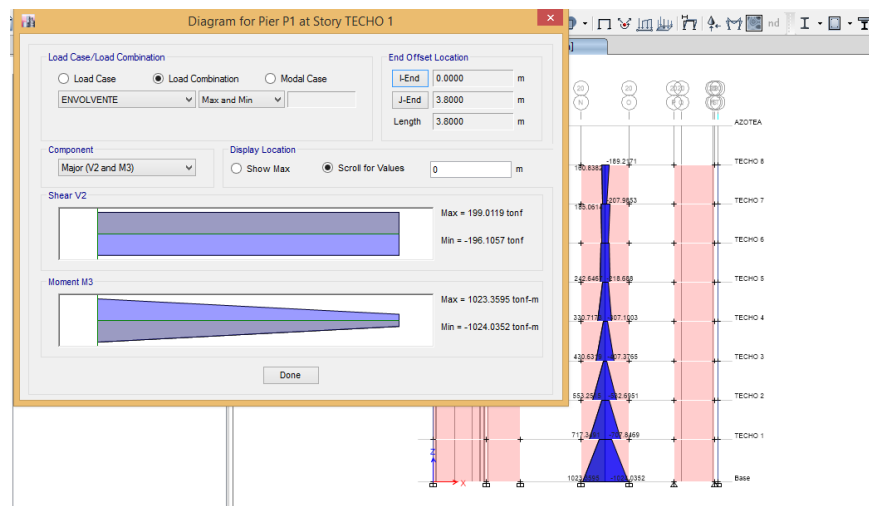


- **Esfuerzo de Muros Estructurales**

- **E.030**

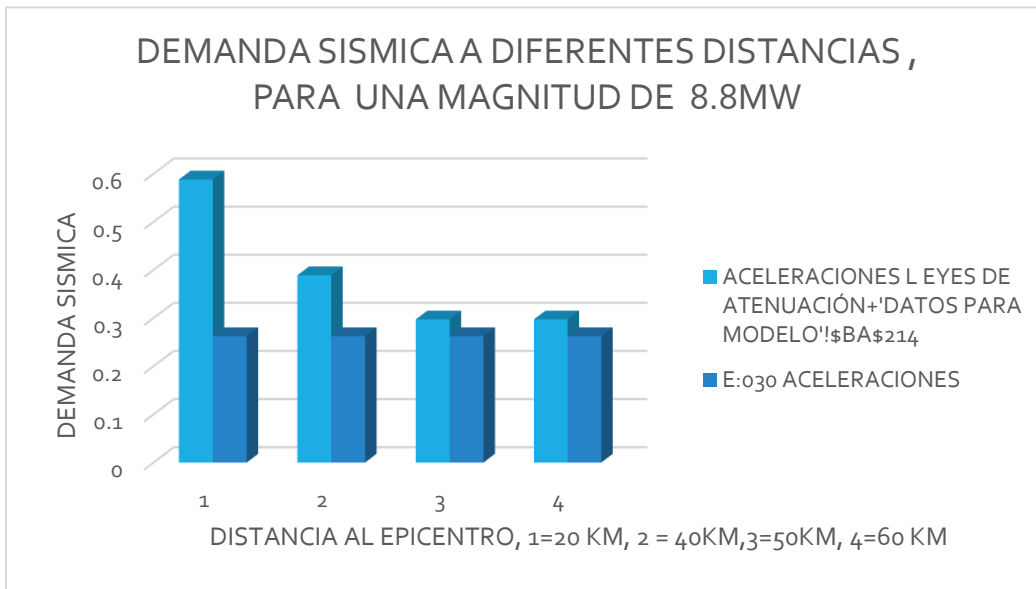


- **Leyes de Atenuación**



	E:030		LEY DE ATENUACIÓN R=20 KM Y 8.8 MW	
ELEMENTOS ESTRUCTURAL	MOMENTO(TNF-M)	CORTANTE(TNF)	MOMENTO(TNF-M)	CORTANTE(TNF)
VIGA	35.4	24.68	39.42	26.5
MURO ESTRUCTURAL	1000	150	1024	200
COLUMNAS	7	10	12	8.5

#### 7.4 Resultado N°4



**Gráfico 107: Demanda Sísmica a diferentes Distancias, para una magnitud de 8.8 MW**

**Fuente Propia**

# DISCUSIÓN DE RESULTADOS

---

CAPÍTULO

8



# DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 8.1 Discusión N° 1

Como observamos nuestra norma sismo resistente , no está en función de una magnitud , especifica , y una distancia a la zona ruptura , como bien sabemos mientras más cerca estamos del epicentro , más propenso a sufrir mayores daños estamos, por lo tanto estamos subestimando las acciones sísmicas, que nos brinda la norma E: 030, que para una magnitud de 8.8 Mw y diferentes distancias varían las demandas sísmicas ,deacuerdo al periodo de la estructura.

## 8.2 Discusión N° 2

Se demuestra como las acciones sísmicas se amplifican, hasta 2.9 veces en periodos corto, que son los edificios con menos pisos, en este caso el edificio de 5 pisos , para una distancia al epicentro de 20 km y para una magnitud de 8.8 Mw , y podemos observar si diseñamos , para un sismo máximo esperado , la ley de atenuación se aproxima más a la norma sismo resistente para una distancia de 50 km, para una magnitud de 8.9 Mw

## 8.3 Discusión N° 3

- La estructuración del edificio a diseñar respetando la norma E:030 , se modificó, ya que la acción sísmica aumento, hasta 2 veces y para cumplir con los requisitos de la norma E:030 , se hizo :
  - Se aumentaron un 45 % más de volumen de muros estructurales.
  - Se aumentó la resistencia del concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> a 280 kg/cm<sup>2</sup>
  - Se aumentaron las secciones de vigas de 30x60 a 30x70.

- Como se observa en vigas mediante leyes de atenuación se aumentan los momentos actuantes en un 15 %, en muros estructurales , la fuerza cortante aumenta en un 35 %; en columnas ya no hay muchas diferencias , ya que el sistema estructural son de muros estructurales tipo 1 y las fuerzas amplificadas lo llevan los muros estructurales adicionales.

#### **8.4 Discusión N° 4**

Las ventajas que nos da la leyes de atenuación es conocer que hay una herramienta para obtener espectros de diseño , que están en función de la magnitud , distancia epicentral ,tipo de falla y tipo de suelo , por lo tanto podemos diseñar estructuras probablemente ubicadas más cerca a la fuente , y obtener estructuras menos vulnerable.

# CONCLUSIONES

- Los espectros obtenidos por la norma E.030, proporcionan demandas de fuerzas que no están en función de una magnitud y una distancia a la zona de ruptura de acuerdo a las asperezas que presenta el territorio nacional, y además sus ordenadas espectrales de aceleraciones se uniformizan de una forma constante a las aceleraciones máximas del suelo para periodos cortos. Los espectros normativos no brindan niveles de daño para cada lugar de la costa, ni consideran el silencio sísmico de las zonas que resultan más propensas a experimentar sismos de gran magnitud, de hasta 8.8 Mw.
- Ante un posible escenario sísmico de una magnitud de 8.8 Mw y una distancia al epicentro de 20 km, para periodos de 0.43 segundos como en el edificio San Judas, la demanda sísmica de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, se amplifican aproximadamente en 2.9 veces respecto a lo obtenido por la norma E.030; y para periodos de 0.538 segundos, 0.584 segundos y 0.93 segundos como son los edificios Las Flores del Golf , Tomonorte y el edificio Albretch, se amplifican aproximadamente en 2 veces respecto a lo obtenido por la norma E.030.

- En el diseño de la estructura con disipadores SLB, que presenta periodo corto; mediante leyes de atenuación se observa que aumentan las fuerzas actuantes, y por ende la estructuración cambia aumentando en un 45 % más el volumen de muros estructurales en tanto que las vigas peraltadas aumentaron de 30cm x 60cm, a 30cm x70cm, y fue necesario aumentar la resistencia del concreto de 210kg/cm<sup>2</sup> a 280 kg/cm<sup>2</sup>. En el análisis mediante leyes de atenuación, los momentos actuantes en vigas aumentaron en un 15%, en los muros estructurales la fuerza cortante aumentó en un 35 %; y en columnas no existen diferencias importantes debido a que el sistema estructural es de muros estructurales.
  
- En la actualidad es posible con las herramientas de análisis estadístico, estimar los valores del espectro directamente sin uniformizar una forma constante, a la aceleración máxima del suelo que considere la dependencia en la forma espectral con la magnitud del evento sísmico y la distancia a la zona de ruptura, en donde existe una variabilidad muy grande en la posible amplitud de las ordenadas espectrales.
  
- Es importante tomar en cuenta dicha variabilidad en el diseño sismo resistente de las estructuras con peligro sísmico, de manera particular para edificaciones esenciales (categoría A según la norma E.030) y evaluar el desempeño mediante disipadores de energía, teniendo en consideración una magnitud y distancia dadas.

# RECOMENDACIONES

- Debemos construir espectros mediante leyes de atenuación para las zonas más vulnerables, en donde presentan asperezas, o un silencio sísmico, dando como probabilidad una magnitud de 8.8 Mw, para diferentes distancias, y así evaluar diferentes aceleraciones, y con estas diseñar las estructuras, para prevenir el riesgo sísmico.
- Nuestra norma sísmica deben tener en cuenta esta herramienta para obtener la forma y los valores de los espectros de diseño, asociados a diferentes magnitudes y distancias al área de ruptura, ya que tenemos estudios y publicaciones del ingeniero Hernando Tavera de los posibles escenarios de un terremoto a una magnitud de 8.8 Mw.
- Deberíamos tener más acelerómetros en todo el país y estudiar otras leyes de atenuación para un suelo tipo 3

# REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, J. M.-A. (1996). "Inelastic Displacement Demands for Structures Built on Soft Soils". Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco.
- Carlos Gamarra,Zenón Aguilar. (2008). DEMANDAS SISMICAS CON PELIGRO UNIFORME EN EL PERU.
- CISMID. (2011). EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO.
- EDIFICACIONES, R. N. (2016). Norma Técnica E.0.30 "Diseño Sismorresistente".
- García, J. D. (2001). "Atenuación Sísmica. Aplicación a Terremotos Intraplaca en México Central". Trabajo de Investigación para obtener el grado de doctorado, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Complutense de Madrid., Madrid.
- Jorge L. Castillo Aedo, Jorge E. Alva Hurtado. (2010). Peligro Sismico en el Perú.
- Chávez, J. A. (2015). Leyes de Atenuación de Aceleraciones Espectrales para sismos peruanos.
- Richards, K. A. (1980). Quantitative Seismology, Theory and Methods (Vol. II).
- Sadigh K., C. C. (1997). "Attenuation Relationship for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data" (Vol. 68).
- Tavera, D. H. (2014). EVALUACIÓN DEL PELIGRO ASOCIADO A LOS SISMOS. LIMA.
- Tavera, H. (2014). Escenario de Sismo y Tsunami en el borde Occidental de la Región Central del Perú. Lima.
- Villafañe, F. C. (2002). Espectros Respuesta y de DISEÑO.
- Youngs R.R., C. S. (1997). "Strong Ground Motion Attenuation Relationship for Subduction Zone Earthquakes" (Vol. 68).

# ANEXOS

