



# UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

CAMPUS MEXICALI

FACULTAD DE INGENIERÍA



## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES EXISTENTES UTILIZANDO LA INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO MEDIANTE EL MÉTODO DE DESPLAZAMIENTOS

TESIS

PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER  
EL GRADO ACADÉMICO DE:

DOCTORADO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA

POR:  
ARTURO GONZÁLEZ VILLARREAL

MATRÍCULA: 1154889

DIRECTOR DE TESIS:  
DR. JULIO ALBERTO CALDERÓN RAMÍREZ

CODIRECTOR DE TESIS:  
DR. MARCELO ANTONIO LOMELÍ BANDA

MEXICALI, B.C.

JUNIO 2023



## CONTENIDO

<b>1.0</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>14</b>
1.1	ANTECEDENTES.....	14
1.2	DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	15
1.3	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	17
1.4	HIPÓTESIS.....	19
1.5	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
1.5.1	<i>Objetivo general.....</i>	20
1.5.2	<i>Objetivos particulares.....</i>	20
1.6	ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
<b>2.0</b>	<b>MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>22</b>
2.1	DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES VEHICULARES.....	22
2.1.1	<i>Generalidades de los puentes.....</i>	22
2.1.2	<i>Tipos de puentes y su selección.....</i>	23
2.1.3	<i>Cargas básicas y sus combinaciones.....</i>	25
2.1.4	<i>Funciones y líneas de influencia para vigas.....</i>	30
2.1.5	<i>Diseño de la superestructura y subestructura.....</i>	35
2.1.5.1	Diseño por flexión para vigas de concreto reforzado.....	35
2.1.5.2	Diseño por corte para vigas de concreto reforzado.....	36
2.1.5.3	Diseño a flexo-compresión para columnas de concreto reforzado.....	37
2.1.5.4	Diseño a cortante para columnas de concreto reforzado.....	40
2.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO.....	41
2.2.1	<i>Análisis matricial de estructuras.....</i>	41
2.2.2	<i>Análisis matricial con brazos rígidos.....</i>	43
2.2.3	<i>Consideraciones de efectos P-Δ.....</i>	44
2.3	ANÁLISIS DINÁMICO Y MODAL-ESPECTRAL DE ESTRUCTURAS.....	45
2.3.1	<i>Generalidades de la dinámica estructural.....</i>	45
2.3.2	<i>Vibración libre, sistemas de 1GDL.....</i>	46
2.3.3	<i>Vibración amortiguada, sistemas de 1GDL.....</i>	46
2.3.4	<i>Vibración amortiguada con cargas armónicas, sistemas de 1GDL.....</i>	48
2.3.5	<i>Vibración amortiguada con cargas generales, sistemas de 1GDL.....</i>	49
2.3.6	<i>Espectros de respuesta.....</i>	52
2.3.7	<i>Modos de vibrar para sistemas de MGDL.....</i>	53
2.3.8	<i>Vibración con fuerzas generales en sistemas de MGDL.....</i>	55
2.3.9	<i>Combinación direccional de los sismos.....</i>	57
2.4	ESPECTROS SÍSMICOS.....	60
2.4.1	<i>Espectros según el MDOC Sismo CFE 2015.....</i>	60
2.4.1.1	Generalidades de los espectros sísmicos.....	60
2.4.1.2	Datos iniciales para el desarrollo de espectros sísmicos.....	60
2.4.1.3	Espectros de aceleración constante.....	63
2.4.1.4	Espectros regionales.....	64
2.4.1.5	Espectros específicos de sitio.....	67
2.4.1.6	Factores reductores para espectros inelásticos en edificios.....	73
2.4.1.7	Factores reductores para espectros inelásticos en puentes.....	77
2.4.2	<i>Espectros sísmicos según el ASCE/SEI 7-16 y 7-22.....</i>	77
2.4.2.1	Datos iniciales para los espectros sísmicos.....	78
2.4.2.2	Espectros de aceleración constante.....	78
2.4.2.3	Espectros regionales.....	79



2.4.2.4	Espectros específicos de sitio .....	81
2.4.2.5	Factores reductores para espectros inelásticos.....	81
2.4.3	<i>Espectros sísmicos según el AASHTO LRFD 2020 .....</i>	<i>84</i>
2.4.3.1	Espectros de aceleración constante .....	84
2.4.3.2	Espectros de aceleración regionales.....	85
2.4.3.3	Espectros específicos de sitio .....	86
2.4.3.4	Factores reductores para espectros inelásticos.....	86
2.5	INGENIERÍA SÍSMICA, DISEÑO POR CAPACIDAD .....	87
2.5.1	<i>Tipo de análisis requerido para el puente.....</i>	<i>87</i>
2.5.2	<i>Diseño por capacidad en vigas.....</i>	<i>88</i>
2.5.3	<i>Diseño por capacidad en columnas.....</i>	<i>92</i>
2.5.4	<i>Diseño por capacidad en los nodos.....</i>	<i>97</i>
2.6	DUCTILIDADES DE LA ESTRUCTURA .....	100
2.6.1	<i>Ductilidad del material y su comportamiento inelástico .....</i>	<i>100</i>
2.6.1.1	Acero estructural y de refuerzo .....	100
2.6.1.2	Concreto estructural y reforzado.....	101
2.6.1.3	Ductilidad del material.....	104
2.6.2	<i>Ductilidad de la sección transversal.....</i>	<i>104</i>
2.6.2.1	Ductilidad de vigas reforzadas .....	104
2.6.2.1.1	Condición de agrietamiento en vigas .....	105
2.6.2.1.2	Condición de fluencia en vigas.....	105
2.6.2.1.3	Condición última en vigas .....	107
2.6.2.1.4	Gráfica momento-curvatura y ductilidad en vigas .....	108
2.6.2.2	Ductilidad de columnas reforzadas.....	109
2.6.2.2.1	Condición de compresión pura .....	109
2.6.2.2.2	Condición de tensión pura .....	110
2.6.2.2.3	Condición de falla balanceada .....	110
2.6.2.2.4	Condición última para la falla controlada por compresión .....	111
2.6.2.2.5	Condición última para la falla controlada por tensión .....	112
2.6.2.2.6	Condición última para falla controlada por flexión.....	112
2.6.2.2.7	Condición de fluencia para la falla controlada por flexión.....	113
2.6.2.2.8	Condición de fluencia para la falla controlada por flexión.....	114
2.6.2.2.9	Gráfica carga-curvatura y ductilidad en flexo-compresión .....	115
2.6.3	<i>Ductilidad de la zona crítica del elemento estructural.....</i>	<i>116</i>
2.6.3.1	Rotaciones y deflexiones últimas.....	116
2.6.3.2	Longitudes plásticas.....	118
2.6.3.3	Ductilidad de rotación y deflexión .....	118
2.6.4	<i>Ductilidad del sistema global de la estructura.....</i>	<i>119</i>
2.6.4.1	Ductilidad de un entrepiso .....	120
2.6.4.2	Ductilidad de múltiples entrepisos .....	121
2.6.4.3	Ductilidad de toda la estructura mediante desarrollos analíticos .....	122
2.7	INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO.....	124
2.7.1	<i>Introducción a la ingeniería sísmica basada en desempeño.....</i>	<i>124</i>
2.7.2	<i>Objetivos de desempeño.....</i>	<i>125</i>
2.7.3	<i>Obtención de la capacidad de una estructura .....</i>	<i>126</i>
2.7.4	<i>Obtención de la demanda de una estructura.....</i>	<i>128</i>
2.7.4.1	Método del espectro de capacidad .....	128
2.7.4.2	Método de los coeficientes .....	132
2.7.5	<i>Verificación del desempeño .....</i>	<i>134</i>
<b>3.0</b>	<b>METODOLOGÍA DE LA REVISIÓN ESTRUCTURAL: PUENTE SANTO DOMINGO.....</b>	<b>136</b>



3.1	VISITA DE CAMPO Y REPORTE FOTOGRÁFICO.....	136
3.2	GEOMETRÍA Y MATERIALES DEL PROYECTO .....	139
3.2.1	<i>Materiales del proyecto</i> .....	139
3.2.2	<i>Geometría del puente</i> .....	139
3.2.3	<i>Armados propuestos de elementos principales</i> .....	146
3.2.4	<i>Detalles del marco con daños</i> .....	150
3.3	MATRIZ DE DESEMPEÑO PARA EL PUENTE.....	150
3.4	ESPECTROS REGIONALES Y ESPECÍFICOS DE SITIO.....	151
3.4.1	<i>Propiedades propuestas del suelo</i> .....	151
3.4.1.1	Características suelo tipo I o sitio B .....	151
3.4.1.2	Características suelo tipo II o sitio C .....	152
3.4.1.3	Características suelo tipo III o sitio D .....	154
3.4.2	<i>Espectros con periodos de retorno de 475 años</i> .....	155
3.4.2.1	Espectros regionales .....	155
3.4.2.2	Espectros de sitio .....	156
3.4.3	<i>Espectros con periodos de retorno de 975 años</i> .....	164
3.4.3.1	Espectros regionales .....	164
3.4.3.2	Espectros de sitio .....	165
3.4.4	<i>Espectros con periodos de retorno de 2475 años</i> .....	170
3.4.4.1	Espectros regionales .....	170
3.4.4.2	Espectros de sitio .....	171
3.4.5	<i>Comparativa de espectros regionales y de sitio</i> .....	176
3.5	DESARROLLO DEL PUENTE CON UN MODELO MATEMÁTICO. ....	178
3.5.1	<i>Materiales utilizados</i> .....	178
3.5.1.1	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .....	178
3.5.1.2	Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .....	180
3.5.1.3	Acero de refuerzo A615 Grado 60 .....	181
3.5.2	<i>Elementos del puente sano</i> .....	183
3.5.2.1	Columna circular C-1A .....	183
3.5.2.2	Columna circular C-1B .....	187
3.5.2.3	Columna rectangular C-2A.....	190
3.5.2.4	Columna rectangular C-2B .....	194
3.5.2.5	Cabezal rectangular CB-1.....	197
3.5.2.6	Cabezal rectangular CB-2.....	200
3.5.2.7	Soporte como apoyo 1.....	203
3.5.2.8	Soporte como apoyo 1.....	204
3.5.2.9	Viga prefabricada AASHTO IV .....	205
3.5.2.10	Viga de soporte lateral VL-1.....	206
3.5.2.11	Losa de la superestructura.....	207
3.5.3	<i>Geometría del puente</i> .....	208
3.5.3.1	Geometría general.....	208
3.5.3.2	Asignación de elementos estructurales .....	210
3.5.4	<i>Definición de los patrones de carga básicas</i> .....	212
3.5.4.1	Definición de los patrones de carga.....	212
3.5.4.2	Aplicación de los patrones de carga .....	212
3.5.5	<i>Definición de condiciones del puente</i> .....	214
3.5.5.1	Definición del diafragma semirrígido.....	214
3.5.5.2	Definición de masas.....	215
3.5.5.3	Definición de brazos rígidos.....	215
3.5.5.4	Definición de liberación de momentos.....	217
3.5.6	<i>Definición de espectros sísmicos</i> .....	218



3.5.7	<i>Definición de los casos de carga</i> .....	218
3.5.7.1	Definición de peso propio y carga viva .....	219
3.5.7.2	Definición del análisis modal .....	221
3.5.7.3	Definición del análisis espectral .....	221
3.5.7.4	Definición del caso de carga gravitacional no lineal .....	222
3.5.7.5	Definición del caso de carga Pushover en Y .....	223
3.5.8	<i>Definición de las combinaciones de carga</i> .....	225
3.5.9	<i>Asignación de las rótulas plásticas</i> .....	226
3.5.9.1	Rótulas plásticas a los cabezales .....	226
3.5.9.2	Rótulas plásticas a las columnas .....	229
3.5.9.3	Aplicación de las rótulas a los marcos del puente .....	232
3.5.10	<i>Asignación de los apoyos del proyecto y grados de libertad del análisis</i> .....	234
3.5.11	<i>Elementos del puente dañado</i> .....	235
3.5.11.1	Columna circular C-1A reducida .....	235
<b>4.0</b>	<b>RESULTADOS DEL PROYECTO Y CONCLUSIONES</b> .....	<b>239</b>
4.1	REVISIÓN DEL ANÁLISIS MODAL-ESPECTRAL .....	239
4.1.1	<i>Modos de vibrar</i> .....	239
4.1.2	<i>Participación de masa</i> .....	242
4.2	REVISIÓN POR INGENIERÍA SÍSMICA POR DISEÑO .....	242
4.2.1	<i>Revisión de las columnas por diseño</i> .....	243
4.3	REVISIÓN POR INGENIERÍA SÍSMICA POR DESEMPEÑO .....	248
4.3.1	<i>Curva de capacidad del puente y ductilidad</i> .....	248
4.3.2	<i>Revisión del desplazamiento objetivo</i> .....	249
4.3.2.1	Operación Inmediata, espectro con periodo de retorno de 475 años .....	250
4.3.2.2	Seguridad de vida, espectro con periodo de retorno de 975 años .....	257
4.3.2.3	Prevención al colapso, espectro con periodo de retorno de 2475 años .....	264
4.3.3	<i>Revisión de las articulaciones plásticas</i> .....	271
4.3.4	<i>Cumplimiento de la matriz de desempeño</i> .....	274
4.4	CONCLUSIONES .....	276
<b>5.0</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>277</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de zonificación sísmica y área de estudio [Ref. 3] .....	15
Figura 2: Ubicación de los puentes más largos de Baja California.....	16
Figura 3: Puente Santo Domingo, vista lateral .....	17
Figura 4: Socavación y pérdida de recubrimiento de columnas, puente Santo Domingo .....	17
Figura 5: Mayores sismos registrados en Baja California [1, 14].....	18
Figura 6: Sección transversal de un puente típico.....	22
Figura 7: Vista lateral de un puente típico, a base de vigas .....	24
Figura 8: Secciones de la superestructura a base de vigas, corte sección .....	24
Figura 9: Camión estándar de diseño, HL-93, AASHTO LRFD 2020 [8] .....	27
Figura 10: Tándem de diseño, AASHTO LRFD 2020 [8].....	28
Figura 11: Carril de diseño, AASHTO LRFD 2020 [8].....	28
Figura 12: Función de influencia de la viga continua.....	31
Figura 13: Función de influencia por efecto de carga A.....	31
Figura 14: Funciones de influencia para una carga concentrada .....	31
Figura 15: Diagrama de cuerpo libre para $x < 0.5L$ .....	32
Figura 16: Funciones de influencia para dos cargas concentradas.....	32
Figura 17: Función de influencia para carga distribuida.....	33
Figura 18: Desplazamientos virtuales de una viga con cargas puntuales.....	33
Figura 19: Ubicación de la resultante de cargas del camión de diseño.....	34
Figura 20: Acomodo de las cargas en la viga para obtener el momento máximo.....	34
Figura 21: Modelo de Whitney para esfuerzos a flexión simplemente armados, condición última.....	35
Figura 22: Diagrama de interacción de una columna y sus factores reductores .....	37
Figura 23: Columna rectangular, sus cantidades de acero y dimensiones .....	37
Figura 24: Columna rectangular, compresión pura.....	38
Figura 25: Columna rectangular, tensión pura.....	38
Figura 26: Columna rectangular, valores del eje neutro, modelo de Whitney.....	39
Figura 27: Factores reductores $\phi$ de acuerdo con el tipo de falla .....	39
Figura 28: Zona de compresión para columnas circulares.....	40
Figura 29: Elemento tipo viga-columna bidimensional.....	41
Figura 30: Elemento tipo viga-columna bidimensional con un giro $\theta$ .....	42
Figura 31: Ejemplo de numeración de nodos, elementos y grados de libertad .....	42
Figura 32: Brazos rígidos en un marco estructural .....	43
Figura 33: Brazos rígidos en un elemento viga-columna.....	44
Figura 34: Consideraciones del efecto P- $\Delta$ .....	44
Figura 35: Sistema masa-resorte y su diagrama de cuerpo libre .....	45
Figura 36: Sistema masa-resorte idealizado de un marco estructural .....	45
Figura 37: Gráfica de movimiento de un sistema en vibración libre .....	46
Figura 38: Gráfica de movimiento de sistemas de 1GDL bajo diferentes amortiguamientos.....	47
Figura 39: Decremento logarítmico de un sistema amortiguado .....	48
Figura 40: Ciclos histeréticos y energías del sistema .....	49
Figura 41: Sismo de El Centro, CA, ocurrido en 1940 y valores del acelerograma .....	50
Figura 42: Desplazamiento estático y dinámico para $\omega_n=7.414$ rad/s usando el método de integración directa .....	51
Figura 43: Velocidad para $\omega_n=7.414$ rad/s usando el método de integración directa .....	51
Figura 44: Aceleración absoluta y relativa para $\omega_n=7.414$ rad/s usando el método de integración directa .....	51
Figura 45: Gráfica de desplazamiento espectral, sismo El Centro, CA, 1940 .....	52
Figura 46: Gráfica de velocidad espectral, sismo El Centro, CA, 1940.....	52
Figura 47: Gráfica de aceleración espectral, sismo El Centro, CA, 1940.....	52
Figura 48: Edificio de 3 niveles simplificado a 3 grados de libertad y su diagrama de cuerpo libre.....	53
Figura 49: Modos de vibrar de un edificio de 3 niveles simplificado.....	54
Figura 50: Movimiento en la base de un edificio de 2 niveles simplificado y sus diagramas .....	55
Figura 51: Direcciones de la carga sísmica en una estructura.....	57
Figura 52: Criterio SRSS para la dirección de la carga sísmica en una estructura .....	58
Figura 53: Criterio CQC3 para la dirección de la carga sísmica en una estructura.....	58
Figura 54: Mapa de aceleraciones máximas en roca para el espectro de referencia ER [4] .....	60
Figura 55: Mapa de regionalización de peligro sísmico en México [4].....	61
Figura 56: Espectros de referencia en roca obtenido del PRODISIS.....	63



Figura 57: Microzonificación del suelo usando el espesor y la velocidad de onda de corte del suelo [4, 34].....	65
Figura 58: Espectro elástico de diseño usando el método de espectros regionales [4, 34] .....	66
Figura 59: Procedimiento para el desarrollo de acelerogramas sintéticos y espectros de respuesta .....	68
Figura 60: Ejemplo de selección de sismos reales y escalados al espectro objetivo.....	68
Figura 61: Esquema de propagación de ondas sísmicas y amplificaciones dinámicas en el sitio [34] .....	69
Figura 62: Esquema modelo de propagación de ondas verticales en los estratos del suelo [34, 38] .....	69
Figura 63: Modelo de 1D para un suelo estratificado equivalente y roca elástica [34, 38] .....	70
Figura 64: Modelo de 1D para un suelo estratificado y roca elástica [34, 38].....	70
Figura 65: Ejemplo de la gráfica de función de transferencia para un suelo estratificado.....	71
Figura 66: Ejemplo proceso de convolución para la amplificación dinámica de los acelerogramas .....	71
Figura 67: Ejemplo de obtención de parámetros espectrales a partir del espectro con media geométrica.....	72
Figura 68: Comparativa de espectros elásticos de diseño entre los diferentes métodos .....	73
Figura 69: Ejemplo de espectros regionales, elásticos e inelásticos, para edificios.....	77
Figura 70: Ejemplo de espectros de sitio, elásticos e inelásticos, para puentes .....	77
Figura 71: Ejemplo de espectros de sitio, elásticos e inelásticos, ASCE/SEI 7-16.....	79
Figura 72: Ejemplo de espectros regionales elásticos, dirección horizontal, ASCE/SEI 7-16 .....	80
Figura 73: Ejemplo de espectros regionales elásticos, dirección vertical, ASCE/SEI 7-16.....	81
Figura 74: Esquemas de irregularidades horizontales en edificios, ASCE/SEI 7-16.....	82
Figura 75: Diferencia entre diafragma rígido y flexible .....	83
Figura 76: Esquemas de irregularidades verticales en edificios, ASCE/SEI 7-16.....	83
Figura 77: Espectros inelásticos para un $MCE_R$ y de diseño, regionales, ASCE/SEI 7-16.....	84
Figura 78: Espectros de diseño para puentes, regionales, AASHTO LRFD 2020.....	85
Figura 79: Espectros de diseño inelástico para puentes, regionales, AASHTO LRFD 2020.....	86
Figura 80: Desarrollo de articulaciones plásticas en vigas de concreto reforzado, adaptado de Naeim [44].....	88
Figura 81: Ciclo histerético de vigas de concreto reforzado, adaptado de Naeim [44].....	88
Figura 82: Armados longitudinales requeridos por ductilidad en vigas.....	89
Figura 83: Momentos probables para el cálculo del corte de diseño .....	90
Figura 84: Armados transversales en zonas centrales y de confinamiento .....	91
Figura 85: Zonas protegidas y de empalmes en vigas .....	91
Figura 86: Momentos probables de las vigas y columnas.....	92
Figura 87: Diagrama P-M de columnas y obtención del momento nominal $M_{nc}$ .....	93
Figura 88: Diagrama P-M y obtención del momento probable $M_{pr}$ .....	93
Figura 89: Mecanismo 1 con articulaciones plásticas en las columnas .....	94
Figura 90: Mecanismo 2 con articulaciones plásticas en las vigas .....	94
Figura 91: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas, adaptado del ACI 318-19 [7] .....	95
Figura 92: Ejemplo de zonas de confinamiento para columnas.....	96
Figura 93: Fuerzas y momentos probables en el nodo.....	98
Figura 94: Corte por capacidad en el nodo .....	98
Figura 95: Características de los ciclos histeréticos en el material .....	100
Figura 96: Gráfica esfuerzo-deformación del acero y su gráfica de histéresis .....	101
Figura 97: Curva backbone para el acero de refuerzo A615 Grado 60.....	101
Figura 98: Gráfica esfuerzo-deformación del concreto sin confinar.....	102
Figura 99: Curva backbone para concreto sin confinar de diferentes resistencias.....	102
Figura 100: Zonas de confinamiento para columnas circulares y rectangulares.....	102
Figura 101: Gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado.....	103
Figura 102: Ejemplo de gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado .....	104
Figura 103: Condición de agrietamiento de la viga doblemente armada.....	105
Figura 104: Condición de fluencia de la viga doblemente armada, comportamiento lineal .....	106
Figura 105: Condición de fluencia de la viga doblemente armada, comportamiento bilineal .....	107
Figura 106: Condición última de la viga doblemente armada .....	107
Figura 107: Gráfica momento-curvatura de una viga de 40x60cm.....	108
Figura 108: Gráfica $\rho-\mu$ de una viga de 40x60cm.....	109
Figura 109: Gráficas de interacción M-P y giros $\phi$ -P para columnas.....	109
Figura 110: Condición de compresión última en elementos de concreto reforzado .....	110
Figura 111: Condición de tensión última en elementos de concreto reforzado .....	110
Figura 112: Condición balanceada en elementos de concreto reforzado .....	110
Figura 113: Condición controlada por compresión en elementos de concreto reforzado .....	111
Figura 114: Condición controlada por tensión última en elementos de concreto reforzado .....	112



Figura 115: Condición controlada por flexión pura última en elementos de concreto reforzado .....	112
Figura 116: Condición de fluencia con comportamiento lineal en elementos de concreto reforzado.....	113
Figura 117: Condición de fluencia con comportamiento no lineal en elementos de concreto reforzado.....	114
Figura 118: Condición de fluencia a flexión pura lineal en elementos de concreto reforzado .....	115
Figura 119: Gráfica carga-curvatura para una viga a flexo-compresión de 50x50 cm .....	115
Figura 120: Deformación de una viga en cantiléver por rotación.....	116
Figura 121: Viga en cantiléver con el diagrama de curvatura.....	117
Figura 122: Diagramas momento-rotación y deflexión-carga de un elemento estructural .....	118
Figura 123: Diagrama momento-rotación para una viga de 50x50cm.....	119
Figura 124: Diagramas corte-deflexión para una viga de 50x50cm .....	119
Figura 125: Ubicación de los puntos de inflexión en un marco por cargas laterales .....	120
Figura 126: Mecanismo de articulaciones plásticas en los extremos de una columna.....	120
Figura 127: Desarrollo de articulaciones plásticas en vigas .....	120
Figura 128: Ubicación de los puntos de inflexión en las columnas por cargas laterales .....	121
Figura 129: Estructura de tres niveles con sus articulaciones plásticas y deflexión en la azotea.....	122
Figura 130: Gráfica V- $\Delta$ idealizada para una estructura de múltiples niveles .....	122
Figura 131: Estructura de 4 niveles con la definición de articulaciones plásticas .....	123
Figura 132: Estructura de 4 niveles con el desarrollo de articulaciones plásticas .....	123
Figura 133: Curva V- $\Delta$ real e idealizada para una estructura de cuatro niveles .....	124
Figura 134: Matriz de desempeño sísmico de acuerdo con SEAOC Visión 2000.....	125
Figura 135: Patrón de cargas laterales en una estructura de tres niveles .....	126
Figura 136: Selección de nodo de monitoreo para el análisis estático no lineal .....	127
Figura 137: Parámetros para el desarrollo de gráficas fuerza-curvatura del ASCE/SEI 41-17 [10].....	127
Figura 138: Gráfica de curva de capacidad, con deflexión en nodo control de la azotea y corte basal .....	128
Figura 139: Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	129
Figura 140: Conversión del espectro de respuesta al espectro de demanda.....	129
Figura 141: Representación bilineal del espectro de capacidad.....	130
Figura 142: Modelos de ciclos histeréticos dependiendo del valor de $\alpha$ [9].....	130
Figura 143: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por iteración directa .....	131
Figura 144: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por demanda MADRS.....	131
Figura 145: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por línea de posibles puntos .....	132
Figura 146: Representación bilineal de la curva de capacidad, FEMA 440 y ASCE/SEI 41-17[9, 10] .....	133
Figura 147: Curva de capacidad y límites de los niveles de desempeño, SEAOC 1999 [52].....	135
Figura 148: Gráfica de deformación en rótulas plásticas y límites de los niveles de desempeño, ASCE/SEI 41-17 [10].....	135
Figura 149: Cuatro carriles de la superestructura del puente Santo Domingo.....	136
Figura 150: Estribo en los extremos y marcos dobles en los primeros claros del puente .....	136
Figura 151: Vista lateral e isométrica de los marcos dobles en los primeros claros del puente.....	137
Figura 152: Vista lateral de los marcos dobles y sencillos del puente.....	137
Figura 153: Vista isométrica de los marcos simples en los claros centrales del puente .....	137
Figura 154: Vista de la superestructura, incluyendo vigas principales y soportes laterales.....	138
Figura 155: Vista lateral del puente, mostrando un eje de marcos dobles con una columna rectangular .....	138
Figura 156: Marco simple en contacto con el flujo del río y daños estructurales.....	138
Figura 157: Pérdida del recubrimiento en la base de las columnas en un marco simple central.....	139
Figura 158: Vista en planta y elevación del puente Santo Domingo .....	139
Figura 159: Vista en planta y elevación de un claro típico del puente.....	140
Figura 160: Vista lateral y frontal de los marcos simples M-1, ejes 7-10 y 14-17 .....	140
Figura 161: Vista lateral y frontal de los marcos dobles M-2, ejes 2-6 .....	141
Figura 162: Vista lateral y frontal de los marcos simples M-3, ejes 11-12.....	141
Figura 163: Vista lateral y frontal de los marcos dobles M-4, eje 13 .....	142
Figura 164: Vista en planta de la cimentación los soportes S-1, S-2 y S-4.....	142
Figura 165: Vista en planta y elevación del cabezal CB-1, para marcos M-1 y M-3 .....	143
Figura 166: Vista en planta y elevación del cabezal CB-2, para marcos M-2 y M-4 .....	143
Figura 167: Vista en planta y elevación del diafragma entre marcos simples M-1 .....	144
Figura 168: Vista en planta y elevación del diafragma entre marcos dobles M-2 .....	145
Figura 169: Geometría, armado por temperatura y estribos de la viga AASHTO IV.....	146
Figura 170: Dimensiones y armados propuestos de la pila PL-1 .....	146
Figura 171: Dimensiones y armados propuestos de las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3 .....	147
Figura 172: Dimensiones y armados propuestos del cabezal CB-1 .....	147
Figura 173: Dimensiones y armados propuestos del cabezal CB-2 .....	148



Figura 174: Apoyos móviles de neopreno para las vigas AASHTO IV .....	148
Figura 175: Apoyos fijos de neopreno para las vigas AASHTO IV .....	148
Figura 176: Dimensiones y armados propuestos de la columna C-1 .....	149
Figura 177: Dimensiones y armados propuestos de la columna C-2 .....	149
Figura 178: Localización de las columnas dañadas del puente.....	150
Figura 179: Matriz de desempeño para el puente Santo Domingo .....	151
Figura 180: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo I.....	152
Figura 181: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo II .....	153
Figura 182: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo III .....	154
Figura 183: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un Tr=475 años en la ubicación del puente .....	155
Figura 184: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente, Tr = 475 años .....	156
Figura 185: Espectros en roca para un Tr = 475 años en el sitio .....	156
Figura 186: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca, Tr=475 años .....	157
Figura 187: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia, Tr=475 años.....	157
Figura 188: Definición del tipo de análisis del suelo, Deepsoil.....	158
Figura 189: Definición de los estratos del suelo, Deepsoil.....	158
Figura 190: Definición del tipo de estrato rocoso, Deepsoil.....	159
Figura 191: Asignación de los acelerogramas sintéticos, Deepsoil .....	159
Figura 192: Parámetros para el tipo de análisis en suelo, Deepsoil .....	160
Figura 193: Función de transferencia del suelo para cada tipo, resultados del Deepsoil.....	160
Figura 194: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I, Tr = 475 años .....	161
Figura 195: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II, Tr = 475 años .....	161
Figura 196: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III, Tr = 475 años.....	162
Figura 197: Espectros de respuesta amplificados para Tr=475 años y suelo I.....	162
Figura 198: Espectros de respuesta amplificados para Tr=475 años y suelo II .....	162
Figura 199: Espectros de respuesta amplificados para Tr=475 años y suelo III.....	163
Figura 200: Espectros de sitio para Tr=475 años y suelo I.....	163
Figura 201: Espectros de sitio para Tr=475 años y suelo II.....	163
Figura 202: Espectros de sitio para Tr=475 años y suelo III .....	164
Figura 203: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un Tr=975 años en la ubicación del puente .....	164
Figura 204: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente, Tr = 975 años .....	165
Figura 205: Espectros en roca para un Tr = 975 años en el sitio .....	165
Figura 206: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca, Tr=975 años .....	166
Figura 207: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia, Tr=975 años.....	166
Figura 208: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I, Tr = 975 años .....	167
Figura 209: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II, Tr = 975 años.....	167
Figura 210: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III, Tr = 975 años.....	168
Figura 211: Espectros de respuesta amplificados para Tr=975 años y suelo I.....	168
Figura 212: Espectros de respuesta amplificados para Tr=975 años y suelo II .....	169
Figura 213: Espectros de respuesta amplificados para Tr=975 años y suelo III.....	169
Figura 200: Espectros de sitio para Tr=975 años y suelo I.....	169
Figura 200: Espectros de sitio para Tr=975 años y suelo II.....	170
Figura 200: Espectros de sitio para Tr=975 años y suelo III .....	170
Figura 217: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un Tr=2475 años en la ubicación del puente .....	171
Figura 218: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente, Tr = 2475 años .....	171
Figura 219: Espectros en roca para un Tr = 2475 años en el sitio .....	172
Figura 220: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca, Tr=2475 años .....	172
Figura 221: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia, Tr=2475 años.....	173
Figura 222: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I, Tr = 2475 años .....	173
Figura 223: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II, Tr = 2475 años .....	174
Figura 224: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III, Tr = 2475 años.....	174
Figura 225: Espectros de respuesta amplificados para Tr=2475 años y suelo I.....	175
Figura 226: Espectros de respuesta amplificados para Tr=2475 años y suelo II.....	175
Figura 227: Espectros de respuesta amplificados para Tr=2475 años y suelo III.....	175
Figura 228: Espectros de sitio para Tr=2475 años y suelo I.....	176
Figura 229: Espectros de sitio para Tr=2475 años y suelo II.....	176
Figura 230: Espectros de sitio para Tr=2475 años y suelo III .....	176
Figura 231: Comparativa de espectros regionales y de sitio, Tr = 475 años.....	177
Figura 232: Comparativa de espectros regionales y de sitio, Tr = 975 años.....	177



Figura 233: Comparativa de espectros regionales y de sitio, $T_r = 2475$ años.....	177
Figura 234: Descripción básica del concreto $f'_c = 250$ kg/cm <sup>2</sup> .....	178
Figura 235: Descripción de parámetros no lineales del concreto $f'_c = 250$ kg/cm <sup>2</sup> .....	179
Figura 236: Diagrama esfuerzo – deformación del concreto sin confinar $f'_c = 250$ kg/cm <sup>2</sup> .....	179
Figura 237: Descripción básica del concreto $f'_c = 350$ kg/cm <sup>2</sup> .....	180
Figura 238: Descripción de parámetros no lineales del concreto $f'_c = 350$ kg/cm <sup>2</sup> .....	180
Figura 239: Diagrama esfuerzo – deformación del concreto sin confinar $f'_c = 350$ kg/cm <sup>2</sup> .....	181
Figura 240: Descripción básica del acero de refuerzo A615 Grado 60.....	182
Figura 241: Descripción de parámetros no lineales del acero de refuerzo A615 Grado 60 .....	182
Figura 242: Curva backbone del acero de refuerzo A615 Grado 60.....	183
Figura 243: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1A .....	184
Figura 244: Section Designer de la columna C-1A .....	184
Figura 245: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1A.....	185
Figura 246: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1A.....	185
Figura 247: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A.....	186
Figura 248: Diagrama momento-curvatura con $P=1170$ Mton, columna C-1A.....	186
Figura 249: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1B.....	187
Figura 250: Section Designer de la columna C-1B.....	188
Figura 251: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1B .....	188
Figura 252: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1B .....	189
Figura 253: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A.....	189
Figura 254: Diagrama momento-curvatura con $P=1170$ Mton, columna C-1B.....	190
Figura 255: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-2A .....	191
Figura 256: Section Designer de la columna C-2A .....	191
Figura 257: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-2A.....	192
Figura 258: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-2A.....	192
Figura 259: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-2A.....	193
Figura 260: Diagrama momento-curvatura con $P=3600$ Mton, columna C-2A.....	193
Figura 261: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-2B.....	194
Figura 262: Section Designer de la columna C-2B.....	195
Figura 263: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-2B .....	195
Figura 264: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-2B .....	196
Figura 265: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-2B.....	196
Figura 266: Diagrama momento-curvatura con $P=3600$ Mton, columna C-2B.....	197
Figura 267: Parámetros iniciales y factores reductores del cabezal CB-1 .....	198
Figura 268: Section Designer del cabezal CB-1 .....	198
Figura 269: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, cabezal CB-1 .....	199
Figura 270: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, cabezal CB-1 .....	199
Figura 271: Diagrama momento-curvatura, cabezal CB-1 .....	200
Figura 272: Parámetros iniciales y factores reductores del cabezal CB-2 .....	201
Figura 273: Section Designer del cabezal CB-2 .....	201
Figura 274: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, cabezal CB-2.....	202
Figura 275: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, cabezal CB-2.....	202
Figura 276: Diagrama momento-curvatura, cabezal CB-2 .....	203
Figura 277: Modificadores de rigidez, Apoyo 1 .....	203
Figura 278: Dimensiones y armados, Apoyo 1.....	204
Figura 279: Modificadores de rigidez, Apoyo 2 .....	204
Figura 280: Dimensiones y armados, Apoyo 2.....	205
Figura 281: Modificadores de rigidez, viga AASHTO IV.....	205
Figura 282: Dimensiones y materiales, viga AASHTO IV.....	206
Figura 283: Modificadores de rigidez, viga VL-1 .....	206
Figura 284: Dimensiones y materiales, viga VL-1 .....	207
Figura 285: Modificadores de rigidez, losa 20 cm.....	207
Figura 286: Dimensiones y materiales, losa 20 cm .....	208
Figura 287: Puente Santo Domingo, vista en isométrico.....	208
Figura 288: Puente Santo Domingo, vista en planta y elevación.....	208
Figura 289: Puente Santo Domingo con un claro típico, vista en 3D .....	209
Figura 290: Puente Santo Domingo, vista del marco M-1 y M-3 .....	209
Figura 291: Puente Santo Domingo, vista del marco M-2.....	209



Figura 292: Puente Santo Domingo, vista del marco M-4.....	210
Figura 293: Puente Santo Domingo, elementos de la superestructura.....	210
Figura 294: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-1 y M-3 .....	211
Figura 295: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-2 .....	211
Figura 296: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-4.....	211
Figura 297: Definición de los patrones de carga básicas.....	212
Figura 298: Aplicación de la carga muerta DC_Barreras de barreras.....	212
Figura 299: Aplicación de la carga viva LL-4lines.....	213
Figura 300: Aplicación de la carga viva PL-2lines.....	213
Figura 301: Aplicación de la carga de asfalto DW_Asfalto .....	214
Figura 302: Aplicación de la carga de asfalto LL_Dist-4lines.....	214
Figura 303: Definición del diafragma semirrígido .....	215
Figura 304: Definición del diafragma semirrígido .....	215
Figura 305: Definición de brazos rígidos y factor de rigidez.....	216
Figura 306: Brazos rígidos del marco M-1 y M-3 .....	216
Figura 307: Brazos rígidos del marco M-2 .....	216
Figura 308: Brazos rígidos del marco M-4.....	217
Figura 309: Liberación de momentos en vigas AASHTO IV.....	217
Figura 310: Liberación de momentos en la losa de tipo shell.....	217
Figura 311: Definición de los espectros sísmicos.....	218
Figura 312: Definición de los casos de carga .....	218
Figura 313: Definición del caso de carga: DC_PP .....	219
Figura 314: Definición del caso de carga: DC_Barrera.....	219
Figura 315: Definición del caso de carga: LL-4lines.....	220
Figura 316: Definición del caso de carga: PL-2lines.....	220
Figura 317: Definición del caso de carga: DW-Asfalto.....	220
Figura 318: Definición del caso de carga: IM-4lines.....	221
Figura 319: Definición del caso de carga: Modal.....	221
Figura 320: Definición del caso de carga: Espectral.....	222
Figura 321: Definición del caso de carga: CGNL.....	222
Figura 322: Definición del caso de carga: Push-Y .....	223
Figura 323: Aplicación de carga con control de desplazamiento.....	223
Figura 324: Selección del nodo de monitoreo en un marco central.....	224
Figura 325: Selección del nodo de monitoreo en un marco central.....	224
Figura 326: Parámetros no lineales para el análisis Push-Y .....	225
Figura 327: Definición de las combinaciones de carga .....	226
Figura 328: Definición de rótulas plásticas en cabezales.....	226
Figura 329: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en cabezales.....	227
Figura 330: Definición de rótulas plásticas controladas por fuerza en cabezales.....	227
Figura 331: Ejemplo de rótula plástica controlada por deformación (dúctil) en cabezales .....	228
Figura 329: Ejemplo de rótulas plásticas controladas por fuerza en cabezales.....	228
Figura 328: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en columnas.....	229
Figura 329: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en columnas.....	230
Figura 330: Definición de rótulas plásticas controladas por fuerza en columnas.....	230
Figura 331: Ejemplo de rótula plástica controlada por deformación (dúctil) en cabezales .....	231
Figura 337: Ejemplo de rótulas plásticas controladas por fuerza en columnas.....	232
Figura 338: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-1 y M-3 .....	232
Figura 339: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-2 .....	233
Figura 340: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-4.....	233
Figura 341: Tabla de todas las articulaciones plásticas desarrolladas .....	233
Figura 342: Apoyos empotrados en la base de las columnas.....	234
Figura 343: Análisis considerando todos los grados de libertad.....	234
Figura 344: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1A reducida.....	235
Figura 345: Section Designer de la columna C-1A reducida.....	236
Figura 346: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1A reducida.....	236
Figura 347: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1A reducida .....	237
Figura 348: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A reducida.....	237
Figura 349: Diagrama momento-curvatura con P=1170 Mton, columna C-1A reducida.....	238
Figura 350: Modo de vibrar 1 del puente, periodo $T_{e1} = 0.3796$ seg.....	239



Figura 351: Modo de vibrar 2 del puente, periodo $T_{e2} = 0.3599$ seg.....	239
Figura 352: Modo de vibrar 3 del puente, periodo $T_{e3} = 0.3338$ seg.....	240
Figura 353: Modo de vibrar 4 del puente, periodo $T_{e4} = 0.3117$ seg.....	240
Figura 354: Modo de vibrar 5 del puente, periodo $T_{e5} = 0.3117$ seg.....	241
Figura 355: Modo de vibrar 6 del puente, periodo $T_{e6} = 0.2954$ seg.....	241
Figura 356: Tabla de los 200 modos de vibrar obtenidos del puente.....	241
Figura 357: Tabla de la participación de masa global.....	242
Figura 358: Tabla de participación de masa de los 200 modos de vibrar .....	242
Figura 359: Columna crítica C-1 localizado el marco M-1 .....	243
Figura 360: Combinación de carga para la columna crítica C-1.....	243
Figura 361: Carga axial y momentos máximos para la columna C-1 .....	244
Figura 362: Resultados de diseño para la columna C-1.....	245
Figura 363: Columna crítica C-2 localizado el marco M-4 .....	245
Figura 364: Combinación de carga para la columna crítica C-2.....	246
Figura 365: Carga axial máxima para la columna C-2 .....	246
Figura 366: Momentos máximos para la columna C-2.....	247
Figura 367: Resultados de diseño para la columna C-2.....	248
Figura 368: Curvas de capacidad del puente Santo Domingo .....	248
Figura 369: Curvas de capacidad real y bilineal del puente Santo Domingo.....	249
Figura 370: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 475$ años, suelo tipo I .....	250
Figura 371: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 475$ años, suelo tipo II.....	251
Figura 372: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 475$ años, suelo tipo III.....	252
Figura 373: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 475$ años, suelo tipo I.....	253
Figura 374: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 475$ años, suelo tipo II.....	254
Figura 375: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 475$ años, suelo tipo III .....	255
Figura 376: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, $T_r=475$ años, Suelo I .....	256
Figura 377: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, $T_r=475$ años, Suelo II.....	256
Figura 378: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, $T_r=475$ años, Suelo III .....	256
Figura 379: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 975$ años, suelo tipo I .....	257
Figura 380: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 975$ años, suelo tipo II.....	258
Figura 381: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 975$ años, suelo tipo III.....	259
Figura 382: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 975$ años, suelo tipo I.....	260
Figura 383: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 975$ años, suelo tipo II.....	261
Figura 384: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 975$ años, suelo tipo III .....	262
Figura 385: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, $T_r=975$ años, Suelo I.....	263
Figura 386: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, $T_r=975$ años, Suelo II .....	263
Figura 387: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, $T_r=975$ años, Suelo III .....	263
Figura 388: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 2475$ años, suelo tipo I .....	264
Figura 389: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 2475$ años, suelo tipo II.....	265
Figura 390: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio $T_r = 2475$ años, suelo tipo III.....	266
Figura 391: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 2475$ años, suelo tipo I.....	267
Figura 392: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 2475$ años, suelo tipo II.....	268
Figura 393: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional $T_r = 2475$ años, suelo tipo III .....	269
Figura 394: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, $T_r=2475$ años, Suelo I .....	270
Figura 395: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, $T_r=2475$ años, Suelo II.....	270
Figura 396: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, $T_r=2475$ años, Suelo III.....	270
Figura 397: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio $T_r=475$ años.....	271
Figura 398: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales $T_r=475$ años .....	271
Figura 399: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio $T_r=975$ años.....	272
Figura 400: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales $T_r=975$ años .....	272
Figura 401: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio $T_r=2475$ años.....	273
Figura 402: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales $T_r=2475$ años .....	273
Figura 403: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo I.....	274
Figura 404: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo I.....	274
Figura 405: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo II .....	274
Figura 406: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo II .....	275
Figura 407: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo III.....	275
Figura 408: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo III.....	275



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Lista de puentes en la red de carreteras federales libres de Baja California [11].....	15
Tabla 2: Tipos de puentes, materiales y rango de claros que cubre [18, 19] .....	23
Tabla 3: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes cortos [18] .....	23
Tabla 4: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes medianos [18].....	24
Tabla 5: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes largos [18] .....	24
Tabla 6: Factores de carga y combinaciones, AASHTO LRFD 2020 [18].....	25
Tabla 7: Factores $\gamma_p$ para cargas permanentes, AASHTO LRFD 2020 [18].....	26
Tabla 8: Factores $\gamma_p$ para cargas permanentes con deformaciones impuestas, AASHTO LRFD 2020 [18].....	26
Tabla 9: Factores $\gamma_{LL}$ para cargas viva, AASHTO LRFD 2020 [18] .....	26
Tabla 10: Factores $\gamma_{EQ}$ para cargas por sismo, AASHTO LRFD 2020 [18] .....	26
Tabla 11: Factor $m$ de presencia múltiple, AASHTO LRFD 2020 [18] .....	28
Tabla 12: Factor $IM$ de incremento por carga dinámica, AASHTO LRFD 2020 [18].....	29
Tabla 13: Importancia para diferentes tipos de estructuras [4, 34] .....	61
Tabla 14: Selección de datos y procedimientos para el espectro elástico de diseño [4, 34] .....	62
Tabla 15: Factores de sitio y respuesta para espectros de aceleración constante [4, 34] .....	64
Tabla 16: Valores del estrato de suelo equivalente a combinar para la microzonificación del suelo [4, 34].....	65
Tabla 17: Factores de sitio y respuesta para espectros regionales [4, 34].....	65
Tabla 18: Límites de aceleraciones espectrales $a_0$ y $c$ para espectros regionales [4, 34].....	66
Tabla 19: Valores de periodos límites y exponentes para espectros regionales [4, 34] .....	67
Tabla 20: Valores de amortiguamiento estructural para edificios [4, 5 y 6] .....	75
Tabla 21: Factor reductor por irregularidad [4, 5 y 6] .....	76
Tabla 22: Categoría de riesgo sísmico, ASCE/SEI 7-16 [15].....	78
Tabla 23: Categoría de diseño sísmico usando $S_{DS}$ , ASCE/SEI 7-16 [15] .....	81
Tabla 24: Categoría de diseño sísmico usando $S_{D1}$ , ASCE/SEI 7-16 [15] .....	81
Tabla 25: Irregularidad estructural horizontal, ASCE/SEI 7-16 [15] .....	82
Tabla 26: Irregularidad estructural vertical, ASCE/SEI 7-16 [15].....	83
Tabla 27: Factor modificador $R$ para puentes, AASHTO LRFD 2020 [8] .....	86
Tabla 28: Clasificación de zonas sísmicas para puentes, AASHTO LRFD 2020 [8].....	87
Tabla 29: Irregularidad estructural de puentes, AASHTO LRFD 2020.....	87
Tabla 30: Requerimientos para la regularidad de un puente de 2 a 6 claros, AASHTO LRFD 2020.....	87
Tabla 31: Requerimiento del tipo de análisis para puentes, AASHTO LRFD 2020.....	87
Tabla 32: Distorsiones límites globales, ATC-40 [49] .....	134
Tabla 33: Distorsiones límites globales, FEMA 440 [9].....	134
Tabla 33: Desplazamientos límites de la curva de capacidad, SEAOC 1999 [52].....	135
Tabla 35: Estratigrafía para considerar suelo tipo I o sitio B.....	151
Tabla 36: Estratigrafía para considerar suelo tipo I o sitio B (continuación).....	152
Tabla 37: Casos para la clasificación del suelo tipo I.....	152
Tabla 38: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C .....	152
Tabla 39: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C (continuación) .....	153
Tabla 40: Casos para la clasificación del suelo tipo II.....	153
Tabla 41: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C .....	154
Tabla 42: Casos para la clasificación del suelo tipo III .....	154

## 1.0 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Entre los años 2000 a 2023, han ocurrido 12 sismos de magnitudes mayores a 7.0 dentro del territorio mexicano, siendo principalmente por las fallas geológicas de origen tectónico. Dichos sismos ocurren por la falla geológica del tipo subducción que se localiza entre las placas Norteamericana y de Cocos, y por la falla geológica del tipo transcurrente que se localiza entre las placas Norteamericana y del Pacífico.

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional (SSN), el mayor sismo por la falla de tipo subducción fue de 8.2  $M_w$  ocurrido el 7 de septiembre de 2017, con epicentro a 140 km al suroeste de Pijijiapan, Chiapas. Por otro lado, el mayor sismo por la falla de tipo transcurrente fue de 7.2  $M_w$  ocurrido el 4 de abril de 2010, con epicentro a 23 km al sureste de Mexicali, Baja California [1, 2]. Con lo anterior, se obliga que toda la infraestructura localizada en zonas sísmicas tenga la capacidad de soportar dichos eventos con una probabilidad de excedencia baja, evitando el colapso y la pérdida de vidas, con un adecuado control de daños estructurales.

El sismo de 7.2  $M_w$  en la ciudad de Mexicali dejó un precedente en el estado, mostrando que toda la infraestructura es vulnerable debido a la cercanía de las fallas geológicas. Para el caso de los puentes vehiculares federales, la importancia aumenta debido a la poca conectividad existente entre las diferentes ciudades del estado, mostrando que el cierre de un puente deja las zonas incomunicadas por diferentes periodos de tiempo.

Para el diseño estructural de puentes localizados en zonas de alta sismicidad, se cuenta con diferentes reglamentos y recomendaciones para analizar y dimensionar elementos estructurales que puedan resistir los terremotos de forma adecuada, principalmente utilizando el concepto de diseño por capacidad. La premisa principal del procedimiento se basa en la revisión del mecanismo de articulaciones plásticas en las vigas y en las columnas, todo de forma paramétrica, buscando la estabilidad de la estructura con un análisis estructural lineal.

México cuenta con el Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y con el Programa de Diseño Sísmico o PRODISIS para el estudio de las cargas sísmicas aplicadas a puentes. Utilizando dicho software y las recomendaciones, se puede obtener las aceleraciones en estratos rocosos de la zona de estudio por medio de un mapa de peligro sísmico probabilista, datos iniciales requeridos para el diseño de estructuras sismorresistente, desde desarrollo de un análisis estático equivalente, hasta el análisis modal espectral o tiempo-historia [3, 4, 5 y 6].

En el dimensionamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado y presforzado de puentes vehiculares bajo cargas sísmicas, se cuenta con el reglamento proporcionado por el *American Concrete Institute*, ACI 318-19 utilizado principalmente a edificios, pero con aplicabilidad a diferentes estructuras [7] y con el *American Association of State Highway and Transportation Officials*, AASHTO LRFD 2020, utilizado principalmente para puentes vehiculares [8]. En ambos casos, las recomendaciones están enfocadas al análisis y diseño de estructuras nuevas, considerando los estados límite de servicio y colapso para los eventos sísmicos mediante un análisis estático equivalente o modal espectral lineal. De forma adicional, cuentan con un pequeño apartado a la revisión de estructuras existentes sin profundizar en los temas, dejando las revisiones fuera del alcance de los reglamentos mencionados.

Entonces, la revisión y evaluación de puentes existentes en zonas sísmicas requiere de métodos más sofisticados. Las últimas investigaciones muestran como una alternativa el método de la ingeniería sísmica basada en desempeño, donde se tienen diferentes procedimientos matemáticos y numéricos para evaluar el comportamiento de los puentes bajo diferentes niveles de intensidades sísmicas. El procedimiento se basa principalmente en el control de daños dentro de la vida útil del puente bajo diferentes intensidades sísmicas, considerando criterios de funcionalidad y no solamente en la prevención del colapso. Entre los reglamentos más utilizados, destacan el FEMA 440 [9] y el ASCE/SEI 41-17 [10].

Sin embargo, los reglamentos de construcción enfocados a puentes vehiculares, como CALTRANS o AASHTO, no cuentan con un procedimiento ordenado en un solo documento tal como el caso de edificios; en su lugar, cuentan con muchos estudios aislados de sus elementos estructurales, creando la necesidad de adaptar las metodologías de acuerdo con el tipo de puente a analizar.

Por lo tanto, para realizar un análisis estructural de puentes vehiculares localizados en Baja California, especialmente en una zona de alta sismicidad, se requiere de la combinación de las metodologías propuestas en los reglamentos de construcción enfocados en puentes, en conjunto con la ingeniería sísmica basada en desempeño desarrollada para los edificios. Con esto, podemos evaluar la funcionalidad del puente de acuerdo con el nivel de daño de sus elementos estructurales bajo diferentes

escenarios de sismo, con el fin de estimar si requiere alguna acción preventiva o correctiva, desde una simple reparación hasta el refuerzo de la estructura en su totalidad. Este proceso es un paso adicional a la ingeniería sísmica inicialmente requerida para estructuras nuevas, es decir, no reemplaza este paso previo.

## 1.2 Definición del problema

El estado de Baja California se encuentra localizado dentro de las zonas sísmicas C y D, clasificando el área como zonas de alta sismicidad, de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo [4] desarrollada por el Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias (INEEL) en conjunto con la Comisión Federal de Electricidad (CFE). La clasificación toma como referencia el mapa de peligro sísmico probabilista desarrollado por la misma entidad, plasmado dentro del software PRODISIS [3].

La Figura 1 muestra la zonificación de México por intensidades sísmicas, medidas en aceleraciones en los estratos rocosos, de acuerdo con un estudio completo por medio de un análisis sísmico probabilista. Se puede observar en el estado de Baja California que la clasificación sísmica son C y D, confirmando las zonas con muy alta sismicidad.

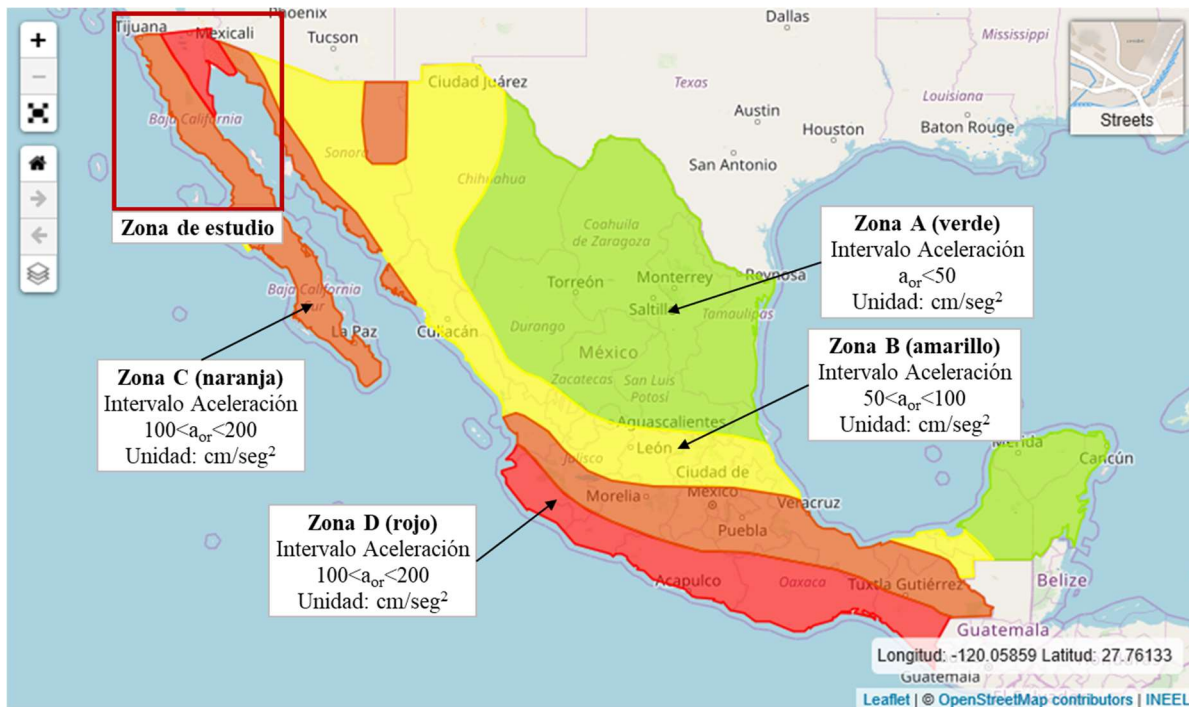


Figura 1: Mapa de zonificación sísmica y área de estudio [Ref. 3]

De acuerdo con los datos de puentes listados en la página oficial de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), el estado cuenta con 219 puentes federales libres, de los cuales 27 tienen una longitud mayor a 80m [11]. La Tabla 1 muestra la lista de los siete puentes más largos del estado, donde todos cruzan algún río y/o arroyo y la mayoría cuentan con dos carriles, a excepción del puente Santo Domingo que cuenta con 4 carriles.

Tabla 1: Lista de puentes en la red de carreteras federales libres de Baja California [11]

No	Carretera	Nombre del puente	Kilómetro	No. Claros	Longitud total (m)	Ancho total (m)	Obstáculo que cruza
203	Lázaro Cárdenas - Punta Prieta	El Rosario	64.4	31	936.6	8	Río o arroyo
201	Ensenada - Lázaro Cárdenas	Santo Domingo	169.41	17	432.7	22	Río o arroyo
136	Lázaro Cárdenas - Punta Prieta	San Simón	9.2	13	374.1	8.1	Río o arroyo
130	Mexicali - Laguna Chapala	Las Arrastras I	155.05	10	305.8	12.8	Río o arroyo
18	Tijuana - Ensenada	La Misión	64.2	23	284.9	10	Río o arroyo
86	Mexicali - Laguna Chapala	La Leona	100.4	8	244.5	12.8	Río o arroyo
89	Mexicali - Laguna Chapala	Matomi	110.25	7	213.8	12.8	Río o arroyo

En cuanto a las vías de comunicación terrestres, el estado de Baja California cuenta con 4 carreteras federales libres que conectan las ciudades principales de Mexicali, Tijuana, Rosarito, Ensenada, Tecate y San Felipe, en conjunto con las pequeñas localidades repartidas en a lo largo del estado, siendo:

- Carretera federal 1: Conecta de Tijuana, BC a Cabo San Lucas, BCS.
- Carretera federal 2, sección 1: Conecta de Tijuana, BC a Ciudad Juárez, CHIH.
- Carretera federal 3: Conecta de Tecate, BC a El Chinero, BC.
- Carretera federal 5: Conecta de Mexicali, BC a Laguna Chapala, BC.

La Figura 2 muestra la ubicación de los puentes más largos del estado, ubicados en los puentes federales libres 1, 3 y 5. En conjunto con la tabla anterior, se puede identificar los 2 puentes más largos:

- Puente el Rosario: Localizado en el municipio de Rosario, dentro de la carretera federal 1, KM 64+400, con 936.6m de largo, ancho de 8m y 31 claros.
- Puente Santo Domingo: Localizado en el municipio de Vicente Guerrero, dentro de la carretera federal 1, KM 169+410, con 432.7m de largo, ancho de 22m y 17 claros.

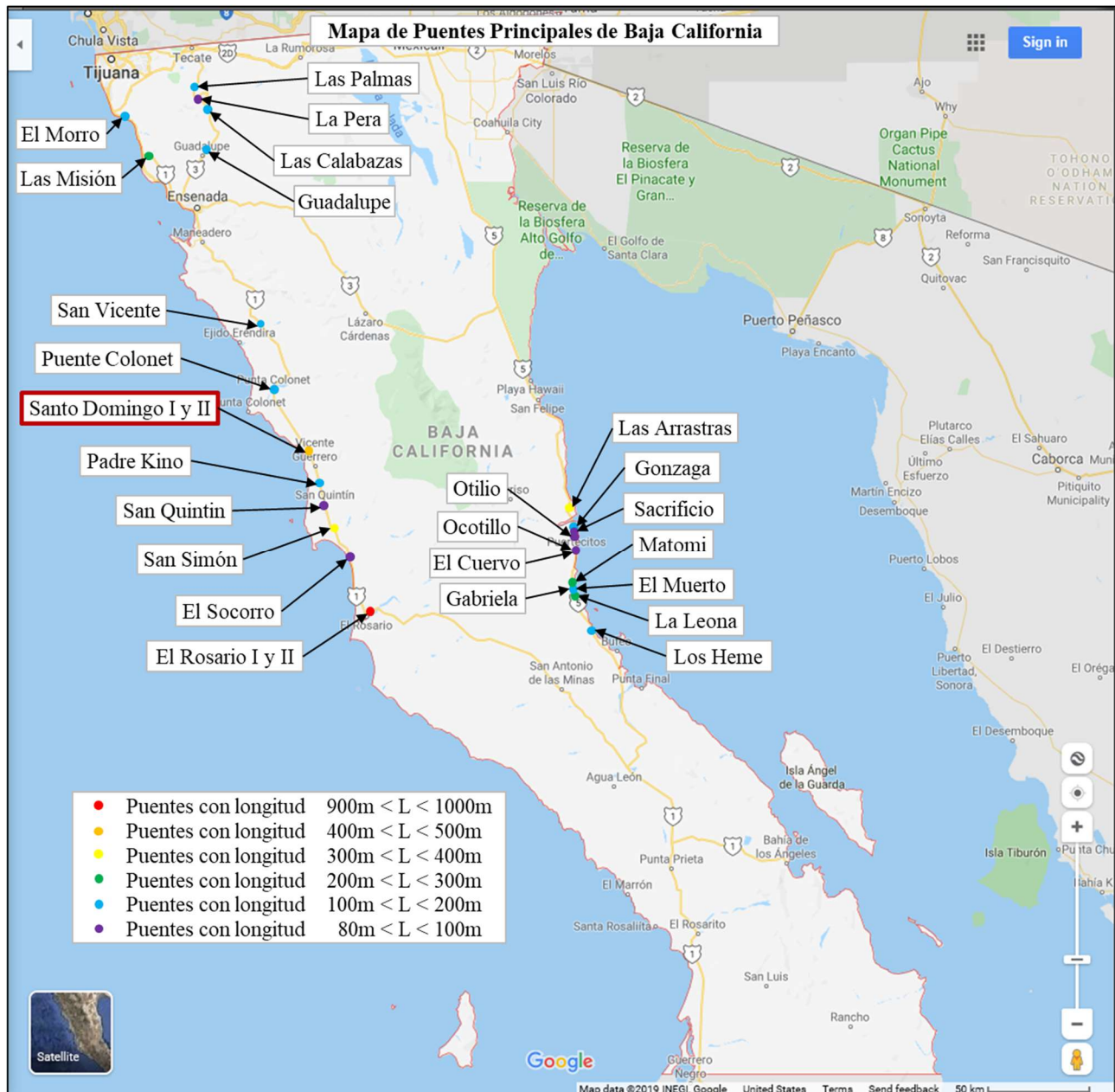


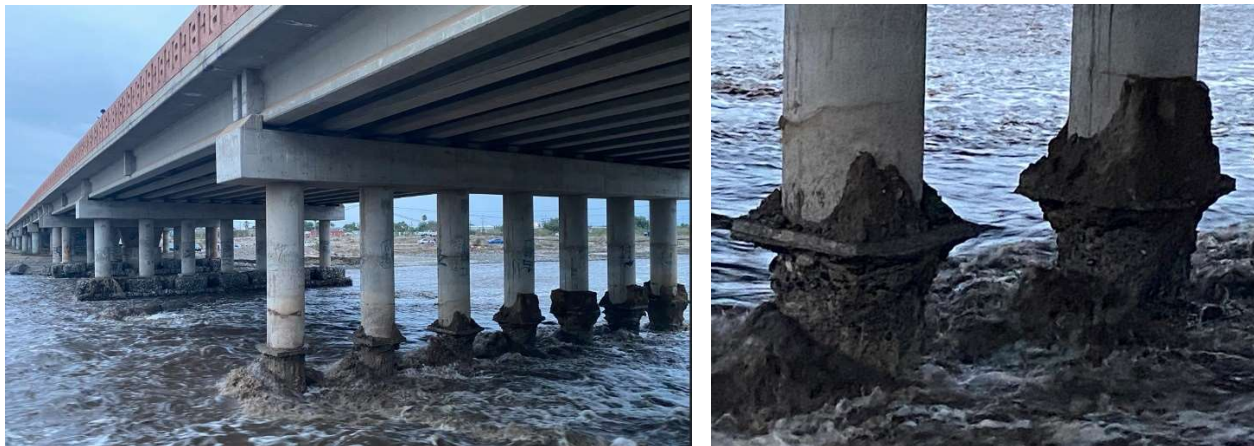
Figura 2: Ubicación de los puentes más largos de Baja California

En el año 2011, los puentes El Rosario y Santo Domingo fueron rehabilitados en su totalidad debido a diversos daños provocados por los huracanes ocurridos en la zona en el transcurso de los años, comprometiendo la estabilidad de la estructura original y cerrando el flujo vehicular; por lo tanto, se puede considerar que son puentes relativamente nuevos. Sin embargo, en el año 2019, diferentes medios de comunicación reportan nuevamente daños en el puente Santo Domingo, principalmente por socavación debido al flujo del río y la pérdida del recubrimiento en un eje de columnas [12].

Para corroborar la problemática, el 7 de septiembre de 2022 se realizó una visita al puente Santo Domingo para registrar su estado actual y corroborar los daños mencionados, de acuerdo con los diferentes medios informativos, así como la revisión visual de la estructura en general. Con el registro fotográfico mostrado en la Figura 3 y la Figura 4, se confirman dichos daños en un eje de columnas, por socavación y disminución de su sección transversal.



**Figura 3: Puente Santo Domingo, vista lateral**



**Figura 4: Socavación y pérdida de recubrimiento de columnas, puente Santo Domingo**

Por lo tanto, la problemática sugiere que, bajo la condición actual del puente, se desconoce si la estructura es capaz de soportar los sismos futuros de gran magnitud, debido al cambio de condiciones originales de las columnas y reducción de su rigidez, producto de la socavación y la disminución de la sección transversal. Para revisar el puente en su totalidad, se necesita utilizar la ingeniería sísmica basada en desempeño, contemplando el estado actual del puente y comprobar su posibilidad de seguir operando después de diferentes escenarios de sismos.

### **1.3 Justificación de la investigación**

De acuerdo con la visita al puente Santo Domingo, se sabe que un eje de columnas cuenta con daños por socavación y reducción de la sección transversal, mostrando vulnerabilidad a eventos sísmicos futuros. En septiembre de 2022, se reporta el Huracán Kay que entra en Baja California, produciendo daños en las carreteras federales producto de las lluvias y las

ráfagas de viento [13]. Por lo tanto, el puente tiene que ser capaz de soportar la avenida del río que cruza sin la necesidad de cierre para reparaciones, además de no sufrir mayores daños a los actuales.

Por otro lado, el día 22 de noviembre de 2022 se reporta un sismo de 6.2  $M_w$  con epicentro a 41 km al suroeste de Vicente Guerrero, BC, localidad donde se encuentra ubicado el puente Santo Domingo [14]. La cercanía del evento sísmico a la ubicación del puente hace especial énfasis ya que la intensidad sísmica es mayor cuando la distancia entre la estructura y su epicentro es pequeña, requiriendo mayor demanda de ductilidad de cualquier estructura como producto del amortiguamiento natural. La Figura 5 muestra la ubicación del puente y del último sismo grande registrado en la zona, mostrando la evidencia de la vulnerabilidad que tiene la estructura.

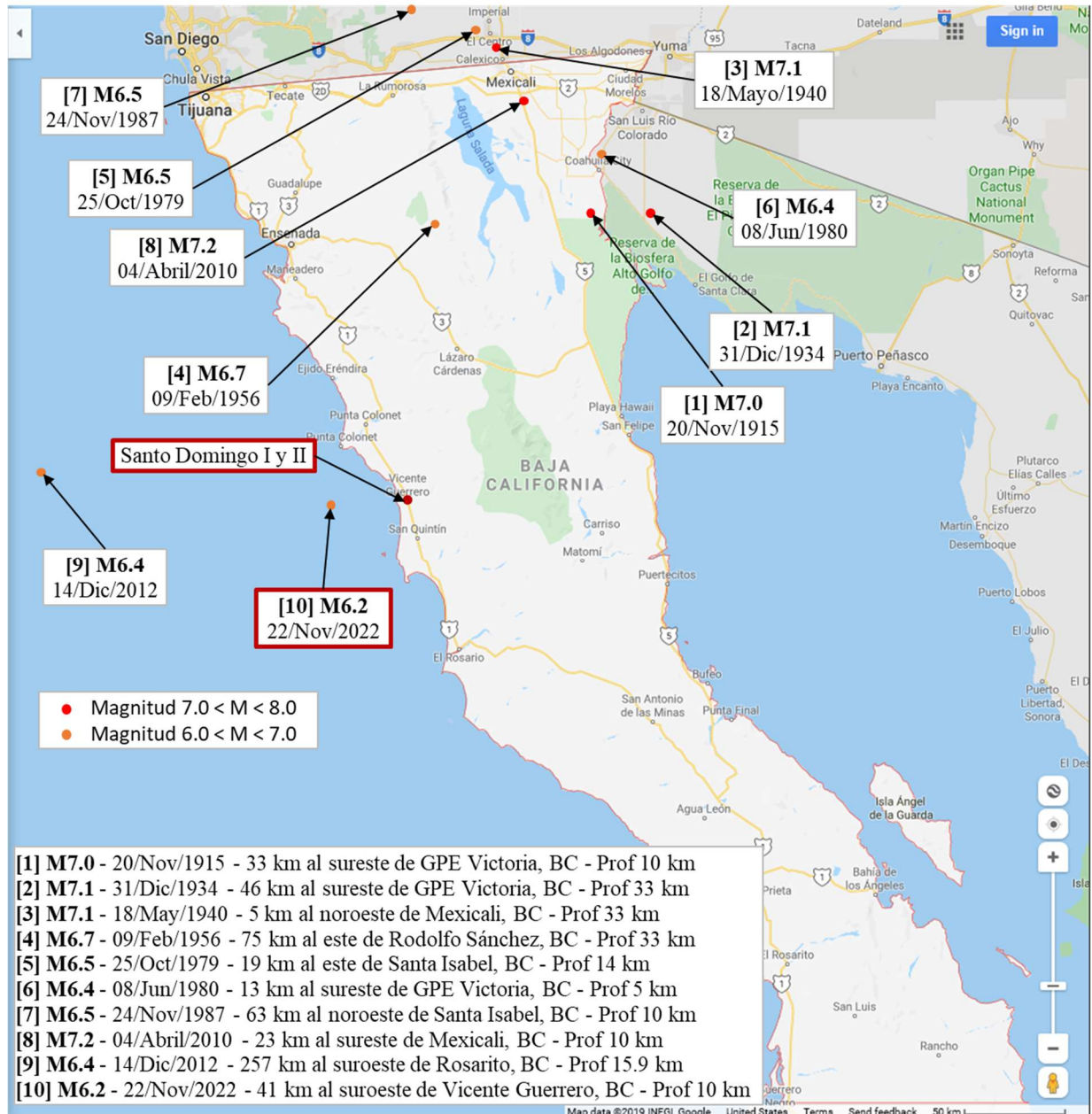


Figura 5: Mayores sismos registrados en Baja California [1, 14]

Por lo tanto, se justifica la aplicación de la ingeniería sísmica basada en desempeño para desarrollar una revisión estructural del puente Santo Domingo en Baja California, tomando en cuenta las condiciones actuales de la estructura, donde existen daños por socavación y reducción de las áreas transversales de las columnas en un eje de apoyos. Dicho estudio busca establecer si el puente es capaz de soportar terremotos de diferentes intensidades sísmicas en sus condiciones actuales, sin la necesidad de cerrar el flujo vehicular después de ocurrido dichos sismos. Dichos cierres corresponderían a inspecciones

visuales de la estructura para la generación de dictámenes y/o la posibilidad de reparaciones de las columnas altamente dañadas.

Utilizando los procedimientos de ingeniería sísmica en conjunto con el diseño por capacidad, conforme al ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020, podemos estimar las zonas de momentos máximos en el puente Santo Domingo, así como su detallado sísmico, con el objetivo de asignar ductilidad a la estructura que permita deformarse sin colapsar ante un sismo grande. Sin embargo, la revisión de daños es muy limitada, especialmente ante diferentes escenarios de sismos, debido a la simplificación del método para realizar análisis estructurales lineales.

Por otra parte, la ingeniería sísmica basada en desempeño nos permite establecer diferentes escenarios de eventos sísmicos y evaluar los diferentes niveles de daño a la estructura por medio de un análisis estático no lineal. Por medio del desplazamiento global de la estructura, el método permite evaluar el nivel de daño del puente de forma indirecta y estudiar sus rangos y decidir si el puente puede ser operacional o si se debe reparar.

Adicionalmente, los reglamentos de construcción ofrecen metodologías para la obtención de las cargas sísmicas a través de los espectros sísmicos, principalmente con el uso de los espectros regionales, donde se analiza de forma paramétrica la amplificación dinámica del suelo, desde el estrato rocoso hasta la superficie del terreno. Dichas cargas tienden a ser conservadoras al simplificar el análisis de las vibraciones del terreno. Para mejorar este aspecto, se cuenta con la opción de los espectros específicos de sitio, donde se disminuye el conservadurismo, pero requiriendo un análisis riguroso de los estratos del suelo.

#### 1.4 Hipótesis

De acuerdo con la información disponible y las suposiciones bien aplicadas a la estructura, la hipótesis es:

*Considerando el estado actual del puente Santo Domingo, con toda la estructura sana a excepción de la socavación y reducción del área de las columnas en un solo eje de las columnas de soporte, se tendrá una ligera disminución de la rigidez lateral y generación de articulaciones plásticas en la base de las columnas, pero sin llegar a exceder los límites establecidos por los diferentes reglamentos, para suelos tipo I y II.*

Esto quiere decir, que el puente estará dentro de los rangos permitidos solamente para los escenarios de suelos tipo I y II. Para suelos tipo III, la condición es muy desfavorable debido a la carga sísmica muy alta y es probable que el puente no cumpla con los límites establecidos en los reglamentos.

Las información disponible y suposiciones están relacionada con la cantidad de información que se conoce y que se desconoce para la estructura. Primeramente, se lista la información conocida para el desarrollo estructural del puente:

- a) Geometría general del puente:
  - a. Longitud total de 432.7m de largo
  - b. Ancho total de 22m, con 4 carriles para vehículos y 2 carriles para peatones.
  - c. Altura libre de 3.5m, desde el nivel del terreno a las vigas de soporte de la superestructura.
  - d. 17 claros con longitudes uniformes.
- b) Información general de la subestructura:
  - a. Estructuración a base de marcos de concreto reforzado
  - b. Columnas circulares de concreto reforzado
  - c. Cabezales de concreto reforzado
- c) Información general de la superestructura:
  - a. Estructuración a base de vigas prefabricadas de concreto presforzado.
  - b. Losa de rodamiento de concreto reforzado.

Ahora, la información que no se encuentra disponible para el desarrollo de la investigación:

- a) Resistencia a compresión del concreto,  $f_c$ .
- b) La cantidad de acero proporcionada a los elementos estructurales.
- c) El tipo de cimentación utilizada.
- d) La capacidad del suelo en el sitio, los estratos y la profundidad del suelo rocoso.

Por lo tanto, se hacen las siguientes suposiciones:

- a) Resistencia a compresión los elementos de concreto reforzado:  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .
- b) Resistencia a compresión los elementos de concreto presforzado:  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .
- c) Refuerzo mínimo en las columnas de concreto reforzado y cabezales.

- d) Detallado sísmico proporcionado a las columnas y cabezales, cumpliendo con el diseño por capacidad del ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020.
- e) Cimentación a base de pilas con cabezales.
- f) Suelo tipo I, II y III de acuerdo con la clasificación del MDOC CFE Sismo 2015.

Las suposiciones mencionadas consideran la resistencia mínima que se proporciona a los elementos de concreto reforzado, la cantidad de acero mínima y el detallado sísmico de refuerzo mínimo para puentes similares, de acuerdo con las consideraciones proporcionadas por el ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020. La cimentación se supondrá a base de pilas ya que una cimentación superficial no proporciona un adecuado empotramiento al suelo, principalmente en puentes que tienen sus columnas en el río o arroyo. Finalmente, se considera tres escenarios de suelos por separado, siendo el suelo tipo I para roca, suelo tipo II para suelo medianamente rígido y suelo tipo III para suelo suave, de tal forma cubrir los escenarios globales de transferencia de cargas sísmicas por condiciones de sitio.

## 1.5 Objetivos de la investigación

El desarrollo de la investigación cuenta con un objetivo general y varios objetivos particulares.

### 1.5.1 Objetivo general

El objetivo general es demostrar de forma numérica si el puente Santo Domingo tiene la capacidad de soportar las diferentes intensidades sísmicas tomando en cuenta los daños existentes en un eje de columnas y las opciones de condiciones del terreno, cumpliendo con las métricas establecidas por la ingeniería sísmica basada en desempeño.

### 1.5.2 Objetivos particulares

Para cumplir con el objetivo general, se deben completar los siguientes objetivos particulares:

1. Establecer los materiales, dimensiones, armados y geometría del puente a utilizar, de acuerdo con la práctica común, una visita de campo y un reporte fotográfico.
2. Establecer la matriz de desempeño, considerando las frecuencias del sismo (ocasional, raro y muy raro) en conjunto con el desempeño del puente (operacional, seguridad de vida y prevención al colapso). La matriz se usa en conjunto con la importancia del puente (críticos, esenciales o básicos).
3. Desarrollar espectros específicos de sitio para tres diferentes escenarios: suelo rocoso, suelo con rigidez intermedia y suelo con baja rigidez. Usando la nomenclatura del MDOC CFE Sismo 2015, serían los suelos tipo I, II y III.
4. Generar dos modelos matemáticos del puente en el software especializado SAP2000. El primer modelo se considera el puente como nuevo y el segundo modelo ajusta el eje de columnas con reducción en su sección transversal.
5. Realizar el análisis y diseño estructural con las metodologías de estructura nueva, con el fin de comprobar el detallado sísmico mínimo requerido, de acuerdo con las dimensiones reales tomadas en campo.
6. Con las dimensiones, armados y cargas establecidas, se realiza un análisis estático no-lineal (pushover) para obtener la gráfica de comportamiento global de la estructura, desplazamiento vs cortante basal.
7. Con la gráfica obtenida del análisis pushover y la localización de las articulaciones plásticas, se obtiene como resultado el desplazamiento objetivo y las deformaciones en las articulaciones.
8. Se comparan todos los resultados contra los permisibles de acuerdo con la matriz de desempeño y se establece las conclusiones del puente.

## 1.6 Alcance de la investigación

Para crear modelos matemáticos con el uso de software especializado, como SAP2000, de forma precisa en el proyecto estructural del puente, se requiere cinco aspectos fundamentales:

- a) La geometría de la estructura, desde las dimensiones globales hasta el tamaño los elementos estructurales.
- b) Los materiales que utilizan cada uno de los elementos estructurales.
- c) Las cargas estáticas que estará sometido el puente de forma común.
- d) Las características mecánicas y dinámicas del suelo en el sitio.
- e) Las cargas sísmicas de la zona de acuerdo con un mapa de peligro sísmico probabilista.

La información disponible para el desarrollo de la investigación del puente Santo Domingo es:

- a) La geometría de la estructura y las dimensiones de los elementos, de acuerdo con una visita al sitio y registro fotográfico.
- b) Conocimiento básico de las características del suelo, por inspección visual.
- c) Las cargas sísmicas de la zona de estudio, utilizando el software PRODISIS [3].



La información no disponible para el desarrollo del análisis estructural del puente:

- Los armados de cada uno de los elementos estructurales, incluyendo columnas, cabezales, trabes AASHTO y losas.
- El tipo de cimentación utilizada, las dimensiones de los elementos, los armados utilizados y la profundidad de desplante.
- Las características estáticas y dinámicas del suelo, que dependen de un estudio de mecánica de suelos.

Por lo tanto, la investigación estará limitado a las siguientes condiciones:

- Se utilizará el armado mínimo en las columnas de concreto reforzado, es decir, el 1% del área de la sección transversal, de acuerdo con el ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020 [7, 8]. No se evaluará alternativas de diferentes armados en las columnas. Al utilizar el armado mínimo, se considera la condición más desfavorable para el puente.
- Se utilizará la resistencia a compresión del concreto,  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  para las secciones de concreto reforzado y  $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$  para las secciones de concreto presforzado. Dichas resistencias son de uso común para los elementos estructurales mencionados en la práctica.
- El análisis y diseño de la cimentación queda fuera del alcance de la investigación, debido a la nula información disponible para el desarrollo del proyecto.
- No se considera la interacción suelo-estructura, debido a la nula información de la cimentación del puente.

Por lo tanto, los alcances del proyecto son:

- La obtención de los espectros específicos de sitio para diferentes periodos de retorno, incluyendo los suelos tipo I, II y III, de acuerdo con la metodología descrita en el MDOC CFE Sismo 2015. Además, se obtendrán los espectros regionales del mismo manual en conjunto con datos del ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020 [4, 8 y 15].
- El desarrollo de un modelo matemático usando el software especializado SAP2000, con la geometría disponible del puente usando elementos tipo barra para las columnas, vigas y cabezales, así como elementos tipo placa o shell para la losa del puente.
- El análisis estático lineal para la revisión de las dimensiones estructurales del puente, de acuerdo con los reglamentos ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020.
- El análisis sísmico del puente usando el diseño por capacidad, con el fin de dimensionar los elementos estructurales principales, es decir, las columnas y cabezales del puente, así como la obtención del detallado sísmico, de acuerdo con el ACI 318-19 y AASHTO LRFD.
- El análisis estático no-lineal por empuje del puente, pushover, para la obtención de la curva de capacidad de la estructura, asignando las no-linealidades de los materiales y las articulaciones plásticas, usando el ASCE/SEI 41-17.
- Uso del método de desplazamientos para la obtención del desplazamiento objetivo del puente, bajo todas las condiciones de carga sísmica descrita anteriormente. Adicionalmente, la revisión de las articulaciones plásticas de acuerdo con el FEMA 440 y ASCE/SEI 41-17 [9 y 10].
- Cumplimiento de la matriz de desempeño para la estructura en forma global, es decir, con la curva de capacidad, y el desempeño de las articulaciones plásticas. Con lo anterior, se tendrán los efectos de los diferentes sismos para el puente y resaltar las conclusiones de
- Se estimarán 3 rigideces del suelo utilizando la nomenclatura proporcionada por el MDOC CFE Sismo 2015, es decir, suelo tipo I, II y III [4]. Por lo tanto, se estudiará los efectos de los sismos en el puente para los tres tipos de suelo, de forma independiente y así obtener sus resultados.

Finalmente, queda fuera del alcance de la investigación:

- La propuesta de refuerzo del puente en caso de requerirse, ya que implica el desarrollo análisis estructurales independientes, así como el estudio de los costos de reparaciones, para diferentes alternativas.
- Un análisis estático lineal y un análisis estático no lineal considerando la interacción suelo-estructura, debido a la nula información de la cimentación.
- La propuesta de alternativas del puente para diferentes cantidades de armado de columnas, desde el 2% al 6% de su sección transversal, ya que requiere de mayores volúmenes de información y es mejor enfocar el tiempo en estudiar la información real del puente.
- Desarrollo de la ingeniería sísmica basada en desempeño de segunda generación, usando el FEMA P-58, ya que implica un análisis probabilista del puente y el documento solo está enfocado a edificios, requiriendo mayores investigaciones [16].

## 2.0 MARCO TEÓRICO

El desarrollo de un proyecto estructural de un puente vehicular utilizando la ingeniería sísmica, requiere del dominio de los siguientes temas:

- Diseño y estructuración del tipo de puente a diseñar o revisar.
- Dinámica estructural aplicada a puentes vehiculares.
- Espectros sísmicos, regionales y específicos de sitio.
- Ingeniería sísmica con base a los reglamentos ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020.
- Ductilidades de la estructura.
- Ingeniería sísmica basada en desempeño, usando el método de desplazamientos, con base a los reglamentos FEMA 440 y ASCE/SEI 41-17.

Las siguientes secciones buscan explicar los temas mencionados para el entendimiento del proyecto para cada una de las fases de diseño.

### 2.1 Diseño y estructuración de puentes vehiculares

Un puente es parte de la infraestructura que tiene por objetivo la continuidad a una vía de comunicación al cruzar o salvar algún obstáculo en el camino, aplicado a vialidades, carreteras o vías de un ferrocarril. Su geometría consta de la superestructura, conformada por el tablero que soporta directamente las cargas, y por la subestructura, conformada por los apoyos que soportan directamente a la superestructura.

#### 2.1.1 Generalidades de los puentes

Los puentes se pueden clasificar de acuerdo con la función: peatonales, carreteros, ferroviarios, acueductos o aeroportuarios. Los materiales más comunes son el acero estructural, concreto reforzado, concreto presforzado y secciones compuestas, aunque se utiliza la madera y mampostería para puentes pequeños.

Los estudios de ingeniería que se involucran para el diseño de puentes son [17]:

- La topografía del sitio.
- Características hidrológicas y factores hidráulicos de la zona.
- Datos geológicos y geotécnicos del sitio.
- Riesgo sísmico de la región.
- Impacto ambiental del puente en cuestión.
- Tráfico, volumen y clasificación de tránsito.
- Estudios complementarios, como instalaciones eléctricas, sanitarias o de señalización.
- Trazo y diseño vial de los accesos.
- Alternativas para la etapa de anteproyecto.

La sección transversal del puente debe ser una continuidad del proyecto geométrico de la vialidad y podrá contener los carriles de tráfico, carriles peatonales, espacios de seguridad o bermas, barreras y barandales. La Figura 6 muestra un ejemplo con sus características básicas.

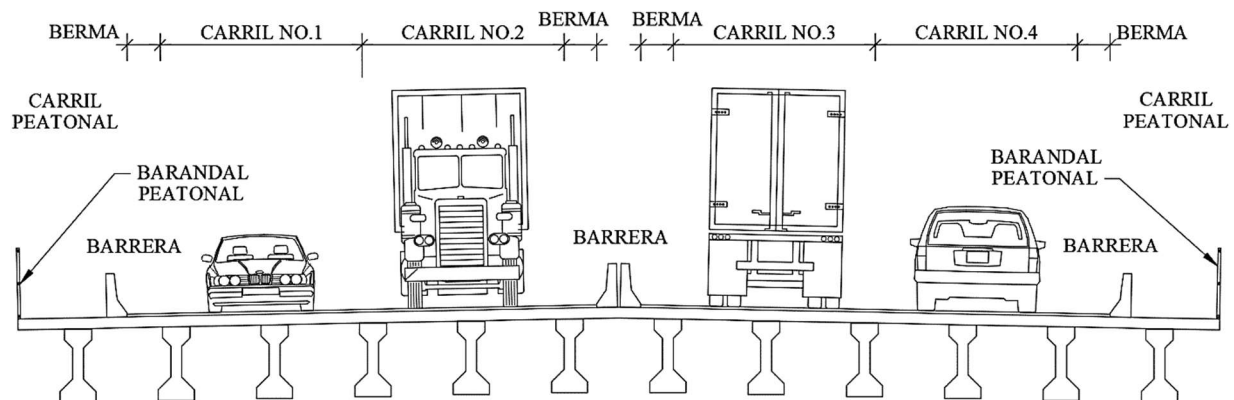


Figura 6: Sección transversal de un puente típico

De acuerdo con la figura anterior, se definen los siguientes conceptos:

- a) Ancho de la calzada:  
Debe acomodar el carril de diseño estándar y sus bermas. De acuerdo con AASHTO LRFD 2020, Sección 3.6.1.1.1, el número de carriles se obtiene de la relación  $w/3.6$ , siendo  $w$  el ancho libre de la calzada en metros [8].
- b) Bermas:  
Su ancho varía desde 0.6m hasta 3.6m, dependiendo del tipo de carretera.
- c) Carriles peatonales:  
Para puentes con velocidades de diseño menores a 70 km/h, el ancho mínimo de los carriles peatonales deben ser de 1.2m efectivos; mientras que, para puentes con velocidades mayores, deben tener un ancho efectivo de 1.5m.
- d) Barandales:  
Se usan principalmente para la protección de los peatones, con una altura mínima de 1.1m.
- e) Barreras de concreto:  
Su función es de contener la dirección del tráfico y deben ser capaces de resistir una colisión, además de proporcionar seguridad al tráfico peatonal.
- f) Pavimento:  
Puede ser rígido o flexible y su espesor se define en función del tráfico vehicular.
- g) Drenaje:  
El agua de lluvia debe drenar hacia los costados del puente y se usa una pendiente mínima del 2% para superficies de rodadura.

### 2.1.2 Tipos de puentes y su selección

Tomando en cuenta el tipo de estructuración, el puente se puede dividir en tres categorías [18, 19]:

- a) Categoría 1: La estructura principal se localiza debajo de la calzada principal: Los tipos de puentes son de armaduras rectas, armaduras en forma de arco o marcos rígidos.
- b) Categoría 2: La estructura principal se localiza sobre la calzada principal. Los tipos de puente que incluyen son de armaduras, suspendidos y atirantados.
- c) Categoría 3: Puentes a base de vigas. Los tipos de puente que se incluyen son de losa sólida, losa aligerada y vigas de cualquier tipo de geometría.

Para una primera aproximación al tipo de estructuración de puente a diseñar, la Tabla 2 muestra recomendaciones del tipo de puente considerando el material y claro máximo a cubrir [18, 19].

**Tabla 2: Tipos de puentes, materiales y rango de claros que cubre [18, 19]**

Tipo de puente	Material	Claro a cubrir
Losa sólida / aligerada	Concreto reforzado	0 – 12 m
Vigas (cualquier geometría)	Concreto reforzado / presforzado	12 – 300 m
Vigas (cualquier geometría)	Acero estructural	30 – 300 m
Atirantado	Acero estructural	90 – 1100 m
Armaduras (cualquier geometría)	Acero estructural	90 – 550 m
Arco	Concreto reforzado / presforzado	90 – 420 m
Arco	Acero estructural	240 – 550 m
Suspendido	Acero estructural	300 – 2000 m

Para el caso de vigas, existe una gran variedad de combinaciones, dependiendo de la geometría de la sección transversal y el material utilizado. Se pueden clasificar en puentes de claros cortos (hasta 20m), puentes de claros medianos (hasta 75 m) y puentes de claros largos (hasta 180 m). Las siguientes tablas muestran los rangos que cubren cada tipo de vigas en combinación de la geometría y el material.

**Tabla 3: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes cortos [18]**

Tipo de puente	Material	Claro a cubrir
Losa sólida / aligerada	Colado en el sitio y reforzado	Hasta 12 m
Vigas tipo T	Colado en el sitio y reforzado	10 – 20 m

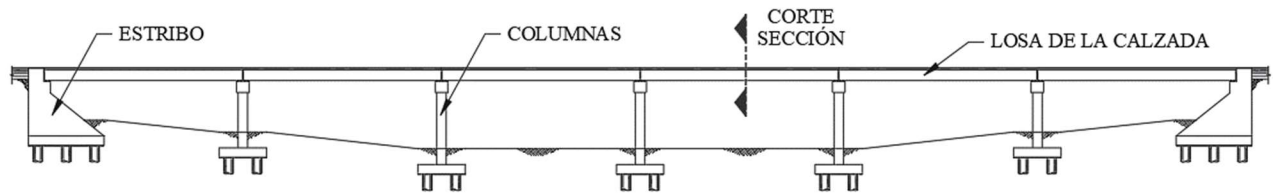
**Tabla 4: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes medianos [18]**

Tipo de puente	Material	Claro a cubrir
Vigas tipo cajón	Prefabricado y pretensado	10 – 35 m
Vigas tipo I	Prefabricado y pretensado	10 – 35 m
Vigas de acero roladas y compuestas	Acero estructural y losa de concreto	10 – 50 m
Vigas de acero con placas y compuestas	Acero estructural y losa de concreto	25 – 50 m
Vigas tipo cajón	Colado en el sitio y reforzado	15 – 35 m

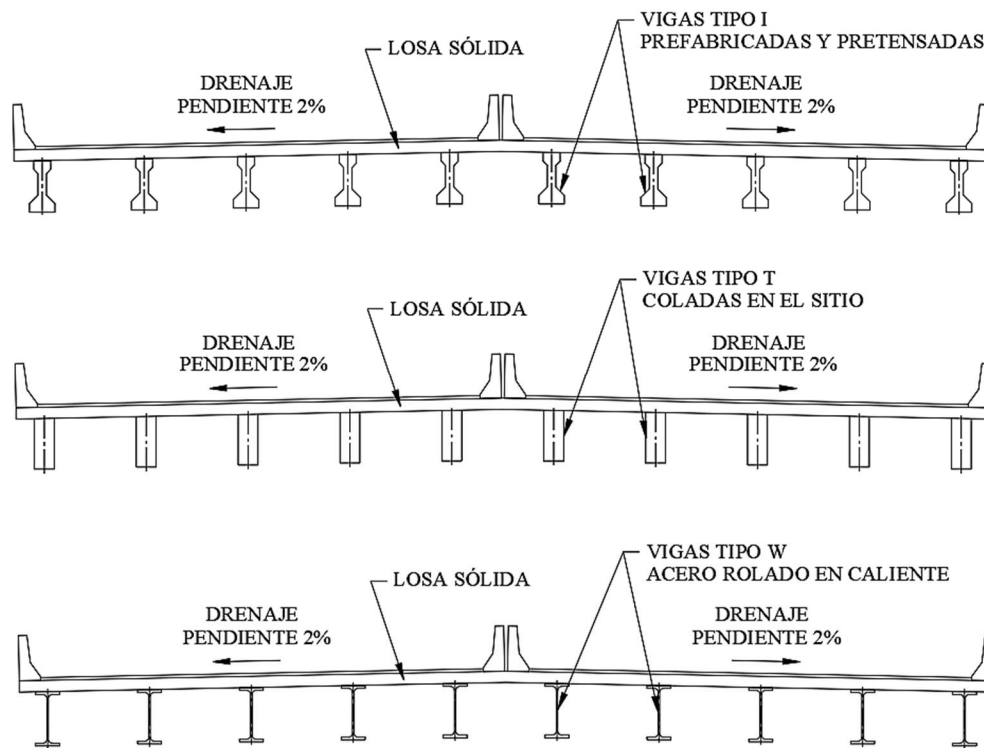
**Tabla 5: Geometrías, materiales y claros que cubre, para puentes largos [18]**

Tipo de puente	Material	Claro a cubrir
Vigas tipo cajón	Prefabricado y postensado	10 – 180 m
Vigas tipo cajón, compuesto	Acero estructural y losa de concreto	20 – 150 m
Vigas de placas, compuestas	Acero estructural y losa de concreto	50 – 150 m
Vigas tipo cajón	Colado en el sitio y postensado	10 – 180 m

La Figura 7 muestra la vista lateral de un puente típico a base de vigas, donde la subestructura está conformada a base de dos estribos en los extremos del puente y múltiples columnas en la parte central, así como la superestructura como la losa de la calzada. La Figura 8 muestra tres secciones transversales con diferentes tipos de vigas soportando la superestructura, usando vigas tipo I prefabricadas, vigas tipo T coladas en el sitio y vigas de acero rolados en caliente.



**Figura 7: Vista lateral de un puente típico, a base de vigas**



**Figura 8: Secciones de la superestructura a base de vigas, corte sección**

### 2.1.3 Cargas básicas y sus combinaciones

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.4 [8], el efecto de la fuerza factorizada debe ser de acuerdo con:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad [\text{Ec. 1}]$$

Donde  $\eta_i$  es el factor modificador de cargas,  $\gamma_i$  es el factor de carga y  $Q_i$  es la carga factorizada. El método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (o sus siglas en inglés, LRFD), requiere que se cumpla la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad [\text{Ec. 2}]$$

Donde  $\phi$  es el factor de resistencia,  $R_n$  es la resistencia nominal y  $R_r$  es la resistencia mayorada. Dependiendo del valor de  $\gamma_i$  se obtiene el valor de  $Q_i$ . Cuando las cargas son multiplicadas por un valor máximo de  $\gamma_i$ , se usa la siguiente ecuación:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad [\text{Ec. 3}]$$

Ahora, cuando las cargas son multiplicadas por un valor mínimo de  $\gamma_i$ , se usa la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad [\text{Ec. 4}]$$

Donde  $\eta_D$  es el factor de ductilidad,  $\eta_R$  es el factor de redundancia y  $\eta_I$  es el factor de importancia. Dichos factores se obtienen con las siguientes condiciones:

- a) **Ductilidad:** Busca que se pueda desarrollar las deformaciones inelásticas.
  - a. Estado límite de resistencia:  $\eta_D \geq 1.05$  para elementos y conexiones no dúctiles,  $\eta_D = 1.00$  para diseños y detallados convencionales y  $\eta_D \geq 0.95$  para elementos y conexiones mejorados por ductilidad.
  - b. Todos los otros estados límite:  $\eta_D = 1.00$ .
- b) **Redundancia:** Busca que los puentes sean continuos y con múltiples recorridos de las cargas aplicadas.
  - a. Estado límite de resistencia:  $\eta_R \geq 1.05$  para puentes no redundantes,  $\eta_R = 1.00$  para redundancia convencional y  $\eta_R \geq 0.95$  para gran redundancia.
  - b. Todos los otros estados límite:  $\eta_R = 1.00$ .
- c) **Importancia:** Busca brindar mayor seguridad de acuerdo con la importancia del puente.
  - a. Estado límite de resistencia:  $\eta_I \geq 1.05$  para puentes importantes,  $\eta_I = 1.00$  para puentes ordinarios y  $\eta_I \geq 0.95$  para puentes con poca importancia.
  - b. Todos los otros estados límite:  $\eta_I = 1.00$ .

Las cargas  $Q_i$  y los factores  $\gamma_i$  se resumen en las siguientes tablas, mostrando las combinaciones a usar. Dichas combinaciones de carga se dividen en estados límite, siendo de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga, cada una con diferentes cargas y factores aplicados.

**Tabla 6: Factores de carga y combinaciones, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Estado límite	Nota 1	Nota 2	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar solo uno a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia III	$\gamma_p$	-	1.00	1.00	-	1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia IV	$\gamma_p$	-	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia IV	$\gamma_p$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	1.00	$\gamma_{eq}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	1.00	0.5	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.0/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	-	-	1.00	1.0/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.0/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-
Fatiga I (solo LL, IM y CE)	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II (solo LL, IM y CE)	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota 1: Se refiere a las cargas permanentes, donde incluyen DC, DD, DW, EH, EV, ES, EL, PS, CR y SH.

Nota 2: Se refiere a las cargas vivas, donde incluyen LL, IM, CE, BR, PL y LS.

**Tabla 7: Factores  $\gamma_p$  para cargas permanentes, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Tipo de Carga	Factor $\gamma_p$	
	Máximo	Mínimo
DC: Todos los elementos estructurales y no estructurales.	1.25	0.90
DC: Solo en Resistencia IV.	1.50	0.90
DD: Pilotes, método Tomlinson $\alpha$ .	1.40	0.25
DD: Pilotes, método $\lambda$ .	1.05	0.30
DD: Ejes perforados, método O'Neill and Reese.	1.25	0.35
DW: Todos los estados límite de resistencia	1.50	0.65
EH: Presión activa del suelo.	1.50	0.90
EH: Presión en reposo del suelo.	1.35	0.90
EH: Presión del suelo para muros anclados.	1.35	NA
EL: Todos los estados límite de resistencia	1.00	1.00
EV: Presión vertical del suelo, estabilidad global.	1.00	NA
EV: Muros de sostenimiento y estribos.	1.35	1.00
EV: Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
EV: Marcos rígidos.	1.35	0.90
EV: Estructuras flexibles enterradas, alcantarillas cajón.	1.50	0.90
EV: Estructuras flexibles enterradas, alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
EV: Estructuras flexibles enterradas, todos los demás casos.	1.95	0.90
ES: Todos los estados límite de resistencia	1.50	0.75

**Tabla 8: Factores  $\gamma_p$  para cargas permanentes con deformaciones impuestas, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Componente del puente	Factor $\gamma_p$	
	PS	CR, SH
Superestructuras segmentadas y subestructuras de concreto que soportan la superestructura segmentada.	1.00	$\gamma_p$ para DC
Superestructuras de concreto no segmentada.	1.00	1.00
Subestructura soportando superestructuras no segmentadas, usando $I_g$ .	0.50	0.50
Subestructura soportando superestructuras no segmentadas, usando $I_e$ .	1.00	1.00
Subestructura de acero.	1.00	0.50

**Tabla 9: Factores  $\gamma_{LL}$  para cargas viva, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Componente del puente	Factor $\gamma_{LL}$
Componentes de concreto presforzado diseñados con pérdidas dependientes del tiempo en conjunto con aprovechamiento de la ganancia elástica, de acuerdo con la sección 5.9.5.4.	1.00
Todos los demás componentes de concreto presforzado	0.80

**Tabla 10: Factores  $\gamma_{EQ}$  para cargas por sismo, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Componente del puente	Factor $\gamma_{EQ}$
Sobrecarga vehicular en evento sísmico, dependiendo de las condiciones de cada proyecto y rango de valores de tráfico.	$\gamma_{EQ} < 1.0$ (se recomienda 0.5)

La nomenclatura mostrada en las tablas anteriores, para cargas permanentes, se resumen como:

- DC: Peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.
- DD: Fricción negativa (Downdrag).
- DW: Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones.
- EH: Empuje horizontal del suelo.
- EV: Empuje vertical del peso propio del suelo de relleno.
- ES: Sobrecarga del suelo.
- EL: Tensiones residuales acumuladas del proceso constructivo.
- PS: Fuerzas secundarias del postensado.
- CR: Efectos debido al creep.
- SH: Contracción de los elementos estructurales.

La nomenclatura mostrada en las tablas anteriores, para cargas vivas, se resumen como:

- LL: Sobrecarga vehicular.
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica.
- CE: Fuerza centrífuga de los vehículos.
- BR: Fuerza de frenado de los vehículos.
- PL: Sobrecarga peatonal.
- LS: Sobrecarga de la carga viva.

La nomenclatura mostrada en las tablas anteriores, para cargas transitorias, se resumen como:

- WA: Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WS: Cargas de viento sobre la estructura.
- WL: Cargas de viento en la sobrecarga.
- FR: Cargas por fricción.
- TU: Temperatura uniforme sobre la estructura.
- TG: Gradiente de temperatura.
- SE: Asentamiento de la estructura
- EQ: Cargas por sismo.
- BL: Cargas debido a las explosiones.
- IC: Cargas de hielo.
- CT: Fuerza de colisión vehicular.
- CV: Fuerza de colisión de una embarcación.

Una vez que se conoce el factor modificador de cargas  $\eta_i$ , los factores modificadores  $\gamma_i$  y las cargas  $Q_i$  que aplican a la estructura, en conjunto con las combinaciones de carga mostrada en la Tabla 6, se puede obtener los valores numéricos de cada una de las cargas aplicadas.

a) Cargas permanentes: DC, DW y EV

La carga DC considera el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales, tales como el acero ( $7850 \text{ kg/m}^3$ ) y concreto reforzado ( $2400 \text{ kg/m}^3$ ). La carga DW considera el peso propio de la superficie de rodamiento, como el asfalto ( $2240 \text{ kg/m}^3$  aproximadamente), así como las instalaciones de los servicios públicos. La carga EV considera la presión vertical del peso propio del suelo de relleno, desde la grava hasta el relleno de ceniza, donde los valores del peso volumétrico dependen del tipo de suelo.

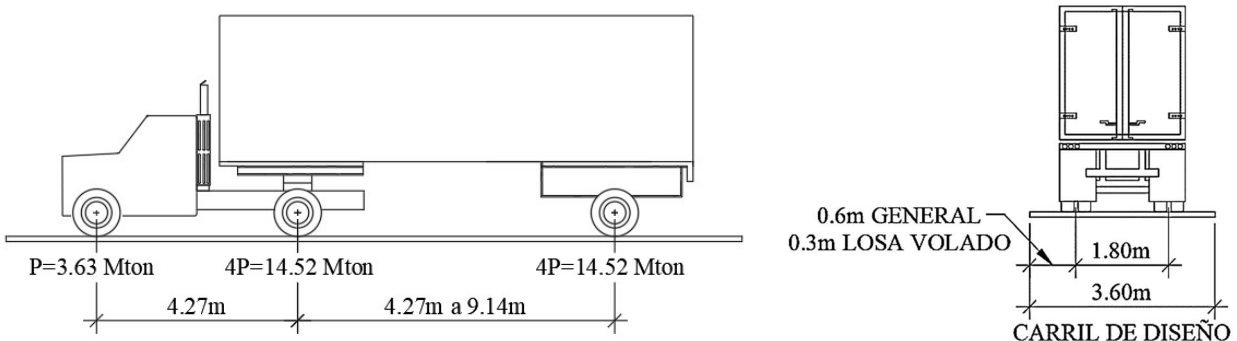
b) Sobrecarga viva: Carga vehicular LL

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.1.2.2, se considera un camión de diseño teórico denominado HL-93 [8]

Camión de diseño:

Se aplican las cargas por eje con las distancias entre ruedas como se indica en la siguiente figura. El peso total del camión de diseño es de  $32.67 \text{ Mton}$  considerando todas las ruedas, mientras que la distancia a usar entre los dos ejes más pesados debe ser dentro de los límites de  $4.27\text{m}$  y  $9.14\text{m}$ , la que resulte más desfavorable o que mayores efectos proporcione.

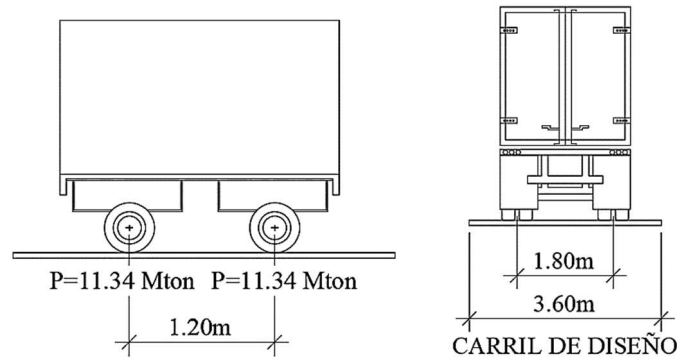
Se usa un espaciamiento entre ruedas de  $1.8\text{m}$  dentro del mismo eje y cargado a un lado del carril de diseño de  $3.6\text{m}$ , a una distancia de  $0.6\text{m}$  para casos generales y  $0.3\text{m}$  para casos de losas en volado. La Figura 9 muestra las cargas y medidas.



**Figura 9: Camión estándar de diseño, HL-93, AASHTO LRFD 2020 [8]**

Tándem de diseño:

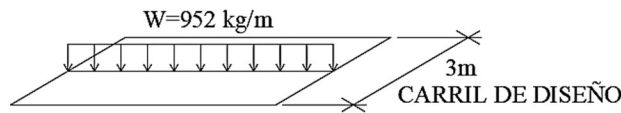
Se aplican las cargas por eje con las distancias entre ruedas como se indica en la siguiente figura. El peso total del tándem de diseño es de 22.68 Mton considerando todas las ruedas. Se usa un espaciamiento entre ruedas de 1.8m dentro del mismo eje centrado carril de diseño de 3.6m.



**Figura 10: Tándem de diseño, AASHTO LRFD 2020 [8]**

Carril de diseño:

Se aplican cargas a lo largo del carril, con una distribución lineal de 952 kg/m por un ancho de 3m. Si se desea la distribución por área, solo se debe dividir el peso  $W$  entre el ancho del carril.



**Figura 11: Carril de diseño, AASHTO LRFD 2020 [8]**

Combinación de sobrecargas para el carril de diseño:

De acuerdo con AASHTO LRFD sección 3.6.1.3, la sobrecarga vehicular se considera como:

- Camión de diseño + carril de diseño, o tándem de diseño + carril de diseño.
- Para el momento negativo en vigas continuas, se considera el 90% de dos camiones de diseño, con ejes traseros separados a una distancia de 4.27m, separados con un mínimo de 15.24m entre el eje delantero del primer camión y el eje trasero del segundo, combinada con el 90% del carril de diseño.

Cargas de fatiga:

De acuerdo con AASHTO LRFD sección 3.6.1.4, las cargas de fatiga consideran el camión de diseño HL-93 con los ejes traseros separados a una distancia de 9.14m.

Presencia de múltiples sobrecargas:

De acuerdo con AASHTO LRFD sección 3.6.1.1.2, las combinaciones de sobrecarga deberán multiplicarse por un factor de presencia múltiple donde se consideran los posibles carriles cargados, mostrando sus valores en la siguiente tabla.

**Tabla 11: Factor  $m$  de presencia múltiple, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Número de carriles cargados	Factor $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

*Nota: Las cargas de los peatones cuentan como carril cargado y el factor  $m$  no aplica para las cargas de fatiga.*

c) Sobrecarga viva: Carga peatonal PL

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.1.6, la sobrecarga peatonal se considera de  $366 \text{ kg/m}^2$  para pasillos con un ancho mayor a  $0.6\text{m}$ . Para el caso de puentes peatonales, la sobrecarga será de  $440 \text{ kg/m}^2$ .

d) Sobrecarga viva: Incremento por carga dinámica IM

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.2, la sobrecarga viva estática LL por el camión de carga HL-93 se debe aumentar conforme a la siguiente tabla.

**Tabla 12: Factor IM de incremento por carga dinámica, AASHTO LRFD 2020 [18]**

Número de carriles cargados	Incremento IM
Juntas del tablero, para todos los estados límite.	75%
Todos los demás componentes, para los estados límite de fatiga y fractura.	15%
Todos los demás componentes, para el resto de los estados límite.	33%

*Nota: El incremento por carga dinámica IM no aplica a las cargas peatonales PL ni a las cargas de carril de diseño.*

e) Fuerza centrífuga CE

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.3, la fuerza centrífuga solo aplica en puentes curvos, usando las cargas por el camión HL-93 o tándem de diseño, multiplicado por el factor C que se obtiene como:

$$C = f \cdot [v^2 / (gR)] \quad [\text{Ec. 5}]$$

Donde  $f$  es igual a  $4/3$  para todas las combinaciones excepto fatiga y  $1.0$  para fatiga,  $v$  es la velocidad de diseño de la carretera,  $R$  es el radio de curvatura del carril y  $g$  es la gravedad. La fuerza centrífuga debe considerar el factor de presencia múltiple  $m$  y se aplica a una distancia de  $1.8\text{m}$  sobre la superficie de rodamiento. No aplica el incremento por carga dinámica IM y no se usa en la sobrecarga viva de carril de diseño.

f) Fuerza de frenado BR

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.4, se tomará la fuerza de frenado como el mayor de:

- 25% del peso del camión de diseño HL-93 por eje o tándem de diseño.
- 5% del peso del camión de diseño HL-93 más la carga de carril de diseño.

Se debe aplicar el factor de presencia múltiple  $m$  y no aplica el factor de incremento de carga dinámica IM.

g) Fuerza de colisión vehicular CT

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.6.5, la colisión vehicular se utiliza bajo casos especiales en conjunto con los requerimientos del proyecto. Aplica a los estribos y columnas de puentes localizados a  $9\text{m}$  o menos del borde de una calzada y se usa una carga de  $273 \text{ Mton}$ , con condiciones explicadas dentro de la norma.

h) Cargas hidráulicas WA

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020 sección 3.7, las cargas hidráulicas se subdividen en:

- Presión hidrostática: Se obtiene como  $P = H\gamma_w/g$ , donde  $H$  es la altura de la columna de agua,  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y  $g$  es la gravedad.
- Flotabilidad: Es la fuerza de levantamiento debido a la carga vertical de la presión hidrostática.
- Presión de flujo: Se aplica a la subestructura en contacto con el flujo de agua usando la siguiente ecuación:

$$P = 52.6C_D V^2 P \quad [\text{Ec. 6}]$$

Donde  $P$  es la presión del agua en  $\text{kg/m}^2$ ,  $V$  es la velocidad de agua y  $C_D$  es el coeficiente de arrastre para pilas con sus valores mostrados en el reglamento. El procedimiento completo para la aplicación de la presión de flujo dependiendo de la geometría de la subestructura se encuentra explicado con mayor detalle en la normativa.

i) Cargas de viento sobre la estructura WS

Se usa la presión de viento para aplicarlo a cada uno de los elementos estructurales donde el reglamento AASHTO muestra un procedimiento con datos locales de EUA. Para aplicar las fuerzas con datos de México, se debe obtener los valores iniciales de velocidades regionales de viento, con la base de datos y procedimiento descritos el Manual de Obras Civiles de la CFE, Diseño Por Viento en su edición 2020 [20]. El procedimiento completo y su aplicación a estructuras tipo puentes se describe en la normativa mencionada.

j) Cargas de viento sobre la sobrecarga WL

La presión se aplica a los vehículos presentes al igual que en la estructura. El manual AASHTO muestra un procedimiento y valores predeterminados de carga a los vehículos y es preferible usar los valores de acuerdo con el MDOC CFE Viento 2020 [20]. La presión se debe aplicar como un fuerza interrumpible y móvil, aplicado a una distancia de 1.80m normal a la superficie de rodamiento.

k) Efectos sísmicos EQ

El desarrollo de las cargas sísmicas, así como la aplicación en general se verá a profundidad en los siguientes temas.

l) Empujes por el suelo: EH, ES, LS y DD

Este tipo de cargas se encuentran en el AASHTO LRFD 2020 sección 3.11, con la siguiente descripción:

- *Empuje horizontal del suelo EH*: Se obtiene la fuerza por empuje lateral del suelo, considerando diversos factores como el peso volumétrico del suelo, el ángulo de fricción interna, el nivel freático y los factores necesarios de acuerdo con las condiciones del sitio. El reglamento describe de forma general las condiciones y para los detalles, se puede consultar libros de mecánica de suelos.
- *Sobrecarga del suelo ES*: Cuando la sobrecarga en el suelo exista, se considera una carga horizontal constante agregada al empuje horizontal del suelo.
- *Sobrecarga viva LS*: Son sobrecargas debida a la carga vehicular agregando una presión horizontal del suelo.
- *Fricción negativa DD*: Ocurre a las pilas o pilotes por material compresible, rellenos, nivel freático o licuefacción.

m) Deformaciones impuestas: TU, TG, SH, CR, SE y PS

Este tipo de cargas se encuentra en el AASHTO LRFD 2020 sección 3.12, con la siguiente descripción:

- *Temperatura uniforme TU*: Se refiere a las deformaciones térmico asociado a una temperatura uniforme y las cargas se obtienen con el procedimiento A o B descrito en el reglamento.
- *Gradiente de temperatura TG*: Se usan los cambios de temperatura para obtener la dilatación y/o contracción de los elementos, con el fin de obtener las fuerzas internas. Las diferentes temperaturas recomendadas y los procedimientos se describen en el reglamento.
- *Contracción diferencial SH*: Se obtienen las contracciones entre el concreto de diferentes edades o entre el concreto y acero. En la sección 5 del reglamento se indica el procedimiento a seguir.
- *Deformación a largo plazo o creep CR*: Se obtiene las deformaciones a largo plazo del concreto de acuerdo con la sección 5 de la normativa.
- *Asentamiento SE*: Se obtienen las fuerzas internas de los elementos estructurales debida al asentamiento calculado de la cimentación.
- *Fuerzas secundarias de los elementos postensados*: Se obtienen las fuerzas internas como producto de las fuerzas de postensado para estructuras continuas.

n) Cargas especiales: IC, FR, CV y BL

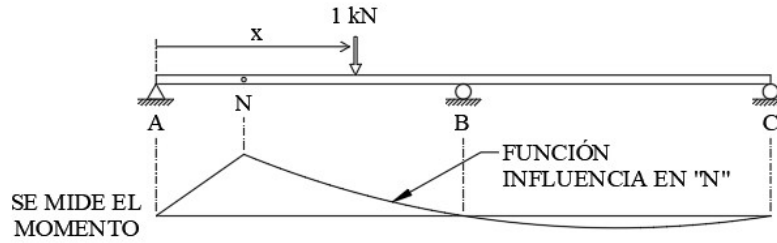
Este tipo de cargas se encuentra en el AASHTO LRFD 2020, con la siguiente descripción:

- *Cargas de hielo IC*: Se menciona en la sección 3.9.1 y aplica en las regiones donde se forma hielo en los ríos y lagos.
- *Cargas de fricción FR*: Se describe en la sección 3.13 y se aplica en condiciones de superficies deslizantes.
- *Colisiones de embarcaciones CV*: Se describe en la sección 3.14 y aplica para condiciones accidentales de choques.
- *Cargas explosivas BL*: Se describe en la sección 3.15 y menciona los casos especiales para explosiones en general.

## 2.1.4 Funciones y líneas de influencia para vigas

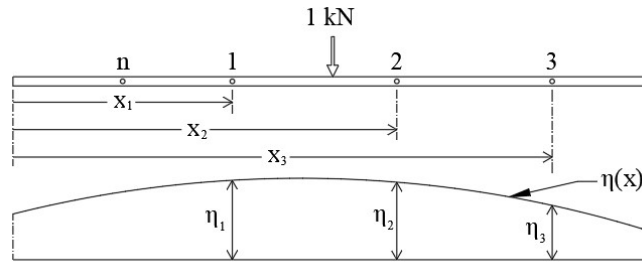
Las funciones y líneas de influencia en vigas son fundamentales para el análisis y diseño de puentes vehiculares, ya que se tienen por objetivo conocer el comportamiento interno de las vigas bajo cargas vehiculares en diferentes ubicaciones y encontrar sus esfuerzos críticos. La función de influencia representa el efecto de la carga en un punto de la estructura como una acción unitaria que se mueve a lo largo de la superficie, mientras que la línea de influencia es una función de influencia en una dimensión [18].

Viendo la Figura 12, se tiene una viga de dos claros con una carga concentrada unitaria que se mueve desde el punto A hasta el punto C, medido por la distancia  $x$ . Si se utiliza el punto N como lugar de medición del momento que produce la carga unitaria al moverse a lo largo de la viga, veremos su gráfica como la función de influencia sobre el punto N. Se puede apreciar que, si la carga puntual se encuentra en el claro AB, el momento será positivo, mientras que, si se ubica en el claro BC, el momento será negativo.



**Figura 12: Función de influencia de la viga continua**

Para la expresión general de efecto de la carga, se considera la Figura 13, donde se muestra una viga con una carga unitaria y la función de influencia  $\eta(x)$  medido en el punto  $n$ . Si la estructura tiene un comportamiento elástico-lineal, la fuerza  $P_1$  aplicada en el punto 1 genera un efecto de la carga de  $P_1$  veces la función de  $\eta(x_1) = \eta_1$ , y de la misma forma con la carga  $P_2$  y  $P_3$ .



**Figura 13: Función de influencia por efecto de carga A**

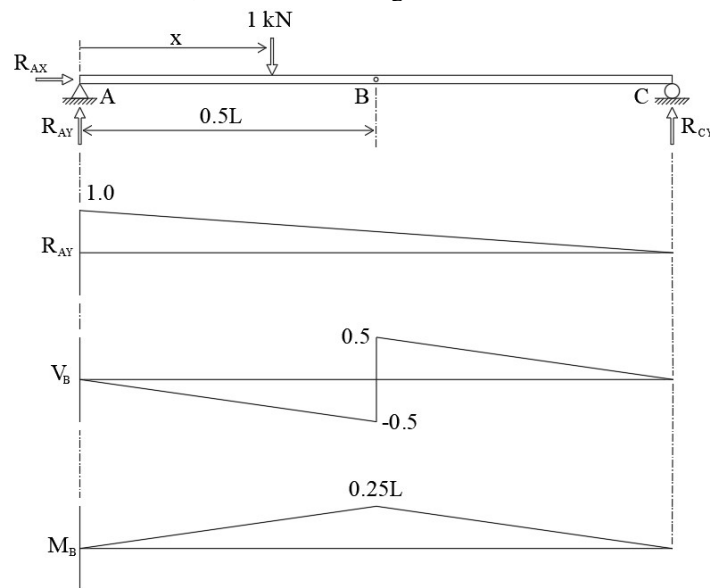
Usando el método de superposición, se tiene:

$$\text{Efecto de carga} = A = P_1\eta(x_1) + P_2\eta(x_2) + \dots + P_n\eta(x_n) = \sum P_i\eta(x_i) = \sum P_i\eta_i \quad [\text{Ec. 7}]$$

El efecto de carga puede ser el corte o momento de la viga. Para el caso de estructuras determinadas, la ecuación anterior ofrece resultados usando solamente ecuaciones de equilibrio, mientras que para estructuras indeterminadas requiere las funciones de rigidez de los elementos estructurales.

Una sola carga concentrada: vigas estáticamente determinadas

Para las ecuaciones de funciones de influencia, se considera la Figura 14.



**Figura 14: Funciones de influencia para una carga concentrada**

De acuerdo con la figura anterior, se tiene una viga simplemente apoyada con una carga unitaria a una distancia  $x$  y se requiere obtener las funciones de influencia de la reacción  $R_{AY}$ , el corte y momento en el punto B como  $V_B$  y  $M_B$ .

Para encontrar la función de influencia de la reacción  $R_{AY}$ , solamente se posiciona la carga unitaria sobre el punto A y como la variación es lineal hasta que llegue al punto B, inicia en uno y termina en cero, tal como se indica en la Figura 14. Para encontrar las funciones de influencia en el punto B, primero se obtienen las reacciones:

$$R_{AY} = (L-x)/L, \quad R_{CY} = x/L$$

Ahora, se usan los diagramas de cuerpo libre cortando en el punto B, para mostrar la fuerza cortante y momento interno, de acuerdo con la Figura 15.

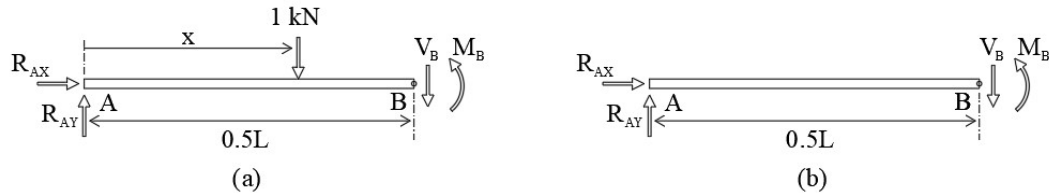


Figura 15: Diagrama de cuerpo libre para  $x < 0.5L$

Para el diagrama de cuerpo libre (a):

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{AY} - 1 - V_B = 0 \rightarrow V_B = -(x/L) \quad (\text{Para } 0 \leq x \leq 0.5L) \quad [\text{Ec. 8}]$$

$$\sum M_B = 0 + \mathcal{C} \rightarrow -R_{AY}(L/2) + 1[(L/2)-x] + M_B = 0 \rightarrow M_B = x/2 \quad (\text{Para } 0 \leq x \leq 0.5L) \quad [\text{Ec. 9}]$$

Para el diagrama de cuerpo libre (b):

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{AY} - V_B = 0 \rightarrow V_B = 1-x \quad (\text{Para } 0.5L \leq x \leq L) \quad [\text{Ec. 10}]$$

$$\sum M_B = 0 + \mathcal{C} \rightarrow -R_{AY}(L/2) + M_B = 0 \rightarrow M_B = (L-x)/2 \quad (\text{Para } 0.5L \leq x \leq L) \quad [\text{Ec. 11}]$$

Las ecuaciones anteriores muestran la construcción de las gráficas de funciones de influencia mostradas en la Figura 14.

Dos o más cargas concentradas: vigas estáticamente determinadas

Ahora, para obtener los valores de  $R_{AY}$ ,  $V_B$  y  $M_B$  para varias cargas aplicadas, se pueden usar las gráficas de funciones de influencia de una carga puntual, usando el principio de superposición. Se tiene dos cargas  $P_1$  y  $P_2$  como se indica en la Figura 16, así como sus respectivas funciones de influencia.

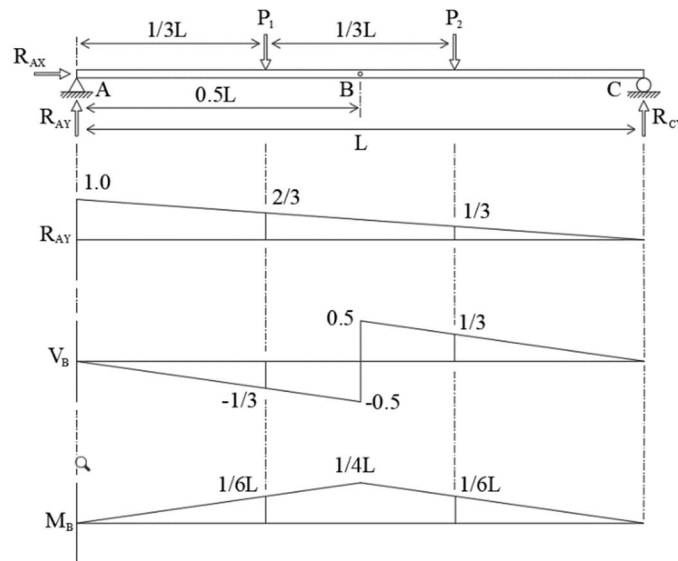


Figura 16: Funciones de influencia para dos cargas concentradas

Para determinar los valores de  $R_{AY}$ ,  $V_B$  y  $M_B$  a las distancias de  $L/3$  y  $2L/3$ , se deben usar las ecuaciones Ec.8 a la Ec.11, sustituyendo el valor de  $x$  con respectivas distancias. Los resultados se muestran en las gráficas de la Figura 16. Usando la ecuación de efecto de carga, Ec. 7, se puede obtener los valores totales como:

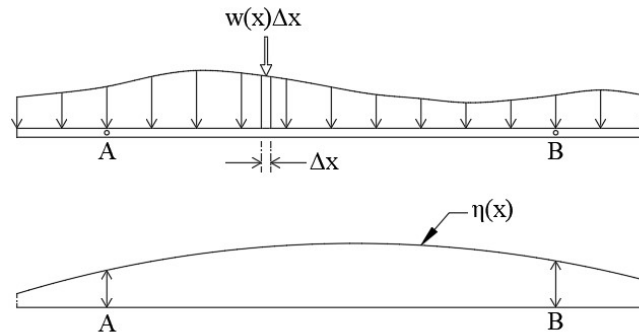
$$R_{AY} = P_1(2/3) + P_2(1/3), \quad V_B = P_1(-1/3) + P_2(1/3), \quad M_B = P_1(L/6) + P_2(L/6) \quad [\text{Ec. 12}]$$

Si se tuviera el caso de múltiples cargas en distintas ubicaciones, se utiliza el mismo procedimiento, solamente obteniendo los valores de acuerdo con las funciones de influencia de cada carga y aplicando la ecuación de efecto de carga.

Carga distribuida: vigas estáticamente determinadas

Para obtener el efecto de la carga, se considera la Figura 17 con una carga distribuida  $w(x)$  y función de influencia  $\eta(x)$ . La carga aplicada sobre el elemento diferencial  $\Delta x$  es  $w(x)\Delta x$  y cuando el límite de  $\Delta x$  tiende a cero, se tiene:

$$\text{Efecto de carga} = A = \int_a^b w(x)\eta(x)dx \quad [\text{Ec. 13}]$$



**Figura 17: Función de influencia para carga distribuida**

Ahora, si la carga distribuida es constante, es decir,  $w(x) = w_0$ , la ecuación anterior se simplifica como:

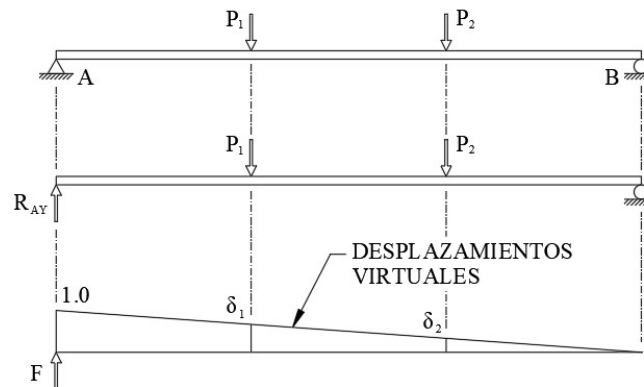
$$\text{Efecto de carga} = A = w_0 \int_a^b \eta(x)dx \quad [\text{Ec. 14}]$$

Donde la integral es el área de bajo la gráfica de la línea de influencia.

Principio de Muller-Breslau

Este principio ayuda a encontrar la función de influencia con un solo caso de carga, sin necesidad de realizar múltiples movimientos de cargas. Este método utiliza el *principio de Betti* donde explica que, para dos sistemas de fuerzas en una viga, el producto de las fuerzas del primer sistema con los desplazamientos del segundo sistema es igual al producto de las fuerzas del segundo sistema con los desplazamientos del primer sistema [18].

Se considera la viga mostrada en la Figura 18 donde se interesa la reacción  $R_A$ .



**Figura 18: Desplazamientos virtuales de una viga con cargas puntuales**

De acuerdo con la figura anterior, para desarrollar el *principio de Muller-Breslau*, se debe quitar un apoyo para reemplazarlo por una reacción y poder representar las fuerzas aplicadas; después se crea un diagrama adicional de desplazamientos virtuales, donde se reemplaza la reacción por la fuerza  $F$  y se cambian las fuerzas por desplazamientos  $\delta$ . Entonces, aplicando el *teorema de Betti* para los dos sistemas mostrados, queda:

$$R_{AY}(1) - P_1\delta_1 - P_2\delta_2 - \dots - P_n\delta_n = F(0) \quad [\text{Ec. 15}]$$

Ahora, despejando la reacción  $R_{AY}$ , la ecuación queda:

$$R_{AY} = P_1\delta_1 + P_2\delta_2 + \dots + P_n\delta_n = \sum_{i=1}^n P_i\delta_i \quad [\text{Ec. 16}]$$

$$R_{AY} = P_1\delta_1 + P_2\delta_2 + \dots + P_n\delta_n = \Sigma P_i\delta_i$$

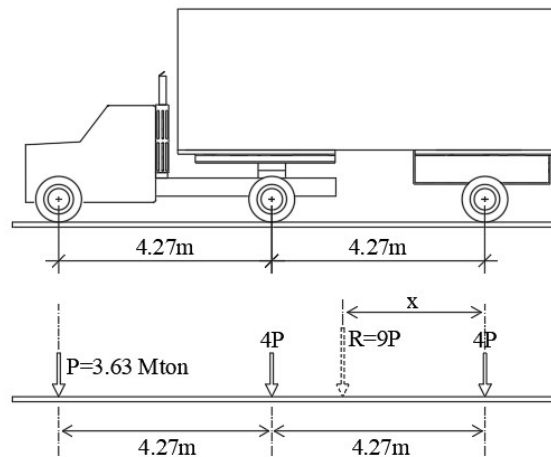
Obtención del momento máximo para múltiples cargas puntuales

El acomodo de las cargas de los ejes del camión de diseño o tándem de cualquier forma sobre una viga produce diferentes momentos con diferentes valores. Sin embargo, para conocer el momento máximo, se deben acomodar las cargas de los ejes de tal forma que produzca este efecto.

Para conocer acomodo de las cargas y generar el momento máximo, primero se especifica la distancia del eje trasero del camión de carga HL-93 entre 4.27m y 9.14m, después se obtiene el centroide de la resultante de cargas. Como ejemplo, se cuenta con la configuración de cargas de la Figura 19. Por lo tanto, para obtener el centroide, se usa la siguiente ecuación:

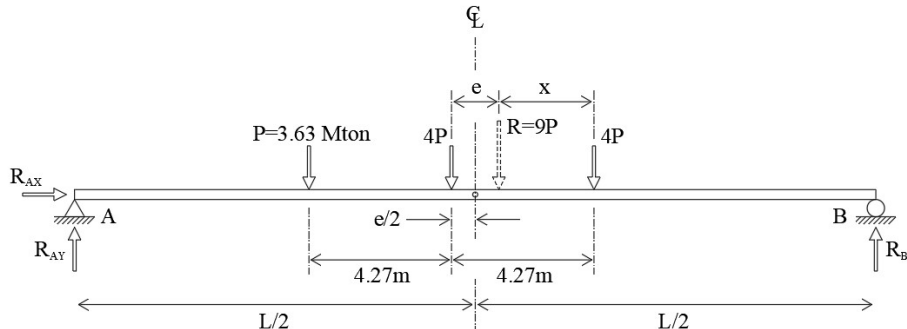
$$X = [\Sigma P]/[\Sigma M] \quad [\text{Ec. 17}]$$

Donde la sumatoria de momento, de acuerdo con la Figura 19, se realiza en la rueda trasera; sin embargo, se puede realizar desde la rueda delantera.



**Figura 19: Ubicación de la resultante de cargas del camión de diseño**

Una vez que se tiene el centroide de la resultante de fuerzas  $\Sigma P$  o  $R$ , el momento máximo se ubica al acomodar la resultante y la fuerza más cercana a la mitad del claro [17]. La distancia entre la resultante y dicha fuerza más cercana se denomina excentricidad  $e$ , mostrando el acomodo de fuerzas en la Figura 20.



**Figura 20: Acomodo de las cargas en la viga para obtener el momento máximo**

El procedimiento anterior aplica para el caso del tándem de diseño, así como la posibilidad de dos o más camiones de diseño, dependiendo de la longitud de la viga.

Funciones de influencia para vigas estáticamente indeterminadas

El desarrollo de las funciones de influencia para vigas continuas requiere de agregar los métodos diferentes de análisis estructural, desde el método de flexibilidades hasta el método de rigidez o elementos finitos. Agregando dichos métodos, el principio de Muller-Breslau se puede adaptar [18].

**2.1.5 Diseño de la superestructura y subestructura**

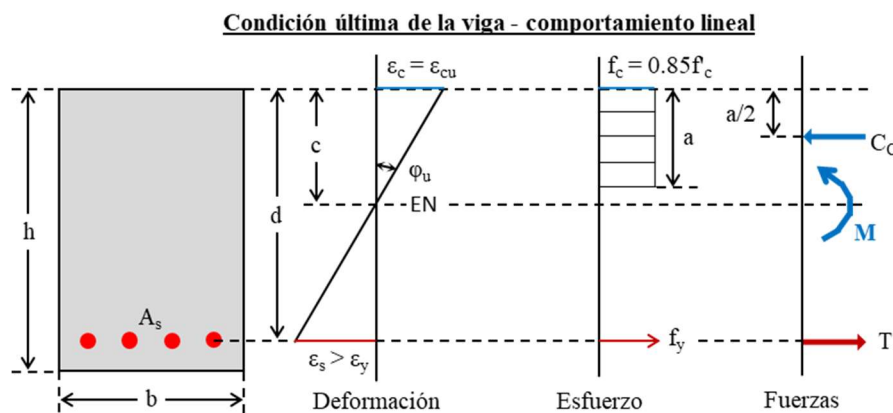
La selección del tipo de superestructura con un sistema de vigas dependerá el claro a cubrir, mientras que el proceso de distribución de cargas a todas las vigas de la sección transversal del puente depende del análisis estructural.

Para el diseño de las vigas por métodos aproximados, el AASHTO LRFD 2020 sección 4.6.2 muestra las diferentes metodologías dependiendo del sistema de vigas y su distribución de carga tributaria, con el uso de diferentes tablas y factores establecidos. Para métodos más sofisticados, se usa el método de rigidez o elementos finitos en conjunto con un software especializado para obtener una distribución de fuerzas más precisa y a su vez, todas las fuerzas internas de los elementos, no solamente de las vigas de la superestructura y así diseñar cada uno de los elementos estructurales.

**2.1.5.1 Diseño por flexión para vigas de concreto reforzado**

En el AASHTO LRFD 2020 Sección 5 se dan todas las recomendaciones para el diseño de vigas de concreto reforzado [8]. Por otro lado, el ACI 318-19 Capítulo 9 ofrece la misma metodología [7]. La metodología para diseñar vigas de concreto reforzado simplemente armadas usa la teoría de Whitney de distribución de esfuerzos a compresión en el concreto de forma rectangular bajo cargas últimas o estado límite de resistencia.

El modelo de Whitney para resistencia última de vigas simplemente armadas se muestra en la Figura 21, donde el diagrama de deformaciones muestra comportamiento lineal, el diagrama de esfuerzos muestra el bloque a compresión equivalente y las fuerzas internas muestran el momento interno resistente. De acuerdo con la figura,  $h$  es la altura de la viga,  $b$  es el ancho de la viga,  $d$  es el peralte efectivo y  $A_s$  es el área de acero a tensión. Para el diagrama de deformaciones unitarias,  $c$  es la distancia de la capa extrema a compresión al eje neutro,  $\epsilon_c$  es la deformación unitaria del concreto,  $\epsilon_{cu}$  es la deformación última a compresión del concreto igual a 0.003,  $\epsilon_s$  es la deformación unitaria del acero,  $\epsilon_y$  es la deformación unitaria en fluencia del acero igual a 0.002 y  $\phi_u$  es el giro último. Para el diagrama de esfuerzos,  $f_c$  es el esfuerzo a compresión,  $f'_c$  es el esfuerzo a compresión que soporta el concreto,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero igual  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $a$  es la altura del bloque de compresión. Para el diagrama de fuerzas,  $C_c$  es la fuerza de compresión del concreto,  $T$  es la fuerza de tensión del acero y  $M$  es el momento nominal interno de la viga.



**Figura 21: Modelo de Whitney para esfuerzos a flexión simplemente armados, condición última**

Para la obtención de la altura del bloque de compresión  $a$ :

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85f'_c \phi_b b}} \tag{Ec. 18}$$

Donde  $\phi_b = 0.9$  cuando la deformación unitaria del acero  $\varepsilon_s \geq 0.005$ . Para comprobar el cumplimiento de la condición anterior, se debe comprobar  $\varepsilon_s$  mediante el uso del método de triángulos semejantes en el diagrama de deformaciones. Entonces, para obtener  $\varepsilon_s$ , primeramente, obtenemos la distancia al eje neutro  $c$  como:

$$C = a/\beta_1 \quad [\text{Ec. 19}]$$

Donde  $\beta_1$  es el factor de profundidad del bloque de compresión dependiendo de la resistencia del concreto  $f'_c$ , siendo  $\beta_1 = 0.85$  para  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\beta_1 = 0.65$  para  $f'_c \geq 560 \text{ kg/cm}^2$  y valores intermedios usando interpolación lineal. La deformación unitaria del acero  $\varepsilon_s$  se obtiene como:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d - c)}{c} \quad [\text{Ec. 20}]$$

Si no se cumple la condición anterior, se debe cambiar el tamaño de la viga. Ahora, para obtener el acero de refuerzo  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_b f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad [\text{Ec. 21}]$$

El acero mínimo que requiere la viga usa el mayor de las siguientes expresiones:

$$A_{s\_min1} = \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad [\text{Ec. 22}]$$

$$A_{s\_min2} = \frac{14}{f_y} bd \quad [\text{Ec. 23}]$$

El acero máximo que puede usar la viga es:

$$A_{s\_max} = 0.73 \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y}\right) bd \quad [\text{Ec. 24}]$$

### 2.1.5.2 Diseño por corte para vigas de concreto reforzado

Para la obtención de la separación de estribos conforme a la fuerza cortante de la viga, se debe conocer la capacidad por corte del concreto, considerando que al menos un estribo cubre las grietas generadas. La resistencia por corte del concreto  $V_c$  se obtiene como:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd \quad [\text{Ec. 25}]$$

Donde  $P_u$  es la fuerza última a compresión y  $A_g$  es el área gruesa de la viga. Para obtener el corte  $V_s$  que soportan los estribos, se usa la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \quad [\text{Ec. 26}]$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante última y  $\phi_v$  es el factor de reducción por corte con valor de 0.75. Finalmente, la separación de estribos calculada se obtiene como:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad [\text{Ec. 27}]$$

Donde  $A_v$  es el área de acero de los estribos ya incluyendo todas las ramas. Los estribos cerrados se consideran como dos ramas y dependiendo de su cantidad como del diámetro de la varilla, la separación requerida se calcula. Ahora, la separación máxima que se puede usar es:

$$S_{max} = d/2 \quad [\text{Ec. 28}]$$

### 2.1.5.3 Diseño a flexo-compresión para columnas de concreto reforzado

Para la revisión de la demanda/capacidad en las columnas, es necesario la construcción del diagrama de interacción de carga-momento  $P_u$  y  $M_u$ , como se muestra en la Figura 22.

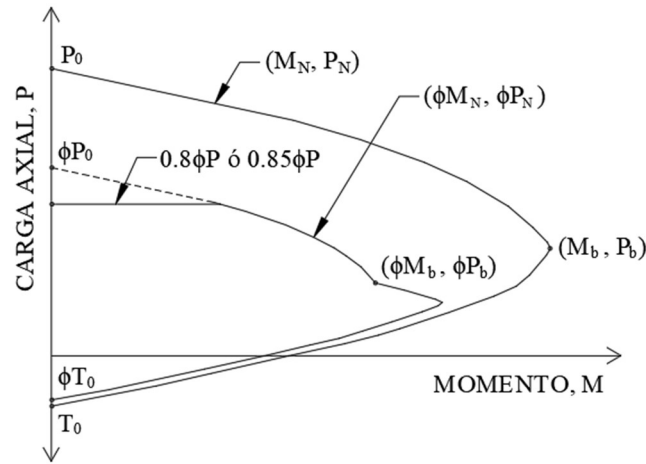


Figura 22: Diagrama de interacción de una columna y sus factores reductores

Para la obtención del diagrama de interacción, se requiere que las dimensiones, materiales y acero proporcionado de la columna sea definido desde un inicio, como se muestra en la Figura 23, donde  $b$  es la base de la columna,  $h$  es la altura de la columna,  $r$  es el recubrimiento,  $d_i$  es la distancia de cada varilla con respecto a la fibra extrema a compresión y  $A_{si}$  es el acero proporcionado a cada diferente altura de la columna.

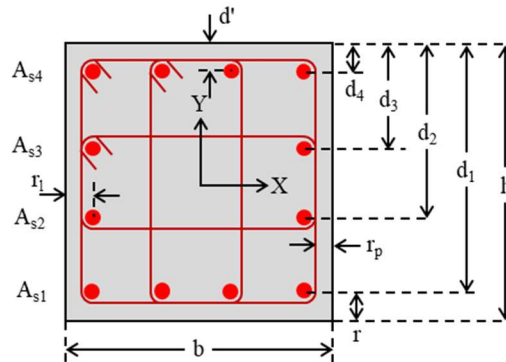


Figura 23: Columna rectangular, sus cantidades de acero y dimensiones

Utilizando el *método directo*, se desarrolla la gráfica considerando la falla última con el bloque equivalente de Whitney, para diferentes profundidades del eje neutro  $c$ . La cantidad de acero mínima que debe llevar la columna es  $0.01A_g$  y la cantidad máxima es  $0.08A_g$ .

#### a) *Compresión pura*

Se considera que la compresión unitaria del concreto está en cedencia como  $\epsilon_{cu} = 0.003$ , el acero se encuentra en fluencia  $\epsilon_s = 0.002$  y el comportamiento del acero es elastoplástico. La Figura 24 muestra la geometría, diagrama de deformaciones unitarias y diagramas de esfuerzos para la obtención de la compresión última  $P_0$ , donde  $y_{cp}$  es la ubicación del centroide plástico medido desde la fibra extrema de compresión,  $\epsilon_{si}$  es la deformación unitaria de cada fila de varillas y  $f_{si}$  es el esfuerzo de cada una de las filas de varillas. La compresión del concreto  $C_c$  se obtiene como:

$$C_c = 0.85f'_c(A_g - A_s) \quad [\text{Ec. 29}]$$

Donde  $A_g$  es el área gruesa de la columna y  $A_s$  es el área de acero total. La fuerza de compresión  $F_{si}$  de cada fila de varillas  $A_{si}$  se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_{si} = A_{si}f_{si} \quad [\text{Ec. 30}]$$

Donde  $f_{si} = f_y$ . Finalmente, para la obtención de la compresión máxima  $P_0$ :

$$P_0 = C_c + \Sigma F_{si} \quad [\text{Ec. 31}]$$

Conociendo todas las fuerzas a compresión, se puede obtener el centroide plástico  $y_{cp}$  mediante la siguiente expresión:

$$y_{cp} = \frac{C_c(h/2) + \Sigma_{i=1}^n F_{si}d_i}{P_0} \quad [\text{Ec. 32}]$$

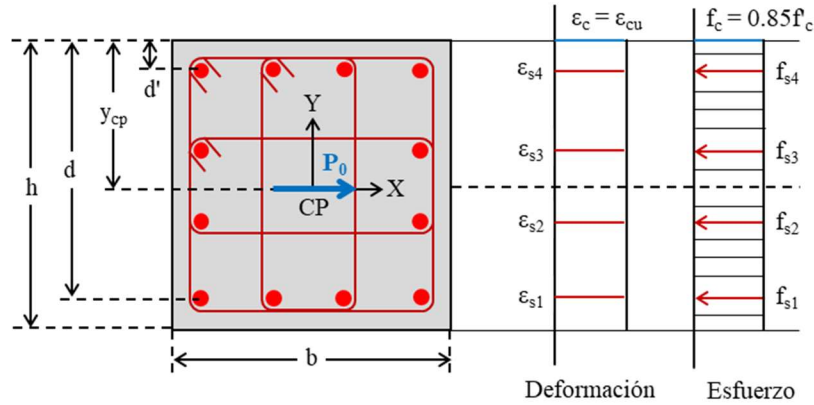


Figura 24: Columna rectangular, compresión pura

b) Tensión pura

En esta condición se desprecia la contribución del concreto a tensión, se considera el acero en fluencia y comportamiento elastoplástico. La Figura 25 muestra un ejemplo de la geometría, diagrama de deformaciones unitarias y diagramas de esfuerzos en cada una de las filas de acero, para la obtención de la tensión última  $T_0$ . Por lo tanto, se usa la siguiente expresión:

$$T_0 = -\Sigma T_{Asi} = -\Sigma A_{si}f_{si} \quad [\text{Ec. 33}]$$

Donde el signo negativo se usa para la gráfica y el esfuerzo del acero  $f_{si} = f_y$ .

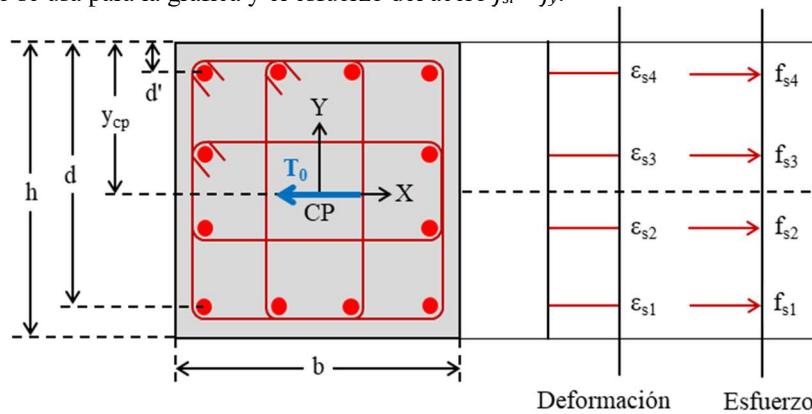


Figura 25: Columna rectangular, tensión pura

c) Valores de profundidades del eje neutro

En esta condición se considera que el concreto se encuentra en cedencia y el acero tiene comportamiento elastoplástico. Para obtener carga axial  $P$  y momento  $M$ , se debe definir primero la distancia al eje neutro  $c$  como se muestra en la Figura 26 y con las deformaciones unitarias, encontrar todas las fuerzas por las filas de acero proporcionado.

Para encontrar las deformaciones unitarias  $\epsilon_{si}$  en cada fila, se usa la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cu} \frac{c - d_i}{c} \quad [\text{Ec. 34}]$$

Donde  $d_i$  es la distancia de la fibra extrema de compresión a la cada fila de acero proporcionado, con signo positivo en compresión y signo negativo en tensión.

Los esfuerzos en cada fila de acero  $f_{si}$  se obtiene mediante:

$$f_{si} = E_s \varepsilon_{si} \quad [\text{Ec. 35}]$$

Donde  $E_s$  corresponde al módulo de elasticidad del acero. La fuerza de cada fila de acero se obtiene como:

$$F_{si} = A_s f_{si} \quad [\text{Ec. 36}]$$

Para la carga axial a compresión del concreto  $C_c$  se obtiene con el bloque de Whitney:

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c b \quad [\text{Ec. 37}]$$

La carga axial total  $P$  se obtiene con la suma de las fuerzas del acero y concreto:

$$P = C_c + \sum F_{si} \quad [\text{Ec. 38}]$$

El momento  $M$  se obtiene con la suma de las fuerzas del acero y concreto en conjunto con el brazo de palanca:

$$M = C_c \left( y_{cp} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} (y_{cp} - d_i) \quad [\text{Ec. 39}]$$

Donde  $a = \beta_1 c$ . Finalmente, el proceso se repite para diferentes ejes neutros y así obtener la gráfica de interacción como se muestra en la Figura 22.

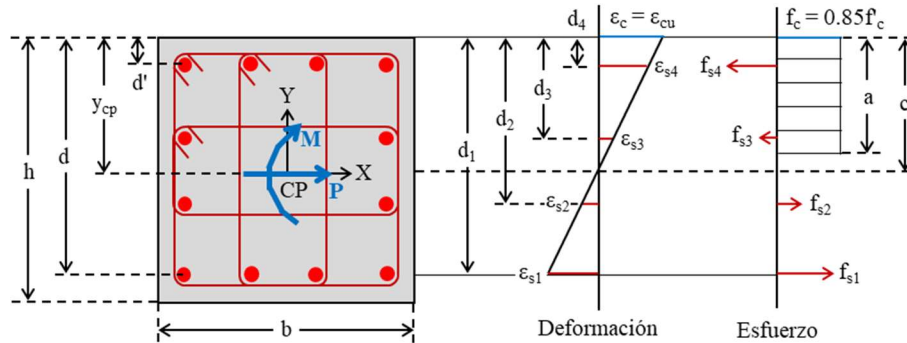


Figura 26: Columna rectangular, valores del eje neutro, modelo de Whitney

Sin embargo, la gráfica anterior se debe modificar por el factor reductor  $\phi$ , dependiendo del tipo de falla que se genera en la fibra de acero más extrema a tensión  $\varepsilon_{s1}$ , de acuerdo con los valores de la Figura 27.

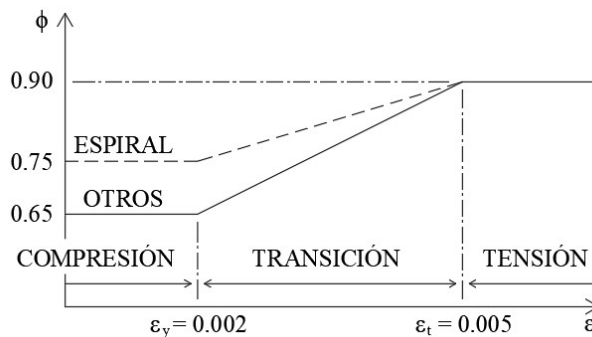


Figura 27: Factores reductores  $\phi$  de acuerdo con el tipo de falla

De acuerdo con la figura anterior el factor reductor  $\phi$  depende primeramente del tipo de estribo, si es en espiral o de cualquier otra geometría, variando de 0.65 a 0.75 en la falla controlada por compresión. Para la falla controlada por tensión, en ambos casos se usa un factor de 0.9 y en la falla controlada por transición, se debe interpolar linealmente entre las deformaciones unitarias  $\varepsilon_y = 0.002$  y  $\varepsilon_t = 0.005$ . Dichos factores reductores se multiplican para la carga axial como  $\phi P$  y para el momento como  $\phi M$ , mostrando su reducción de acuerdo con la Figura 22.

Finalmente, para considerar la excentricidad accidental, la resistencia axial reducida  $\phi P$  se debe limitar al 85% para columnas con estribos en espiral y 0.80% para cualquier otro tipo de estribo, quedando el diagrama de interacción de diseño como se muestra en la Figura 22.

Para el caso de columnas circulares, la obtención del área de compresión y la localización del centroide requiere del área de la sección semicircular [21]. Se tiene como caso 1 donde  $a \leq d/2$  y caso 2 donde  $a \geq d/2$ , como se muestra en la Figura 28, indicando el ángulo  $\theta$  como parámetro para el cálculo del área en la zona de compresión.

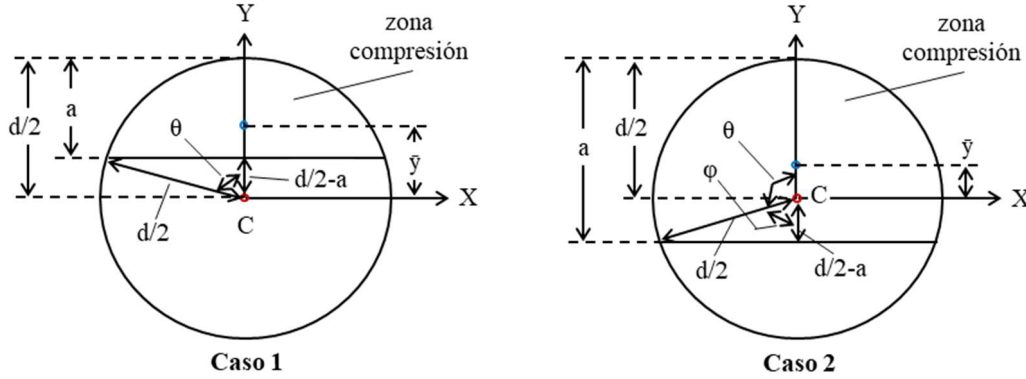


Figura 28: Zona de compresión para columnas circulares

Para obtener el ángulo  $\theta$  en el primer caso, donde  $a \leq d/2$  o  $\theta \leq 90^\circ$ :

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{(d/2) - a}{d/2} \right) \quad [\text{Ec. 40}]$$

Para obtener el ángulo  $\theta$  en el segundo caso, donde  $a \geq d/2$  o  $\theta > 90^\circ$ :

$$\theta = 180^\circ - \cos^{-1} \left( \frac{a - (d/2)}{d/2} \right) \quad [\text{Ec. 41}]$$

El área de compresión del semicírculo se obtiene como:

$$A = d^2 \left( \frac{\theta - \text{sen}\theta \cdot \text{cos}\theta}{4} \right) \quad [\text{Ec. 42}]$$

El momento estático del área de compresión es:

$$A\bar{y} = d^3 \left( \frac{\text{sen}^3\theta}{12} \right) \quad [\text{Ec. 43}]$$

El momento estático del área de compresión es:

$$\bar{y} = \frac{A\bar{y}}{A} \quad [\text{Ec. 44}]$$

#### 2.1.5.4 Diseño a cortante para columnas de concreto reforzado

El diseño de los estribos por corte en las columnas se realiza de la misma forma que en vigas, obteniendo la capacidad de corte del concreto  $V_c$ , la capacidad por corte de los estribos  $V_s$  y la separación de los estribos  $s$ .

Por otro lado, la separación libre mínima debe ser al menos  $(4/3) \cdot d_{agg}$  y la separación máxima debe ser el menor de  $16d_b$  y  $48d_{est}$ , donde  $d_{agg}$  es el tamaño del agregado,  $d_b$  es el diámetro de la varilla longitudinal y  $d_{est}$  es el diámetro del estribo. Adicionalmente, las barras longitudinales deben estar soportadas lateralmente por un estribo con una separación máxima de 15cm, de acuerdo con ACI 318-19 [7].

## 2.2 Análisis estructural estático

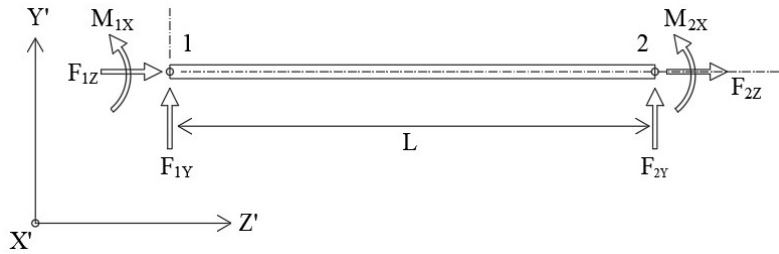
Para conocer los análisis sísmicos de los puentes vehiculares, se requiere el uso de las matrices de rigidez estáticas y dinámicas, descritas en los siguientes incisos.

### 2.2.1 Análisis matricial de estructuras

Para el desarrollo del análisis estructural de diferentes estructuras considerando los diferentes grados de libertad, se usa de forma convencional el método matricial, descrito en el siguiente apartado.

#### *Desarrollo del análisis estructural matricial*

Un elemento tipo viga-columna sometido a fuerzas axiales, cortantes y de momento tiene la forma indicada en la Figura 29, donde se tiene el nodo inicial 1, nodo final 2 y longitud  $L$  [22].



**Figura 29: Elemento tipo viga-columna bidimensional**

De acuerdo con la figura anterior, las fuerzas  $F$  y desplazamientos  $u$  de los nodos 1 y 2 en la viga se representan como:

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1Z} \\ F_{1Y} \\ M_{1X} \end{Bmatrix}, \quad \{F_2\} = \begin{Bmatrix} F_{2Z} \\ F_{2Y} \\ M_{2X} \end{Bmatrix}, \quad \{u_1\} = \begin{Bmatrix} u_{1Z} \\ u_{1Y} \\ \theta_{1X} \end{Bmatrix}, \quad \{u_2\} = \begin{Bmatrix} u_{2Z} \\ u_{2Y} \\ u_{2X} \end{Bmatrix} \quad [\text{Ec. 45}]$$

Utilizando las funciones de forma para cada una de las fuerzas relacionadas con su desplazamiento en cada nodo, se obtiene su rigidez agrupados en la siguiente matriz de rigidez del elemento:

$$[k'] = \begin{bmatrix} r_{az} & 0 & 0 & -r_{az} & 0 & 0 \\ 0 & r_{aax} & r_{abx} & 0 & -r_{aax} & r_{bax} \\ 0 & r_{abx} & r_{11x} & 0 & -r_{abx} & r_{12} \\ -r_{az} & 0 & 0 & r_{az} & 0 & 0 \\ 0 & -r_{aax} & -r_{abx} & 0 & r_{aax} & -r_{bax} \\ 0 & r_{bax} & r_{21x} & 0 & -r_{bax} & r_{22x} \end{bmatrix} \quad [\text{Ec. 46}]$$

Cada elemento de la matriz de rigidez se define como:

$$r_{az} = \frac{EA}{L}, \quad r_{aax} = \frac{12EI_x}{L^3(1 + \Phi_y)}, \quad r_{abx} = r_{bax} = \frac{6EI_x}{L^2(1 + \Phi_y)} \quad [\text{Ec. 47}]$$

$$r_{11x} = r_{22x} = \frac{(4 + \Phi_y)EI_x}{L(1 + \Phi_y)}, \quad r_{12x} = r_{21x} = \frac{(2 - \Phi_y)EI_x}{L(1 + \Phi_y)}$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad,  $A$  es el área de la sección transversal,  $L$  es la longitud de la viga,  $I_x$  es la inercia de la sección transversal y  $\Phi_y$  es el parámetro adimensional relacionado con las deformaciones por corte, que se obtiene como:

$$\Phi_y = \frac{12EI_x}{GA_{cy}L^2} = 24(1 + \nu) \frac{A}{A_{cy}} \left(\frac{r_x}{L}\right)^2 \quad [\text{Ec. 48}]$$

Donde  $G$  es el módulo de elasticidad a corte,  $A_{cy}$  es el área de corte igual a  $(5/6) \cdot A$ ,  $\nu$  es la razón de Poisson del material y  $r_x$  es el radio de giro. Sin embargo, la matriz de rigidez  $[k']$  solamente se muestra con la orientación  $\theta = 0^\circ$  y requiere orientarse a cualquier ángulo dependiendo de la ubicación del elemento. La Figura 30 muestra la modificación de la viga-columna a un ángulo cualquiera.

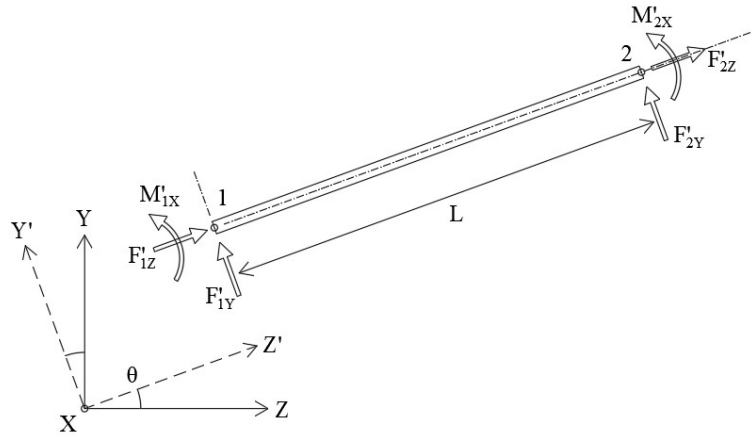


Figura 30: Elemento tipo viga-columna bidimensional con un giro  $\theta$

La matriz de rigidez  $[k]$  considerando el giro se obtiene como:

$$[k] = [T]^T [k'] [T] \tag{Ec. 49}$$

Donde  $[T]$  es la matriz de transformación definida por:

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \text{sen}\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \text{sen}\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{Ec. 50}$$

Para ensamblar la matriz de rigidez de cada elemento  $[k]$  en la matriz de rigidez global  $[K]$ , se deben enumerar todos los nodos, elementos y grados de libertad. Un ejemplo se muestra en la Figura 31, donde los nodos se enumeran con un círculo, los elementos con un cuadrado y los grados de libertad en cada dirección de la fuerza. Por acomodo de la matriz de rigidez global, es conveniente que la numeración de los grados de libertad en los apoyos quede hasta el final.

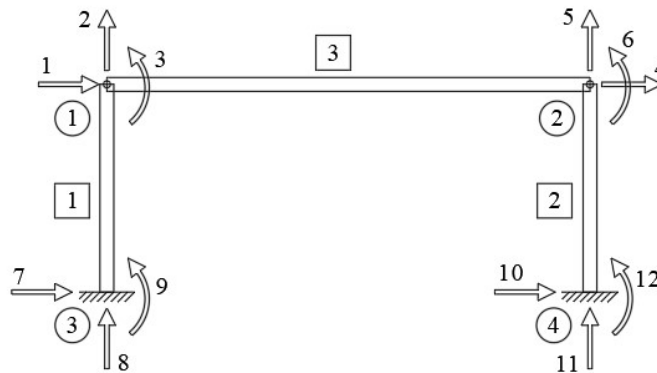


Figura 31: Ejemplo de numeración de nodos, elementos y grados de libertad

Como ejemplo, la matriz de rigidez del elemento 1 queda de la siguiente forma:

$$[k_1] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \begin{matrix} 7 \\ 8 \\ 9 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} \tag{Ec. 51}$$

Donde  $k_{ij}$  representa la rigidez en la matriz con ubicación en la fila  $i$  y columna  $j$ . El acomodo en la matriz de rigidez global quedaría como:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{44} & k_{45} & k_{46} & 0 & 0 & 0 & k_{41} & k_{42} & k_{43} & 0 & 0 & 0 \\ k_{54} & k_{55} & k_{56} & 0 & 0 & 0 & k_{51} & k_{52} & k_{53} & 0 & 0 & 0 \\ k_{64} & k_{65} & k_{66} & 0 & 0 & 0 & k_{61} & k_{62} & k_{63} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{14} & k_{15} & k_{16} & 0 & 0 & 0 & k_{11} & k_{12} & k_{13} & 0 & 0 & 0 \\ k_{24} & k_{25} & k_{26} & 0 & 0 & 0 & k_{21} & k_{22} & k_{23} & 0 & 0 & 0 \\ k_{34} & k_{35} & k_{36} & 0 & 0 & 0 & k_{31} & k_{32} & k_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} \quad [\text{Ec. 52}]$$

Donde cada elemento se debe acomodar de acuerdo con la numeración de los grados de libertad. En los nodos donde se unen los elementos, simplemente las rigideces se suman por la regla de ensamble. Ahora, La solución global para obtener las deformaciones en todos los grados de libertad es por medio de:

$$[K]\{u\} = \{P\} \quad [\text{Ec. 53}]$$

Donde la matriz  $\{u\}$  representa los desplazamientos de todos los nodos y  $\{P\}$  son las cargas puntuales aplicadas en los nodos, enumerados con los grados de libertad de la misma forma que la matriz.

Para considerar los apoyos, la ecuación anterior se puede expresar de la siguiente forma [23]:

$$\begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_1 = ?\} \\ \{u_2 = 0\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_1\} \\ \{P_2\} \end{Bmatrix} \quad [\text{Ec. 54}]$$

Donde  $\{u_1\}$  es la submatriz que contiene los grados de libertad de los nodos con valores desconocidos,  $\{u_2\}$  son los grados de libertad de los apoyos, iguales a cero,  $\{P_1\}$  contiene las cargas externas aplicadas a los nodos sin apoyos y  $\{P_2\}$  se refiere a las reacciones en los apoyos. Por lo tanto, para encontrar los desplazamientos  $\{u_1\}$  se realiza la siguiente operación:

$$\begin{aligned} \{u_1\} &= [K_{11}]^{-1}\{P_1\} \\ \{u_1\} &= [K_{11}]^{-1}\{P_1\} \end{aligned} \quad [\text{Ec. 55}]$$

Como  $\{u_2 = 0\}$ , la segunda expresión se elimina. Ahora, para encontrar las reacciones:

$$\{P_2\} = [K_{21}]\{u_1\} \quad [\text{Ec. 56}]$$

Finalmente, para obtener las fuerzas internas y conocer las deformaciones de cada elemento, simplemente se utilizan los resultados de  $\{u_1\}$  para cada elemento en particular.

## 2.2.2 Análisis matricial con brazos rígidos

Cuando las dimensiones de los elementos son grandes, es conveniente modelar con rigidez adicional los elementos de unión entre vigas y columna, como ocurre en la Figura 32, donde  $L'$  es la longitud libre de la viga.

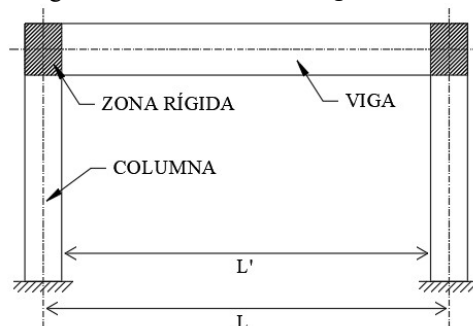


Figura 32: Brazos rígidos en un marco estructural

Por lo tanto, la modificación de las rigideces en la matriz del elemento viga-columna tendrá las variables  $\alpha$  y  $\beta$  que indican los factores donde la rigidez en los brazos rígidos es infinita, de acuerdo con la Figura 33.

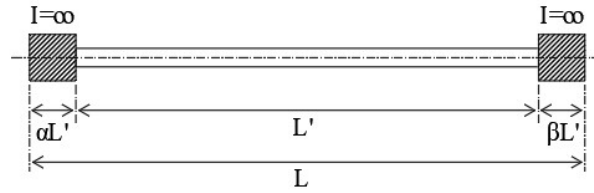


Figura 33: Brazos rígidos en un elemento viga-columna

Entonces, la matriz de rigidez  $[k]$  tendrá las siguientes variables modificadas:

$$\begin{aligned}
 r_{aax} &= \frac{12EI_x}{L'^3} \left( \frac{1 + \alpha^2 + 2\alpha + 2\alpha\beta + 2\beta + \beta^2}{1 + \Phi_y} \right), & r_{abx} &= \frac{6EI_x}{L'^2} \left( \frac{1 + 3\alpha + 2\alpha^2 + 2\alpha\beta + \beta}{1 + \Phi_y} \right) \\
 r_{bax} &= \frac{6EI_x}{L'^2} \left( \frac{1 + 3\beta + 2\beta^2 + 2\alpha\beta + \alpha}{1 + \Phi_y} \right), & r_{11x} &= \frac{4EI_x}{L'} \left( \frac{1 + \frac{\Phi_y}{4} + 3\alpha + 3\alpha^2}{1 + \Phi_y} \right) \\
 r_{22x} &= \frac{4EI_x}{L'} \left( \frac{1 + \frac{\Phi_y}{4} + 3\beta + 3\beta^2}{1 + \Phi_y} \right), & r_{12x} = r_{21x} &= \frac{2EI_x}{L'} \left( \frac{1 - \frac{\Phi_y}{2} + 3\alpha + 3\beta + 6\alpha\beta}{1 + \Phi_y} \right)
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 57}$$

### 2.2.3 Consideraciones de efectos P-Δ

La teoría de los efectos  $P-\Delta$  indica que la relación geométrica entre los desplazamientos del nodo y las deformaciones del elemento tiene una relación lineal y el equilibrio se considera en la posición deformada, donde el elemento viga-columna se mueve horizontalmente y la extensión de la barra es cero [24]; lo anterior se puede observar en la Figura 34.

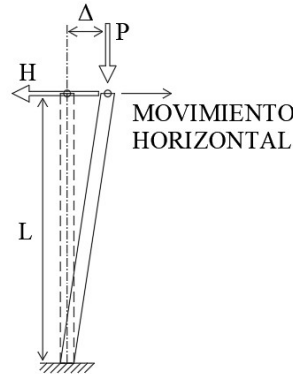


Figura 34: Consideraciones del efecto P-Δ

La matriz geométrica que se refiere a los efectos  $P-\Delta$  se define como:

$$[k_G] = \frac{P}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & L & 0 & 0 & 6 & L \\ 0 & \frac{L}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{L}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{L^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix}
 \tag{Ec. 58}$$

Donde  $P$  es la carga axial que tiene el elemento viga-columna y  $L$  es la longitud. La matriz de rigidez geométrica  $[k_G]$  se debe sumar a la matriz de rigidez  $[k']$  mencionado previamente

Por lo tanto, la solución general considerando los efectos  $P-\Delta$  queda como:

$$\{P\} = [[k'] + [K_G]]\{u_1\} \quad [\text{Ec. 59}]$$

## 2.3 Análisis dinámico y modal-espectral de estructuras

### 2.3.1 Generalidades de la dinámica estructural

El análisis dinámico de estructuras parte del sistema masa-resorte que se muestra en la Figura 35, donde se tiene una masa  $m$  en una superficie sin fricción,  $c$  es el coeficiente relacionado con la velocidad,  $k$  es la rigidez del resorte y  $P(t)$  es la carga aplicada en función del tiempo. El sistema tendrá un desplazamiento  $u(t)$  de acuerdo con las variables del sistema, donde también se muestra el diagrama de cuerpo libre con cada una de las cargas aplicadas.

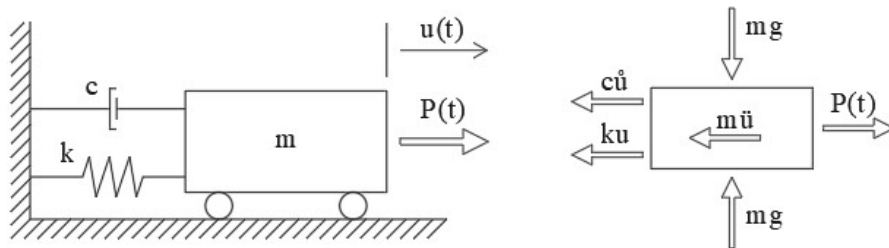


Figura 35: Sistema masa-resorte y su diagrama de cuerpo libre

Como el sistema solamente se mueve en una dirección, la ecuación de movimiento será de 1 grado de libertad (1GDL). Aplicado a marcos, se puede idealizar el sistema masa-resorte como se muestra en la Figura 36, donde el marco estructural se puede idealizar como un péndulo con masa en su extremo.

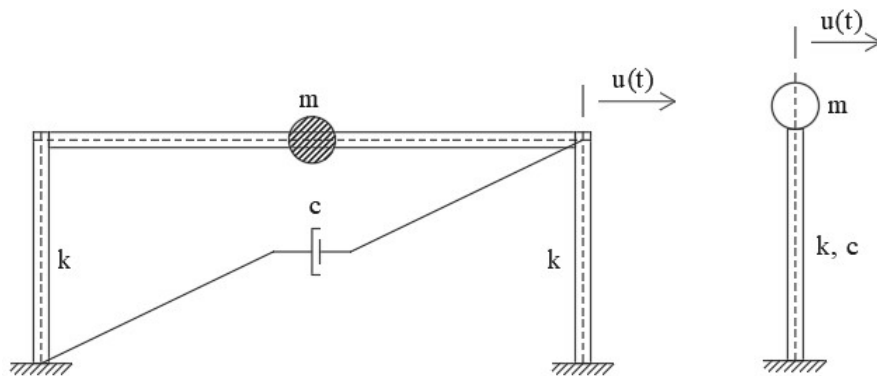


Figura 36: Sistema masa-resorte idealizado de un marco estructural

La idealización implica considerar que la viga es rígida donde solamente las columnas se deforman a corte, donde las rigideces serán:

$$k = \frac{12EI}{L^3} \text{ (empotrado - empotrado)}, \quad k = \frac{3EI}{L^3} \text{ (articulado - empotrado)} \quad [\text{Ec. 60}]$$

Como las columnas están conectadas a la masa en un sistema en paralelo, la rigidez equivalente  $k_e$  se obtiene como la sumatoria de las columnas individuales:

$$K_e = \sum k_i \quad [\text{Ec. 61}]$$

Se asume que las fuerzas son proporcionales a la magnitud de la velocidad y en dirección opuesta al movimiento, conocido como amortiguamiento viscoso, esto es  $F = -c\dot{u}$ . Ahora, la aceleración está en función a la segunda ley de Newton, donde  $F = m\ddot{u}$ . De acuerdo con el diagrama de cuerpo libre, la masa por gravedad  $mg$  del sistema se equilibra y se elimina.

Usando el principio de D'Alembert, se puede agregar la fuerza inercial al sistema de ecuaciones, quedando de la siguiente forma [25]:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t) \quad [\text{Ec. 62}]$$

### 2.3.2 Vibración libre, sistemas de 1GDL

Si en la ecuación diferencial anterior no se considera las fuerzas de velocidad y la carga aplicada, se tiene la siguiente expresión:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad [\text{Ec. 63}]$$

Resolviendo la ecuación diferencial se obtiene la frecuencia angular natural del sistema  $\omega_n$  definida como:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k_e}{m}} \quad [\text{Ec. 64}]$$

Donde  $k_e$  es la rigidez equivalente del sistema y  $m$  es la masa del sistema. La ecuación de movimiento para sistemas sin amortiguamiento queda como:

$$u(t) = u_0 \cos \omega_n t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega_n t \quad [\text{Ec. 65}]$$

Donde  $u_0$  es el desplazamiento inicial y  $v_0$  es la velocidad inicial. Con la expresión anterior, se puede obtener las ecuaciones de velocidad y aceleración por medio de la primera y segunda derivada.

El movimiento del sistema es armónico al estar en funciones *seno* y *coseno*, tiene la forma mostrada la Figura 37, donde el sistema vibra indefinidamente con una amplitud constante en cada ciclo. Se puede apreciar el desplazamiento y velocidades iniciales en  $t = 0$  seg, así como el periodo  $T$  definido como el tiempo que tarda el sistema en dar 1 ciclo completo, tal como se muestra en los puntos a, b, c, d y e en la gráfica en conjunto con el movimiento de un marco estructural [26].

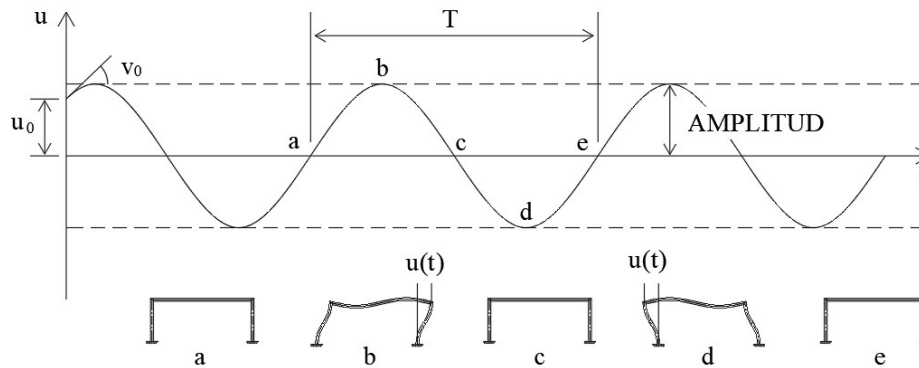


Figura 37: Gráfica de movimiento de un sistema en vibración libre

Por lo tanto, el periodo  $T$  se define como:

$$T = (2\pi)/\omega_n \quad [\text{Ec. 66}]$$

La frecuencia  $f$  se define como los ciclos que tiene el sistema en 1 segundo y se obtiene como:

$$f = 1/T = \omega_n/(2\pi) \quad [\text{Ec. 67}]$$

### 2.3.3 Vibración amortiguada, sistemas de 1GDL

Si la ecuación diferencial solamente no consideramos la fuerza e igualamos a cero, se tiene la siguiente expresión:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad [\text{Ec. 68}]$$

Al desarrollar la ecuación diferencial, la ecuación característica de la solución ofrece tres posibles casos:

- Caso 1: Sistemas con amortiguamiento crítico.
- Caso 2: Sistemas sobreamortiguados.
- Caso 3: Sistemas subamortiguados.

Para todos los casos, se usa el radio de amortiguamiento  $\xi$  definido como:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}}, \quad c_{cr} = 2\sqrt{k_e m} \quad [\text{Ec. 69}]$$

Donde  $c_{cr}$  es el amortiguamiento crítico del sistema. Para el caso 1 de sistemas con amortiguamiento crítico, la solución general queda de la siguiente forma [27]:

$$u(t) = [u_0 + (v_0 + u_0 \omega_n)t]e^{-\omega_n t} \quad [\text{Ec. 70}]$$

Para el caso 2 de sistemas sobreamortiguados, la solución general de movimiento es [27]:

$$u(t) = \frac{v_0 + u_0(\xi + \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}} e^{(-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n t} + \frac{-v_0 - u_0(\xi - \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}} e^{(-\xi - \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n t} \quad [\text{Ec. 71}]$$

Tanto el caso 1 como el caso 2, el sistema estructural no vibra, más bien su amplitud disminuye gradualmente con el tiempo. Por lo tanto, los sistemas subamortiguados del caso 3 son los que tienen vibraciones y se agrega la frecuencia angular amortiguada  $\omega_D$ , definida como:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad [\text{Ec. 72}]$$

Entonces, la solución general de movimiento de los sistemas amortiguados es:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[ u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{v_0 + u_0 \xi \omega_n}{\omega_D} \text{sen}(\omega_D t) \right] \quad [\text{Ec. 73}]$$

La ecuación anterior se vuelve extensa si se obtiene la primera y segunda derivada para obtener la velocidad y aceleración. Por lo tanto, una solución alterna es:

$$u(t) = C e^{-\xi\omega_n t} [\cos(\omega_D t - \phi)]$$

$$C = \sqrt{u_0^2 + \left( \frac{v_0 + \xi \omega_n u_0}{\omega_D} \right)^2} \quad [\text{Ec. 74}]$$

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{v_0 + \xi \omega_n u_0}{u_0 \omega_D} \right)$$

La siguiente figura muestra el movimiento de un sistema de 1GDL con condiciones iniciales  $u_0$  y  $v_0$  aplicadas, donde se aprecia que las condiciones sin amortiguamiento ( $\xi = 0$ ) y con subamortiguamiento ( $\xi < 1$ ).

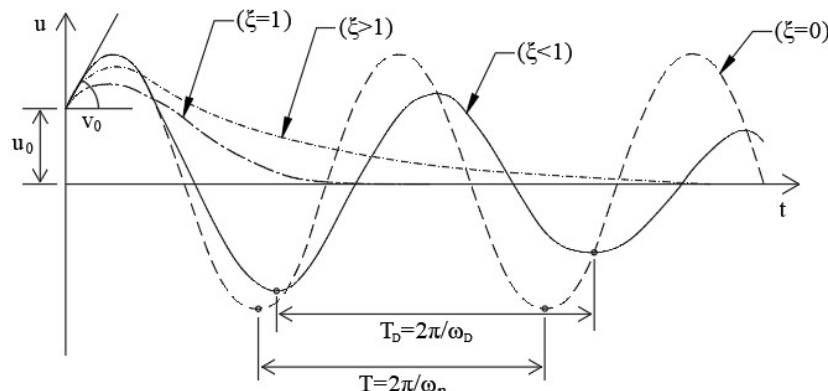
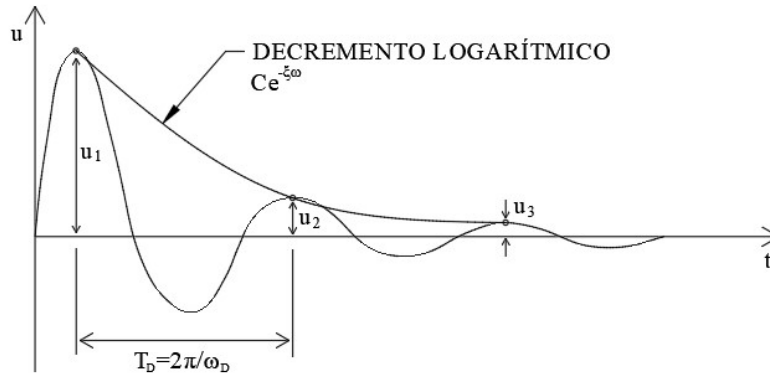


Figura 38: Gráfica de movimiento de sistemas de 1GDL bajo diferentes amortiguamientos

Básicamente todas las estructuras en su forma natural son subamortiguados, donde el valor del radio  $\xi$  se obtiene de forma experimental. Se calcula  $\xi$  por medio del decremento logarítmico de dos amplitudes consecutivas como se muestra en la Figura 39.



**Figura 39: Decremento logarítmico de un sistema amortiguado**

En términos de la gráfica de desplazamiento o de aceleraciones, el decremento logarítmico  $\delta$  se obtiene como:

$$\delta = \ln \frac{u_1}{u_2} = \ln \frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_2} = \xi \omega_n T_D = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad [\text{Ec. 75}]$$

Para valores pequeños de radios de amortiguamiento ( $\xi \leq 0.2$ ), la ecuación del decremento logarítmico se puede simplificar como  $\delta = 2\pi\xi$ .

### 2.3.4 Vibración amortiguada con cargas armónicas, sistemas de 1GDL

Si la ecuación diferencial consideramos la fuerza como una carga armónica, se tiene la siguiente expresión:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F_0 \text{sen}(\bar{\omega}t) \quad [\text{Ec. 76}]$$

Donde  $F_0$  es la amplitud de la carga armónica y  $\bar{\omega}$  es la frecuencia angular de la carga. La solución de la ecuación diferencial ofrece la respuesta total de movimiento  $u$  como:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[ u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{v_0 + u_0 \xi \omega_n}{\omega_D} \text{sen}(\omega_D t) \right] + (u_{st})_0 R_d \text{sen}(\bar{\omega}t - \phi)$$

$$R_d = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad [\text{Ec. 77}]$$

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{2\xi r}{1-r^2} \right)$$

Donde  $R_d$  es el factor de amplificación dinámica de desplazamiento,  $r$  es el radio de frecuencias angulares obtenido como  $r = \bar{\omega}/\omega_n$ ,  $(u_{st})_0$  es el desplazamiento estático obtenido como  $(u_{st})_0 = F_0/k_e$  y  $\phi$  es el ángulo de fase. El primer término de la ecuación anterior es la respuesta transitoria y el segundo término es el estado estable, donde la respuesta transitoria se disipa con el tiempo y es usual que se trabaje solamente con el estado estable. De forma adicional, el radio de frecuencias  $r$  influye directamente a la amplificación dinámica, siendo  $r = 1$  cuando el sistema está en resonancia.

Para la obtención del radio de amortiguamiento  $\xi$ , se agregan los siguientes métodos:

a) *Método de ancho de banda (half power):*

Por medio de una prueba experimental, se obtiene una gráfica de frecuencias vs amplitud de desplazamientos, se obtiene el radio de amortiguamiento con la siguiente expresión:

$$\xi = (f_2 - f_1)/(f_1 + f_2) \quad [\text{Ec. 78}]$$

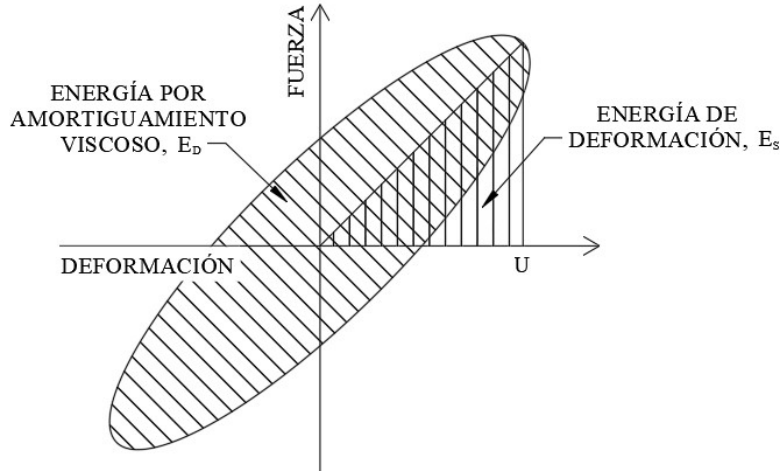
Donde los valores de frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  se obtienen al usar la expresión  $(1/2) \cdot U$ , siendo  $U$  la amplitud de desplazamiento.

b) *Método de amortiguamiento viscoso equivalente.*

Utiliza la energía disipada por el amortiguamiento viscoso  $E_D$  de acuerdo con el ciclo histerético que se forma y la energía estática  $E_S$  propia del sistema.

$$\xi_{eq} = (1/4\pi) \cdot (E_D/E_S) \quad [\text{Ec. 79}]$$

Utiliza la gráfica del ciclo histerético medido como la amplitud de deformación  $U$ , la fuerza resistente  $F$ , donde las energías  $E_D$  y  $E_S$  son las áreas bajo las curvas correspondientes de acuerdo con la Figura 40.



**Figura 40: Ciclos histeréticos y energías del sistema**

Por otro lado, la ecuación de movimiento vista anteriormente aplica cuando la carga se aplica directamente a la masa. Cuando se induce un desplazamiento en la base de la estructura, como en el caso de los sismos, se puede obtener el movimiento absoluto de todo el sistema o el movimiento relativo solamente de la estructura:

a) *Movimiento absoluto:*

La ecuación de movimiento tiene como carga armónica  $u_s(t) = u_0 \text{sen}(\bar{\omega}t)$  y se describe de la siguiente forma:

$$u(t) = (u_{st})_0 R_d \text{sen}(\bar{\omega}t + \beta - \phi), \quad \beta = \tan^{-1}(2r\xi) \quad [\text{Ec. 80}]$$

Donde el resultado el movimiento en la base más el movimiento de la estructura.

b) *Movimiento relativo:*

La ecuación de movimiento se describe de la siguiente forma:

$$u_r(t) = R_d u_0 r^2 \text{sen}(\bar{\omega}t - \phi) \quad [\text{Ec. 81}]$$

Donde el resultado muestra solamente el movimiento de la estructura.

La ventaja que tienen todas las soluciones  $u(t)$  vistas anteriormente es que son exactas y se puede obtener la amplitud directamente sin necesidad de desarrollar la gráfica del movimiento de la estructura, facilitando su cálculo.

### 2.3.5 Vibración amortiguada con cargas generales, sistemas de 1GDL

A diferencia de las cargas armónicas, el procedimiento para la obtención del movimiento para cualquier tipo de cargas requiere de un método numérico. Los más comunes son:

a) *Integral de Duhamel.*

El proceso considera un pulso, que es un tipo de carga aplicada durante un lapso corto de tiempo. Para sistemas amortiguados, la ecuación general se describe como:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t F(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad [\text{Ec. 82}]$$

Donde  $\tau$  es el tiempo de aplicación de la carga,  $F(\tau)$  es la fuerza que se aplica en función del tiempo  $\tau$  y  $t$  es el tiempo total de movimiento. Dicha integral se debe resolver para cada tipo de carga. Para mayores detalles del proceso, se puede consultar los libros de dinámica estructural de Paz [25] y de Chopra [26].

b) *Integración directa.*

Este método considera la carga aplicada a la ecuación de movimiento fraccionada en segmentos lineales de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = \left(1 - \frac{t - t_i}{\Delta t}\right) F_i + \left(\frac{t - t_i}{\Delta t}\right) F_{i+1} \quad [\text{Ec. 83}]$$

La ecuación diferencial anterior se expresa en una solución complementaria y particular, donde se tendrán las fórmulas de desplazamiento, velocidad y aceleración para incrementos de carga con coeficientes  $A', B', C', D', A'', B'', C''$  y  $D''$ . Para mayores detalles del proceso, se puede consultar los libros de dinámica estructural de Paz [25] y de Chopra [26].

c) *Método de Newmark.*

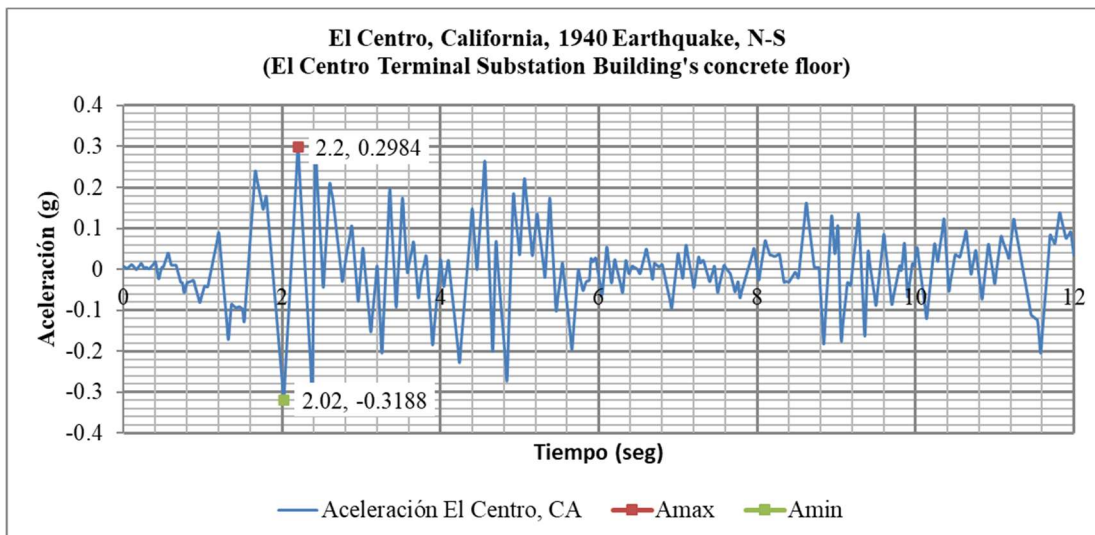
Este método considera una familia de incrementos de tiempo  $\Delta t$  similar al método de integración directa, considerando las siguientes ecuaciones:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad [\text{Ec. 84}]$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad [\text{Ec. 85}]$$

Las ecuaciones anteriores son parte del método numérico para la obtención de la gráfica de movimiento de la estructura. El método de Newmark considera los factores  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/4$  para considerar la aceleración con valores constantes en cada incremento de carga, mientras que se usan los factores  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/6$  para considerar la aceleración con variación lineal en cada incremento de carga. Para mayores detalles del proceso, se puede consultar los libros de dinámica estructural de Paz [25] y de Chopra [26].

Como ejemplo de aplicación, se cuenta con los primeros 12 segundos del acelerograma para sismo ocurrido en el Centro, CA en 1940 con  $M_w = 6.9$ , con los valores mostrados en la Figura 41, donde se tiene un valor máximo de 0.2984g en el tiempo  $t = 2.2$  seg y un valor mínimo de -0.3188g en el tiempo  $t = 2.02$  seg [25, 26].



**Figura 41: Sismo de El Centro, CA, ocurrido en 1940 y valores del acelerograma**

Para una estructura con valores de  $k = 2136$  lb/in,  $m = 38.86$  lb-s<sup>2</sup>/in,  $\xi = 0.05$  y  $\omega = 7.414$  rad/seg, se muestra la gráfica de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema en las siguientes figuras. En la Figura 42, se puede observar el desplazamiento estático y el dinámico con su amplificación con un valor máximo absoluto de 4.0771 in. En la Figura 43, se puede observar el comportamiento de la velocidad de la estructura con un valor absoluto máximo de 28.193 in/s. En la Figura 44, se puede observar la aceleración absoluta de la estructura con un valor absoluto máximo de 0.58g y la aceleración relativa con un valor de 0.59g. Con estos valores, se puede obtener los esfuerzos de los elementos estructurales y conocer el movimiento que tendrá durante el evento sísmico.

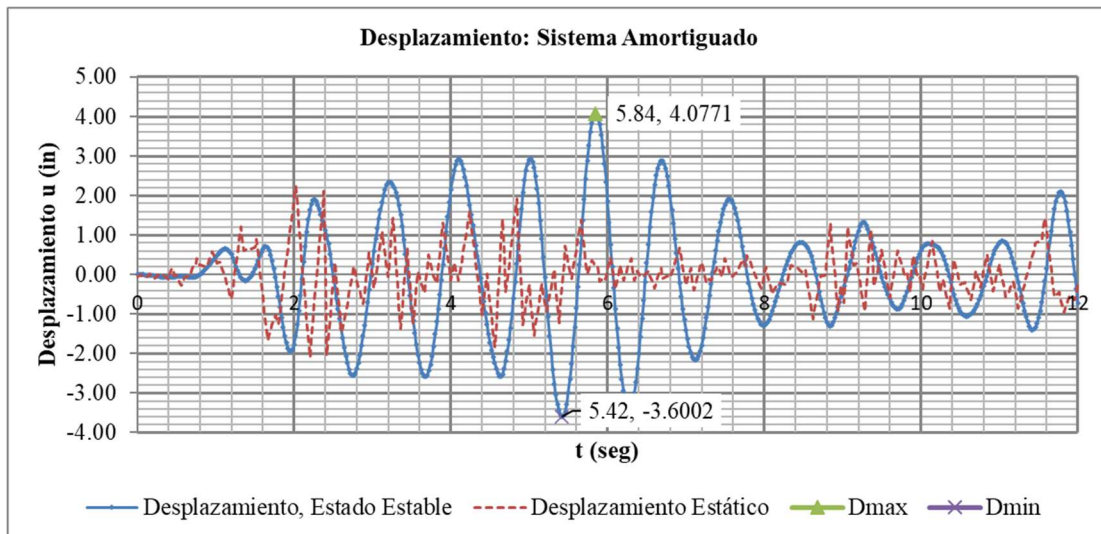


Figura 42: Desplazamiento estático y dinámico para  $\omega_n=7.414$  rad/s usando el método de integración directa

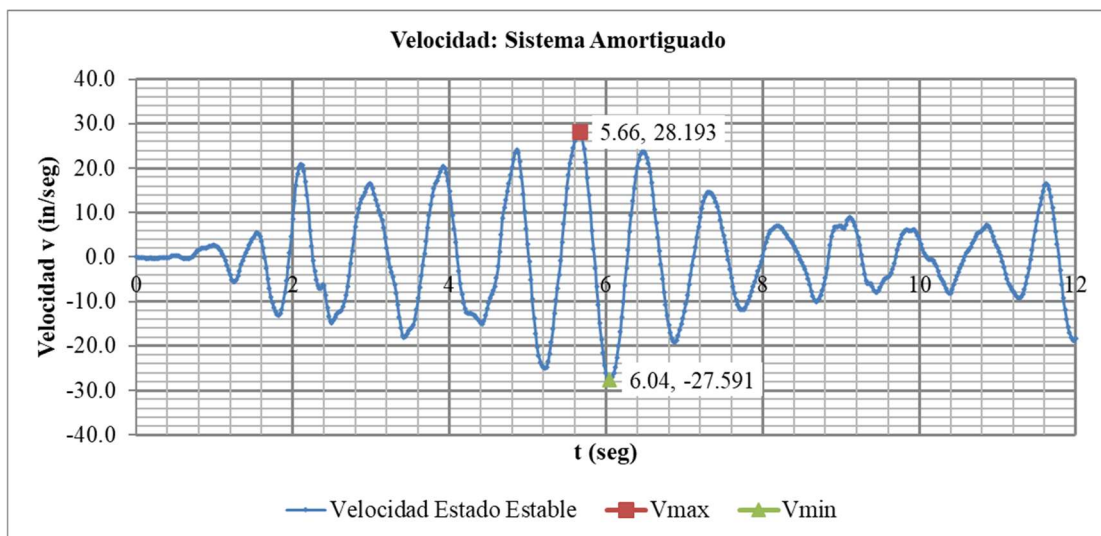


Figura 43: Velocidad para  $\omega_n=7.414$  rad/s usando el método de integración directa

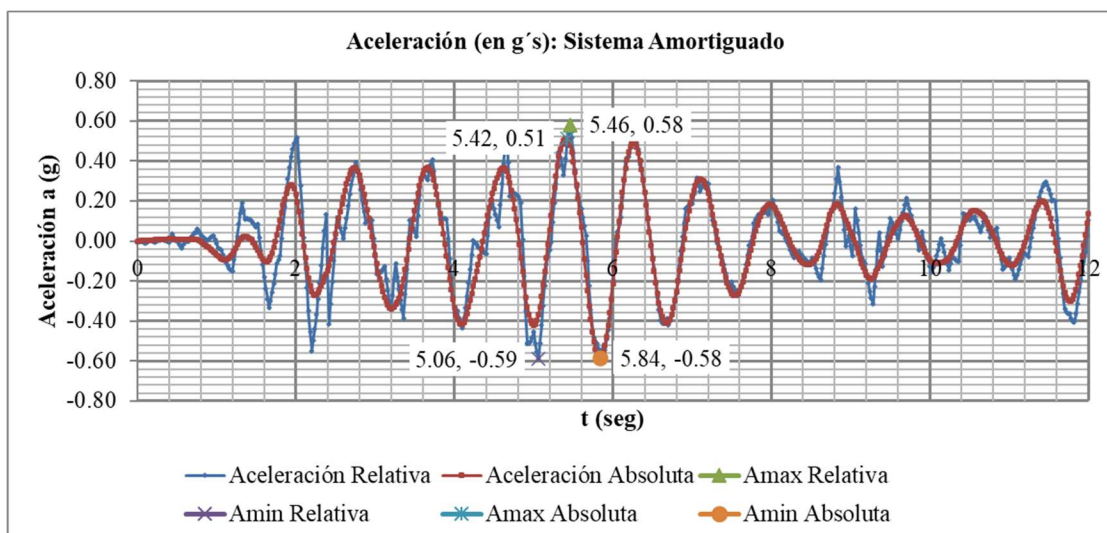


Figura 44: Aceleración absoluta y relativa para  $\omega_n=7.414$  rad/s usando el método de integración directa

### 2.3.6 Espectros de respuesta

La construcción de los espectros de respuesta se refiere a la recolección de los valores máximos de respuesta de la estructura ante una carga vibratoria para rangos de periodos o frecuencias. Por lo tanto, se pueden obtener espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleraciones. Esto quiere decir, que se deben usar los procedimientos de integral de Duhamel, integración directa o método de Newmark para periodos con rangos de  $T = 0.001 \text{ seg}$  a  $T > 3.0 \text{ seg}$  para desarrollar la gráfica espectral. Las siguientes figuras muestran las gráficas para el sismo de El Centro, CA, ocurrido en 1940.

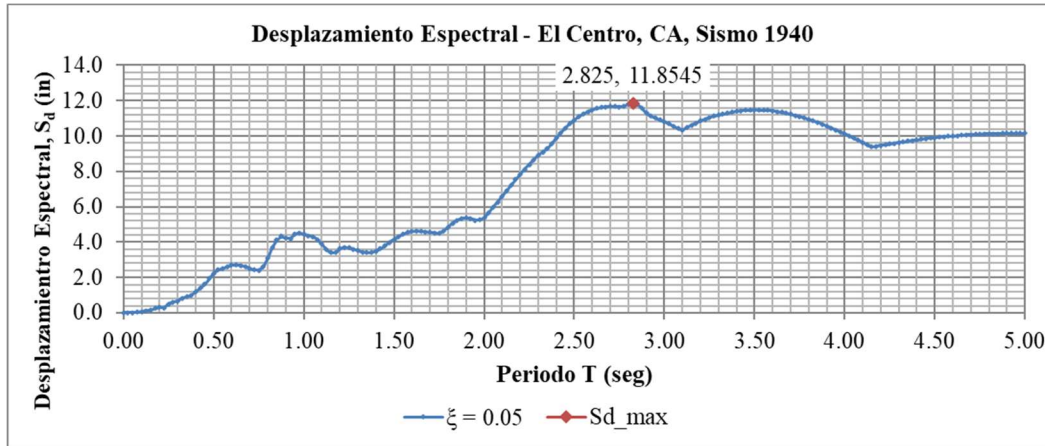


Figura 45: Gráfica de desplazamiento espectral, sismo El Centro, CA, 1940

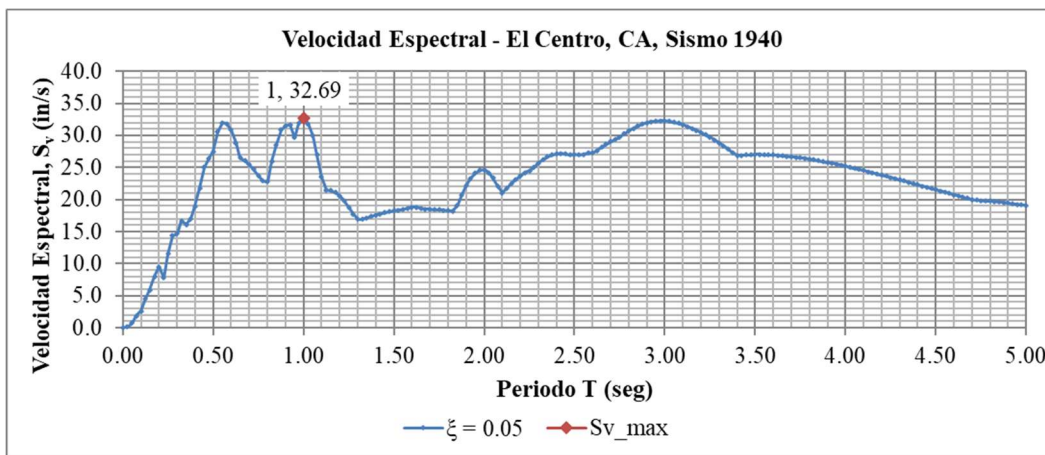


Figura 46: Gráfica de velocidad espectral, sismo El Centro, CA, 1940

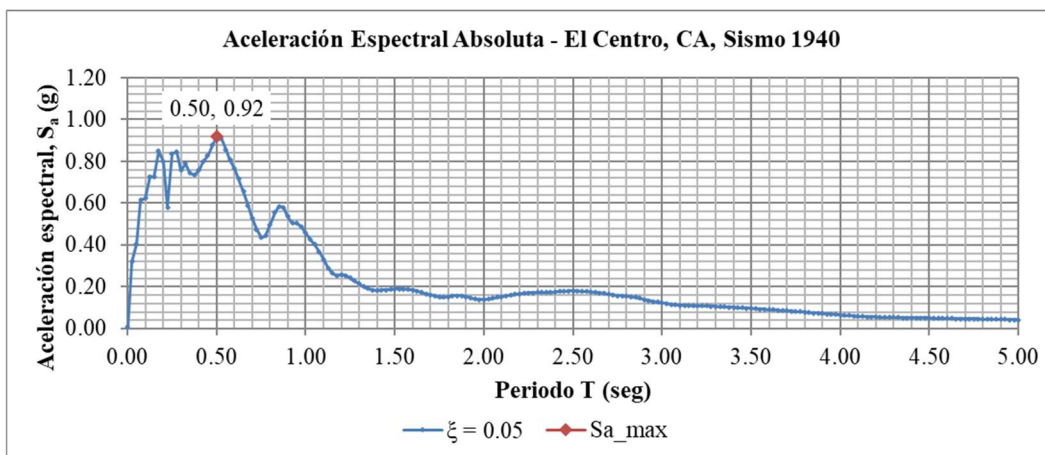


Figura 47: Gráfica de aceleración espectral, sismo El Centro, CA, 1940

Las gráficas espectrales nos muestran los periodos donde la estructura es más vulnerable a los sismos sin la necesidad de realizar el análisis tiempo-historia con el método de integración directa o el método de Newmark. Sin embargo, los resultados tienden a ser conservadores que el desplazamiento, velocidad y aceleración espectral máximos no ocurren en el mismo tiempo, tal como se aprecia en las figuras anteriores.

Ahora, como las 3 gráficas están relacionadas, se puede obtener los pseudo valores espectrales directamente con las siguientes relaciones [25, 26]:

$$S_a = \omega_n^2 S_d \quad [\text{Ec. 86}]$$

$$S_v = \omega_n S_d = S_a / \omega_n \quad [\text{Ec. 87}]$$

### 2.3.7 Modos de vibrar para sistemas de MGD

Cuando se tienen sistemas con Múltiples Grados de Libertad (MGDL), ya no se cuenta con una sola frecuencia angular  $\omega_n$  y la estructura puede contar con diferentes modos de vibrar, dependiendo de la geometría y la cantidad de grados de libertad. Una simplificación para hacer notar estos modos es el modelo de edificio a corte [25], donde se tienen las siguientes suposiciones:

- Se desprecia las rotaciones en las vigas que soportan las losas.
- Se desprecia la compresión en las columnas.

Con lo anterior, solamente se toma la rigidez  $k$  de las columnas a corte como se describió en la sección 2.3.1. La Figura 48 muestra el comportamiento de un edificio a corte simplificado y su diagrama de cuerpo libre. Se puede notar como los desplazamientos entre nivel son relativos para el diagrama de fuerzas.

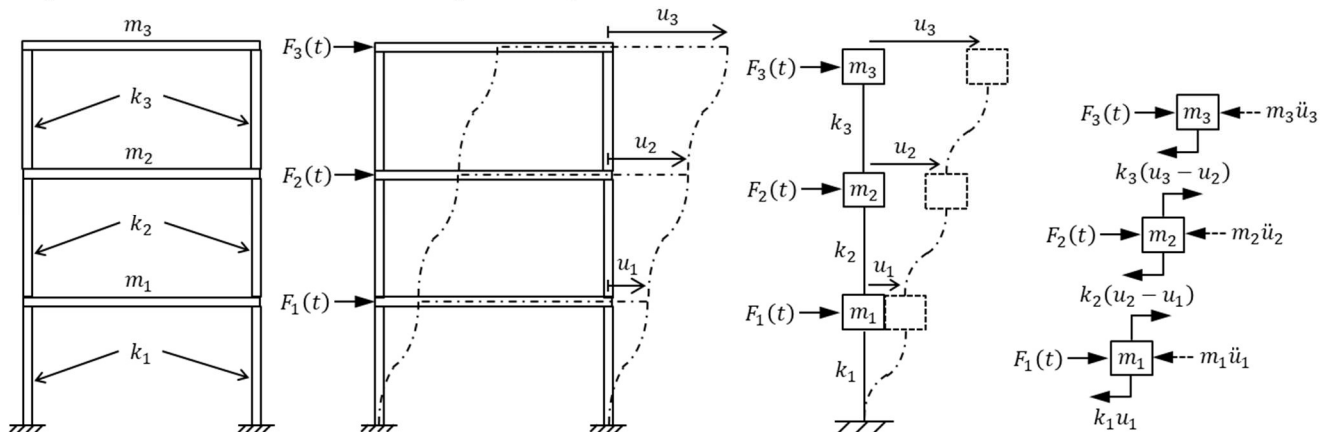


Figura 48: Edificio de 3 niveles simplificado a 3 grados de libertad y su diagrama de cuerpo libre

Las ecuaciones de movimiento del diagrama de cuerpo libre se pueden expresar en notación matricial como:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad [\text{Ec. 88}]$$

Donde  $[M]$  es la matriz de masa,  $[K]$  es la matriz de rigidez,  $\{F\}$  es el vector de fuerzas,  $\{\ddot{u}\}$  es el vector de aceleraciones y  $\{u\}$  es el vector de desplazamientos. Para el caso de 3 grados de libertad como se muestra en la figura anterior, las matrices quedan como:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad [\text{Ec. 89}]$$

Mientras que los vectores quedan como:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}, \quad \{\ddot{u}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix}, \quad \{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad [\text{Ec. 90}]$$

Se puede observar que la matriz de masa  $[M]$  es una matriz diagonal similar a la matriz identidad y la matriz  $[K]$  es una matriz tipo banda.

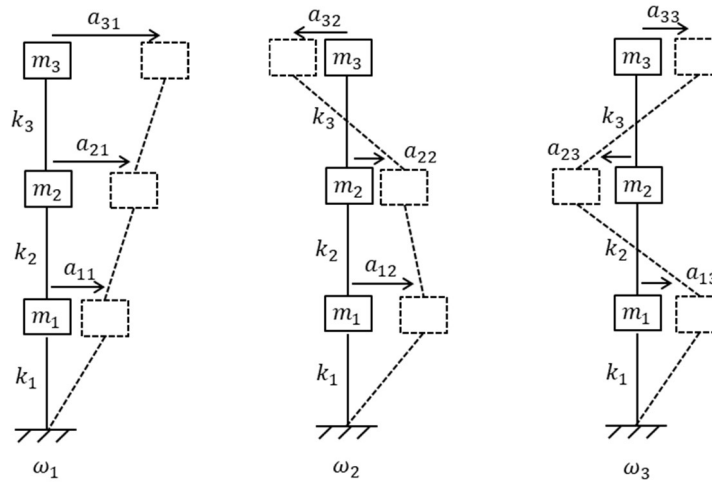
Para encontrar las frecuencias del sistema, se debe resolver la siguiente ecuación característica:

$$[[K] - \omega_n[M]]\{a\} = \{0\} \quad [\text{Ec. 91}]$$

La forma de solucionar la ecuación anterior es por medio de valores y vectores característicos que tienen la forma  $[A-\lambda I]\{v\} = \{0\}$ . Por lo tanto, para encontrar las frecuencias naturales  $\omega_n$ , se obtiene el determinante de la siguiente ecuación:

$$\det[[K] - \omega_n[M]] = 0 \quad [\text{Ec. 92}]$$

Las raíces de las frecuencias naturales  $\omega_n$  siempre serán positivas definidas por que las matrices de masa y rigidez son positivas y simétricas. Con los valores  $\omega_n$  disponibles, se obtiene los vectores característicos  $\{a\}$  usando la ecuación característica inicial. La Figura 49 muestra un esquema de los tres diferentes modos de vibrar que puede tener un sistema de tres grados de libertad, donde cada frecuencia  $\omega_{ni}$  cuenta con diferentes vectores  $\omega_{ij}$ , siendo  $i$  el piso a medir y  $j$  el modo de vibrar a evaluar.



**Figura 49: Modos de vibrar de un edificio de 3 niveles simplificado**

El desarrollo de los valores y vectores característicos requiere obtener las raíces del determinante para obtener  $\omega_n$ , donde raíces arriba de 2 grados de libertad requiere de la aplicación de métodos numéricos. Algunos procesos son el Power Method y el Método Directo, ambos con diferentes variantes y su proceso se puede consultar en métodos numéricos como Chapra y Canale [28] o Kreyszig [29]. Adicionalmente, programas de métodos numéricos como Matlab [30], Scilab [31] o Mathcad [32] pueden desarrollar el método numérico. Ahora, para poder utilizar el principio de superposición en las operaciones, se necesita normalizar los vectores característicos  $a_{ij}$  en vectores  $\phi_{ij}$ , mediante la siguiente expresión:

$$\phi_{ij} = \frac{a_{ij}}{\sqrt{\sum_{k=1}^n m_k a_{kj}^2}} \quad [\text{Ec. 93}]$$

Donde  $\phi_{ij}$  es el modo normalizado del componente  $i$  del vector modal  $j$ . Los modos normales se pueden agrupar en la matriz modal  $[\Phi]$  definida como:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad [\text{Ec. 94}]$$

Se pueden comprobar los resultados mediante las condiciones de ortogonalidad, expresadas como:

$$[\Phi]^T[M][\Phi] = [I] \quad [\text{Ec. 95}]$$

$$[\Phi]^T[K][\Phi] = [\Omega] \quad [\text{Ec. 96}]$$

Donde  $[I]$  es la matriz identidad y  $[\Omega]$  es la matriz de frecuencias.

### 2.3.8 Vibración con fuerzas generales en sistemas de MGD

Una vez que se tienen los modos de vibrar y los vectores característicos normalizados, se puede aplicar a un sistema de ecuaciones desacopladas, donde cada ecuación funciona de manera independiente facilitando el proceso de análisis [25, 26].

#### Cargas aplicadas directamente a la masa.

Se parte inicialmente de la ecuación de movimiento en vibración libre descrito en la [Ec. 88] aplicado a  $N$  grados de libertad. La transformación lineal de coordenadas se define como:

$$\{u\} = [\Phi]\{z\} \quad [\text{Ec. 97}]$$

De tal forma que, sustituyendo la [Ec. 97] en la [Ec. 88] en conjunto con la aplicación del vector  $\{\phi\}_i^T$  y las condiciones de ortogonalidad, la ecuación diferencial queda desacoplada con la siguiente forma:

$$\ddot{z}_i + \omega_i^2 z_i = P_i(t), \quad i = 1, 2, 3, \dots, N \quad [\text{Ec. 98}]$$

Donde la fuerza se describe como:

$$P_i(t) = \phi_{1i}F_1(t) + \phi_{2i}F_2(t) + \dots + \phi_{Ni}F_N(t) \quad [\text{Ec. 99}]$$

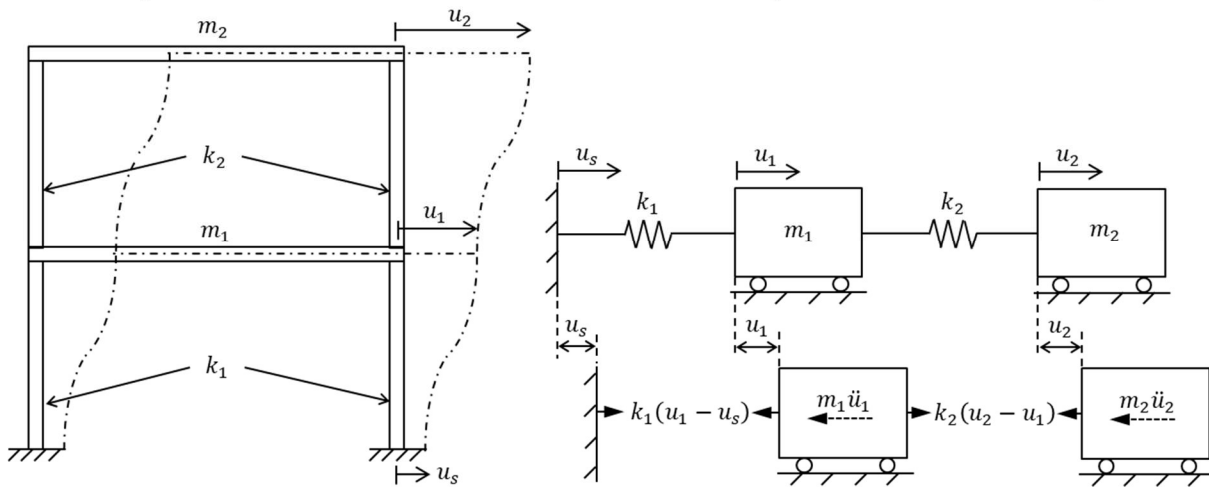
La ecuación anterior representa un conjunto de  $N$  ecuaciones de movimiento desacopladas o independientes, en términos de coordenadas modales  $z_i$ , donde se pueden escribir después como frecuencias naturales  $\omega_i$  con los vectores normales  $\{\phi\}_i$  de la misma forma que un sistema de 1GD. Ahora, para obtener la fuerza cortante en las columnas, se aplica la siguiente ecuación:

$$V_{ij} = z_{j,max}(\phi_{ij} - \phi_{i-1j})k_i \quad [\text{Ec. 100}]$$

Donde  $z_{j,max}$  es la máxima respuesta modal,  $(\phi_{ij} - \phi_{i-1j})$  es el desplazamiento relativo del piso  $i$  y  $k_i$  es la rigidez del piso o nivel.

#### Cargas aplicadas en la base de la estructura

Reconociendo que es de interés obtener el desplazamiento relativo de la estructura para la obtención de esfuerzos y la carga aplicada es un desplazamiento en la base, se tiene como consecuencia el comportamiento mostrado en la Figura 50.



**Figura 50: Movimiento en la base de un edificio de 2 niveles simplificado y sus diagramas**

De acuerdo con la figura anterior, se tiene un desplazamiento en la base  $u_s$  y el desplazamiento relativo será  $u_{ri} = u_s - u_i$ . La ecuación general matricial de movimiento considerando la carga en la base y movimiento relativo en la estructura queda como:

$$[M]\{\ddot{u}_r\} + [K]\{u_r\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_s(t) \quad [\text{Ec. 101}]$$

Donde  $\ddot{u}_s(t)$  es la aceleración del movimiento en la base de la estructura aplicada como carga. Para desacoplar las ecuaciones diferenciales, se usa la siguiente expresión:

$$\{u_r\} = [\Phi]\{z\} \quad [\text{Ec. 102}]$$

Sustituyendo la [Ec. 102] en la [Ec. 101] en conjunto con la multiplicación del vector  $\{\phi\}_i^T$  y las condiciones de ortogonalidad, la ecuación diferencial queda desacoplada con la siguiente forma:

$$\ddot{z}_i + \omega_i^2 z_i = \Gamma_i \ddot{u}_s(t), \quad i = 1, 2, \dots, N \quad [\text{Ec. 103}]$$

Donde  $\Gamma_i$  es el factor de participación modal y se define como:

$$\Gamma_i = -\frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{ji}^2}, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad [\text{Ec. 104}]$$

Al igual que el caso anterior, la ecuación anterior representa un  $N$  número de ecuaciones desacopladas que se puede resolver como un sistema de 1GDL en términos de coordenadas modales  $z_i$ . Para el caso de cargas espectrales, el desplazamiento se obtiene como:

$$u_{ri} = \sum_{j=1}^N (\Gamma_j \phi_{ij} S_{Dj})^2 \quad [\text{Ec. 105}]$$

Donde  $S_{Dj}$  es el desplazamiento espectral en el modo  $j$ . Para obtener las aceleraciones relativas, se obtiene con:

$$\ddot{u}_{ri} = \sum_{j=1}^N (\Gamma_j \phi_{ij} S_{Aj})^2 \quad [\text{Ec. 106}]$$

Donde  $S_{Aj}$  es la aceleración espectral en el modo  $j$ . Para obtener la fuerza cortante en las columnas, se obtiene con:

$$V_{ij} = \Gamma_j S_{Dj} (\phi_{ij} - \phi_{i-1j}) k_i \quad [\text{Ec. 107}]$$

De forma adicional, si obtenemos la fuerza cortante basal por modo en función del factor de participación de masa  $\beta_j$ , la ecuación queda como:

$$V_j = \beta_j S_{Aj} \quad [\text{Ec. 108}]$$

Donde  $S_{Aj}$  es la aceleración espectral en el modo  $j$  y la cantidad de masa participativa modal  $\beta_j$  se define como [33]:

$$\beta_j = \frac{(\{\phi\}_j^T [M] \{b\})^2}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \quad [\text{Ec. 109}]$$

Donde  $\{b\}$  es el factor de dirección igual a 1. Ahora, el factor de participación de masa modal  $\beta_j$  es una medida de indicar la importancia del modo de vibrar en la respuesta sísmica de la estructura. Es independiente de la normalización de los modos y la sumatoria de todos los factores da la masa total, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\sum_{j=1}^N \beta_j = \text{masa total} \quad [\text{Ec. 110}]$$

La fuerza aplicada por modo de vibrar  $j$  se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_j = \Gamma_j S_{Aj} [M] \{\phi\}_j \quad [\text{Ec. 111}]$$

Para obtener el momento de volteo para diferentes niveles  $i$ , se usa la siguiente expresión:

$$M_j = h_j V_j \quad [\text{Ec. 112}]$$

Para que los resultados sean representativos, se busca un mínimo porcentaje de participación de masa ante la respuesta sísmica. Normas como el MDOC CFE Sismo 2015 [4] o el ASCE/SEI 7-16 [10] mencionan de usar al menos un 90% de participación, es decir:

$$\sum_{j=1}^{NM} \beta_j = 0.9 \cdot \text{masa total} \quad [\text{Ec. 113}]$$

Donde  $NM$  se refiere al número de modos de vibrar utilizados. Para estructuras regulares, es usual que el primer modo de vibrar considere el 90% de participación de masa.

### Combinaciones modales

La obtención de los desplazamientos relativos, fuerzas por nivel, cortante basal y momento de volteo por modo de vibrar requiere del uso del método de superposición para considerar toda la participación de masa modal. Sin embargo, todos los resultados son respuestas máximas lo cual va a sobredimensionar los elementos estructurales, ya que no todas ocurren simultáneamente.

Por lo tanto, las combinaciones modales se usan para todos los resultados. Considerando  $r_{no}$  que representa el valor máximo del modo  $n$  y nivel  $o$ , se usan los siguientes métodos aproximados de superposición modal [33]:

a) *Valores absolutos de las contribuciones modales:*

Se usa el límite superior de la respuesta máxima, aplicando la siguiente expresión:

$$r_o = \left| \sum_{n=1}^N r_{no} \right| \quad [\text{Ec. 114}]$$

b) *Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (del inglés, SRSS):*

Se usa una mejor aproximación respuesta máxima, aplicando la siguiente expresión:

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad [\text{Ec. 115}]$$

c) *Combinación Completa Cuadrática (del inglés, CQC):*

Se usa cuando los valores de las frecuencias entre modos consecutivos son cercanos al 10% de diferencia, aplicando la siguiente expresión:

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no}} \quad [\text{Ec. 116}]$$

Donde  $\rho_{in}$  es el factor de correlación entre modos de la estructura  $i$  y  $n$ , obtenido como:

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2(1 + \alpha_{in})\alpha_{in}^{3/2}}{(1 - \alpha_{in}^2)^2 + 4\xi^2\alpha_{in}(1 + \alpha_{in})^2} \quad [\text{Ec. 117}]$$

Donde  $\alpha_{in} = \omega_i/\omega_n$ , es la relación entre las frecuencias de estudio. Para esto, se combinan las respuestas del modo  $i = 1$  y modo  $n = 2$ ; si  $|r_{1o}| = |r_{2o}|$ , la respuesta de  $r_o$  es igual a  $2r_o$  cuando tienen signos iguales y 0 cuando tienen signos distintos.

### 2.3.9 Combinación direccional de los sismos

Cuando las estructuras se analizan en 3 dimensiones, se debe considerar la acción sísmica en sus dos componentes horizontales. Existen tres criterios de combinaciones de acciones sísmicas:

- Criterio 100-30
- Criterio SRSS
- Criterio CQC3

La Figura 51 muestra la dirección que puede tomar la acción sísmica en una estructura cualquiera.

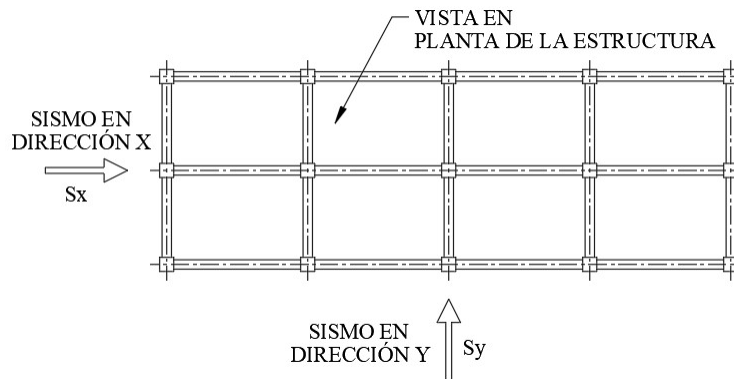


Figura 51: Direcciones de la carga sísmica en una estructura

La respuesta sísmica vertical deberá de combinarse con las acciones horizontales de acuerdo con alguno de los tres criterios mencionados. Para el caso de edificios, es común que se desprece ya que su influencia no es significativa por la geometría de la estructura, pero para el caso de puentes, puede ser un factor importante.

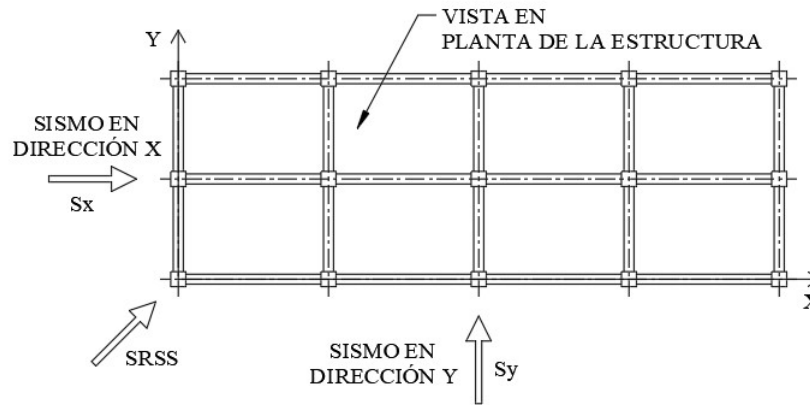
### Criterio 100-30

Se busca obtener el valor total de la carga sísmica aplicada como el valor absoluto de las cargas sísmicas en una dirección horizontal más el 30% de en la segunda dirección ortogonal. Se deben realizar combinaciones para abarcar todos los posibles casos:

- a) Combinación 1:  $S = S_x + 0.3S_y$
- b) Combinación 2:  $S = S_x - 0.3S_y$
- c) Combinación 3:  $S = -S_x + 0.3S_y$
- d) Combinación 4:  $S = -S_x - 0.3S_y$
- e) Combinación 5:  $S = 0.3S_x + S_y$
- f) Combinación 6:  $S = 0.3S_x - S_y$
- g) Combinación 7:  $S = -0.3S_x + S_y$
- h) Combinación 8:  $S = -0.3S_x - S_y$

### Criterio SRSS

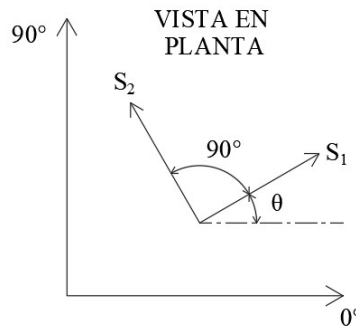
Se busca aplicar el 100% de la carga sísmica en ambas direcciones ortogonales, obteniendo la resultante por medio de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS). La Figura 52 muestra de forma esquemática el criterio de la respuesta sísmica.



**Figura 52: Criterio SRSS para la dirección de la carga sísmica en una estructura**

### Criterio CQC3

Este método considera todas las múltiples direcciones de las componentes sísmicas horizontales en conjunto con la relación de intensidades entre ellas, donde los términos a usar se establecen a partir de los resultados del análisis modal. La Figura 53 muestra el esquema de dirección para la consideración del criterio.



**Figura 53: Criterio CQC3 para la dirección de la carga sísmica en una estructura**

De acuerdo con la figura anterior, las cargas sísmicas  $S_1$  y  $S_2$  son aplicados con un ángulo arbitrario  $\theta$  a la planta de la estructura. Como parte del proceso de análisis, se asume que una carga sísmica es la fracción de la carga mayor conforme a la siguiente expresión:

$$S_2 = \alpha S_1 \quad [\text{Ec. 118}]$$

Donde  $\alpha$  es un valor entre 0 y 1. La combinación de las fuerzas sísmicas se define por medio de la siguiente ecuación:

$$F = \sqrt{[F_0^2 + \alpha^2 F_{90}^2 - (1 - \alpha^2)(F_0^2 - F_{90}^2)\text{sen}^2\theta + 2(1 - \alpha^2)F_{0-90}\text{sen}\theta\text{cos}\theta + F_z^2]} \quad [\text{Ec. 119}]$$

Donde  $F_{0n}$  y  $F_{90n}$  son los valores producidos con el 100% de las cargas sísmicas aplicadas a  $0^\circ$  y  $90^\circ$ ,  $F_{zn}$  es el valor de la carga sísmica vertical. Si  $\alpha = 1$ , quiere decir que la magnitud de las cargas sísmicas es igual y el sistema de referencia  $\theta$  es arbitrario y reduciendo el método al criterio SRSS. Para cada criterio de fuerzas sísmicas, las expresiones son:

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m} \quad [\text{Ec. 120}]$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m} \quad [\text{Ec. 121}]$$

$$F_{0-90} = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m} \quad [\text{Ec. 122}]$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm} \quad [\text{Ec. 123}]$$

Donde  $f_{0n}$  y  $f_{90n}$  son los valores producidos por el 100% de la carga sísmica aplicada a  $0^\circ$  y  $90^\circ$ ,  $f_{zn}$  es el valor del sismo vertical y el ángulo  $\theta$  se obtiene como:

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2F_{0-90}}{F_0^2 - F_{90}^2} \right) \quad [\text{Ec. 124}]$$

La obtención de la fuerza máxima  $F_{max}$  se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_{max} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2} \quad [\text{Ec. 125}]$$

En la actualidad, no hay mucha información disponible para el valor de  $\alpha$ ; sin embargo, los valores recomendados se encuentran entre 0.50 y 0.85.

## 2.4 Espectros sísmicos

Conocer la respuesta de las estructuras ante un evento sísmico a través del movimiento del suelo es vital para el entendimiento de la resistencia de los elementos y proponer soluciones seguras. Una herramienta muy utilizada son los espectros sísmicos de respuesta ya que, en una sola gráfica, se pueden observar los valores máximos que debe resistir los elementos.

### 2.4.1 Espectros según el MDOC Sismo CFE 2015

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la CFE en su versión 2015 [4, 5 y 6], los espectros sísmicos se dividen en aceleración constante, regionales y específicos de sitio, que se describen en las siguientes secciones.

#### 2.4.1.1 Generalidades de los espectros sísmicos

Por lo tanto, los espectros sísmicos de respuestas muestran los valores máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración de acuerdo con los diferentes periodos  $T$  que pueda tener la estructura conforme a un evento sísmico, medido desde las vibraciones que ocurren en el suelo. Su obtención requiere del conocimiento de la ubicación de interés, sismicidad del sitio, el tipo de falla geológica, la forma de atenuación de las amplitudes de onda a través de la corteza terrestre y las condiciones del suelo local.

Las aceleraciones espectrales medidas desde el estrato rocoso son utilizadas para crear los mapas de peligro sísmico probabilista en la zona de interés y se usan como datos iniciales para el desarrollo de los espectros elásticos de respuesta. Muchos países ya cuentan con sus mapas de peligro sísmico incorporados en sus reglamentos y se encuentran en constante actualización de acuerdo con los sismos más recientes.

Para la obtención del espectro de respuesta elástica, se requiere los mapas de peligro sísmico probabilista, la ubicación del sitio de interés, las propiedades del suelo en el sitio y la importancia de la estructura. El proceso depende del reglamento y se muestra en las siguientes secciones.

#### 2.4.1.2 Datos iniciales para el desarrollo de espectros sísmicos

Las ciudades que se encuentran ubicados en zonas sísmicas cuentan con sus consideraciones para las cargas sísmicas; sin embargo, el documento que cuenta con más información es el Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo de CFE [4, 5 y 6]. De acuerdo con el documento, se muestra en la Figura 54 el mapa de peligro sísmico en función de aceleraciones en el estrato rocoso para el desarrollo del espectro de referencia ER, donde el periodo de retorno  $T_r$  es variable dependiendo de la ubicación.

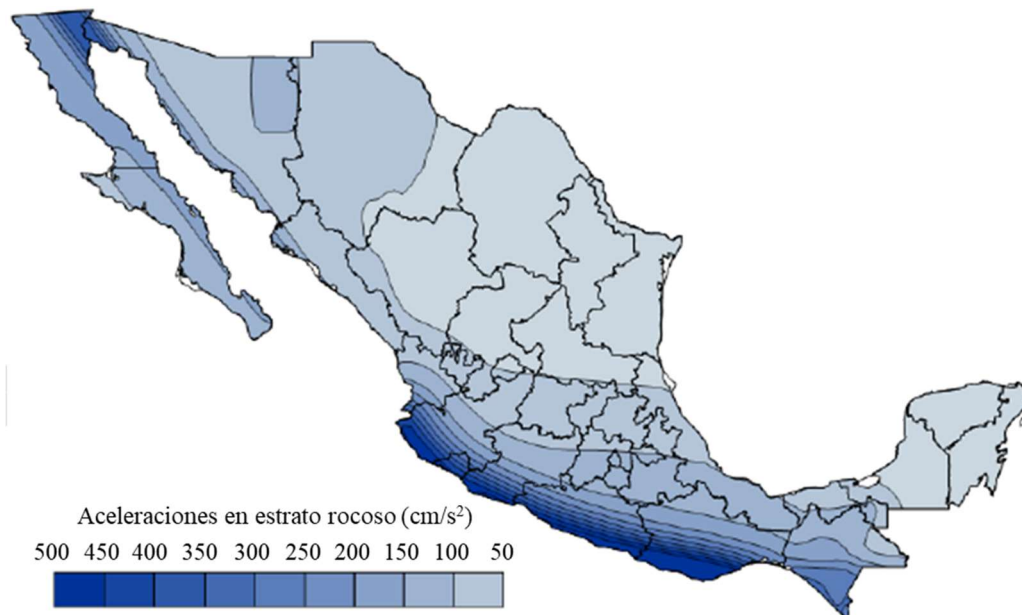


Figura 54: Mapa de aceleraciones máximas en roca para el espectro de referencia ER [4]

Para simplificar el nivel de peligro sísmico, México se clasifica en 4 zonas sísmicas de acuerdo con la Figura 55, donde la zona A se refiere al menor peligro sísmico y la zona D se refiere a las áreas con mayor peligro sísmico. El reglamento propone la clasificación A para aceleración en roca  $a_{or} < 50 \text{ cm/s}^2$ , la clasificación B para  $50 \text{ cm/s}^2 \leq a_{or} < 100 \text{ cm/s}^2$ , la clasificación C para  $100 \text{ cm/s}^2 \leq a_{or} < 200 \text{ cm/s}^2$  y para la clasificación D,  $a_{or} \geq 200 \text{ cm/s}^2$ .

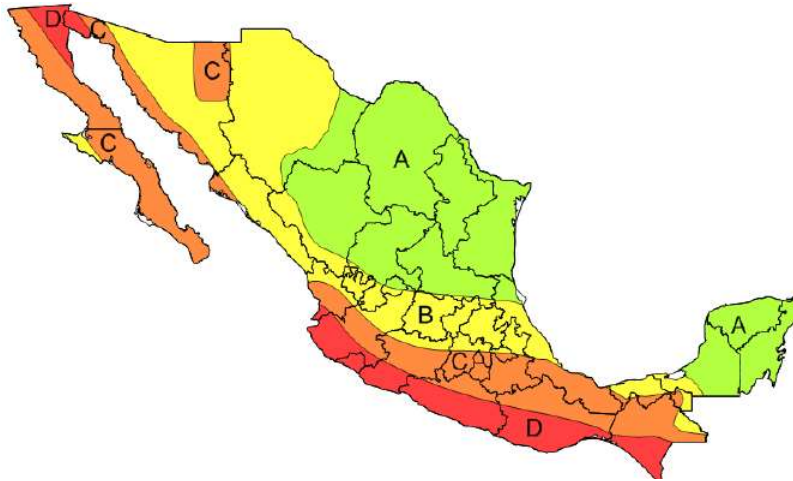


Figura 55: Mapa de regionalización de peligro sísmico en México [4]

Existen dos criterios para la obtención del espectro de respuesta elástico [34]:

- Método descriptivo*: Sigue ecuaciones establecidas de acuerdo con la regionalización sísmica y tipo de suelo, siguiendo factores prestablecidos para desarrollar el espectro.
- Método calculado*: Usa acelerogramas reales o sintéticos en conjunto con la función de transferencia del suelo para desarrollar el espectro.

Para cada método mencionado, requiere de algunos datos iniciales para obtener el espectro elástico final. El dato inicial es la selección de la importancia de la estructura de acuerdo con la Tabla 13, donde los grupos se dividen en A+, A y B dependiendo del tipo de estructura, si su uso será en el sector energético y/o industrial y las dimensiones generales.

Tabla 13: Importancia para diferentes tipos de estructuras [4, 34]

Grupo	Descripción	Ejemplo de estructuras	Subgrupo	Clasificación de la estructura
A+	Estructuras de gran importancia	Presas y plantas nucleares	--	Sector energético o industrial de gran importancia
A	Estructuras con un nivel de seguridad elevado	Generadores de fuentes eléctricas, puentes, plantas de tratamiento de aguas y edificios	A1	Pertenecen al sector energético o industrial
			A2	No pertenecen al sector energético o industrial
B	Estructuras con un nivel de seguridad ordinario	Edificios industriales, oficinas, casas habitación y otras estructuras comunes	B1	Edificios con altura $H > 13\text{m}$ o área $A > 400 \text{ m}^2$
			B2	Edificios con altura $H \leq 13\text{m}$ y área $A \leq 400 \text{ m}^2$

Una vez seleccionado el grupo y subgrupo de acuerdo con la tabla anterior, se debe seleccionar los siguientes datos:

- Los datos requeridos del estudio del suelo en el sitio.
- El procedimiento de análisis dinámico del suelo.
- El tipo de espectro en roca obtenido del mapa de peligro sísmico probabilista.
- El tipo de procedimiento para el desarrollo del espectro elástico de diseño.
- El factor de importancia  $F_{IE}$  de acuerdo con la importancia de la estructura.

La Tabla 14 muestra los datos mencionados anteriormente de acuerdo con la selección del grupo y subgrupo.

**Tabla 14: Selección de datos y procedimientos para el espectro elástico de diseño [4, 34]**

Grupo	Sub grupo	Datos del suelo	Tipo de análisis dinámico del suelo	Tipo de espectro en el estrato rocoso	Tipo de espectro elástico de diseño	$F_{IE}$
A+	--	Estudio del suelo por estratos, topografía y propiedades dinámicas	Análisis dinámico usando elementos finitos o similares	Espectro probabilista con un periodo de retorno $T_r$ asignado (EPR)	Espectro específico de sitio	1.0
				Espectro determinista usando un sismo considerado como máximo (MCE), menor que un espectro probabilista con un $T_r = 10,000$ años	Espectro específico de sitio	1.0
				Espectro probabilista de referencia (ER)	Espectro específico de sitio	1.75
A	A1	Estudio del suelo por estratos y sus propiedades dinámicas	Análisis dinámico usando funciones de transferencia	Espectro probabilista con un periodo de retorno $T_r$ asignado (EPR)	Espectro específico de sitio	1.0
				Espectro determinista usando un sismo considerado como máximo (MCE), menor que un espectro probabilista con un $T_r = 10,000$ años	Espectro específico de sitio	1.0
	A2	Estudio del suelo por estratos y velocidades de onda	Periodo fundamental de vibración del suelo	Espectro probabilista de referencia ER	Espectro específico de sitio	1.5
				Espectro probabilista de referencia ER	Espectro regional	1.5
B	B1	Estudio del suelo por estratos y velocidades de onda	Periodo fundamental de vibración del suelo	Espectro probabilista de referencia ER	Espectro regional	1.0
	B2	No se requiere	No se requiere	Espectro probabilista de referencia ER	Espectro de aceleración constante	1.0

*Nota: Para los grupos A+ y A, el espectro de diseño a utilizar puede ser la envolvente de los tres procedimientos descritos.*

De acuerdo con la tabla anterior, se debe analizar lo que implica cada dato a obtener:

a) *Datos del suelo:*

Se debe realizar una visita a campo y obtener las propiedades estáticas de cada estrato hasta llegar al suelo rocoso, como el peso volumétrico, altura de cada estrato, tipo de suelo de acuerdo con la clasificación SUCS, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y porcentaje de humedad. Para las propiedades dinámicas, se debe obtener la velocidad de onda en cada estrato y su amortiguamiento a través de pruebas como dispersión de ondas, cross-hole o cualquier otro método equivalente.

b) *Tipo de análisis dinámico del suelo:*

Básicamente se tienen tres procedimientos, de los cuales el periodo fundamental de vibración es el más sencillo, usando funciones de transferencia requiere de procedimientos más especializados y el análisis dinámico usando elementos finitos es el más completo y extenso.

c) *Tipo de espectro en el estrato rocoso:*

Este dato proviene del mapa de peligro sísmico probabilista localizado en el programa PRODISIS [3], donde seleccionando la ubicación de la estructura, se ofrece el espectro de aceleraciones en el estrato rocoso para un periodo de retorno variable  $T_r$ , llamado Espectro de Referencia ER. Sin embargo, cuando el proyecto requiera un periodo de retorno específico, se puede asignar para modificar las aceleraciones en el Espectro de Referencia con un periodo de Retorno (EPR). Los espectros deterministas requieren de usar un sismo considerado máximo de un registro en la zona

(en inglés, Maximum Considered Earthquake MCE), donde requiere de datos como la magnitud del sismo, la distancia entre el epicentro y la ubicación de la estructura y el tipo de ley de atenuación a utilizar.

d) *Tipo de espectro elástico de diseño:*

Aquí se muestran tres procedimientos para la obtención de las aceleraciones espectrales ya considerando las amplificaciones dinámicas por las condiciones del suelo en el sitio. El primer método es el espectro de aceleración constante y es el más conservador ya que no usa propiedades del suelo y no requiere de obtener las propiedades dinámicas del suelo o de la estructura; el segundo método es el espectro regional donde usa diversos factores ya establecidos de acuerdo con el periodo fundamental de vibración del suelo y la zona sísmica del sitio; finalmente los espectros específicos de sitio utiliza acelerogramas reales o sintéticos en conjunto con las propiedades dinámicas del suelo y de forma numérica se obtiene la amplificación dinámica.

e) *Factor de importancia estructural  $F_{IE}$ :*

Debido a la variabilidad de los sismos, una forma de agregar factores de seguridad es el factor de importancia, pensado en aumentar las ordenadas espectrales para las estructuras que su falla pueda generar grandes daños o pérdidas de vidas, principalmente cuando no se usan métodos rigurosos.

La Figura 56 muestra dos espectros en roca para el poblado de San Vicente, Baja California, donde el espectro de referencia ER tiene un periodo de retorno  $T_r = 450$  años y el espectro de referencia con un periodo de retorno asignado tiene un valor de  $T_r = 975$  años. Se puede observar cómo las ordenadas espectrales en roca aumentan con periodos de retorno más altos.

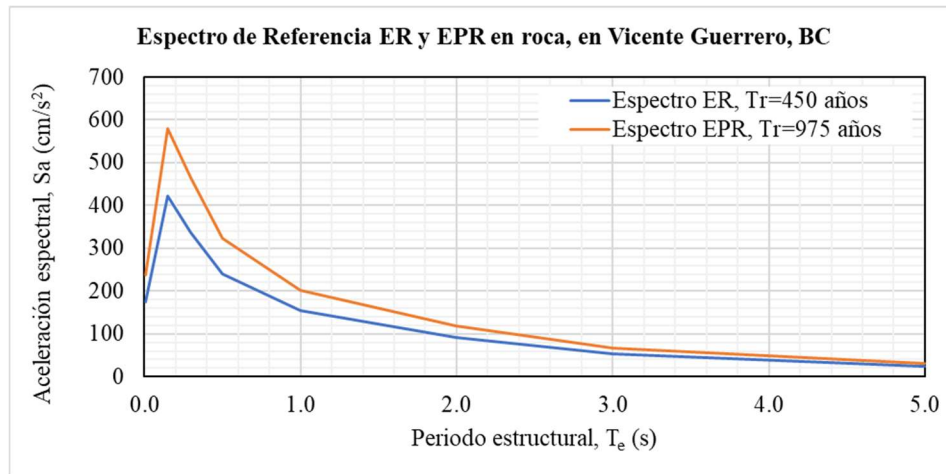


Figura 56: Espectros de referencia en roca obtenido del PRODISIS

### 2.4.1.3 Espectros de aceleración constante

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5, 6] en conjunto con la Tabla 14, los espectros de aceleración constante se aplican solamente para estructuras del subgrupo B2, ya que son proyectos con presupuesto limitado y un estudio detallado de las propiedades del suelo es económicamente inviable. Por lo tanto, se opta por el procedimiento más conservador para la amplificación dinámica en el sitio.

En este caso, no se requiere una gráfica espectral de aceleración  $S_a$  y periodos estructurales  $T_e$ , usando un solo valor de aceleración máxima para cualquier periodo. Por lo tanto, la aceleración espectral se obtiene como:

$$S_a = c\beta \quad [\text{Ec. 126}]$$

Donde  $S_a$  es la aceleración espectral,  $c$  es la máxima aceleración espectral y  $\beta$  es el factor adimensional de amortiguamiento estructural. El valor de  $c$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$c = F_{sit}F_{res}a_{0r} \quad [\text{Ec. 127}]$$

Donde  $F_{sit}$  es el factor de sitio,  $F_{res}$  es el factor de respuesta y  $a_{0r}$  es la máxima aceleración en roca obtenido del espectro de referencia ER del PRODISIS. Los factores de sitio y respuesta corresponden a la amplificación dinámica del suelo, con valores de acuerdo con la Tabla 15.

**Tabla 15: Factores de sitio y respuesta para espectros de aceleración constante [4, 34]**

Zona sísmica	$F_{sit}$	$F_{res}$
A	3.0	4.2
B	3.0	4.2
C	2.7	3.9
D	2.3	3.6

El factor adimensional de amortiguamiento  $\beta$  se obtiene como:

$$\beta = (0.05/\xi_e)0.45 \quad [\text{Ec. 128}]$$

Donde  $\xi_e$  es el radio de amortiguamiento estructural. Finalmente, el valor de  $c$  deberá multiplicarse por el factor de importancia estructural  $F_{IE}$  mostrado en la Tabla 14.

#### 2.4.1.4 Espectros regionales

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5, 6] en conjunto con la Tabla 14, los espectros regionales se usan para estructuras de subgrupos B2 y A1, requiriendo información básica de las propiedades del suelo como los estratos, espesores, peso volumétrico y velocidad de onda de corte.

Primeramente, se requiere clasificar el suelo de acuerdo con las propiedades previamente obtenidas del campo:

- Suelo tipo I: Suelo rígido con poca amplificación dinámica.
- Suelo tipo II: Suelo medianamente rígido con amplificación dinámica moderada.
- Suelo tipo III: Suelo con rigidez reducida, con amplificación dinámica considerable.

Para clasificar el suelo, se requiere conocer el periodo fundamental de vibración del suelo  $T_s$ , el espesor de estrato equivalente del suelo  $H_s$  y la velocidad de onda de corte promedio  $v_s$ . El periodo fundamental del suelo  $T_s$  se define como:

$$T_s = (4H_s)/v_s \quad [\text{Ec. 129}]$$

Donde  $H_s$  es el espesor del estrato de suelo equivalente y  $v_s$  es la velocidad de onda de corte promedio del suelo equivalente. Cuando se tienen múltiples estratos, el espesor  $H_s$  se obtiene como:

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i \quad [\text{Ec. 130}]$$

Donde  $h_i$  es el espesor de cada estrato  $i$ . La velocidad de onda de corte promedio  $v_s$  se obtiene con el valor más desfavorable de las siguientes condiciones:

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^N v_i h_i}{H_s}, \quad (\text{velocidad promedio}) \quad [\text{Ec. 131}]$$

$$v_s = \frac{H_s}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}}, \quad (\text{lentitud promedio}) \quad [\text{Ec. 132}]$$

Donde  $v_i$  es la velocidad de onda de corte para el estrato  $i$ . Para obtener el periodo fundamental de vibración  $T_s$  para múltiples estratos, se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{i=1}^M \frac{h_i}{G_i} \right) \left( \sum_{i=1}^M \gamma_i h_i (w_i^2 + w_i w_{i-1} + w_{i-1}^2) \right)} \quad [\text{Ec. 133}]$$

Donde  $g$  es la gravedad,  $i$  se refiere a cada estrato,  $h_i$  es el espesor del estrato  $i$ ,  $G_i$  es el módulo de corte del estrato  $i$  calculado como  $G_i = (\gamma_i v_i)/g$ ,  $\gamma_i$  es el peso volumétrico del estrato  $i$ ,  $v_i$  es la velocidad de onda de corte promedio en el estrato  $i$  y  $M$  es el número total de estratos.

El valor adimensional de cada estrato  $w_i$  se considera como  $w_0 = 0$  para el estrato en la roca basal,  $w_M = 1$  para el estrato superficial y para los estratos intermedios, se usa la siguiente expresión:

$$w_m = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}$$

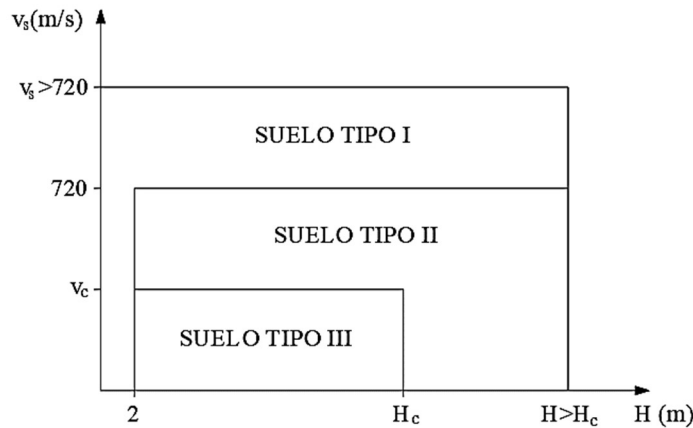
[Ec. 134]

Una vez que se tiene los valores de  $T_s$ ,  $v_s$  y  $H_s$ , se crean tres casos de combinaciones de resultados para obtener los valores más desfavorables, de acuerdo con la Tabla 16.

**Tabla 16: Valores del estrato de suelo equivalente a combinar para la microzonificación del suelo [4, 34]**

Caso	Datos del suelo a combinar	Espesor $H_s$ a usar	Velocidad $v_s$ a usar
1	$H_s$ y $v_s$	$H_s$	$v_s$
2	$T_s$ y $v_s$	$H_s = (v_s T_s)/4$	$v_s$
3	$H_s$ y $T_s$	$H_s$	$v_s = 4H_s/T_s$

Después, los tres casos se ubican en la gráfica de microzonificación del suelo mostrado en la Figura 57 y se selecciona el suelo más desfavorable, donde  $v_c = 360$  m/s y  $H_c = 30m$  que son los valores utilizados como límites entre los tipos de suelos.



**Figura 57: Microzonificación del suelo usando el espesor y la velocidad de onda de corte del suelo [4, 34]**

Conociendo el tipo de suelo, se procede a obtener los factores de amplificación dinámica del suelo  $F_{sit}$  y  $F_{res}$  utilizando la Tabla 17, donde se tiene tabuladas las amplificaciones dinámicas dependiendo de cada zona sísmica y tipo de suelo.

**Tabla 17: Factores de sitio y respuesta para espectros regionales [4, 34]**

Zona	Suelo tipo I	Suelo tipo II	Suelo tipo III
A	$F_{sit} = 1.0$ $F_{res} = PRODISIS$	$F_{sit} = 2.6$ $F_{res} = 3.8$	$F_{sit} = 3.0$ $F_{res} = 4.2$
B	$F_{sit} = 1.0$ $F_{res} = PRODISIS$	$F_{sit} = 2.6 - 0.2[(a_{0r} - 50)/50]$ $F_{res} = 3.8 - 0.2[(a_{0r} - 50)/50]$	$F_{sit} = 3.0 - 0.3[(a_{0r} - 50)/50]$ $F_{res} = 4.2 - 0.3[(a_{0r} - 50)/50]$
C	$F_{sit} = 1.0$ $F_{res} = PRODISIS$	$F_{sit} = 2.4 - 0.3[(a_{0r} - 100)/100]$ $F_{res} = 3.6 - 0.2[(a_{0r} - 100)/100]$	$F_{sit} = 2.7 - 0.4[(a_{0r} - 100)/100]$ $F_{res} = 3.9 - 0.3[(a_{0r} - 100)/100]$
D	$F_{sit} = 1.0$ $F_{res} = PRODISIS$	$F_{sit} = 2.1 - 0.5[(a_{0r} - 200)/290]$ $F_{res} = 3.4 - 0.5[(a_{0r} - 200)/290]$	$F_{sit} = 2.3 - 0.6[(a_{0r} - 200)/290]$ $F_{res} = 3.6 - 0.6[(a_{0r} - 200)/290]$

Donde  $a_{0r}$  es la aceleración espectral en roca para  $T_e = 0$  seg, obtenido directamente del mapa de peligro sísmico probabilista del PRODISIS, usando el espectro tipo ER o ERP. Con las amplificaciones dinámicas disponibles, se puede obtener las aceleraciones máximas  $a_0$  y  $c$  como:

$$a_0 = F_{sit} a_{0r} \quad [Ec. 135]$$

$$c = F_{res} a_{0r} \quad [Ec. 136]$$

Donde  $a_0$  es la máxima aceleración en el suelo con  $T_e = 0 \text{ seg}$ ,  $c$  es la máxima aceleración espectral o coeficiente sísmico y los factores de amplificación dinámica provienen de la tabla anterior. Los valores de aceleración  $a_0$  y  $c$  tienen límites numéricos de acuerdo con la Tabla 18.

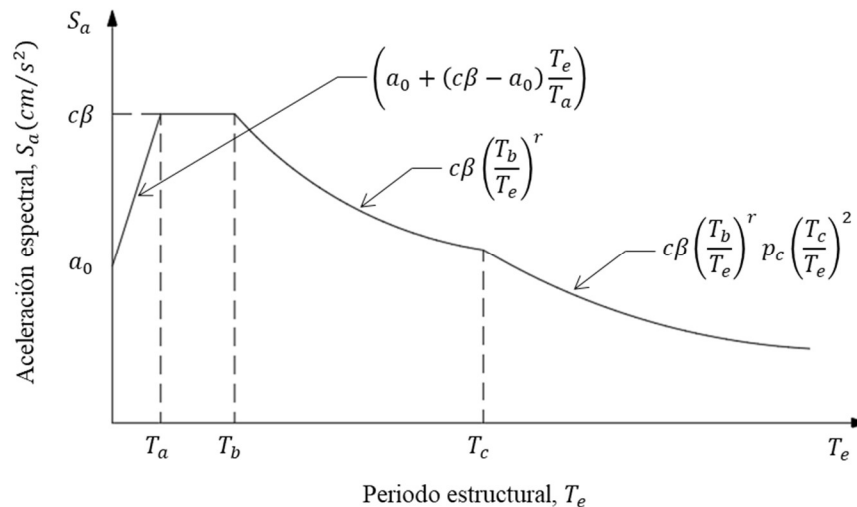
**Tabla 18: Límites de aceleraciones espectrales  $a_0$  y  $c$  para espectros regionales [4, 34]**

Aceleración	Suelo tipo I	Suelo tipo II	Suelo tipo III
$a_0 \text{ (cm/s}^2\text{)}$	$32 \leq a_0 \leq 490$	$80 \leq a_0 \leq 690$	$90 \leq a_0 \leq 752$
$c \text{ (cm/s}^2\text{)}$	$80 \leq c \leq 1225$	$320 \leq c \leq 2000$	$390 \leq c \leq 2256$

El espectro de diseño elástico se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \begin{cases} a_0 + (c\beta - a_0) \frac{T_e}{T_a} & T_e < T_a \\ c\beta & T_a \leq T_e < T_b \\ c\beta \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r & T_b \leq T_e < T_c \\ c\beta \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r p_c \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 & T_e \geq T_c \end{cases} \quad [\text{Ec. 137}]$$

Donde  $S_a$  es la aceleración espectral en  $\text{cm/s}^2$ ,  $\beta$  es el factor de amortiguamiento estructural,  $r$  es el parámetro de decaimiento espectral,  $T_e$  es el periodo de la estructura y los valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $T_c$  son los periodos espectrales límites para el desarrollo de la gráfica. Un ejemplo de gráfica típica se muestra en la siguiente figura.



**Figura 58: Espectro elástico de diseño usando el método de espectros regionales [4, 34]**

El factor de amortiguamiento  $\beta$  se obtiene de la siguiente forma:

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\xi_e}\right)^{0.45} & T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\xi_e}\right)^{0.45} \left(\frac{T_c}{T_e}\right) & T_e \geq T_c \end{cases} \quad [\text{Ec. 138}]$$

Donde  $\xi_e$  es el amortiguamiento estructural. El factor  $p_c$  se obtiene como:

$$P_c = k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 \quad [\text{Ec. 139}]$$

Los valores de  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $k$  y  $r$  se obtienen de la Tabla 19 en función de la zona sísmica y tipo de suelo.

**Tabla 19: Valores de periodos límites y exponentes para espectros regionales [4, 34]**

Zona sísmica	Tipo de suelo	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$T_c$ (s)	$k$	$r$
A	I	0.1	0.6	2.0	1.5	0.5
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1.0
B	I	0.1	0.6	2.0	1.5	0.5
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1.0
C	I	0.1	0.6	2.0	1.5	0.5
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.2	2.0	2.0	0.5	1.0
D	I	0.1	0.6	2.0	1.5	0.5
	II	0.1	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.1	2.0	2.0	0.5	1.0

Todo el procedimiento mostrado anteriormente hace referencia a la obtención de espectros elásticos en dirección horizontal. Para obtener las aceleraciones espectrales en dirección vertical  $S_{av}$ , se usa las siguientes ecuaciones:

$$S_{av} = \begin{cases} 1.4F_d S_a & T_v < 0.05 \text{ s} \\ 1.4F_d S_a \left(\frac{0.05}{T_v}\right)^{\frac{2}{3}} & T_v \geq 0.05 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Ec. 140}]$$

Donde  $S_{av}$  es la aceleración espectral vertical,  $S_a$  es la aceleración espectral horizontal previamente obtenida,  $F_d$  es el factor de distancia calculado como  $F_d = a_{or}/200$  con un valor no mayor a 1.0 y  $T_v$  es el periodo de vibración vertical de la estructura.

Finalmente, los valores de aceleración espectral horizontal  $S_a$  de la [Ec. 137] y la aceleración espectral vertical  $S_{av}$  de la [Ec. 140] deberán multiplicarse por el factor de importancia estructural  $F_{IE}$  obtenido en la Tabla 14,

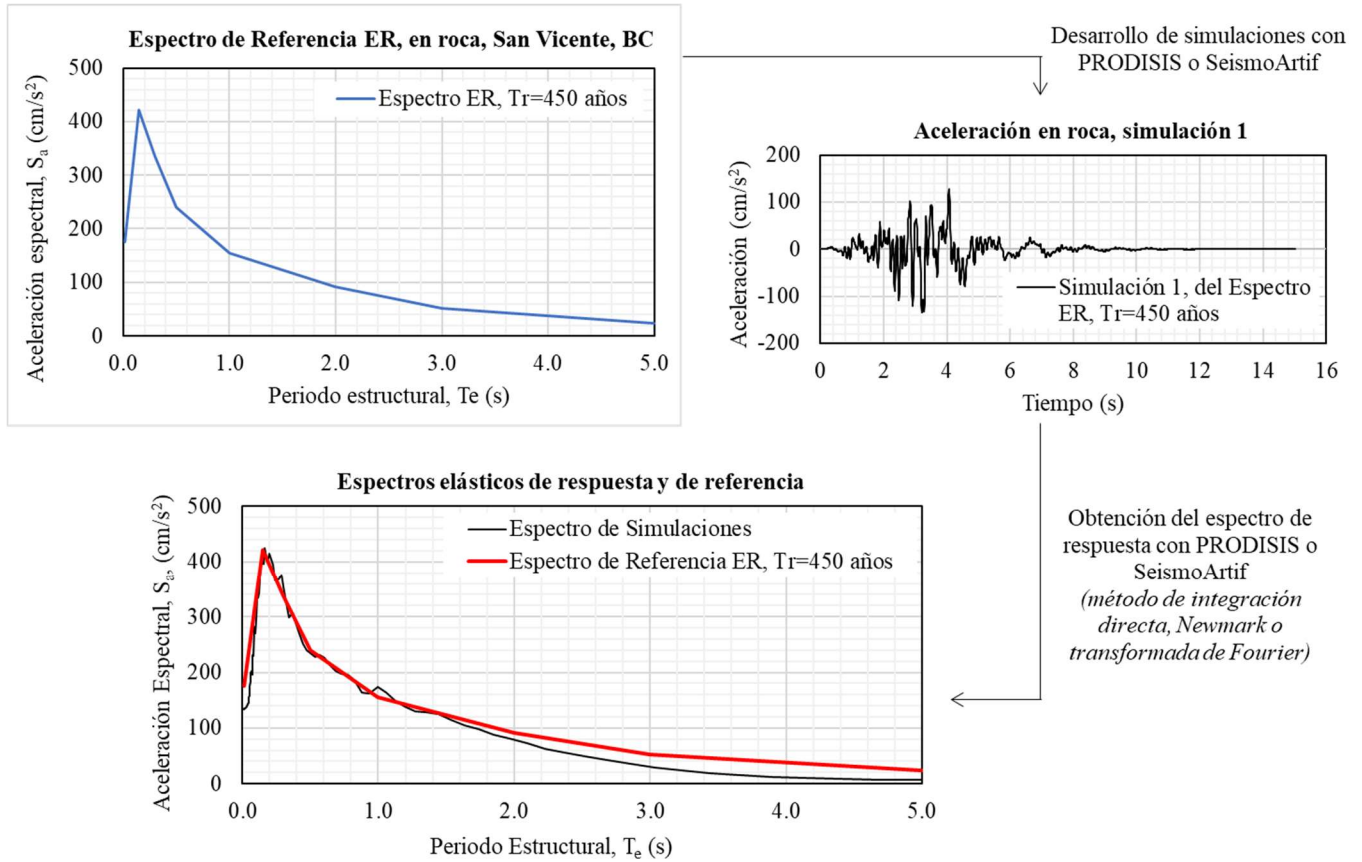
#### 2.4.1.5 Espectros específicos de sitio

De acuerdo con MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5, 6] los espectros específicos de sitio se deben aplicar a las estructuras de importancia A1 y A+ donde la falla estructural puede tener consecuencias muy grandes. El procedimiento para obtener el espectro elástico de respuesta es numérico y consta de los siguientes pasos:

- Paso 1: Obtención del espectro en roca ER o EPR y desarrollar al menos 5 acelerogramas sintéticos o reales que se ajusten al espectro objetivo.*

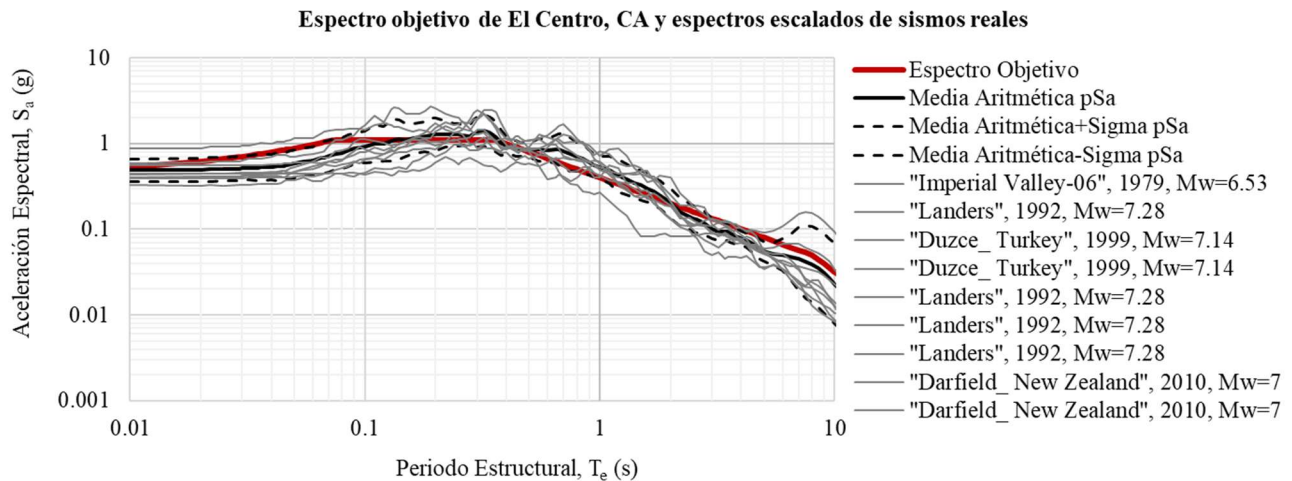
Se obtiene el espectro en roca de tipo ER (periodo de retorno óptimo) o tipo EPR (periodo de retorno asignado) por medio de un mapa de peligro sísmico probabilista con el PRODISIS. Con el espectro en roca, se debe desarrollar al menos 5 acelerogramas sintéticos o reales.

Los acelerogramas sintéticos crean simulaciones con base a un espectro objetivo utilizando métodos numéricos como la transformada de Fourier o el método de wavelets. El programa PRODISIS tiene una sección donde desarrolla los acelerogramas sintéticos en base a un espectro objetivo, pero existen otros programas como SeismoArtif donde cuentan con diferentes opciones de simulación [35]. Incluso el software de análisis y diseño estructural SAP2000 incluye una sección de simulación de acelerogramas sintéticos [36]. La Figura 59 muestra un ejemplo de obtención de acelerogramas sintéticos y su comparativa de contenido energético con el espectro de referencia ER, donde ambos espectros deben tener tamaños similares.



**Figura 59: Procedimiento para el desarrollo de acelerogramas sintéticos y espectros de respuesta**

Por otro lado, si se desea el uso de sismos reales registrados, se cuenta con la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center o PEER, donde se dan los parámetros del espectro objetivo asignado por el usuario, por recomendaciones del PEER o directamente de espectros desarrollados por el ASCE/SEI 7-16. Los datos básicos requeridos son el tipo de falla geológica, rango de magnitudes de sismos, rango de distancias entre el epicentro y el sitio, rango de velocidades de onda a corte, el radio de amortiguamiento estructural, el rango de periodos a coincidir y el tipo de escalado [37]. La Figura 60 muestra un ejemplo de selección de sismos para un espectro de referencia en el Centro, CA y su revisión del contenido energético para comprobar que tienen parecido con el espectro objetivo.



**Figura 60: Ejemplo de selección de sismos reales y escalados al espectro objetivo**

- b) Paso 2: Obtención de la función de transferencia del suelo de acuerdo con el estudio de campo en el sitio y definición del suelo tipo I, II o III.

Para obtener la función de transferencia del suelo, se requiere del estudio en campo de los estratos a diferentes profundidades hasta llegar al estrato rocoso, registrando los espesores, pesos volumétricos, radios amortiguamientos y velocidades de onda en corte a través de pruebas físicas como dispersión de ondas o cross-hole.

El objetivo de la función de transferencia es obtener las frecuencias resonantes del suelo y desarrollar la amplificación dinámica de los acelerogramas reales o sintéticos obtenidos en el Paso 1. La Figura 61 muestra un esquema de propagación de las ondas vibratorias por un sismo, donde ocurre a través del estrato rocoso de la corteza terrestre hasta llegar al sitio de estudio, donde tiene un estrato superficial suave y las ondas vibratorias se amplifican.

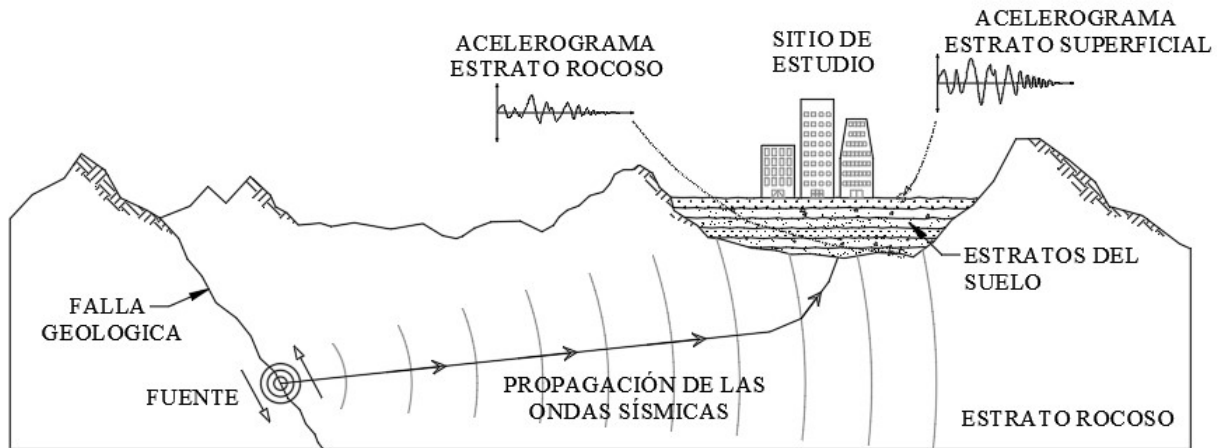


Figura 61: Esquema de propagación de ondas sísmicas y amplificaciones dinámicas en el sitio [34]

Por lo tanto, se busca el procedimiento de amplificación dinámica del estrato rocoso al estrato superficial utilizando un modelo de movimiento de las ondas vibratorias en dirección vertical a través de los diferentes estratos del suelo suave. La Figura 62 muestra el modelo en 1D de propagación de ondas verticales [38].

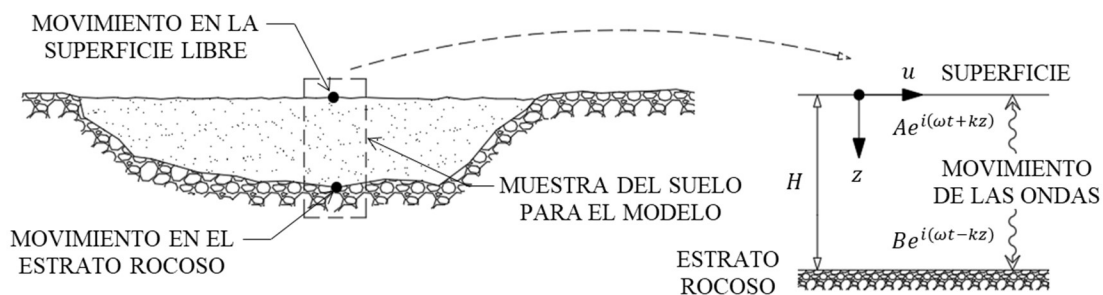


Figura 62: Esquema modelo de propagación de ondas verticales en los estratos del suelo [34, 38]

De acuerdo con la figura anterior, las funciones de movimiento verticales definen el modelo, donde  $Ae^{i(\omega t + kz)}$  es el movimiento vertical dirigido hacia la superficie,  $Be^{i(\omega t - kz)}$  es el movimiento vertical dirigido hacia el estrato rocoso,  $\omega$  es la frecuencia circular del suelo,  $k$  es el número de onda expresado como  $k = \omega/v_s$ ,  $A$  y  $B$  son las amplitudes de onda para cada dirección,  $v_s$  es la velocidad de onda,  $z$  es la altura medida desde la superficie libre y  $t$  es el tiempo.

Para un suelo con estrato homogéneo equivalente y con roca elástica en la base, el modelo de 1D se modifica de acuerdo con la Figura 63, donde  $H$  es la altura del estrato equivalente, el subíndice  $s$  se refiere al estrato del suelo, el subíndice  $r$  se refiere al estrato rocoso,  $G_s$  es el módulo de corte del suelo,  $G_r$  es el módulo de corte de la roca,  $\rho_s$  es el peso volumétrico del suelo y  $\rho_r$  es el peso volumétrico de la roca. El modelo ofrece una función de transferencia como:

$$F_1(\omega) = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_{ss}^*}\right) + i\alpha_z^* \operatorname{sen}\left(\frac{\omega H}{v_{ss}^*}\right)} \quad [\text{Ec. 141}]$$

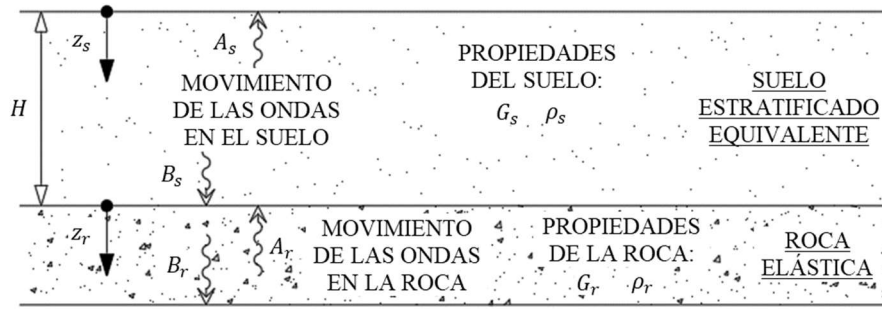


Figura 63: Modelo de 1D para un suelo estratificado equivalente y roca elástica [34, 38]

De acuerdo con la ecuación anterior,  $v_{ss}^*$  es la velocidad de onda compleja en el suelo definido como  $v_{ss}^* = v_{ss}(1 - i\xi)$ ,  $\alpha_z^*$  es el radio de impedancias compleja definida como  $\alpha_z^* = \rho_s v_{ss}^* / \rho_r v_{sr}^*$  y  $v_{sr}^*$  es la velocidad de onda compleja en la roca definida como  $v_{sr}^* = v_{sr}(1 - i\xi)$ .

Ahora, para considerar múltiples estratos sobre la roca elástica, el modelo de 1D se modifica de acuerdo con la Figura 64. Por lo tanto, la función de transferencia se relaciona con el movimiento del suelo  $u(z, t)$  en función del estrato  $m$  sigue las siguientes ecuaciones:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^*z)} + Be^{i(\omega t - k^*z)} \quad [\text{Ec. 142}]$$

$$F_2(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} \quad [\text{Ec. 143}]$$

Donde  $k^*$  es el número de onda compleja definida como  $k^* = k(1 - i\xi)$ , el subíndice  $i$  y  $j$  se refiere al número de estratos. La función de transferencia  $F_2(\omega)$  considera los resultados de cada estrato para obtener un resultado más refinado que el modelo anterior.

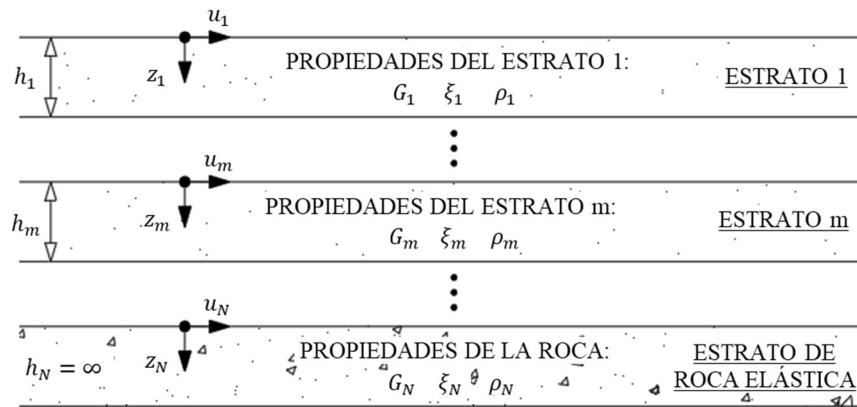
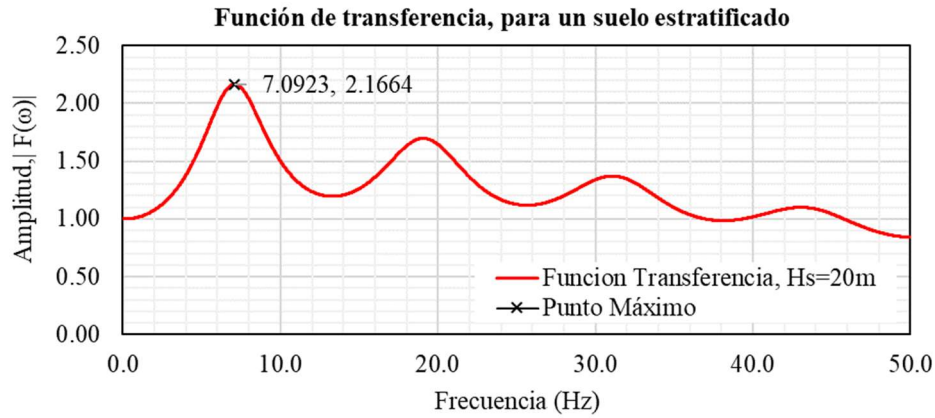


Figura 64: Modelo de 1D para un suelo estratificado y roca elástica [34, 38]

La amplitud se obtiene como el valor absoluto de la función de transferencia como  $|F(\omega)|$  donde las expresiones anteriores se aplican a sistemas de 1GDL para análisis lineales. Sin embargo, utilizando procesos iterativos se puede aplicar para análisis no lineales. El programa DeepSoil cuenta con un apartado para el desarrollo de la función de transferencia del suelo dependiendo del modelo de 1D [39]. El resultado de la función de transferencia  $F(\omega)$  se muestra en forma de gráfica con valores de  $|F(\omega)|$  y Frecuencia (Hz).

La Figura 65 muestra un ejemplo de gráfica como resultado de la aplicación de la función de transferencia para un suelo estratificado con espesor equivalente  $H_s = 20m$  y roca elástica. Se puede observar que cada pico de la gráfica son las frecuencias resonantes del suelo, siendo el primer pico el periodo fundamental de vibración con una amplitud  $|F(\omega)| = 2.1664$  a una frecuencia  $f = 7.0923 \text{ Hz}$ .



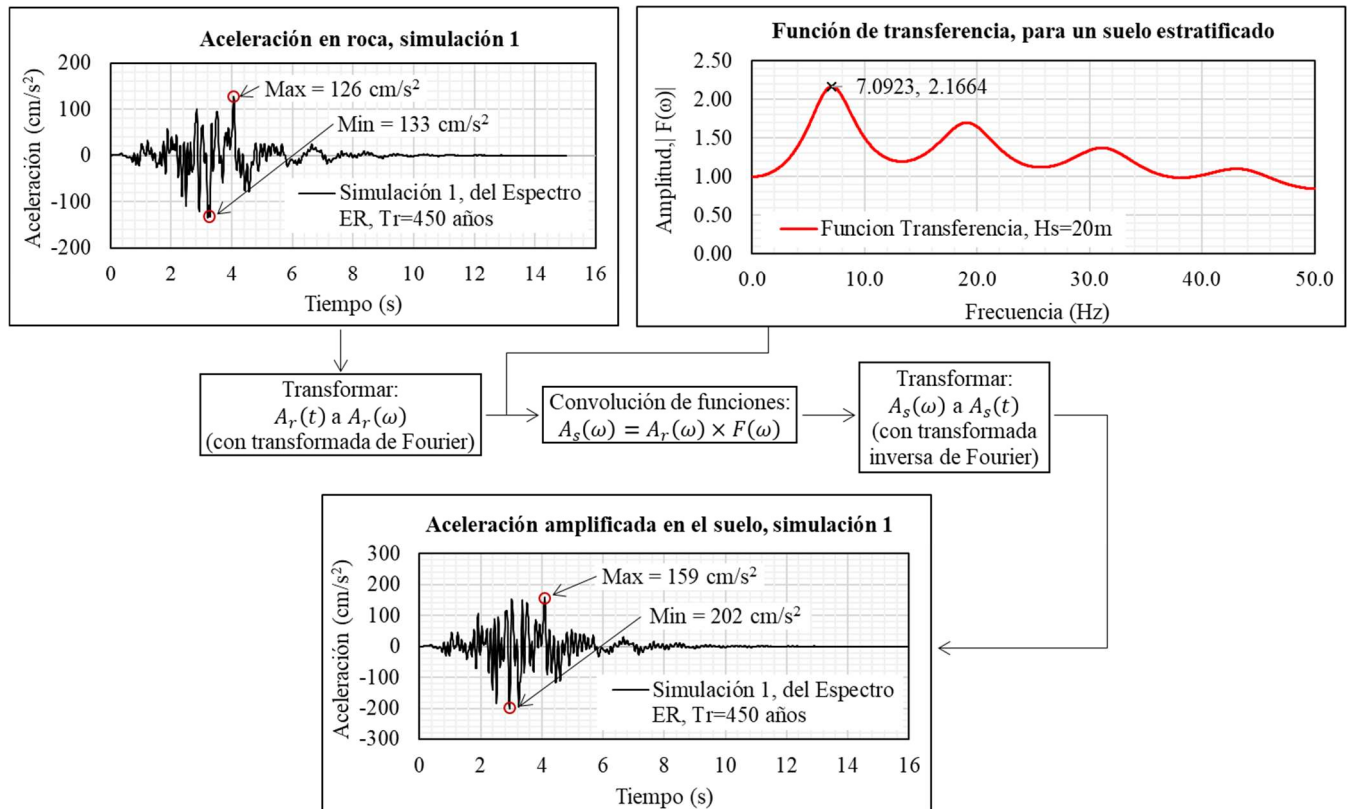
**Figura 65: Ejemplo de la gráfica de función de transferencia para un suelo estratificado**

Ahora, se puede clasificar el suelo como tipo I, II o III al utilizar la frecuencia fundamental de vibración obteniendo el periodo y la velocidad de onda en corte promedio. Para la Figura 65,  $T_s = 1/f = 1/7.0923 \text{ Hz} = 0.141 \text{ seg}$ ,  $v_s = 4H_s/T_s = (4)(20\text{m})/0.141 \text{ seg} = 567 \text{ m/s}$ . Con estos datos, usando la microzonificación de la Figura 57, el suelo se clasifica como Tipo II.

- c) Paso 3: Desarrollo de los acelerogramas amplificados aplicando la función de transferencia en las simulaciones de acelerogramas en roca.

La amplificación dinámica ocurre al realizar el proceso matemático de convolución entre los acelerogramas en roca y la función de transferencia como:

$$A_s(\omega) = A_r(\omega) \times F(\omega) \quad [\text{Ec. 144}]$$



**Figura 66: Ejemplo proceso de convolución para la amplificación dinámica de los acelerogramas**

Donde  $A_s(\omega)$  es el movimiento del suelo en la superficie libre del suelo en función de su frecuencia angular. Para aplicar la ecuación anterior, el acelerograma que está en función del tiempo se debe modificar a función de la frecuencia angular  $A_r(\omega)$  por medio de la transformada de Fourier. Una vez que se tenga los resultados de  $A_s(\omega)$ , se debe realizar una transformada de Fourier inversa para devolver la gráfica a función del tiempo y tener el acelerograma amplificado.

El proceso numérico requiere de software especializado como DeepSoil, donde se incluyen las propiedades del suelo y el acelerograma origen para mostrar como resultado el acelerograma amplificado [39]. La Figura 66 muestra un ejemplo del proceso de amplificación dinámica de un acelerograma sintético, donde se aprecia los valores de aceleración máximos y mínimos son amplificados por la función de transferencia del suelo.

- d) Paso 4: Obtención de los espectros de respuesta de los acelerogramas amplificados, su media geométrica y definición de los parámetros  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$

Una vez que se tengan todos los acelerogramas amplificados por la función de transferencia del suelo, se deben obtener los espectros de respuesta de cada uno y obtener su media geométrica. Los métodos que se pueden usar son Integración Directa, método de Newmark o transformada de Fourier [26].

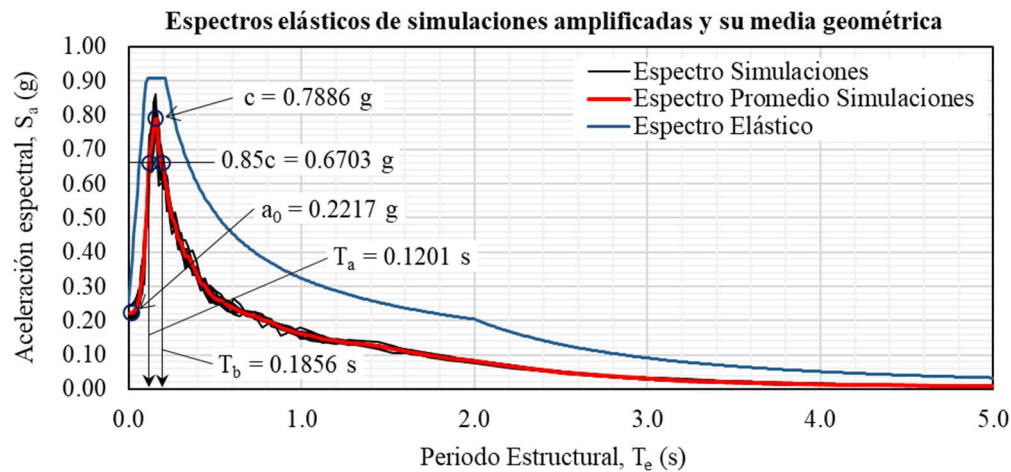


Figura 67: Ejemplo de obtención de parámetros espectrales a partir del espectro con media geométrica

La aceleración en el suelo  $a_0$  y el coeficiente sísmico  $c$  se identifican directamente con la media geométrica, mientras que los valores  $T_a$  y  $T_b$  dependen de las siguientes dos condiciones:

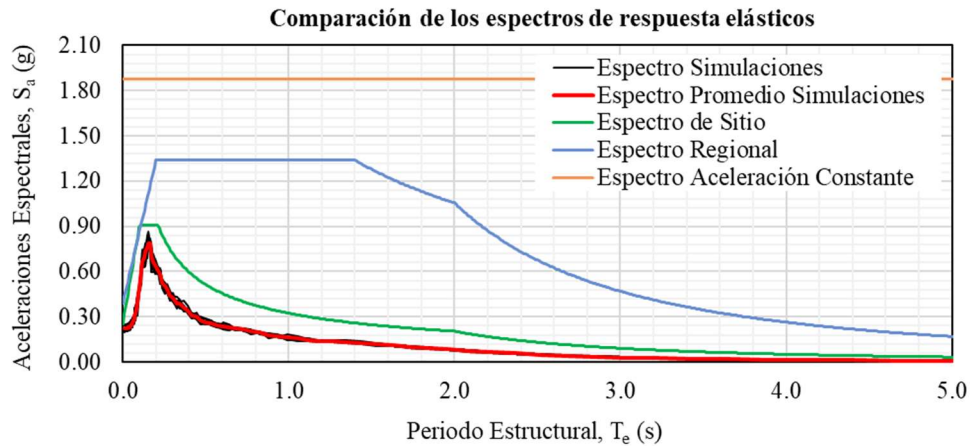
- Si el espectro cuenta con dos picos de aceleraciones, cada ubicación se usará como  $T_a$  y  $T_b$ .
- Si el espectro solamente cuenta con un pico de aceleraciones, se obtiene el 85% del pico, se traza una línea y donde coincidan con la gráfica, serán los periodos  $T_a$  y  $T_b$ .

La Figura 67 muestra un ejemplo con los espectros de diferentes simulaciones y su media geométrica, donde valores de  $a_0$  y  $c$  son fácilmente identificables, así como la selección de los periodos  $T_a$  y  $T_b$  al tener solo un pico de aceleraciones. Por otro lado, como las propiedades del suelo tiene diversas variaciones desde el campo, todos los valores espectrales y el tamaño de la meseta entre  $T_a$  y  $T_b$  se deben incrementar un 15%, a menos que se realice una simulación de Montecarlo que justifique un aumento menor. Por lo tanto, para la misma figura, el espectro elástico de diseño tendrá valores de  $a_0 = (1.15)(0.2217\text{g}) = 0.2550\text{g}$ ,  $c = (1.15)(0.7886\text{g}) = 0.9069\text{g}$ ,  $T_a = (0.85)(0.1201\text{seg}) = 0.1021\text{seg}$  y  $T_b = (1.15)(0.1856\text{seg}) = 0.2134\text{seg}$ .

- e) Paso 5: Obtención del espectro de diseño elástico, específico del sitio

Una vez que se tiene definidos los parámetros  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  en conjunto con el tipo de suelo y la ubicación de la zona sísmica, se utilizan los parámetros  $T_c$ ,  $k$  y  $r$  de la Tabla 19 para completar el desarrollo del espectro sísmico de diseño elástico, utilizando la [Ec. 137] al igual que en espectros regionales. Al final, se multiplica todos los valores de  $S_a$  por el factor de importancia estructural  $F_{IE}$ .

La Figura 68 muestra una comparativa de resultados entre cada uno de los métodos explicados, desde el espectro de aceleración constante hasta el espectro específico de sitio, destacando la reducción de aceleraciones con el último método.



**Figura 68: Comparativa de espectros elásticos de diseño entre los diferentes métodos**

#### 2.4.1.6 Factores reductores para espectros inelásticos en edificios

Como la posibilidad de mantener una estructura en el rango elástico ante cualquier sismo es económicamente inviable, las investigaciones muestran que los daños en estructuras dúctiles reducen las fuerzas sísmicas, siempre y cuando se tengan detallados sísmicos en los elementos a dañarse.

Dependiendo de diversos factores como la geometría de la estructura, el material, el sistema estructural y el tipo de elementos a dañarse, se tiene con diferentes factores reductores que se explican más adelante.

##### Ductilidad $Q$ , para edificios

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5 y 6], la ductilidad de la estructura para tipo edificios puede ser de  $Q = 4, 3, 2, 1.5$  o  $1$ , donde  $Q = 4$  es una estructura con alta ductilidad y  $Q = 1$  tiene nula ductilidad, dependiendo de diferentes requerimientos.

##### a) Para ductilidad $Q = 4$ :

1. La resistencia de todos los entresijos debe ser proporcionada con el 100% por los marcos no contraventados, ya sea de acero estructural, concreto reforzado o de los dos materiales. En el caso de marcos con contravientos, con muro de cortante reforzado, con placa de acero o mixtos, del 100% que debe soportar cada entresijo, al menos el 25% de la fuerza sísmica deben ser soportadas por los marcos sin considerar los elementos de contraviento.
2. Si existen muros de mampostería que contribuye a la resistencia, deben ser de piezas macizas y del 100% que debe soportar cada entresijo, los marcos contraventados y no contraventados deben soportar al menos el 80% de la fuerza lateral sísmica.
3. La capacidad de resistencia de los entresijos continuos no debe cambiar en más del 35%, para evitar la falla por piso suave.
4. Para los marcos y muros de concreto reforzado, deben contar con el detallado sísmico para cumplir con la alta ductilidad como marcos especiales resistentes a momento, de acuerdo con el ACI 318-19 [7].
5. Para marcos de acero contraventados y sin contravientos, deben contar con el detallado sísmico para cumplir la alta ductilidad, ya sea marcos resistentes a momento, marcos con contravientos excéntricos o marcos con contravientos concéntricos, de acuerdo con el AISC 341-16 [40].

##### b) Para ductilidad $Q = 3$ :

1. La resistencia de todos los entresijos debe ser proporcionada por columnas de concreto o acero con losas planas, marcos no contraventados, ya sea de concreto reforzado o acero estructural, así como marcos contraventados de acero, muros de cortante, placas de acero o mixtos. Para el caso de marcos con contravientos, no requiere que al menos el 25% de la fuerza sísmica sea soportada por el marco sin considerar el contraviento.



2. Si existen muros de mampostería que contribuye a la resistencia, deben ser de piezas macizas y del 100% que debe soportar cada entrepiso, los marcos contraventeados y no contraventeados deben soportar al menos el 80% de la fuerza lateral sísmica.
3. La capacidad de resistencia de los entrepisos continuos puede variar más del 35%.
4. Para los marcos y muros de concreto reforzado, deben contar con el detallado sísmico para cumplir con la alta ductilidad como marcos especiales resistentes a momento, de acuerdo con el ACI 318-19 [7].
5. Para marcos de acero contraventeados y sin contravientos, deben contar con el detallado sísmico para cumplir la alta ductilidad, ya sea marcos resistentes a momento, marcos con contravientos excéntricos o marcos con contravientos concéntricos, de acuerdo con el AISC 341-16 [40].

c) Para ductilidad  $Q = 2$ :

1. La resistencia de todos los entrepisos debe ser proporcionada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, marcos de acero sin contraventeo con ductilidad reducida o marcos contraventeados con ductilidad normal, marcos de concreto con ductilidad limitada. Además, los marcos con muros de cortante, placas de acero o mixtos no requieren que al menos el 25% de las fuerzas sísmicas sean soportadas por el marco sin considerar el contraviento.
2. Si existen muros de mampostería, no requiere que al menos el 20% de la fuerza sísmica sea soportada por dicho muro.
3. La capacidad de resistencia de los entrepisos continuos puede variar más del 35%.
4. Para los marcos y muros de concreto reforzado, deben contar con el detallado sísmico para cumplir con ductilidad normal o reducida como marcos ordinarios resistentes a momento, de acuerdo con el ACI 318-19 [7].
5. Para marcos de acero contraventeados y sin contravientos, deben contar con el detallado sísmico para cumplir la ductilidad normal o reducida, ya sea marcos resistentes a momento, marcos con contravientos excéntricos o marcos con contravientos concéntricos, de acuerdo con el AISC 341-16 [40].

d) Para ductilidad  $Q = 1.5$ :

1. La resistencia de todos los entrepisos debe ser proporcionada por muros de mampostería confinadas o algunas estructuras de acero con ductilidad reducida, de acuerdo con el AISC 341-16 [40].

e) Para ductilidad  $Q = 1.25$ :

1. La resistencia de todos los entrepisos debe ser proporcionada por elementos diferentes a los mencionados anteriormente o algunas estructuras de acero con ductilidad reducida, de acuerdo con el AISC 341-16 [40].

El factor de ductilidad  $Q'$  se obtiene como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \left(\frac{T_e}{T_b}\right)} & T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho_b}{k} \left(\frac{T_e}{T_b}\right)} & T_e > T_b \end{cases} \quad [\text{Ec. 145}]$$

Sobrerresistencia  $R_0$ , para edificios

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5 y 6], la sobrerresistencia de la estructura para tipo edificios puede ser de  $R_0 = 3, 2.5$  o  $2$ , donde  $R_0 = 3$  es una estructura con alta sobrerresistencia y  $R_0 = 2$  tiene sobrerresistencia normal, dependiendo de diferentes requerimientos.

a) Para sobrerresistencia  $R_0 = 3.0$ :

Aplica para marcos especiales resistentes a momento de acero con  $Q = 4$  o  $3$ , marcos de acero con sistemas de placa con  $Q = 3$  y marcos de acero contraventeados con muros de placa de acero o mixtos con  $Q = 4$ .

b) Para sobrerresistencia  $R_0 = 2.5$ :

Aplica para marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado con  $Q = 4$ , sistemas de muros de concreto reforzado o muros compuestos de acero y concreto con  $Q = 3$ , marcos de concreto con muros de cortante o compuestos de acero y concreto con  $Q = 3$  y muros de mampostería confinada con piezas macizas.

c) *Para sobrerresistencia  $R_o = 2.0$ :*

Aplica para marcos ordinarios resistentes a momento de concreto reforzado o acero estructural con  $Q = 3$  o  $2$ , sistemas de columnas de acero o concreto con losas planas, marcos de concreto prefabricado o presforzado, marcos de concreto con muro de cortante con  $Q = 4, 3$  o  $2$ , marcos de acero contraventeados con  $Q = 4, 3$  o  $2$  y muros de mampostería confinada con piezas huecas.

El factor de sobrerresistencia  $R$  se obtiene como:

$$R = \begin{cases} R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} & T_e \leq T_a \\ R_o & T_e > T_a \end{cases} \quad [\text{Ec. 146}]$$

Redundancia  $\rho$ , para edificios

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5 y 6], el factor de redundancia para tipo edificios puede ser de  $\rho = 0.8, 1.0$  o  $1.25$ , donde  $\rho = 1.25$  es una estructura redundante y  $\rho = 0.8$  tiene poca redundancia, dependiendo de diferentes requerimientos.

a) *Para redundancia  $\rho = 1.25$ :*

Aplica para estructuras con tres o más marcos en la dirección de análisis, donde cada marco debe tener al menos tres crujías o estructuración equivalente.

b) *Para redundancia  $\rho = 1.0$ :*

Aplica para estructuras con al menos dos marcos en la dirección de análisis, donde cada marco debe tener al menos dos crujías o estructuración equivalente.

c) *Para redundancia  $\rho = 0.8$ :*

Aplica para estructuras con al menos dos marcos en la dirección de análisis, donde cada marco tiene una crujía o estructuración equivalente.

Amortiguamiento estructural  $\xi$ , para edificios

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5 y 6], el radio de amortiguamiento inicial para el desarrollo del espectro elástico de diseño es  $\xi = 0.05$ .

**Tabla 20: Valores de amortiguamiento estructural para edificios [4, 5 y 6]**

No	Tipo de estructuración	$\xi$
1	Estructuras de concreto reforzado	5%
2	Estructuras de concreto presforzado	4%
3	Marcos de acero con conexiones a momento soldadas	3%
4	Marcos de acero con conexiones a momento atornilladas	5%
5	Marcos de acero con contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo	4%
6	Muros de placas de acero	4%
7	Muros de mampostería confinada con piezas macizas	7%
7	Muros de mampostería confinada con piezas huecas	6%

Factor de amplificación por comportamiento degradante, para edificios

En el caso de estructuras ubicadas en suelos tipo II o III y que sean sensibles a desarrollar degradación en la rigidez durante el comportamiento histerético de los elementos, las ordenadas espectrales  $S_a$  se deben multiplicar por:

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2 + 5 \left| 2 \left( \frac{T_e}{T_s} \right) - 1 \right|^5} \quad [\text{Ec. 147}]$$

Factor de corrección por irregularidad, para edificios

Las estructuras se consideran como regulares, irregulares o fuertemente irregulares, dependiendo del cumplimiento de las diferentes condiciones:

a) *Para estructuras regulares*

1. La distribución de columnas resistentes, muros y masas es simétrica en sus dos ejes ortogonales.

2. La relación entre la altura  $H$  de la estructura y la dimensión menor en la base  $b_{min}$ , debe ser  $H/b_{min} < 2.5$ .
3. La relación entre el largo  $L$  y el ancho  $b$  debe ser  $L/b < 2.5$ .
4. En planta, las dimensiones en entrante o salientes no exceden el 20% de la dimensión total de la planta en cada dirección ortogonal.
5. Los sistemas de losa deben ser rígidos y resistentes, justificado con análisis numéricos.
6. Las aberturas en las losas no exceden del 20% del área total de la losa y su ubicación no es diferente en cada nivel.
7. La masa de cada nivel no es mayor al 110% ni menor al 70% del piso superior o inferior inmediato.
8. El área de cada nivel no es mayor al 110% ni menor al 70% del piso superior o inferior inmediato.
9. Para todos los niveles, todas las columnas están restringidas por diafragmas, traveses o losas planas.
10. La rigidez y resistencia al corte en cada nivel no excede del 50% al piso inferior, excepto el último piso.
11. En cada nivel, la excentricidad torsional no excede el 10%.

b) *Para estructuras irregulares*

1. Se considera irregular cuando no cumple de uno hasta tres condiciones de regularidad.

c) *Para estructuras fuertemente irregulares*

1. La excentricidad torsional calculada en algún entrepiso es mayor al 20%
2. La rigidez o resistencia en algún nivel excede en más del 100% al piso inmediato inferior.
3. La rigidez y resistencia al corte en cada nivel no excede del 50% al piso inferior, excepto el último piso.
4. En cada nivel, la excentricidad torsional no excede el 10%.
5. No cumple con cuatro o más condiciones de regularidad.

El factor reductor por ductilidad  $\alpha$  se multiplica por el factor  $Q'$  de acuerdo con la Tabla 21, con la condición de que  $\alpha Q' \geq 1.0$ .

**Tabla 21: Factor reductor por irregularidad [4, 5 y 6]**

Tipo de irregularidad	$\alpha$
Estructura regular	1.0
Estructuras que no cumplen con una condición de irregularidad, listada del 1 al 9	0.9
Estructuras que no cumplen con dos o tres condiciones de irregularidad, listada del 1 al 9	0.8
Estructuras que no cumplen con la condición 10 u 11 de irregularidad	0.8
Estructuras fuertemente irregulares	0.7

Espectro de diseño inelástico horizontal, vertical y de servicio

El espectro de diseño inelástico horizontal usa las aceleraciones espectrales del diseño elástico y se modifican de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$S_{a,in} = (S_a A_{cd}) / (Q' \alpha R \rho) \quad [\text{Ec. 148}]$$

El espectro de diseño de servicio considera la siguiente expresión:

$$S_{a,ser} = (S_a A_{cd}) / 5.5 \quad [\text{Ec. 149}]$$

Para obtener el espectro de diseño inelástico vertical,

$$S_{av,in} = \begin{cases} 1.4 F_d S_{a,in} & T_v < 0.05 \text{ s} \\ 1.4 F_d S_{a,in} \left(\frac{0.05}{T_v}\right)^{\frac{2}{3}} & T_v \geq 0.05 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Ec. 150}]$$

Donde  $S_{av,in}$  es la aceleración espectral vertical inelástico,  $S_{a,in}$  es la aceleración espectral horizontal inelástica previamente obtenida,  $F_d$  es el factor de distancia calculado como  $F_d = a_{0r}/200$  con un valor no mayor a 1.0 y  $T_v$  es el periodo de vibración vertical de la estructura. La Figura 69 muestra un ejemplo de gráficas espectrales elásticas e inelásticas utilizando todos los parámetros descritos anteriormente.

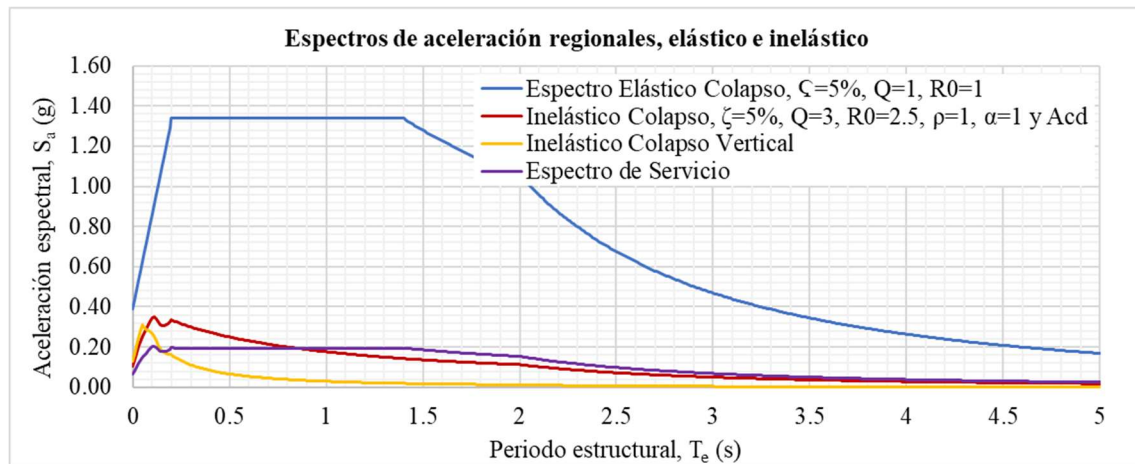


Figura 69: Ejemplo de espectros regionales, elásticos e inelásticos, para edificios

#### 2.4.1.7 Factores reductores para espectros inelásticos en puentes

De acuerdo con el MDOC Sismo CFE 2015 [4, 5 y 6], los factores que entran para la reducción del espectro elástico de diseño son la ductilidad  $Q$  con un valor de 1.0 y la sobrerresistencia  $R_0$  con un valor de 1.5 para puentes formados por vigas en la superestructura. Como los puentes son considerados regulares, los factores de  $\alpha$ ,  $\rho$  y  $A_{cd}$  no afectan al espectro y tendrán un valor de 1.0.

La Figura 70 muestra un ejemplo de espectros específicos de sitio elásticos e inelásticos, considerando los factores reductores por ductilidad y sobrerresistencia para puentes.

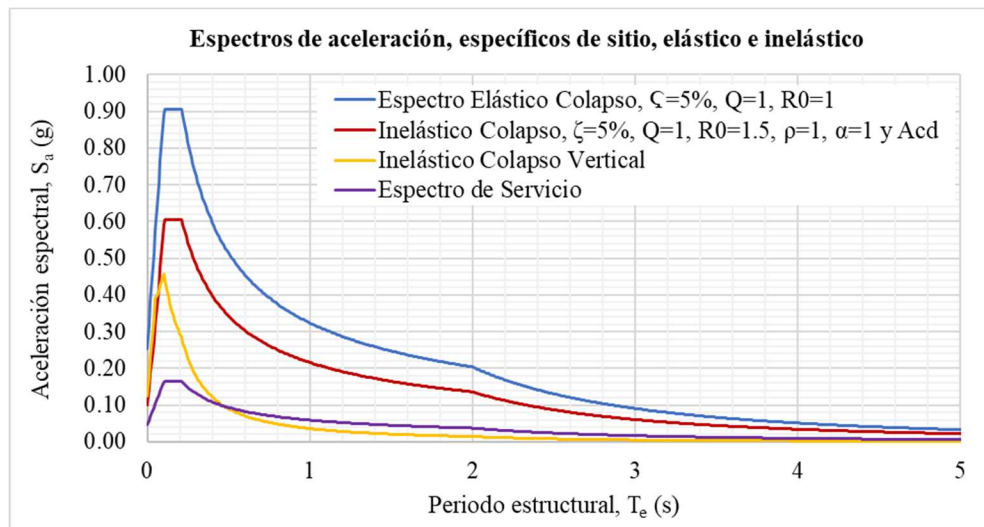


Figura 70: Ejemplo de espectros de sitio, elásticos e inelásticos, para puentes

#### 2.4.2 Espectros sísmicos según el ASCE/SEI 7-16 y 7-22

Para el desarrollo de los espectros sísmicos elásticos, se consideran datos iniciales de aceleraciones en el suelo de acuerdo con un mapa de peligro sísmico probabilista al igual que el MDOC Sismo CFE 2015. Sin embargo, en lugar de obtener directamente el espectro de aceleraciones en roca, obtiene directamente dos parámetros de aceleración llamados  $S_S$  y  $S_1$ , donde el primero se refiere a las aceleraciones a un periodo corto, usualmente de 0.2 segundos y el segundo se refiere a las aceleraciones a un periodo de 1.0 segundo.

Los parámetros  $S_S$  y  $S_1$  se toman en base a un mapa de peligro sísmico probabilista relacionado con el Sismo Máximo Considerado (en inglés, Maximum Considered Earthquake o  $MCE_R$ ) en conjunto con la clasificación del suelo de acuerdo

con las propiedades dinámicas del sitio para obtener el espectro elástico de diseño. El procedimiento para obtener las aceleraciones espectrales se muestra en las siguientes secciones.

### 2.4.2.1 Datos iniciales para los espectros sísmicos

La construcción de los espectros elásticos de acuerdo con el ASCE/SEI 7-16 requiere del conocimiento de la importancia de la estructura a través del factor de importancia  $I_e$ , los parámetros de aceleración espectral en roca  $S_S$  y  $S_I$  para un sismo  $MCE_R$  y la clasificación del suelo de acuerdo con las propiedades dinámicas del sitio [15].

Para determinar el factor de importancia  $I_e$ , se usa la categoría de riesgo sísmico mostrado en la Tabla 22 donde las categorías van del I al IV, siendo el I las estructuras más comunes y la IV las más importantes.

**Tabla 22: Categoría de riesgo sísmico, ASCE/SEI 7-16 [15]**

Tipo de estructuras	Categoría de riesgo sísmico	Probabilidad de falla	$I_e$
Estructuras regulares y comunes	I	10% en 50 años	1.0
Todas las estructuras excepto de categoría III y IV	II	10% en 50 años	1.0
Estructuras enforçadas en el sector energético, donde su falla tendría impactos negativos económicos o ambientales.	III	5% en 50 años	1.25
Estructuras enforçadas en el sector energético, donde su falla tendría grandes impactos negativos económicos o ambientales.	IV	2.5% en 50 años	1.5

Ahora, para considerar las amplificaciones dinámicas del suelo, el ASCE/SEI 7-16 clasifica el suelo como sitio A a la F, donde el tipo A es el suelo rocoso más rígido y el tipo F es el suelo más suave y menos rígido. El procedimiento para la obtención del tipo de suelo relaciona utiliza el procedimiento similar al del MDOC Sismo CFE 2015, sin considerar el periodo fundamental del suelo  $T_s$ .

Los parámetros de aceleraciones espectrales  $S_S$  y  $S_I$  tienen su referencia en un mapa de peligro sísmico probabilista con un sismo  $MCE_R$  que tiene un periodo de retorno  $T_r = 4975$  años y un radio de amortiguamiento  $\xi = 0.05$ , donde  $S_S$  es la aceleración espectral en roca a un periodo de 0.2 s y  $S_I$  es la aceleración espectral en roca a un periodo de 1.0 seg.

Conociendo la clasificación del sitio por las propiedades del suelo y los parámetros espectrales  $S_S$  y  $S_I$ , se pueden obtener los factores de amplificación dinámica del suelo  $F_a$  y  $F_v$ , donde  $F_a$  es el factor de aceleración que afecta a los periodos de 0 a  $S_S$  y  $F_v$  es el factor de velocidad que afecta los periodos entre  $S_S$  y  $S_I$ . El ASCE/SEI 7-16 maneja tablas para la obtención de  $F_a$  y  $F_v$  dependiendo de los parámetros anteriores [15]. Sin embargo, el ASCE/SEI 7-22 hizo modificaciones a las condiciones de sitio, agregando clasificaciones y eliminando las tablas de factores  $F_a$  y  $F_v$ , donde se obtienen directamente del sitio del reglamento [41], aplicando solamente a EUA y requiriendo la obtención de dichos factores para lugares fuera del país mencionado [42].

### 2.4.2.2 Espectros de aceleración constante

Este método simplificado no requiere la obtención del periodo estructural  $T_e$  y se usa una única aceleración espectral. Para un radio de amortiguamiento  $\xi = 0.05$ , los valores de  $S_a(g)$  se obtiene como:

$$S_a(g) = S_{DS} = (2/3)F_a S_S \quad [\text{Ec. 151}]$$

Si se requiere un amortiguamiento diferente al 5%, se debe modificar las ordenadas espectrales por:

$$S_a(g) = S_{DS}/B_1 \quad [\text{Ec. 152}]$$

Donde  $B_1$  es el coeficiente de amortiguamiento definido, expresado como:

$$B_1 = 4/[5.6 - \ln(100\xi)] \quad [\text{Ec. 153}]$$

En la ecuación de  $B_1$ , el radio de amortiguamiento  $\xi$  se expresa en porcentaje. Finalmente, los valores de  $S_a(g)$  deben multiplicarse por el factor de importancia estructural  $I_e$ .

### 2.4.2.3 Espectros regionales

Una vez que se tengan los parámetros de aceleración  $S_S$  y  $S_I$ , así como los factores de amplificación  $F_a$  y  $F_v$ , se puede obtener el espectro regional [15, 42]. Primeramente, se obtienen los parámetros máximos de aceleración  $S_{MS}$  y  $S_{MI}$  como:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad [\text{Ec. 154}]$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad [\text{Ec. 155}]$$

Ahora, los parámetros de aceleración espectral de diseño  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  se obtienen como:

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} \quad [\text{Ec. 156}]$$

$$S_{D1} = (2/3) S_{MI} \quad [\text{Ec. 157}]$$

Donde el factor de 2/3 busca obtener de forma indirecta la reducción de las aceleraciones de un periodo  $T_r = 4975$  años (con 1% de probabilidad de falla en 50 años) a un periodo de retorno  $T_r = 475$  años (con 10% de probabilidad de falla en 50 años). Para desarrollar el espectro elástico de diseño  $S_a(g)$ , se usa la siguiente expresión:

$$S_a(g) = \begin{cases} S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T_e}{T_0} \right) & 0 < T_e < T_0 \\ S_{DS} & T_0 \leq T_e \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{T_e} & T_S < T_e \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T_e^2} & T_e > T_L \end{cases} \quad [\text{Ec. 158}]$$

Donde  $T_e$  es el periodo estructural, los periodos  $T_0$  y  $T_S$  son los límites de periodos que se obtienen como:

$$T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS}) \quad [\text{Ec. 159}]$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS} \quad [\text{Ec. 160}]$$

El periodo de transición largo  $T_L$  usado en la ecuación de  $S_a(g)$  depende de la ubicación geográfica. Como  $T_L \geq 4.0 \text{seg}$ , su aplicación está relacionado a estructuras con aisladores sísmicos o amortiguadores artificiales, donde sus periodos estructurales son largos [34]. La Figura 71 muestra la forma que tendría el espectro elástico de diseño.

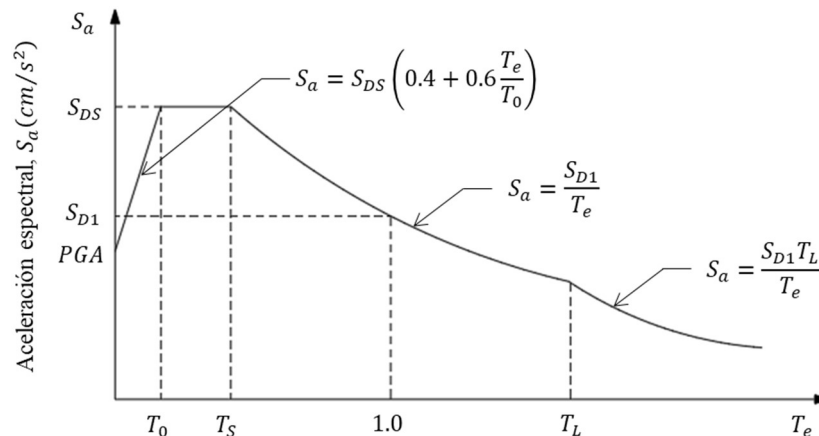


Figura 71: Ejemplo de espectros de sitio, elásticos e inelásticos, ASCE/SEI 7-16

Donde  $PGA$  es la aceleración en roca en  $T_e = 0 \text{seg}$  (del inglés, Peak Ground Acceleration). Si se requiere obtener el espectro elástico para un sismo máximo  $MCE_R$ , todos los valores de  $S_a(g)$  deben multiplicarse por 1.5. Ahora, si se requiere un periodo de retorno específico, se debe obtener los parámetros  $S_S$  y  $S_I$  sin usar el factor reductor de 2/3. Finalmente, los valores de  $S_a(g)$  se deben de multiplicar por el factor de importancia estructural  $I_e$ .

Para obtener la aceleración espectral con un radio de amortiguamiento diferente al 5%, el ASCE/SEI 41-17 muestra las aceleraciones espectrales  $S_a(g)$  modificadas como se indica en la siguiente expresión [10]:

$$S_a(g) = \begin{cases} S_{DS} \left( \frac{5}{B_1} - 2 \right) \frac{T_e}{T_S} & 0 < T_e < T_0 \\ \frac{S_{DS}}{B_1} & T_0 \leq T_e \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{B_1 T_e} & T_S < T_e \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{B_1 T_e^2} & T_e > T_L \end{cases} \quad [\text{Ec. 161}]$$

Donde  $B_1$  es el coeficiente de amortiguamiento efectivo. Finalmente, las aceleraciones espectrales  $S_a(g)$  se deben multiplicar por el factor de importancia estructural  $I_e$ . La Figura 72 muestra un ejemplo de espectros elásticos para la dirección horizontal, considerando una categoría de riesgo III, clase de sitio B,  $S_S = 0.9651$ ,  $S_1 = 0.3464$  y  $T_L = 2.0 \text{seg}$ .

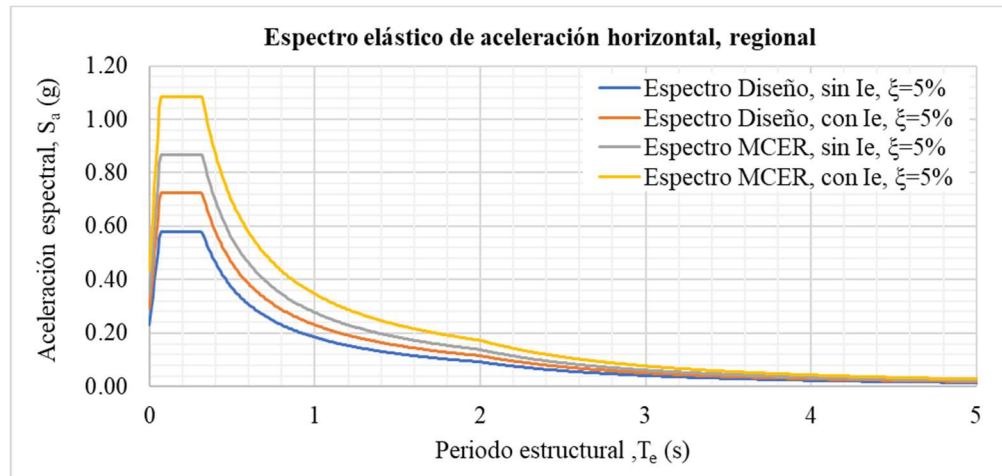


Figura 72: Ejemplo de espectros regionales elásticos, dirección horizontal, ASCE/SEI 7-16

Para obtener el espectro de aceleraciones verticales máximas  $S_{aMv}(g)$ , donde se considera un  $MCE_R$ , se usa la siguiente expresión:

$$S_{aMv}(g) = \begin{cases} 0.3C_v S_{MS} & T_v \leq 0.025 \text{ s} \\ 20C_v S_{MS} (T_v - 0.025) + 0.3C_v S_{MS} & 0.025 \text{ s} < T_v \leq 0.05 \text{ s} \\ 0.8C_v S_{MS} & 0.05 \text{ s} < T_v \leq 0.15 \text{ s} \\ 0.8C_v S_{MS} \left( \frac{0.15}{T_v} \right)^{0.75} & 0.15 \text{ s} < T_v \leq 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad [\text{Ec. 162}]$$

Donde  $C_v$  es el coeficiente de amplificación vertical que depende del tipo de suelo y el parámetro  $S_S$  con su tabla contenida en el ASCE/SEI 7-16 y  $T_v$  es el periodo vertical de la estructura. Para obtener el espectro vertical de diseño, se usa la siguiente expresión:

$$S_{av}(g) = (2/3)S_{aMv} \quad [\text{Ec. 163}]$$

La Figura 73 muestra un ejemplo de espectros elásticos verticales, considerando los mismos valores descritos para la dirección horizontal.

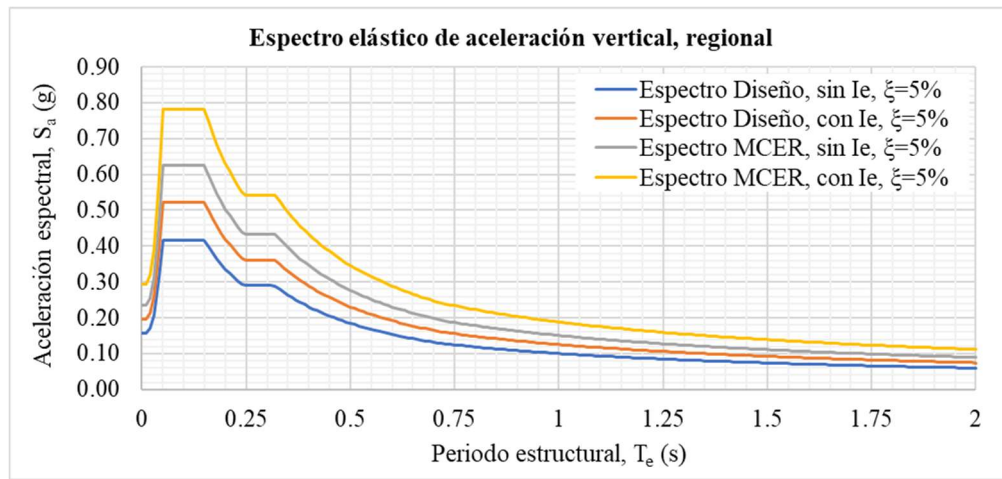


Figura 73: Ejemplo de espectros regionales elásticos, dirección vertical, ASCE/SEI 7-16

#### 2.4.2.4 Espectros específicos de sitio

El desarrollo de este tipo de espectros está relacionado con estructuras en suelo de clase E o F, así como suelo de clase E con  $S_S \geq 1.0$  y suelos de clase D o E con  $S_I \geq 0.2$  [15]. Para este caso, se usa el mismo procedimiento descrito para el MDOC Sismo CFE 2015, con la diferencia que el espectro de aceleraciones en roca, se construye a partir de los parámetros  $S_S$  y  $S_I$  para un suelo de clase A o B.

#### 2.4.2.5 Factores reductores para espectros inelásticos en edificios

Para el desarrollo de espectros inelásticos, primeramente, se requiere conocer la categoría de diseño sísmico que depende de los valores de aceleraciones espectrales  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ . De acuerdo con el ASCE/SEI 7-16, las categorías van de la A a la F, donde A es la categoría con menor carga sísmica y F es la categoría con mayor carga sísmica.

Primeramente, si se tiene una categoría de riesgo I, II o III con  $S_I \geq 0.75$ , la categoría de diseño sísmico será E y si se tiene una categoría de riesgo IV con  $S_I \geq 0.75$ , la categoría de diseño sísmico será F. Ahora, para la selección de las categorías A a la D, se usa la opción más desfavorable de la Tabla 23 y Tabla 24.

Tabla 23: Categoría de diseño sísmico usando  $S_{DS}$ , ASCE/SEI 7-16 [15]

Rango de $S_{DS}$	Categoría de riesgo sísmico	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$S_{DS} \geq 0.50$	D	D

Tabla 24: Categoría de diseño sísmico usando  $S_{D1}$ , ASCE/SEI 7-16 [15]

Rango de $S_{D1}$	Categoría de riesgo sísmico	
	I, II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D	D

Después, se debe seleccionar el tipo de sistema sismo-resistente a utilizar, donde el ASCE/SEI 7-16 ofrece una lista amplia, destacando [15]:

- Sistemas de muros de carga.
- Sistemas de marcos en edificios.
- Sistemas de marcos resistentes a momento.
- Sistemas duales con marcos especiales a momento capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas.

- e) Sistemas duales con marcos intermedios a momento capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas.
- f) Sistema interactivo de muro marco con marcos a momento ordinarios de concreto reforzado y muros de corte ordinarios de concreto reforzado.
- g) Sistemas de columnas en cantiléver detalladas.
- h) Sistemas de acero no detallados específicamente para la resistencia sísmica excluyendo sistemas de columnas en cantiléver.

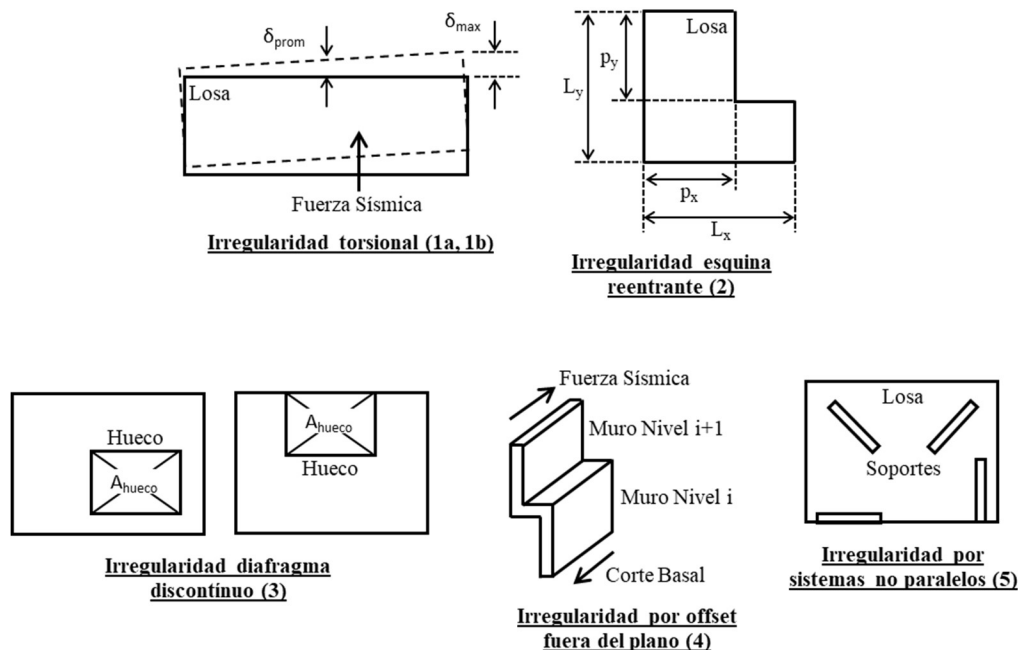
Cada uno de los casos anteriores tienen un listado de sistemas sismo-resistentes específicos, donde la tabla muestra el factor reductor  $R$ , el factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  y el factor de amplificación de desplazamiento  $C_d$ . Por ejemplo, Para el sistema b) Sistemas de marcos en edificios, se cuenta con marcos de acero con contravientos excéntricos, mostrando un  $R = 8$ ,  $\Omega_0 = 2$  y  $C_d = 4$ .

Ahora, dependiendo de la categoría de diseño sísmico seleccionado, la tabla con los sistemas sismo-resistentes nos muestra si la estructuración seleccionada está permitida, no está permitida o si está limitada a una altura.

Por otro lado, se deben revisar las irregularidades horizontales y verticales, ya que el reglamento te dice si está permitido o no dependiendo de la categoría de diseño sísmico, en lugar de agregar factores reductores como el MDOC Sismo CFE 2015. Primeramente, están las irregularidades horizontales que se muestra en la Tabla 25 en conjunto con la Figura 74.

**Tabla 25: Irregularidad estructural horizontal, ASCE/SEI 7-16 [15]**

Tipo	Irregularidad	Descripción
1a	Irregularidad torsional	Si $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ , no hay irregularidad torsional Si $1.2\delta_{prom} < \delta_{max} < 1.4\delta_{prom}$ , existe irregularidad
1b	Irregularidad torsional extrema	Si $\delta_{max} > 1.4\delta_{prom}$ , no hay irregularidad torsional extrema
2	Irregularidad de esquina reentrante	Si $p_y > 0.15L_y$ y $p_x > 0.15L_x$ , existe irregularidad
3	Irregularidad por diafragma discontinuo	Si las áreas $A_{hueco} > 0.5A_{losa}$ o si la rigidez efectiva del diafragma varía un 50% de un nivel a otro, existe irregularidad
4	Irregularidad por offsets fuera del plano	Muros o columnas fuera del plano, existe irregularidad
5	Irregularidad por sistemas no paralelos	Muros o columnas irregulares y fuera de los ejes ortogonales, existe irregularidad



**Figura 74: Esquemas de irregularidades horizontales en edificios, ASCE/SEI 7-16**

Para la revisión de las irregularidades torsionales tipo 1a y 1b, se debe tomar en cuenta si el diafragma se considera como rígido o flexible. El ASCE/SEI 7-16 cuenta con reglas para decidir si se considera como rígido o flexible; sin embargo, lo mejor siempre será considerarlo como flexible.

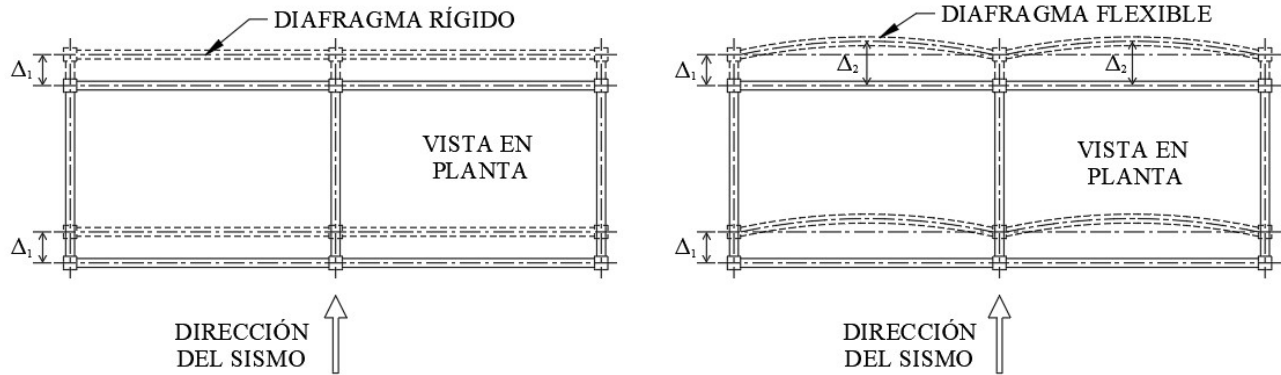


Figura 75: Diferencia entre diafragma rígido y flexible

Las irregularidades verticales se muestran en la Tabla 26 y Figura 76. Al igual que en las irregularidades horizontales, dependiendo de la categoría de riesgo sísmico, las irregularidades se clasifican en permitidas, no permitidas o limitadas a altura de la estructura.

Tabla 26: Irregularidad estructural vertical, ASCE/SEI 7-16 [15]

Tipo	Irregularidad	Descripción
1a	Irregularidad de rigidez por piso suave	Si la rigidez $K$ de cualquier piso es menor que el 70% del piso superior, o es menor que el 80% del promedio de los tres pisos superiores, existe irregularidad
1b	Irregularidad de rigidez por piso suave extrema	Si la rigidez $K$ de cualquier piso es menor que el 60% del piso superior, o es menor que el 70% del promedio de los tres pisos superiores, existe irregularidad
2	Irregularidad por peso (masa)	Si la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 130% del piso adyacente
3	Irregularidad geométrica vertical	Si geometría de cualquier piso es mayor a 130% del piso adyacente
4	Irregularidad por discontinuidad en el plano	Si el offset en el plano es mayor que el ancho de la estructura ( $offset > d$ ) requiriendo demandas por volteo en los elementos estructurales
5a	Irregularidad por discontinuidad en fuerza lateral por piso suave	Si la fuerza lateral de cualquier piso es menor que el 80% del piso superior, considerando todos los elementos sismo-resistentes
5b	Irregularidad por discontinuidad en fuerza lateral por piso suave extrema	Si la fuerza lateral de cualquier piso es menor que el 65% del piso superior, considerando todos los elementos sismo-resistentes

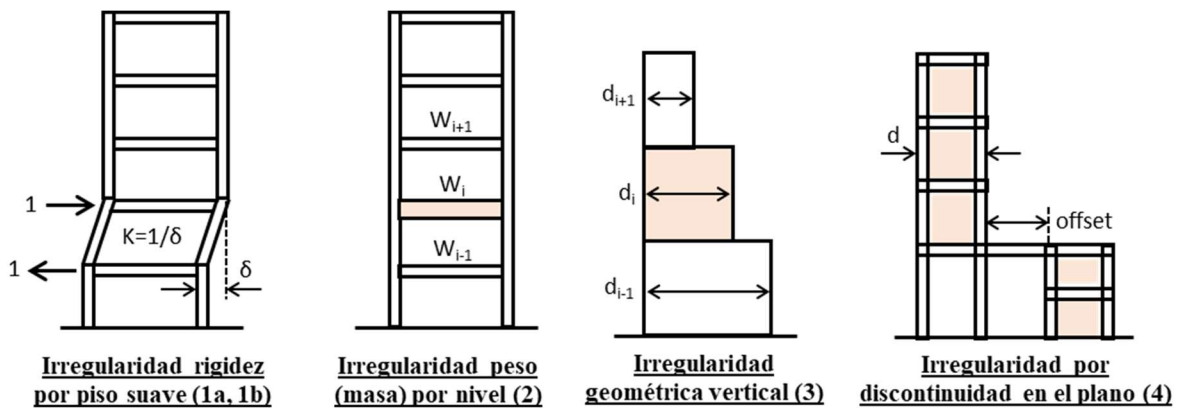


Figura 76: Esquemas de irregularidades verticales en edificios, ASCE/SEI 7-16

Por otro lado, está el factor de redundancia  $\rho$  que dependiendo de la categoría de riesgo sísmico y el sistema estructural. Para categorías A, B y C, se usa  $\rho = 1.0$ ; para categorías E y F, se usa  $\rho = 1.3$  y para categorías D, depende del sistema estructural, la cantidad de marcos y requerimientos de resistencia en entrepisos, variando  $\rho$  entre 1.0 y 1.3

Finalmente, las aceleraciones espectrales en rango inelástico  $S_{a,in}$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_{a,in}(g) = (S_a \rho I_e) / R \quad [\text{Ec. 164}]$$

La Figura 77 muestra un ejemplo de espectros regionales inelásticos, considerando los mismos datos que el ejemplo de espectros elásticos visto en la Figura 72, ahora considerando un  $R = 7$  y  $\rho = 1.0$ .

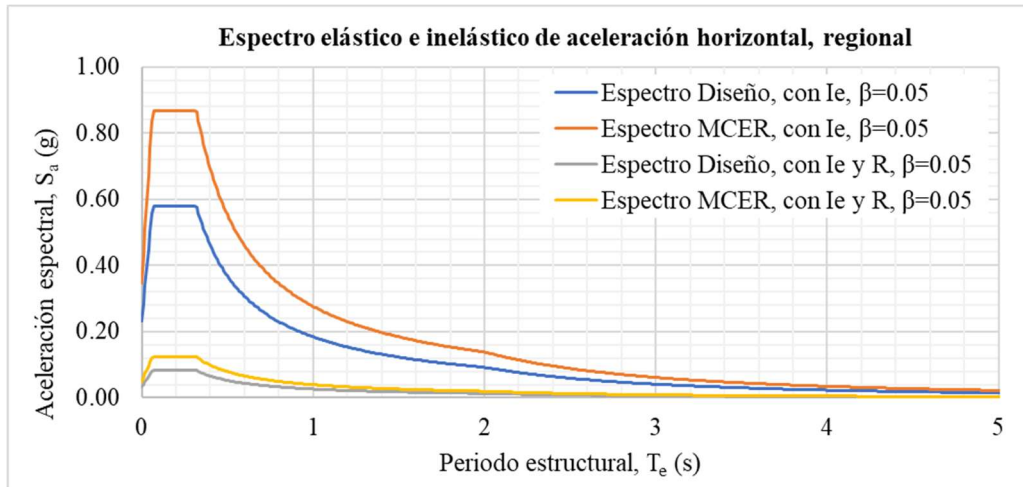


Figura 77: Espectros inelásticos para un  $MCE_R$  y de diseño, regionales, ASCE/SEI 7-16

### 2.4.3 Espectros sísmicos según el AASHTO LRFD 2020

El desarrollo de espectros sísmicos de acuerdo con el AASHTO LRFD 2020 es muy similar a la metodología propuesta por ASCE/SEI 7-16, donde se requiere las aceleraciones  $S_S$  y  $S_I$  en roca de un mapa de peligro sísmico probabilista y las propiedades dinámicas del suelo para clasificar el sitio. Los periodos de retorno aplicados a puente serán de  $T_r = 1033$  años (probabilidad de falla del 7% en 75 años) y los mapas con los valores de  $S_S$  y  $S_I$  ya están ajustados en lugar de un  $MCE_R$  con  $T_r = 4975$  años [8]. Se agrega el factor  $PGA$  que es la aceleración máxima en el suelo para roca. Los puentes se clasifican en generales, esenciales y críticos, donde su clasificación afecta directamente a la selección del factor reductor  $R$ .

Los factores de  $F_a$  y  $F_v$  tiene valores un poco diferentes en comparación con el ASCE/SEI 7-16 y la clasificación del sitio por las condiciones del suelo son iguales, de la A a la F. Se agrega el factor  $F_{PGA}$  que es la amplificación dinámica para la aceleración en el suelo.

Únicamente para EUA, se cuenta con una web de la AASHTO-2009 donde se obtiene los valores espectrales en roca y se desarrolla el espectro elástico de diseño [43].

#### 2.4.3.1 Espectros de aceleración constante

Las ecuaciones para obtener  $S_a(g)$  para espectros de aceleración constante son iguales que las mostradas con el ASCE/SEI 7-16, donde solo se elimina el factor de  $2/3$ :

$$S_a(g) = S_{DS} = F_a S_S \quad [\text{Ec. 165}]$$

Si se desea obtener un radio de amortiguamiento diferente al 5%, se debe modificar la aceleración espectral por:

$$S_a(g) = S_{DS} / B_1 \quad [\text{Ec. 166}]$$

### 2.4.3.2 Espectros de aceleración regionales

Para el desarrollo de los espectros regionales primeramente debe contar con los valores de  $S_S$  y  $S_I$ , así como la clasificación de sitio al igual que ASCE/SEI 7-16. Ahora, las aceleraciones  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  se obtienen como:

$$S_{DS} = S_{MS} = F_a S_S \quad [\text{Ec. 167}]$$

$$S_{D1} = S_{M1} = F_v S_I \quad [\text{Ec. 168}]$$

$$A_S = F_{PGA} (PGA) \quad [\text{Ec. 169}]$$

Se puede observar que se elimina el factor de  $2/3$ , ya que no se requiere reducir los valores espectrales de un periodo de retorno  $T_r = 4975$  años a  $T_r = 475$  años, ya que se cuenta con las aceleraciones en roca con  $T_r = 1033$  años.  $A_S$  es la aceleración en el suelo,  $F_{PGA}$  es un factor de amplificación que depende de la clase de sitio y el valor de  $PGA$ . Las aceleraciones espectrales  $S_a(g)$  se obtienen como:

$$S_a(g) = \begin{cases} A_S + (S_{DS} - A_S) \left( \frac{T_m}{T_0} \right) & T_m < T_0 \\ S_{DS} & T_0 \leq T_m \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{T_m} & T_S < T_m \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T_m^2} & T_m > T_L \end{cases} \quad [\text{Ec. 170}]$$

Donde  $T_m$  son los periodos para evaluar del puente, los valores de  $T_0$ ,  $T_S$  y  $T_L$  se obtienen de la misma forma que el ASCE/SEI 7-16, Si se desea modificar el radio de amortiguamiento, las aceleraciones espectrales  $S_a(g)$  se obtienen como:

$$S_a(g) = \begin{cases} A_S + \left( \frac{S_{DS}}{B_1} - A_S \right) \left( \frac{T_m}{T_0} \right) & T_m < T_0 \\ \frac{S_{DS}}{B_1} & T_0 \leq T_m \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{B_1 T_m} & T_S < T_m \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{B_1 T_m^2} & T_m > T_L \end{cases} \quad [\text{Ec. 171}]$$

Para obtener las aceleraciones en dirección vertical, se utilizan las aceleraciones horizontales y se multiplican por un factor de  $2/3$ , quedando como:

$$S_{av}(g) = (2/3) S_a \quad [\text{Ec. 172}]$$

La Figura 78 muestra un ejemplo de espectro de diseño regional, con sitio tipo B,  $PGA = 0.2489$ ,  $S_S = 0.5638$ ,  $S_I = 0.2105$  y  $T_L = 2.0 \text{seg}$ .

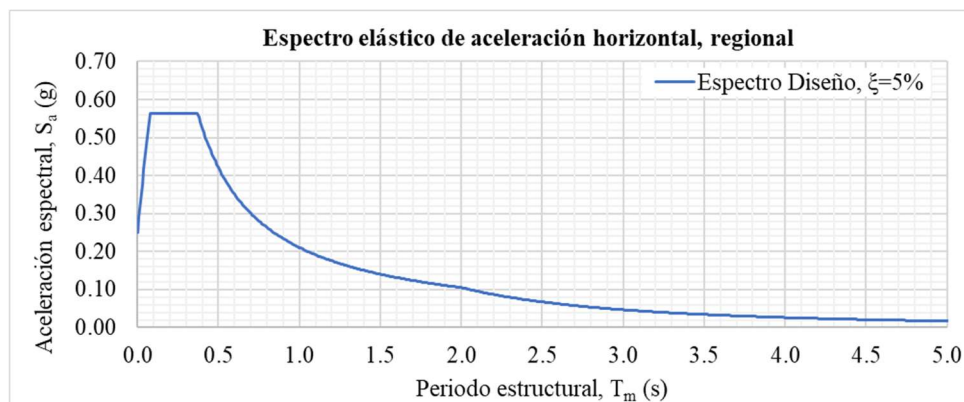


Figura 78: Espectros de diseño para puentes, regionales, AASHTO LRFD 2020

### 2.4.3.3 Espectros específicos de sitio

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020, el desarrollo de espectros específicos de sitio es requerido solamente para sitios de clase F y opcional para el resto de los sitios [8]. El procedimiento es muy similar al explicado para el MDOC Sismo CFE 2015, con la diferencia de obtener los valores de  $PGA$ ,  $S_S$  y  $S_I$  para construir el espectro en roca con sitio tipo A o B y desarrollar los acelerogramas sintéticos.

### 2.4.3.4 Factores reductores para espectros inelásticos

Dependiendo del tipo de estructuración y la importancia del puente, la siguiente la Tabla 27 muestra el factor reductor  $R$  para aplicar.

**Tabla 27: Factor modificador  $R$  para puentes, AASHTO LRFD 2020 [8]**

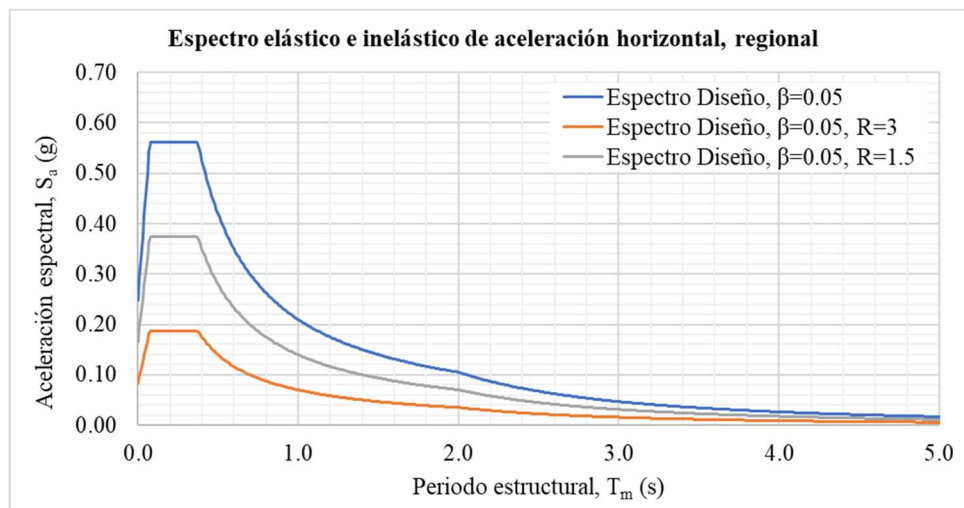
Subestructura	Factor reductor $R$		
	General	Esencial	Crítico
Columnas tipo muro (wall-type piers) con grandes dimensiones	2.0	1.5	1.5
Columnas de concreto (pile bents) con pilas verticales solamente	3.0	2.0	1.5
Columnas de concreto (pile bents) con pilas verticales e inclinadas	2.0	1.5	1.5
Columna simple (single column)	3.0	2.0	1.5
Columnas de acero o acero compuesto (pile bents) con pilas verticales solamente	5.0	3.5	1.5
Columnas de acero o acero compuesto (pile bents) con pilas verticales e inclinadas	3.0	2.0	1.5
Múltiples columnas (multiple column bents)	3.0	2.0	1.5

La conexión entre la superestructura al estribo, la conexión entre las juntas de expansión entre vigas de la superestructura, la conexión entre columnas a la viga cabezal o superestructura y la conexión entre la columna y la cimentación, llevan otros valores del factor reductor  $R$ .

Las aceleraciones espectrales inelásticas  $S_{a,in}(g)$  se obtienen de la siguiente forma:

$$S_{a,in}(g) = S_a/R \quad [\text{Ec. 173}]$$

La Figura 79 muestra un ejemplo de espectros inelásticos para puentes, considerando el espectro elástico visto en la figura anterior.



**Figura 79: Espectros de diseño inelástico para puentes, regionales, AASHTO LRFD 2020**

## 2.5 Ingeniería sísmica, diseño por capacidad

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020, se requiere conocer la zona sísmica y la regularidad de la geometría del puente para establecer el tipo de análisis, así como el detallado sísmico en los elementos de concreto reforzado [8].

### 2.5.1 Tipo de análisis requerido para el puente

La determinación de la zona sísmica se clasifica de la A a la D, donde la zona A es la de menor peligro sísmico y la D es la de mayor peligro sísmico y dependen de  $S_{D1}$ . La Tabla 28 muestra dicha clasificación.

**Tabla 28: Clasificación de zonas sísmicas para puentes, AASHTO LRFD 2020 [8]**

Valor de $S_{D1}$	Zona sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$S_{D1} > 0.50$	4

Ahora, se requiere conocer si el puente es regular o irregular de acuerdo con la Tabla 29 y la Tabla 30, donde se revisa el número de claros, la curvatura, las longitudes de vigas/columnas y sus relaciones de rigideces.

**Tabla 29: Irregularidad estructural de puentes, AASHTO LRFD 2020**

Parámetros	Descripción
Irregularidad por número de claros	Si la cantidad de claros es mayor a seis, el puente es irregular.
Irregularidad por curvatura	Si la superestructura tiene curvatura, el puente es irregular.
Irregularidad por relación máxima de longitud de claros en vigas	Si la relación $L_1/L_2$ , donde $L_1$ es la viga del claro largo y $L_2$ es la viga del claro corto, no cumple la Tabla 30, el puente es irregular.
Irregularidad por relación máxima de rigidez entre bent/piers de viga a viga, excluyendo estribos	Si la relación $K_1/K_2$ , donde $K_1$ es la rigidez bent/pier mayor y $K_2$ es la rigidez bent/pier menor, no cumple con la Tabla 30, el puente es irregular.

**Tabla 30: Requerimientos para la regularidad de un puente de 2 a 6 claros, AASHTO LRFD 2020**

Parámetros	Valor numérico				
	2	3	4	5	6
Número de claros	2	3	4	5	6
Ángulo máximo subtendido para un puente curvado	90°	90°	90°	90°	90°
Relación máxima $L_1/L_2$	3.0	2.0	2.0	1.5	1.5
Relación máxima $K_1/K_2$	--	4.0	4.0	3.0	2.0

Una vez que se conozca la zona sísmica y la regularidad del puente y su importancia, se establece el tipo de análisis estructural requerido de acuerdo con la Tabla 31.

**Tabla 31: Requerimiento del tipo de análisis para puentes, AASHTO LRFD 2020**

Zona sísmica	Puente 1 claro	Puentes generales		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Donde las nomenclaturas se indican a continuación:

- NA = No requiere análisis sísmico.
- UL = Uniform Load Elastic Method
- SM = Single-Mode Elastic Method
- MM = Multi-Mode Elastic Method
- TH = Time-History Method.

## 2.5.2 Diseño por capacidad en vigas

De acuerdo con AASHTO LRFD 2020, se le asigna un refuerzo en las zonas donde se generan las articulaciones plásticas, principalmente para las zonas sísmicas 3 y 4. Sin embargo, no ofrece mucho detalle de las revisiones del diseño por capacidad, donde el objetivo es asegurar que las zonas de articulaciones plásticas sean bien protegidas y generen su deformación dúctil.

Usualmente en puentes, las vigas que tienen la función de cabezales en los marcos de la subestructura son de dimensiones mayores que las columnas y se comportan en rangos elásticos. Sin embargo, se propone revisar utilizando la metodología descrita en el ACI 318-19 enfocada para edificios.

Para vigas, la sección crítica se localiza generalmente cerca de la unión con las columnas, donde pueden ocurrir las articulaciones plásticas. Dichas zonas requieren mantener la resistencia y ductilidad durante los ciclos de deformación inelástica ocurridas durante el sismo por medio del refuerzo lateral. Por lo tanto, los estribos en las zonas de formación de articulaciones plásticas deben:

- Proporcionar confinamiento al núcleo de concreto
- Dar soporte lateral al refuerzo longitudinal a compresión, para evitar el pandeo de la varilla.
- Proporcionar resistencia contra el corte transversal.

De acuerdo con “The Seismic Design Handbook” de Naeim, la Figura 80 muestra el comportamiento típico de una viga de concreto reforzado bajo cargas cíclicas y con deformación inelástica [44]. Cada imagen se localiza dentro de la gráfica de comportamiento hysterético mostrado en la Figura 81.

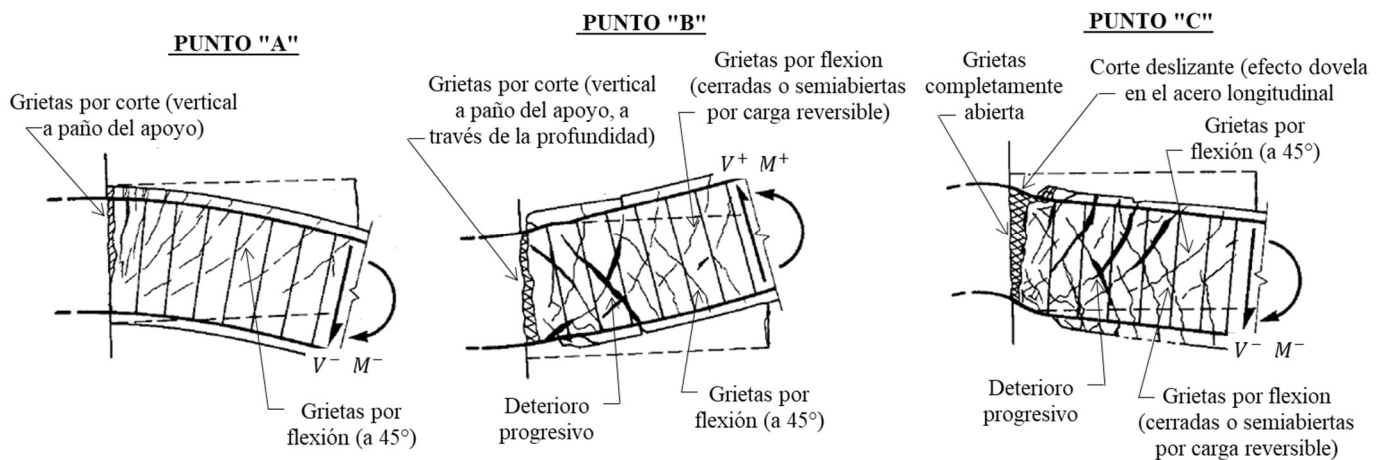


Figura 80: Desarrollo de articulaciones plásticas en vigas de concreto reforzado, adaptado de Naeim [44]

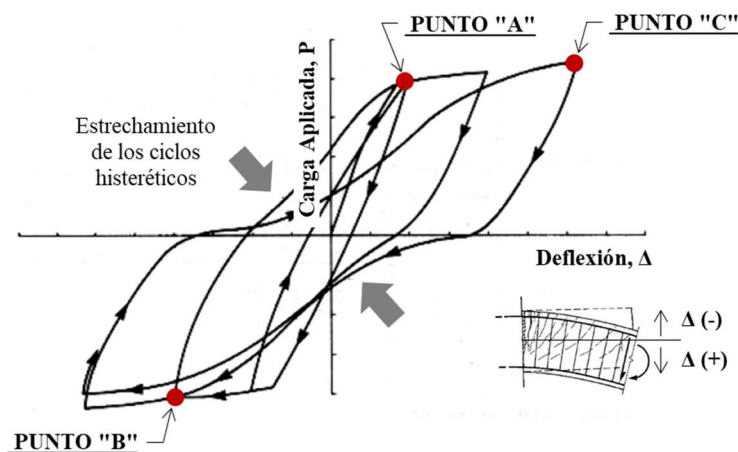


Figura 81: Ciclo hysterético de vigas de concreto reforzado, adaptado de Naeim [44]

De acuerdo con la Figura 80, durante la primera carga se generan las grietas por flexión a lo largo de la viga en su lecho superior y grietas por corte en el paño del apoyo; durante la carga reversible, se generan nuevas grietas ahora en el lecho inferior y las grietas del lecho superior se cierran o quedan entreabiertas, dependiendo del acero proporcionado; para el último caso, puede que la grieta superior no cierre debido al aplastamiento del concreto. Como se genera una grieta que atraviesa toda la viga en el paño del apoyo, el par resistente a flexión lo toman exclusivamente las varillas longitudinales, mientras que el corte lo toma la acción dovola del mismo acero longitudinal.

Ahora, la Figura 81 muestra la ubicación de los tres casos de carga en una gráfica de deflexión-carga, mostrando el comportamiento histerético de la viga. Se puede observar que entre mayor sea la deflexión, mayor se aprecian las grietas y el deterioro progresivo. Como el área dentro de la gráfica de ciclos histeréticos mide la capacidad de disipación de energía, el estrechamiento mostrado representa una degradación de la resistencia y de la misma disipación de energía; por lo tanto, si el acero longitudinal no está adecuadamente protegido por los estribos, puede ocurrir un pandeo inelástico en las varillas a compresión seguido de una rápida pérdida de resistencia a flexión.

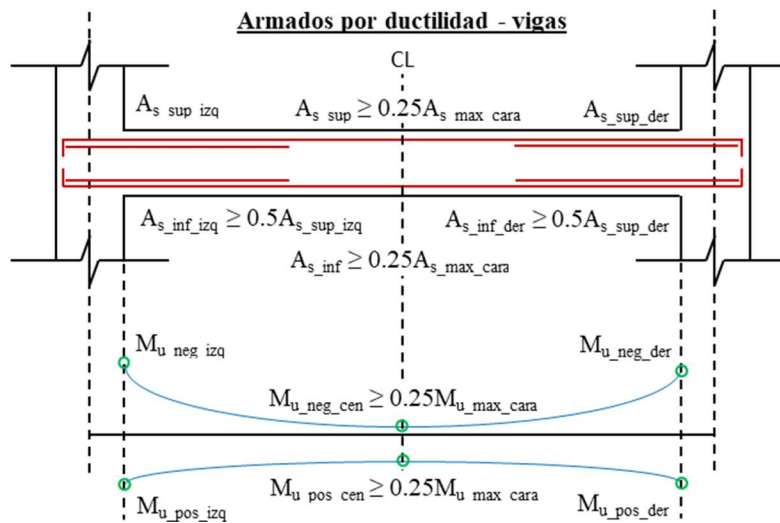
De acuerdo con el ACI 318-19, los límites dimensionales para que la viga genere articulaciones plásticas por flexión son:

$$L_n \geq L_{n,min} = 4d \quad [\text{Ec. 174}]$$

$$b_{min} = \min(0.3h, 25\text{cm}) \quad [\text{Ec. 175}]$$

### Diseño del acero longitudinal

Una vez que se tenga diseñada la viga con los momentos del análisis, incluyendo las cargas sísmicas de un espectro inelástico, se debe proporcionar un armado por ductilidad como se muestra en la Figura 82, donde el armado proporcionado en el lecho inferior para los apoyos debe ser al menos el 50% del acero superior proporcionado; ahora, para la zona central de la viga, ambos lechos deben llevar al menos el 25% de acero máximo proporcionado en alguna de las caras.



**Figura 82: Armados longitudinales requeridos por ductilidad en vigas**

### Demanda de fuerza cortante

La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe obtener utilizando las dimensiones libres de la viga, es decir, la longitud libre  $L_n$  y se debe suponer que las caras de los nodos extremos actúan con momentos en signos opuestos de acuerdo con la Figura 83 ya que se tiene por objetivo limitar la falla frágil a corte y propiciar la falla dúctil en la viga (es decir, diseño por capacidad).

De acuerdo con la Figura 83,  $A_{s\ sup}$  y  $A_{s\ inf}$  son los aceros proporcionados en el lecho superior e inferior, para ambos extremos y no deben ser los aceros calculados,  $V_e$  es la fuerza cortante máxima probable, definida como:

$$V_e = V_p + V_g \quad [\text{Ec. 176}]$$

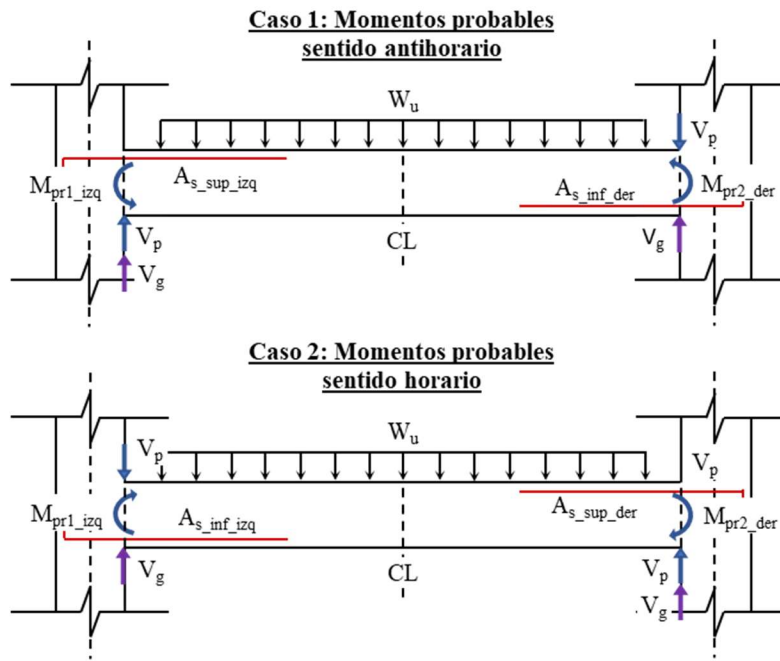
Primeramente,  $V_g$  es el corte gravitacional obtenido del equilibrio de la viga en su combinación más desfavorable como:

$$V_g = (W_u L_n) / 2 \quad [\text{Ec. 177}]$$

Para obtener el corte  $V_g$ , se usa la longitud libre de la viga  $L_n$  y  $W_u$  es la carga gravitacional, donde  $W_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \gamma L$  de acuerdo con el ACI 318-19 y las combinaciones de fuerza I a la V de acuerdo con el AASHTO LRFD 2020. El corte probable  $V_p$  se obtiene usando los momentos máximos probables  $M_{pr}$  como:

$$V_p = \max \begin{cases} V_{p1} = \frac{M_{pr1}^- + M_{pr2}^+}{L_n} \\ V_{p2} = \frac{M_{pr1}^+ + M_{pr2}^-}{L_n} \end{cases} \quad [\text{Ec. 178}]$$

Donde  $V_{p1}$  se refiere al caso 1 de la Figura 83 y  $V_{p2}$  se refiere al caso 2.



**Figura 83: Momentos probables para el cálculo del corte de diseño**

El momento probable  $M_{pr}$  se obtiene considerando una tensión excedente de  $\alpha f_y$ , con  $\alpha = 1.25$  y un factor de minoración  $\phi = 1$ , quedando como:

$$a = \frac{\alpha A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad [\text{Ec. 179}]$$

$$M_{pr} = \alpha A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{Ec. 180}]$$

El cortante de diseño máximo probable  $V_e$  se analiza para cada caso realizando la sumatoria de fuerzas con la dirección como se muestra en la Figura 83. Para el caso 1, se tiene  $V_{e1} = V_g + V_{p1}$  y  $V_{e2} = V_g - V_{p2}$ , para cada nodo respectivamente.

#### Demanda de acero de refuerzo por corte

La fuerza cortante de diseño  $V_{diseño}$  utilizada para obtener el acero requerido para los estribos, se obtiene como:

$$V_{diseño} = \max(V_e, V_u) \quad [\text{Ec. 181}]$$

Donde  $V_e$  es la fuerza cortante máxima probable obtenida previamente y  $V_u$  es la fuerza cortante última obtenida directamente del análisis estructural. Para conocer si el concreto no contribuye a la resistencia por corte como  $V_c$ , se deben cumplir dos condiciones en forma simultánea:

a) Condición 1:  $(V_p / V_{diseño}) \geq 0.5$  [Ec. 182]

b) Condición 2:  $P_{u,compresión} \leq P_c = (A_g f'_c) / 20$  (en kgf) [Ec. 183]

Por lo tanto, si las dos condiciones se cumplen, se desprecia  $V_c$ , donde se busca considerar la degradación de la resistencia del concreto al corte. Por otro lado, si alguna de las dos condiciones no se cumple, se puede incluir la resistencia al corte del concreto calculada como:

Con tensión axial 
$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd, \quad (\text{en kgf}) \quad [\text{Ec. 184}]$$

Con compresión axial 
$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd, \quad (\text{en kgf}) \quad [\text{Ec. 185}]$$

Donde  $N_u$  es la carga axial que proviene del análisis estructural, siendo positivo para compresión y negativo para tensión. La separación requerida de los estribos  $S_{req}$  se obtiene como:

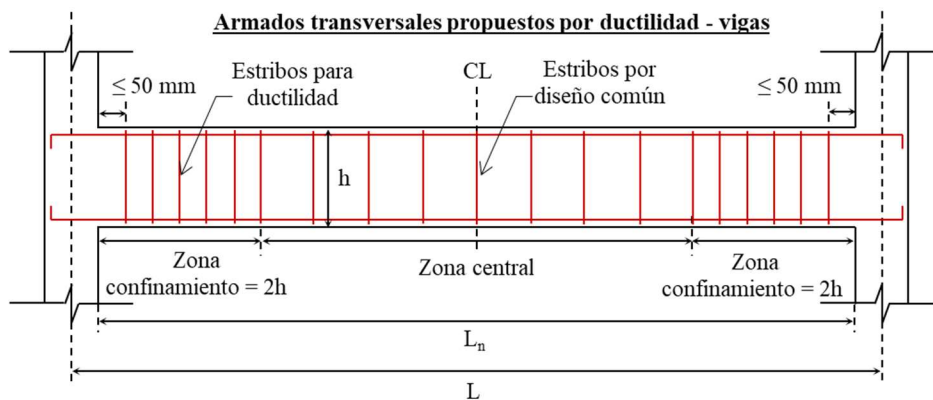
$$V_s = (V_{\text{diseño}}/\phi_v) - V_c \quad [\text{Ec. 186}]$$

$$S_{req} = (A_v f_y d) / V_s \quad [\text{Ec. 187}]$$

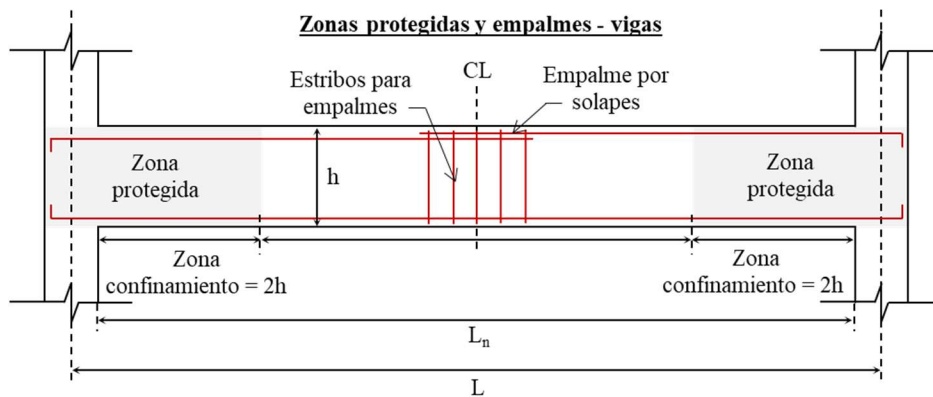
Donde  $V_s$  es la resistencia a corte de los estribos,  $\phi_v$  es el factor reductor a corte igual a 0.60,  $A_v$  es el área total del acero de estribos y  $d$  es el peralte efectivo de la viga. Finalmente, la separación mínima a utilizar es:

$$S_{prop} = \min(S_{req}, d/4, 6d_b, 15\text{cm}) \quad [\text{Ec. 188}]$$

La longitud de confinamiento  $L_{conf}$  de los estribos proporcionados  $S_{prop}$  es  $L_{conf} = 2h$ , donde  $h$  es la altura de la viga. La Figura 84 muestra un esquema de las zonas de confinamiento donde llevan los estribos para asegurar la ductilidad de la viga, mientras que la Figura 85 muestra que los empalmes de acero longitudinal deben desarrollarse fuera de las zonas protegidas.



**Figura 84: Armados transversales en zonas centrales y de confinamiento**



**Figura 85: Zonas protegidas y de empalmes en vigas**

### 2.5.3 Diseño por capacidad en columnas

De acuerdo con el ACI 318-19, el objetivo de los marcos especiales resistentes a momento es de tener la mayor parte de la acción inelástica de la estructura o el desarrollo de rótulas plásticas en las vigas en lugar de las columnas, utilizando el concepto de “columna fuerte – viga débil”. Sin embargo, en puentes con superestructura a base de vigas y subestructura a base de marcos con columna y cabezal, el concepto anterior no siempre se cumple, ya sea por la cantidad de columnas, poca distancia entre cada columna o dimensiones del cabezal superior a la columna.

El reglamento busca que la suma de las resistencias a flexión de las columnas bajo la carga axial más desfavorable sea al menos 1.2 veces la suma de las resistencias a flexión de las vigas. Cuando se cumple la condición anterior, solamente se agregan estribos con espaciamiento cerrado en los extremos de la columna y en caso contrario, se proporciona en todo lo largo de la columna.

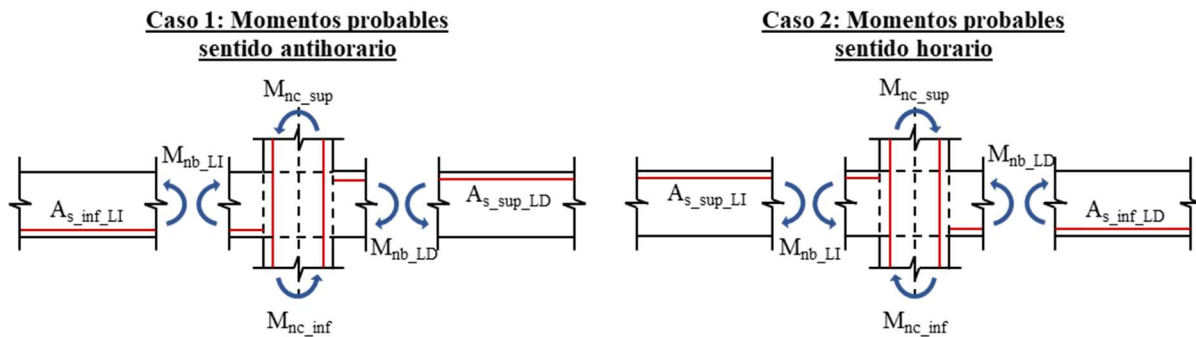
El reglamento AASHTO LRFD 2020 solamente limita la cantidad de acero longitudinal al 6% para zona sísmica 2 y al 4% para zonas sísmicas 3 y 4, así como cuantías mínimas de acero transversal, sin dar mucho detalle del diseño por capacidad. Por otro lado, CALTRANS muestra una sección de diseño por capacidad considerando de forma cuantitativa las ductilidades de la columna [45].

#### Resistencia mínima a flexión

Para el caso donde se busca que las articulaciones plásticas se generen en las vigas, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum_{i=1}^n M_{nci} \geq \frac{6}{5} \sum_{i=1}^n M_{nbi} \quad [\text{Ec. 189}]$$

Donde  $M_{nci}$  son los momentos nominales en las columnas y  $M_{nbi}$  son los momentos nominales en las vigas. La Figura 86 muestra los dos casos de momentos probables en las vigas y columnas, donde los momentos en columna están en sentido antihorario y en sentido horario.



**Figura 86: Momentos probables de las vigas y columnas**

Para ambos casos, la sumatoria de momentos nominales en las vigas se obtiene como:

$$\Sigma M_{nb} = M_{nb\_LI} + M_{nb\_LD} \quad [\text{Ec. 190}]$$

Los momentos nominales de las vigas se obtiene considerando el factor reductor  $\phi = 1.0$  y un factor  $\alpha = 1.25$  para el armado longitudinal previamente proporcionado, usando las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\alpha A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad [\text{Ec. 191}]$$

$$M_{nb} = \alpha A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{Ec. 192}]$$

Para obtener los momentos nominales en las columnas, se requiere usar el diagrama P-M sin reducir la carga axial máxima por  $0.80\phi P_0$  para columnas con estribo normal o  $0.85\phi P_0$  con estribos en espiral, así como el uso de  $\phi$  en cualquier punto de la gráfica, usando el diagrama sin factores reductores. La carga axial última  $P_u$  obtenida directamente del análisis estructural se ubica en el diagrama y se obtiene el momento nominal  $M_{nc}$ . La Figura 87 muestra la gráfica P-M de la columna y la obtención del momento  $M_{nc}$ .

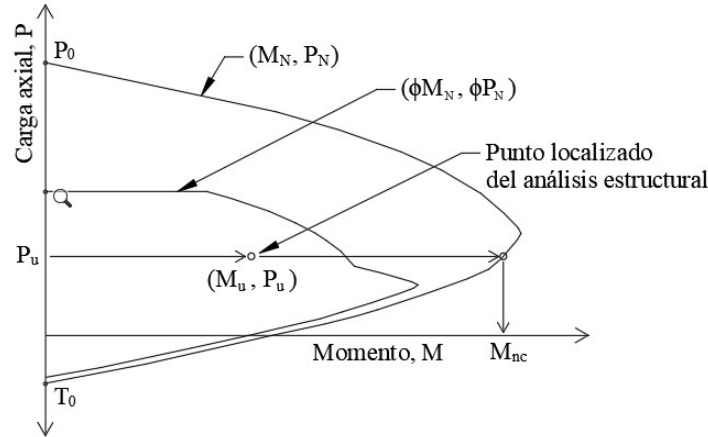


Figura 87: Diagrama P-M de columnas y obtención del momento nominal  $M_{nc}$

Al igual que las vigas, se debe obtener la suma de los momentos nominales de la columna en la parte superior e inferior para cada caso como:

$$\Sigma M_{nc} = M_{nb\_sup} + M_{nb\_inf} \quad [\text{Ec. 193}]$$

Obtención de la demanda por corte

Existen dos procesos para el desarrollo de la demanda por corte de la columna, dependiendo del resultado del criterio columna fuerte – viga débil:

- a) Mecanismo 1: Articulaciones plásticas en las columnas (si no cumple el criterio columna fuerte-viga débil)
- b) Mecanismo 2: Articulaciones plásticas en las vigas (cumpliendo el criterio columna fuerte-viga débil)

Por lo tanto, se explica a continuación la obtención de la demanda por corte  $V_{diseño}$  dependiendo del mecanismo a utilizar usando la siguiente expresión:

$$V_{diseño} = \max(V_e, V_u) \quad [\text{Ec. 194}]$$

a) Mecanismo 1: Falla por articulaciones plásticas en la columna

Para el caso de las columnas, se requiere conocer primeramente el diagrama P-M con los mismos pasos visto en la 2.1.5, ahora considerando el aumento de la fuerza en la varilla con  $\alpha = 1.25$ . La Figura 88 muestra un ejemplo del diagrama P-M aumentado con  $\alpha$  y la obtención del momento probable  $M_{pr}$  a partir de la carga axial del análisis estructural desarrollado previamente.

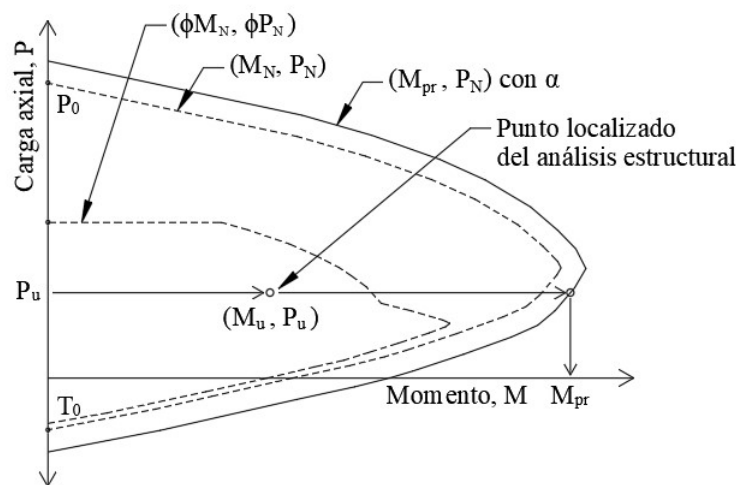


Figura 88: Diagrama P-M y obtención del momento probable  $M_{pr}$

Conociendo el diagrama P-M, se puede representar el momento probable en los extremos de la columna como se indica en la Figura 89, mostrando su giro ya sea en sentido horario o antihorario y el cortante por capacidad  $V_e$ . La sumatoria de momentos sería:

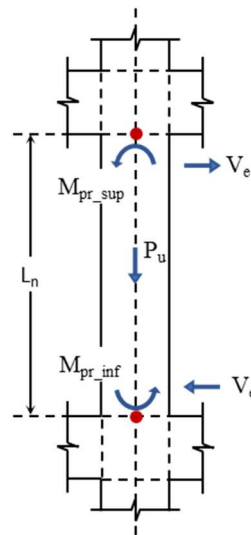
$$\Sigma M_{prc} = M_{pr\_sup} + M_{pr\_inf} \quad [Ec. 195]$$

El corte por capacidad de la columna se obtiene como:

$$V_e = \Sigma M_{prc} / L_n \quad [Ec. 196]$$

Donde  $L_n$  es la altura libre de la columna. Finalmente, se obtiene el corte de diseño  $V_{diseño}$  como el valor mayor entre el corte por capacidad  $V_e$  y el corte último obtenido del análisis  $V_u$ .

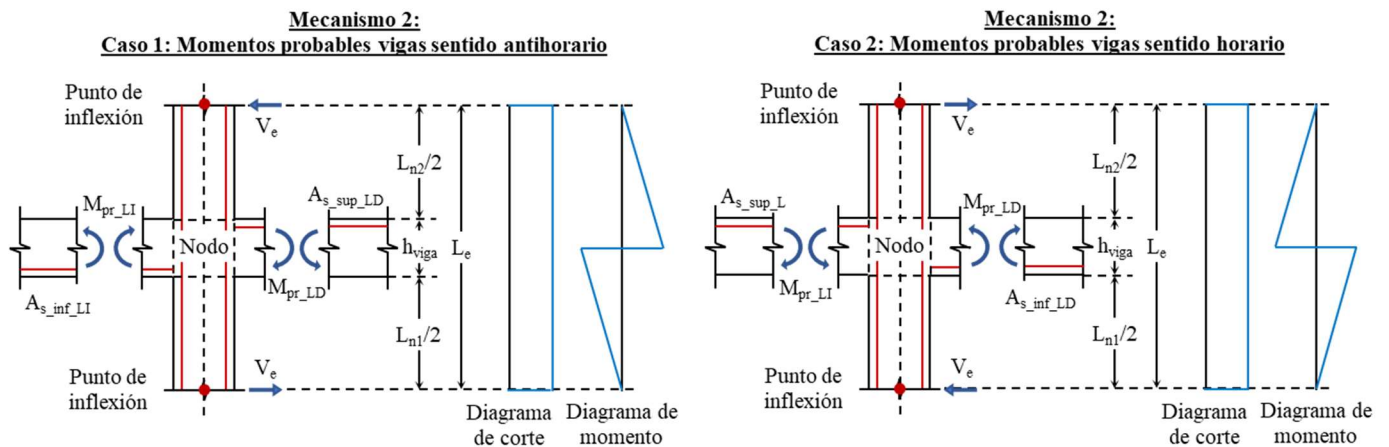
**Mecanismo 1: Rotulas plásticas en la columna**



**Figura 89: Mecanismo 1 con articulaciones plásticas en las columnas**

b) *Mecanismo 2: Falla por articulaciones plásticas en las vigas*

En este caso, la demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables  $M_{prb}$  que transfieren las vigas a las columnas, considerando como una simplificación que los puntos de inflexión de las columnas ocurren a la mitad de la altura libre de cada columna. Se tienen dos casos de momentos máximos probables de las columnas de acuerdo con la Figura 90, utilizando el acero proporcionado en las vigas en el sentido horario o antihorario.



**Figura 90: Mecanismo 2 con articulaciones plásticas en las vigas**

Para obtener la sumatoria de momentos probables en las vigas  $\Sigma M_{prb}$ , se usa la resistencia del acero aumentada con  $\alpha = 1.25$  y el factor reductor  $\phi = 1.0$ , quedando las expresiones como:

$$a = \frac{\alpha A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad [\text{Ec. 197}]$$

$$M_{prb} = \alpha A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{Ec. 198}]$$

Después, la sumatoria de momentos probables en vigas se obtiene para cada caso como:

$$\Sigma M_{prb} = M_{pr\_Ll} + M_{pr\_LD} \quad [\text{Ec. 199}]$$

Ahora, se obtiene el corte por capacidad de la columna usando los momentos probables de las vigas como:

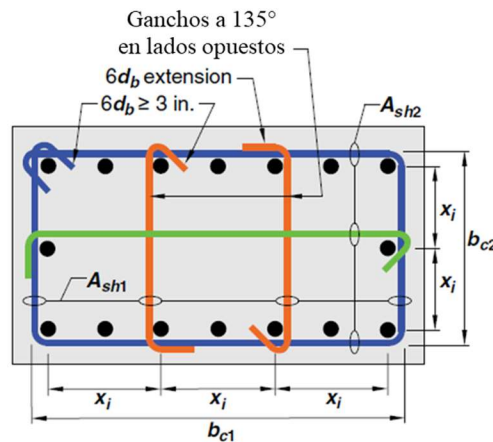
$$L_e = (Ln_1/2) + (Ln_2/2) + h_{viga} \quad [\text{Ec. 200}]$$

$$V_e = \Sigma M_{prb} / L_e \quad [\text{Ec. 201}]$$

Donde  $L_e$  es la altura efectiva entre puntos de inflexión de las columnas y  $V_e$  es el corte por capacidad de las columnas. Finalmente, se obtiene el corte de diseño  $V_{diseño}$  como el valor mayor entre  $V_e$  y  $V_u$ .

#### Definición de la separación máxima entre ramas de estribos

Una vez que se conozca el corte de diseño  $V_{diseño}$ , se deben proporcionar estribos de tal forma que puedan soportar las varillas laterales para evitar pandeos a compresión. La Figura 91 muestra un ejemplo de acomodo de estribos de acuerdo con el ACI 318-19, donde  $A_{sh}$  es el área de la sección transversal del estribo,  $x_i$  es la distancia máxima entre varillas soportadas lateralmente por estribos y  $b_c$  es el ancho confinado medido a la cara exterior de los estribos [7].



**Figura 91: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas, adaptado del ACI 318-19 [7]**

Para conocer el ancho confinado por lado, se usa las siguientes expresiones:

$$b_{c1} = b_{col} - 2r_{libre} \quad [\text{Ec. 202}]$$

$$b_{c2} = h_{col} - 2r_{libre} \quad [\text{Ec. 203}]$$

Donde  $r_{libre}$  es el recubrimiento libre de la columna. La separación máxima  $x_i$  de varillas longitudinales soportadas lateralmente no debe exceder de 35 cm.

#### Definición de la separación entre estribos en la zona de confinamiento

La separación requerida por corte en cada dirección de la columna se obtiene como:

$$V_s = \frac{V_{diseño}}{\phi_v} - V_c \quad [\text{Ec. 204}]$$

$$S_{req} = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad [\text{Ec. 205}]$$

Donde  $V_c$  debe cumplir con dos condiciones para conocer si el concreto no contribuye a la resistencia por corte en forma simultánea:

c) Condición 1:  $(V_p/V_{diseño}) \geq 0.5$  [Ec. 206]

d) Condición 2:  $P_{u,compresión} \leq P_c = (A_g f'_c)/20$  (en kgf) [Ec. 207]

Ambas condiciones son las mismas utilizadas para vigas de la sección 2.5.2. La separación máxima de  $S_{max}$  por norma debe ser la menor de las siguientes tres condiciones:

$S_1 = (1/4) \cdot \min(b_{col}, h_{col})$  [Ec. 208]

$S_2 = 6d_b$  [Ec. 209]

$S_3 = \min[35cm, 10cm + (35cm - x_i)/3]$  [Ec. 210]

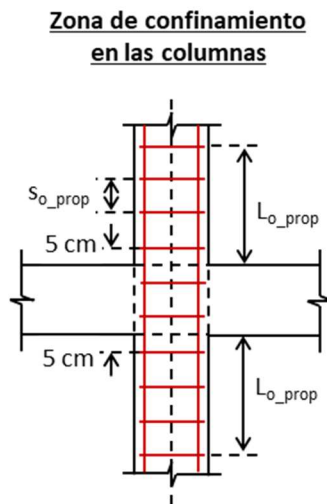
La longitud de confinamiento  $L_{conf}$  en cada extremo de la columna debe ser el mayor de las siguientes condiciones:

$L_{conf1} = \max(b_{col}, h_{col})$  [Ec. 211]

$L_{conf2} = L_n/6$  [Ec. 212]

$L_{conf3} = 45cm$  [Ec. 213]

La Figura 92 muestra un ejemplo de longitud de confinamiento y espaciamiento en estribos de acuerdo con el procedimiento previo.



**Figura 92: Ejemplo de zonas de confinamiento para columnas**

Ahora, los estribos en la zona central de la columna deben tener una separación  $S_{max}$  como el mínimo de  $6d_b$  o 15 cm.

Revisión del confinamiento proporcionado por los estribos

De acuerdo con la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19, se debe revisar el confinamiento dependiendo del tipo de estribo, la cantidad de carga axial y el  $f'_c$  del concreto. En total se tienen cuatro condiciones:

a) **Condición 1:** Estribos rectos con  $P_u \leq 0.3A_g f'_c$  y  $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

En este caso, se debe revisar que el acero proporcionado  $A_{sh\_prop}$  sea mayor que las dos siguientes condiciones:

$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s_{prop} b_c$  [Ec. 214]

$A_{sh2} = 0.09 \frac{f'_c}{f_y} s_{prop} b_c$  [Ec. 215]

b) **Condición 2:** Estribos rectos con  $P_u > 0.3A_g f'_c$  o  $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$

En este caso, se debe revisar que el acero proporcionado  $A_{sh\_prop}$  sea mayor que  $A_{sh1}$  y  $A_{sh2}$  de la condición 1 en conjunto con la siguiente expresión:

$$A_{sh3} = 0.2k_jk_n \frac{P_u}{f_y A_{ch}} s_{prop} b_c \quad [\text{Ec. 216}]$$

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad [\text{Ec. 217}]$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad [\text{Ec. 218}]$$

Donde  $k_f$  es el factor de resistencia del concreto,  $k_n$  es el factor de efectividad de confinamiento y  $n_l$  es la cantidad de barras longitudinales.

- c) *Condición 3:* Estribos en espiral o circulares con  $P_u \leq 0.3A_g f'_c$  y  $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

En este caso, se revisa  $\rho_{prop}$  que sea mayor que las dos siguientes condiciones:

$$\rho_{s1} = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad [\text{Ec. 219}]$$

$$\rho_{s2} = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad [\text{Ec. 220}]$$

- d) *Condición 4:* Estribos en espiral o circulares con  $P_u > 0.3A_g f'_c$  o  $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$

En este caso, se debe revisar que el acero proporcionado  $\rho_{prop}$  sea mayor que  $\rho_{s1}$  y  $\rho_{s2}$  de la condición 3 en conjunto con la siguiente expresión:

$$\rho_{s3} = 0.25k_f \frac{P_u}{f_y A_{ch}} \quad [\text{Ec. 221}]$$

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad [\text{Ec. 222}]$$

Donde  $k_f$  es el factor de resistencia del concreto.

## 2.5.4 Diseño por capacidad en los nodos

Para el caso de los nodos, el acero transversal proporcionado para las columnas en las zonas de confinamiento será el mismo, para asegurar las demandas por corte.

### Revisión de los límites dimensionales del nudo

Primeramente, la profundidad del nudo  $h_{nudo}$  del nudo debe ser mayor que las siguientes condiciones:

$$h_{1\_nudo} = (20/\lambda_c) \cdot d_{b\_long} \quad [\text{Ec. 223}]$$

$$h_{2\_nudo} = h_{viga}/2 \quad [\text{Ec. 224}]$$

Donde  $h_{nudo}$  es la distancia horizontal del nudo en la dirección de análisis.

### Obtención de la demanda por corte

Se requiere definir los momentos máximos probables en vigas columnas, considerando el acero real propuesto. La Figura 93 muestra un esquema de todas las fuerzas probables que generan la viga y la columna en el nudo, así como su transformación a fuerzas de compresión y tensión.

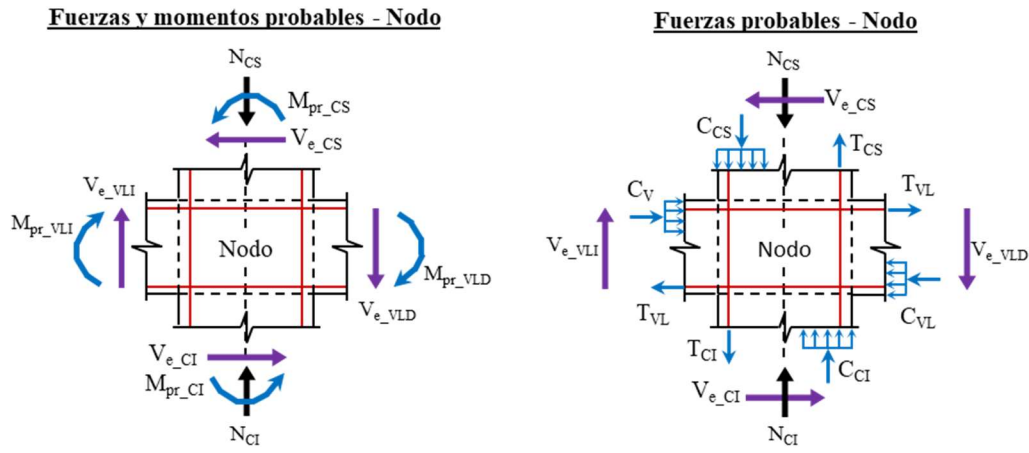


Figura 93: Fuerzas y momentos probables en el nodo

Si se realiza equilibrio de fuerzas, se puede simplificar las fuerzas probables de acuerdo con la Figura 94, donde el corte por capacidad en el nodo  $V_j$  se obtiene con las fuerzas de tensión y compresión producidas por las vigas. Por lo tanto, se tienen dos casos, dependiendo de la orientación de los momentos probables en las vigas.

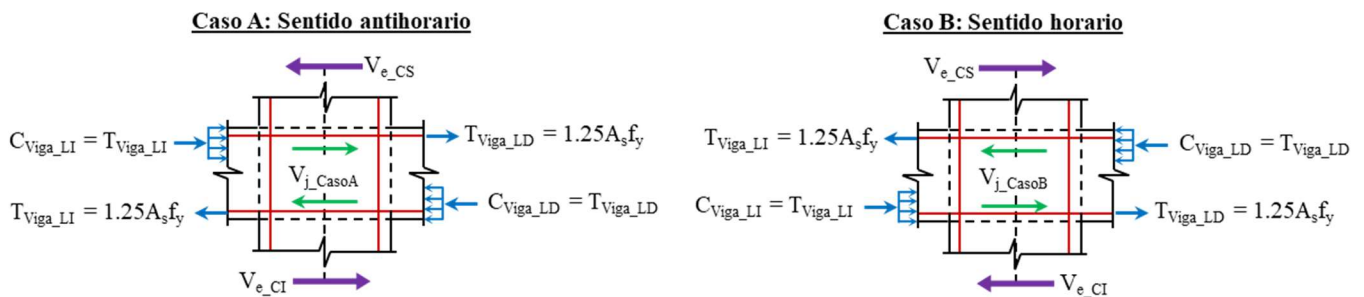


Figura 94: Corte por capacidad en el nodo

Para obtener la tensión esperada en la varilla, se considera el aumento de la capacidad del acero con  $\alpha = 1.25$ , de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_{viga} = \alpha A_s f_y \quad [\text{Ec. 225}]$$

$$C_{viga} = T_{viga} \quad [\text{Ec. 226}]$$

El corte en la columna  $V_{e,col}$  se obtiene del procedimiento de diseño por capacidad de columnas mostrado en la sección 0. Por lo tanto, el corte en el nodo  $V_j$  para cada caso se obtiene como:

$$V_j = T_{viga} + C_{viga} - V_{e,col} \quad [\text{Ec. 227}]$$

Revisión de la demanda/capacidad del nodo

De acuerdo con la sección 15.2.6 del ACI 318-19, se debe revisar la continuidad de la columna bajo dos condiciones [7]:

- a) *Condición 1:* La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual a la dimensión de la columna  $h_{col}$ , medida en la dirección del cortante del nudo.
- b) *Condición 2:* El refuerzo longitudinal y transversal de la columna localizada debajo del nudo se continúa a través de la extensión.

Si ambas condiciones cumplen, entonces se cumple con la continuidad de la columna.

De acuerdo con la sección 15.2.7, se debe revisar la continuidad de la viga bajo las siguientes condiciones [7]:

- a) *Condición 1:* La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga  $h_{viga}$ .
- b) *Condición 2:* El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta al nudo se continúa a través de la extensión.

Si ambas condiciones cumplen, entonces se cumple con la continuidad de la viga.

De acuerdo con la sección 15.2.8, se debe revisar si el nodo se considera confinado o no confinado bajo las siguientes condiciones [7]:

- Condición 1:* El ancho de cada viga transversal es al menos 3/4 del ancho de la cara de la columna.
- Condición 2:* Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga  $h_{viga}$ .
- Condición 3:* Las vigas transversales tienen al menos dos barras longitudinales en ambos lechos y estribos #3 o mayores.

Si se cumplen las tres condiciones, entonces se cumple con el confinamiento del nodo.

Conociendo las revisiones de las secciones 15.2.6, 15.2.7 y 15.2.8, se puede obtener la fuerza cortante nominal en el nudo de acuerdo con la tabla 18.8.4.3 del ACI 318-19 [7]. En forma general, los casos son:

- a) *Caso 1:* Columna continua (cumple con la sección 15.2.6), viga continua (cumple con la sección 15.2.7) y nodo confinado (cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo1} = 5.3\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 228}]$$

- b) *Caso 2:* Columna continua (cumple con la sección 15.2.6), viga continua (cumple con la sección 15.2.7) y nodo no confinado (no cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo2} = 4.0\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 229}]$$

- c) *Caso 3:* Columna continua (cumple con la sección 15.2.6), viga no continua (no cumple con la sección 15.2.7) y nodo confinado (cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo3} = 4.0\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 230}]$$

- d) *Caso 4:* Columna continua (cumple con la sección 15.2.6), viga no continua (no cumple con la sección 15.2.7) y nodo no confinado (no cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo4} = 3.2\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 231}]$$

- e) *Caso 5:* Columna no continua (no cumple con la sección 15.2.6), viga continua (cumple con la sección 15.2.7) y nodo confinado (cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo5} = 4.0\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 232}]$$

- f) *Caso 6:* Columna no continua (no cumple con la sección 15.2.6), viga continua (cumple con la sección 15.2.7) y nodo no confinado (no cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo6} = 3.2\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 233}]$$

- g) *Caso 7:* Columna no continua (no cumple con la sección 15.2.6), viga no continua (no cumple con la sección 15.2.7) y nodo confinado (cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo7} = 3.2\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 234}]$$

- h) *Caso 8:* Columna no continua (no cumple con la sección 15.2.6), viga no continua (no cumple con la sección 15.2.7) y nodo no confinado (no cumple con la sección 15.2.8), la resistencia nominal a corte se obtiene como:

$$V_{c\_nudo8} = 2.2\lambda_c\sqrt{f'_c}A_j \quad [\text{Ec. 235}]$$

Donde  $\lambda_c = 1.0$  para concreto de peso normal y  $A_j$  es el área efectiva del nudo visto en planta, obtenido como:

$$A_j = \min(b_{viga} + h_{nodo}, b_{viga} + 2x) \quad [\text{Ec. 236}]$$

Donde  $x$  es la distancia entre paños de la columna y la viga. Finalmente, la revisión por capacidad del nudo se realiza como:

$$\phi_j V_{c\_nudo} \geq V_j \quad [\text{Ec. 237}]$$

Donde  $\phi_j = 0.85$  para nudos.

## 2.6 Ductilidades de la estructura

El comportamiento inelástico y las ductilidades de las estructuras trabaja a través de cuatro jerarquías o niveles:

- Nivel 1: Material utilizado
- Nivel 2: Sección transversal de los elementos estructurales
- Nivel 3: Región crítica del elemento estructural
- Nivel 4: Estructura como sistema global

En la ingeniería sísmica, se espera una respuesta inelástica de los elementos estructurales que conforman toda la edificación y su supervivencia depende de su capacidad de deformación inelástica sin la pérdida excesiva de rigidez o resistencia. Para lograrlo, los cuatro niveles de comportamiento inelástico mencionado deben estar alineados.

### 2.6.1 Ductilidad del material y su comportamiento inelástico

La capacidad de un material para lograr un comportamiento inelástico se mide a través del ciclo histerético, representado como una gráfica de comportamiento de esfuerzo-deformación bajo una carga cíclica. La Figura 95 muestra un esquema de los ciclos histeréticos para un material, con su carga, descarga y características del proceso. Para la gráfica del primer ciclo con carga, se puede observar el límite elástico y como el material incursiona en el rango elástico, hasta llegar al punto máximo del primer ciclo; en la gráfica del primer ciclo con carga y descarga, se observa que al final de la descarga, existe una deformación unitaria remanente.

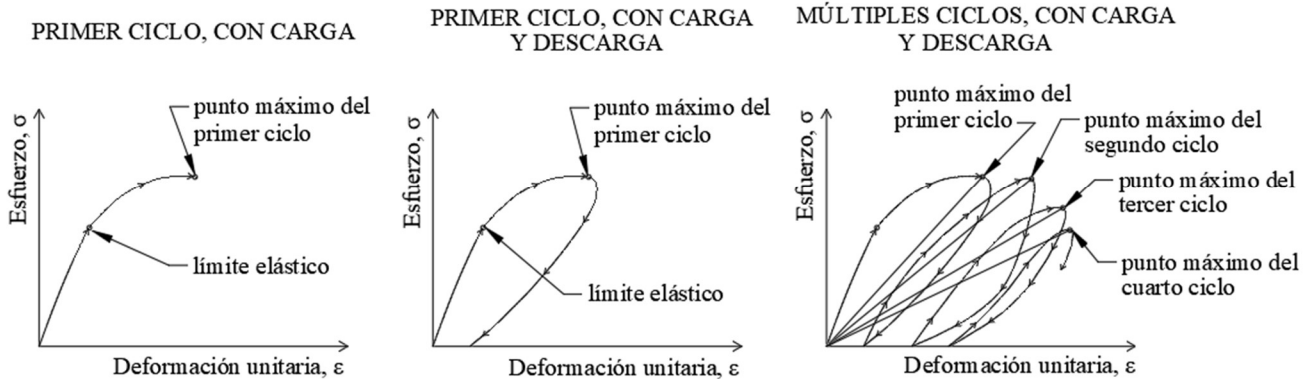


Figura 95: Características de los ciclos histeréticos en el material

Ahora, en la gráfica con múltiples ciclos, se observa que el área bajo la curva del segundo ciclo aumenta en comparación con el primer ciclo, indicando liberación de energía del sistema, pero el tercero es menor el área disminuye, indicando una degradación de las propiedades del material. Por otro lado, se puede observar que los puntos máximos entre el segundo, tercer y cuarto ciclo disminuyen en su esfuerzo, mostrando una degradación de la rigidez de acuerdo con Paulay y Priestly [46].

#### 2.6.1.1 Acero estructural y de refuerzo

El punto de referencia para medir la capacidad de esfuerzo y de deformación para el acero tanto estructural como de refuerzo para el concreto, es el esfuerzo de fluencia  $f_y$  de acuerdo con la Figura 96. donde se muestran los diferentes rangos como el elástico, plástico, endurecimiento por deformación y estricción hasta llegar a la falla [47]. Con la finalidad de mantener la ductilidad del material, el esfuerzo último  $f_u$  se considera como  $1.25f_y$ .

El módulo de elasticidad del acero  $E_s$  se considera como  $2,100,000 \text{ kg/cm}^2$  correspondiente a la pendiente del rango elástico y su comportamiento histerético bajo cargas alternantes genera grandes lazos por ciclo, mostrando un área grande bajo la curva, lo que se traduce como grandes liberaciones de energía de acuerdo con la Figura 96. Adicionalmente, se puede observar en la gráfica el aumento de la rigidez entre ciclos, ayudando a un mejor comportamiento del material al tener puntos máximos con ciertas variaciones de carga y descarga, además de contar con el comportamiento plástico o endurecimiento por deformación.

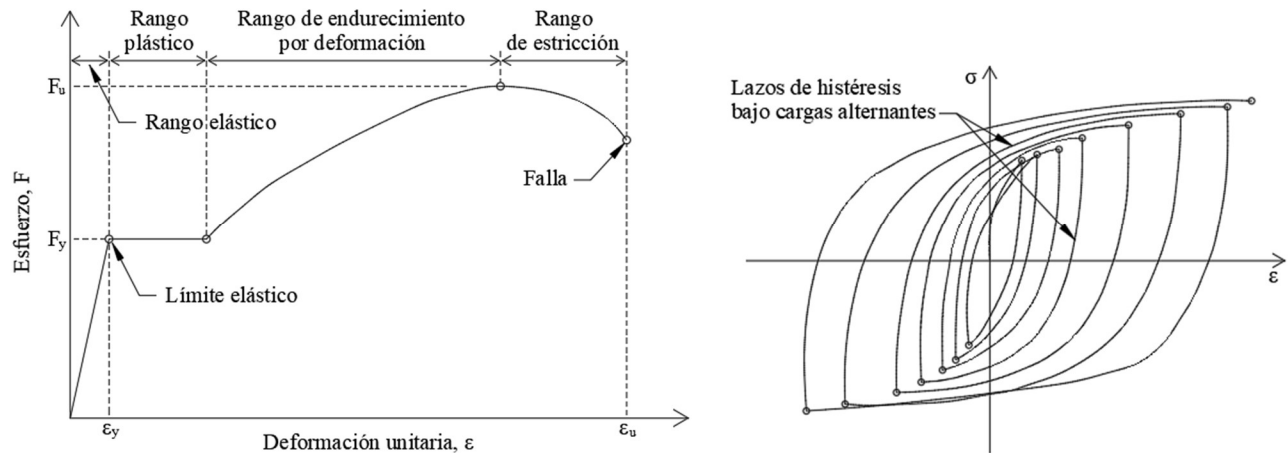


Figura 96: Gráfica esfuerzo-deformación del acero y su gráfica de histéresis

Una curva backbone busca mostrar la capacidad del material en tensión y en compresión y la Figura 97 muestra la gráfica para el acero de refuerzo A615 Grado 60, donde tiene sus valores de  $f_{ye} = 4640 \text{ kg/cm}^2$  con  $\epsilon_y = 0.002$  y  $f_{ue} = 6960 \text{ kg/cm}^2$  con  $\epsilon_u = 0.09$ . El esfuerzo esperado para los valores de fluencia y última se obtiene con un factor de 1.1 para el esfuerzo de cedencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_u = 6327 \text{ kg/cm}^2$ .

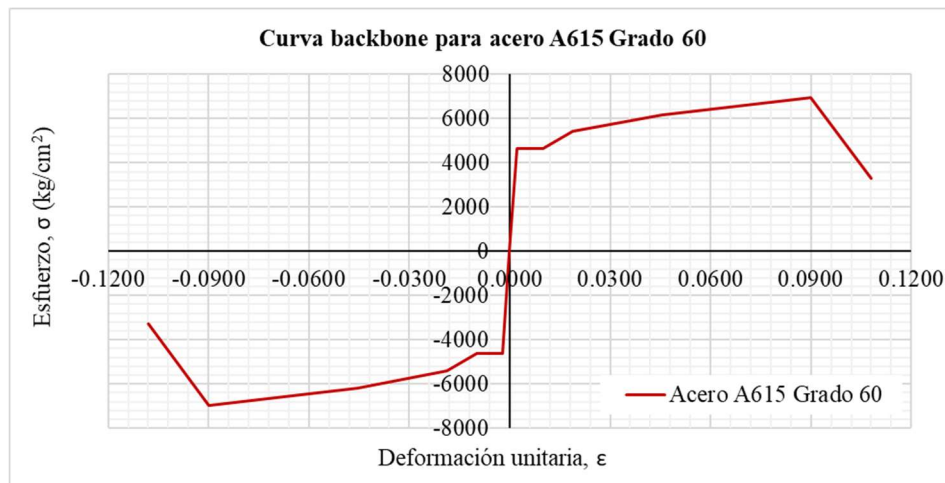
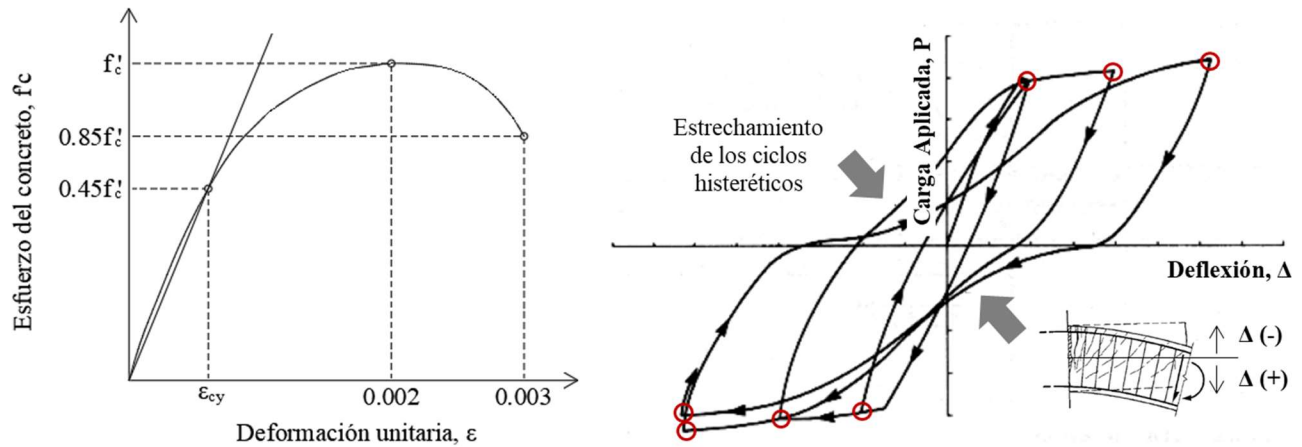


Figura 97: Curva backbone para el acero de refuerzo A615 Grado 60

### 2.6.1.2 Concreto estructural y reforzado

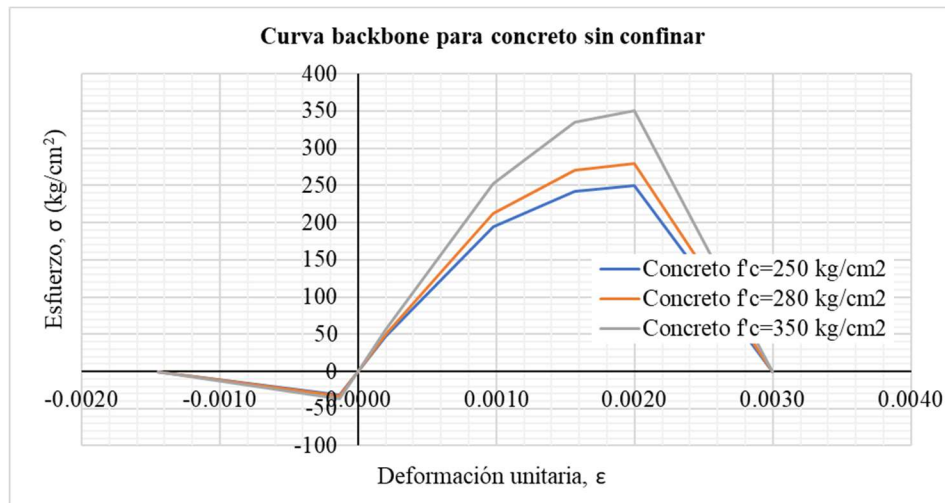
En un elemento de concreto reforzado, la parte del concreto resiste los esfuerzos a compresión mientras que el acero de refuerzo soporta los esfuerzos de tensión, generando un sistema heterogéneo que aprovecha las propiedades mecánicas de cada material. En el caso de flexión, es requerido una asignación de acero adicional para tomar el cortante, así como el confinamiento del núcleo.

De acuerdo con el ACI 318-19, el módulo de elasticidad es  $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$  y su falla ocurre a una deformación unitaria  $\epsilon_{cu} = 0.003$  con una resistencia a la compresión de  $f_c = 0.85f'_c$ . De acuerdo con la Figura 98, la gráfica de esfuerzo - deformación del concreto sin confinar tiene un rango relativamente lineal hasta un esfuerzo de  $f_c = 0.45f'_c$ , mientras que su máximo esfuerzo ocurre a una deformación de  $\epsilon_c = 0.002$ . Por otro lado, los ciclos histeréticos que se muestran en la segunda figura muestran un estrechamiento entre carga y descarga, producto de la degradación del concreto con la apertura de las grietas a flexión y corte.



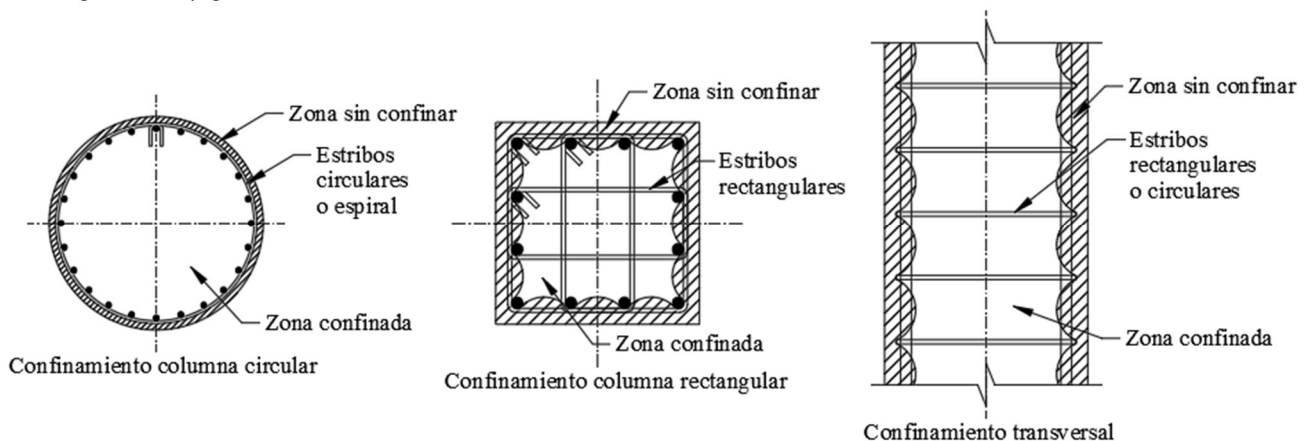
**Figura 98: Gráfica esfuerzo-deformación del concreto sin confinar**

Por otro lado, la Figura 99 muestra la curva backbone de tres diferentes resistencias de concreto sin confinar, mostrando su degradación de esfuerzo a compresión al llegar a una deformación de 0.003 y una ligera contribución a tensión.



**Figura 99: Curva backbone para concreto sin confinar de diferentes resistencias**

Para considerar el confinamiento del concreto, se tiene que tomar en cuenta el acero proporcionado tanto longitudinal como de corte, siendo el último de mayor importancia ya que sirve para contener el núcleo ante las cargas cíclicas sin que se generen grietas muy grandes.

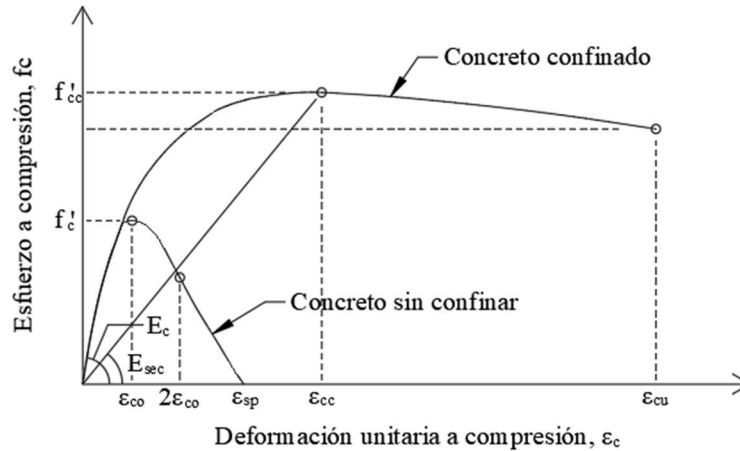


**Figura 100: Zonas de confinamiento para columnas circulares y rectangulares**

Existen modelos de fibras o elementos finitos para obtener este beneficio en la capacidad del concreto, sin embargo, el modelo de Mander funciona muy bien y es un proceso numérico relativamente rápido de aplicar [48].

La Figura 100 muestra las áreas confinadas y sin confinar, donde la columna circular presenta un área circular definida de confinamiento del núcleo, mientras que la columna rectangular depende del apoyo lateral que tenga cada varilla longitudinal por estribos. Por otro lado, el área del confinamiento del núcleo es más eficiente al usar estribos con separación corta, como se indica en la vista lateral de la columna.

La Figura 101 muestra el modelo de la gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado propuesto por Mander aplicable para elementos circulares y rectangulares con su refuerzo transversal definido [48].



**Figura 101: Gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado**

Para un análisis estático equivalente, la compresión del concreto  $f_c$  se obtiene como:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad [\text{Ec. 238}]$$

Donde  $f'_{cc}$  es el esfuerzo a compresión del concreto confinado y la variable  $x$  se define como:

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad [\text{Ec. 239}]$$

Donde  $\varepsilon_c$  es la deformación unitaria a compresión del concreto y  $\varepsilon_{cc}$  se define como:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad [\text{Ec. 240}]$$

Sabemos que  $f'_c$  es el esfuerzo a compresión del concreto sin confinar y  $\varepsilon_{co} = 0.002$  como su valor máximo. Ahora, el valor de  $r$  se obtiene como:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad [\text{Ec. 241}]$$

Donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto sin confinar y  $E_{sec}$  se obtiene como:

$$E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad [\text{Ec. 242}]$$

La forma de obtener los valores de  $f'_{cc}$  y  $\varepsilon_{cc}$  dependen de la cantidad de armado longitudinal y transversal, así como la separación y la geometría del elemento. El procedimiento completo de Mander et.al se puede consultar en su publicación [48]. Programas como SAP2000 en el apartado de Section Designer, utilizan el modelo de Mander asignando las dimensiones del elemento, así como su armado longitudinal y transversal.

La Figura 102 muestra la gráfica esfuerzo – deformación unitaria del concreto confinada para una columna circular de 100cm de diámetro, con 24 Vs #8, estribos circulares #3@15 cms y concreto sin confinar  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Utilizando el

modelo de Mander a través del Section Designer, se obtiene los valores máximos de  $f'_{cc} = 296 \text{ kg/cm}^2$  con  $\epsilon_{cc} = 0.0038$  y una resistencia última  $f'_{cu} = 247.83 \text{ kg/cm}^2$  con  $\epsilon_{cu} = 0.0103$ .

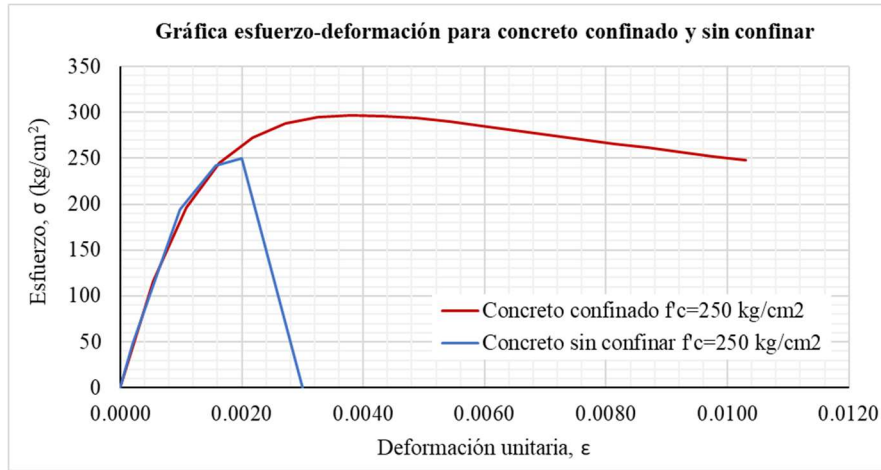


Figura 102: Ejemplo de gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado

### 2.6.1.3 Ductilidad del material

Conociendo la gráfica esfuerzo deformación del material, así como los puntos de fluencia y ruptura bien definidos, se puede conocer la ductilidad del material con la siguiente expresión:

$$\mu_{mat} = \epsilon_u / \epsilon_y \quad [\text{Ec. 243}]$$

Donde  $\epsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia y  $\epsilon_u$  es la deformación unitaria última.

### 2.6.2 Ductilidad de la sección transversal

La ductilidad en las secciones de los elementos se analiza utilizando las gráficas de momento-curvatura, donde se muestra el comportamiento a flexión o flexo-compresión. Para el caso de elementos de concreto reforzado, se cuenta con tres mecanismos de falla:

- Falla dúctil:**  
El acero de refuerzo se encuentra en condición de fluencia y el elemento estructural muestra una condición de agrietamiento y deformación sostenida hasta que el concreto alcance su deformación última de compresión. Este tipo de falla es deseable ya que es visiblemente notable y la estructura disipa energía.
- Falla frágil:**  
En este caso, el concreto alcanza su deformación última antes que el acero llegue a su condición de fluencia, donde la falla es repentina y no es visible, además de limitar la disipación de energía. Este tipo de falla se trata de evitar.
- Falla balanceada:**  
En esta condición, ocurren simultáneamente la deformación última del concreto y la fluencia del acero de refuerzo.

Por lo tanto, los factores que influyen en la ductilidad de la sección transversal es la geometría de dicha sección transversal, la cantidad de acero proporcionado y la presencia de carga axial.

#### 2.6.2.1 Ductilidad de vigas reforzadas

El desarrollo de la gráfica momento-curvatura de vigas tiene variaciones cuando se considera simplemente armada en comparación con las doblemente armadas. Una mejor aproximación es considerarlas directamente como doblemente armada y ver la contribución del acero a compresión.

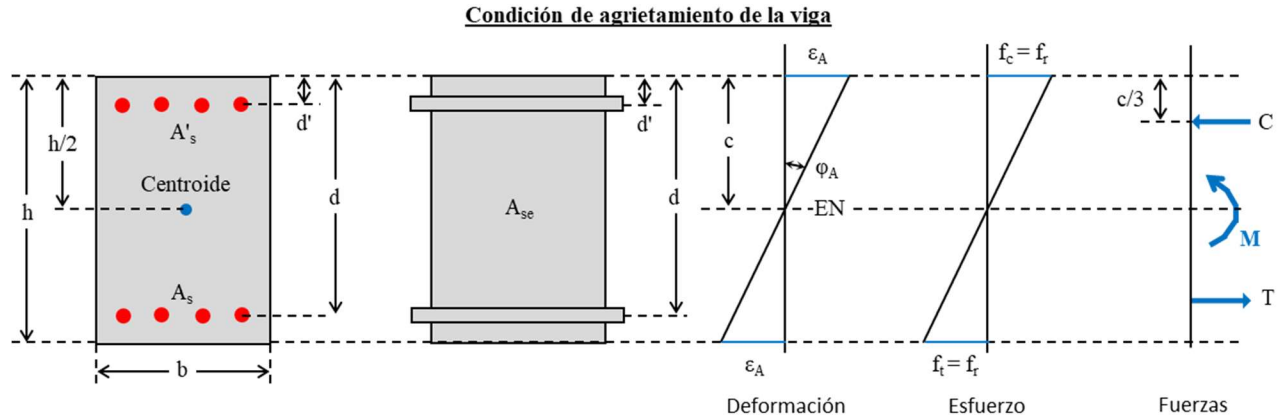
Se tiene varias formas de obtener la gráfica momento curvatura:

- Obtención de los momentos de agrietamiento, fluencia y último directamente,
- Uso del método unificado.
- Uso de software de elementos finitos o similares.

El caso más sencillo es obtener los momentos directamente de agrietamiento, fluencia y última. Por lo tanto, se presenta el desarrollo de las ecuaciones para cada uno de los puntos.

### 2.6.2.1.1 Condición de agrietamiento en vigas

En este primer caso, la viga en flexión tiene un momento flector pequeño y toda la sección transversal de la viga trabaja, tanto la sección a compresión como tensión, en conjunto con el acero. La Figura 103 muestra el esquema de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas internas para obtener el momento de agrietamiento  $M_A$  y la curvatura de agrietamiento  $\phi_A$ .



**Figura 103: Condición de agrietamiento de la viga doblemente armada**

Para obtener el eje neutro  $c$  y la inercia de la sección equivalente  $I_{se}$ , se utilizan las siguientes ecuaciones [21]:

$$A_{se} = bh + (n - 1)(A_s + A'_s) \quad [\text{Ec. 244}]$$

$$c = [b(h^2/2) + (n - 1)(A_s d + A'_s d')]/A_{se} \quad [\text{Ec. 245}]$$

$$I_{se} = (bh^3/12) + bh[(h/2) - c]^2 + (n-1)[A_s(d - c)^2 + A'_s(c - d')^2] \quad [\text{Ec. 246}]$$

Donde  $A_{se}$  es el área de la sección equivalente,  $b$  es el ancho de la viga,  $h$  es la altura de la viga,  $A_s$  es el área de acero de refuerzo a tensión,  $A'_s$  es el área de acero de refuerzo a compresión,  $n$  es la relación de módulos de elasticidad como  $n = E_s/E_c$ ,  $d$  es la distancia efectiva al acero a tensión y  $d'$  es la distancia efectiva al acero a compresión. El momento y curvatura se obtienen como:

$$\phi_A = \frac{f_r}{E_c(h - c)} \quad [\text{Ec. 247}]$$

$$M_A = \frac{f_r I_{se}}{h - c} \quad [\text{Ec. 248}]$$

Donde  $f_r$  es el módulo de ruptura del concreto obtenido como  $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ .

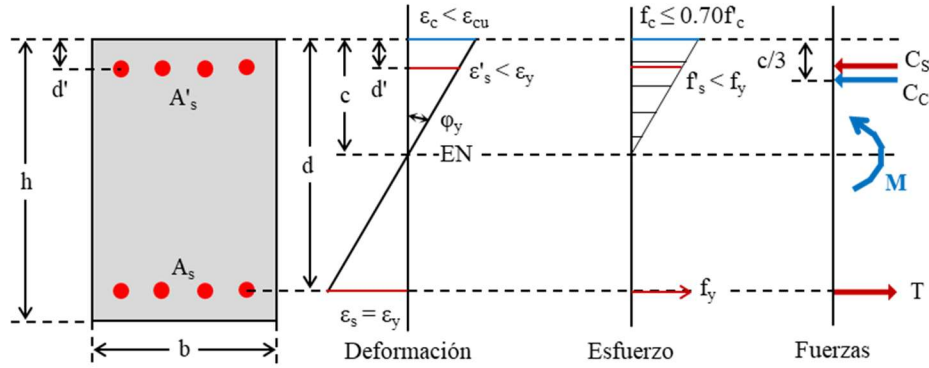
### 2.6.2.1.2 Condición de fluencia en vigas

En este caso ocurre cuando se llega a la fluencia del acero de refuerzo a tensión y el comportamiento del concreto a compresión tiene variaciones por debajo de la condición última. En este punto, se puede tener un comportamiento lineal o no lineal del esfuerzo a compresión del concreto y las ecuaciones tienen variaciones. Por lo tanto, se muestra el procedimiento para ambos casos.

#### Comportamiento lineal

En este caso, el esfuerzo del concreto tiene la condición de  $f_c = 0.70f'_c$ , donde su comportamiento es lineal de acuerdo con la Figura 104 y la deformación del concreto debe ser menor que la condición última, es decir,  $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ .

**Condición de cedencia de la viga - comportamiento lineal**



**Figura 104: Condición de fluencia de la viga doblemente armada, comportamiento lineal**

Para obtener la distancia al eje neutro  $c$ , se resuelve la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2 \left( \frac{E_c \varepsilon_y b}{2} \right) + c (f_y (A_s + A'_s)) - f_y (A'_s d' + A_s d) = 0 \quad [\text{Ec. 249}]$$

Después, se comprueba las deformaciones unitarias  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$  y  $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$  usando las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y (c - d')}{d - c}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 250}]$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y c}{d - c} \quad [\text{Ec. 251}]$$

Ahora, se comprueba el comportamiento elástico del concreto con  $f_{c,lim} = 0.70f'_c$  y  $f_c < f_{c,lim}$ , donde:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad [\text{Ec. 252}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

$$C_c = (f_c c b) / 2 \quad C_s = A'_s f'_s \quad T = A_s f_y \quad [\text{Ec. 253}]$$

Finalmente, el giro  $\phi_y$  y momento  $M_y$  se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c}, \quad M_y = C_c \left( d - \frac{c}{3} \right) + C_s (d - d') \quad [\text{Ec. 254}]$$

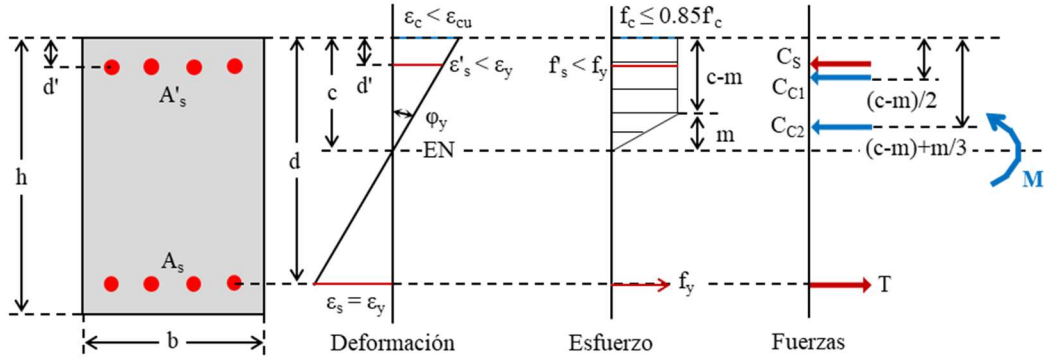
**Comportamiento no lineal**

En este caso, el esfuerzo a compresión del concreto supera la condición de  $f_c = 0.70f'_c$  y se debe considerar el comportamiento no lineal, usando un modelo bilineal, donde aplica distribuciones rectangulares y triangulares para la obtención de las fuerzas de compresión. La Figura 105 muestra los diagramas de deformación, esfuerzo y fuerzas bajo el modelo bilineal en los esfuerzos a compresión, considerando una deformación de fluencia del concreto  $\varepsilon_{cy} = 0.008$ .

De acuerdo con el diagrama de fuerzas, la obtención del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente cuadrática:

$$c^2 (2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) (0.85f'_c b) - c [(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) (0.85f'_c b d) + 2\varepsilon_y f_y (A_s + A'_s) + 0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d] + (2\varepsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d^2) = 0 \quad [\text{Ec. 255}]$$

**Condición de cedencia de la viga - comportamiento bilineal**



**Figura 105: Condición de fluencia de la viga doblemente armada, comportamiento bilineal**

La profundidad del bloque rectangular  $m$  se obtiene como:

$$m = \min\left(\frac{\varepsilon_{cy}(d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) \quad [\text{Ec. 256}]$$

Se verifica que el acero a compresión no llegue a fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y(c - d')}{d - c}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 257}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

$$C_{c1} = 0.85f'_c(c - m)b, \quad C_{c2} = 0.85f'_c\left(\frac{m}{2}\right)b, \quad C_s = A'_s f'_s, \quad T = A_s f_y \quad [\text{Ec. 258}]$$

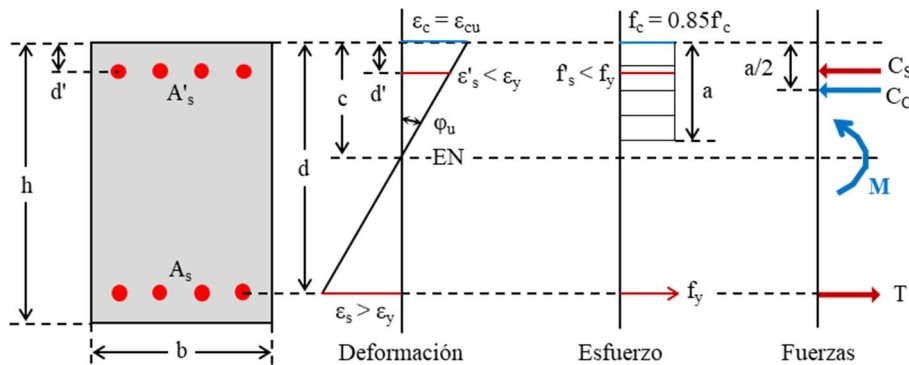
Finalmente, el giro  $\phi_y$  y momento  $M_y$ , se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c}, \quad M_y = C_{c1}\left(d - \frac{c - m}{2}\right) + C_{s2}\left(d - c + \frac{2m}{3}\right) + C_s(d - d') \quad [\text{Ec. 259}]$$

**2.6.2.1.3 Condición última en vigas**

En este caso, el esfuerzo último de compresión del concreto está idealizado con el bloque equivalente de Whitney con un esfuerzo máximo de  $f_c = 0.85f'_c$  a una altura  $a$  y la deformación última del concreto es  $\varepsilon_{cu} = 0.003$ . La Figura 106 muestra los diagramas de deformación unitaria, esfuerzos y fuerzas para obtener la rotación última  $\phi_u$  y el momento último  $M_u$ .

**Condición última de la viga - comportamiento lineal**



**Figura 106: Condición última de la viga doblemente armada**

De acuerdo con el diagrama de fuerzas, la obtención del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente cuadrática:

$$c^2(0.85f'_c\beta_1b) + c(A'_sE_s\varepsilon_{cu} - A_s f_y) - A'_sE_s\varepsilon_{cu}d' = 0 \quad [\text{Ec. 260}]$$

Se verifica que el acero a compresión no llegue a fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$  como:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y(c - d')}{c}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 261}]$$

Ahora, se revisa la falla controlada por compresión, transición o tensión con la deformación unitaria del acero a tensión como:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d - c)}{c} \quad [\text{Ec. 262}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

$$a = \beta_1 c, \quad C_c = 0.85 f'_c a b, \quad C_s = A'_s f'_s, \quad T = A_s f_y \quad [\text{Ec. 263}]$$

Finalmente, el giro  $\phi_u$  y momento  $M_u$  se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}, \quad M_u = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \quad [\text{Ec. 264}]$$

#### 2.6.2.1.4 Gráfica momento-curvatura y ductilidad en vigas

Se puede obtener su gráfica momento-curvatura una vez que se tenga las condiciones de agrietamiento, cedencia y última. La Figura 107 muestra un ejemplo para una viga de 40x60cm, con  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  recubrimiento  $r = 5 \text{ cm}$ ,  $A'_s = 7.33 \text{ cm}^2$  y  $A_s = 31.79 \text{ cm}^2$ .

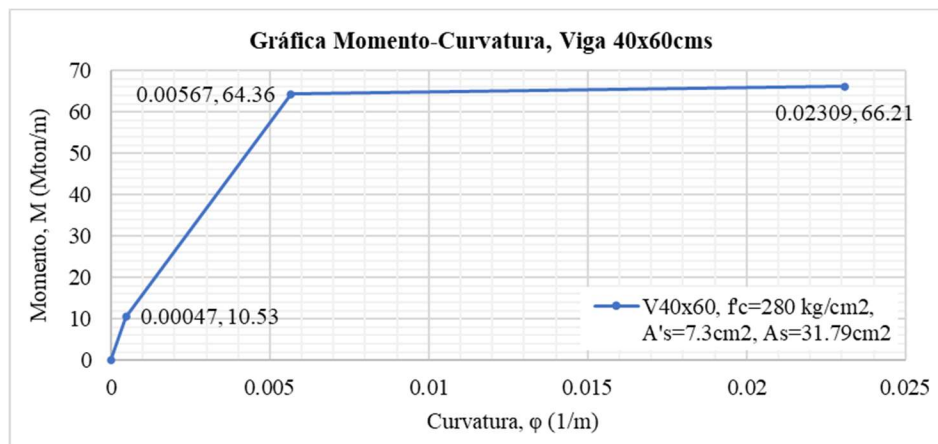


Figura 107: Gráfica momento-curvatura de una viga de 40x60cm

La ductilidad de la viga se obtiene como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad [\text{Ec. 265}]$$

En el caso de la figura anterior, se tiene una curvatura de fluencia  $\phi_y = 0.00567/m$ ,  $\phi_u = 0.02309/m$  y ductilidad  $\mu_\phi = 4.07$ . Si se asigna un acero a compresión  $A'_s$ , se puede obtener una gráfica  $\rho$ - $\mu$  para conocer la ductilidad de la viga bajo diferentes cantidades de acero a tensión.

La Figura 108 muestra un ejemplo de gráfica  $\rho$ - $\mu$  para la misma viga de 40x60cm, utilizando un concreto  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y acero a compresión  $A'_s = 7.33 \text{ cm}^2$ . Se puede observar que entre mayor sea la cuantía del acero a tensión  $\rho$ , menor es la ductilidad  $\mu_\phi$ .

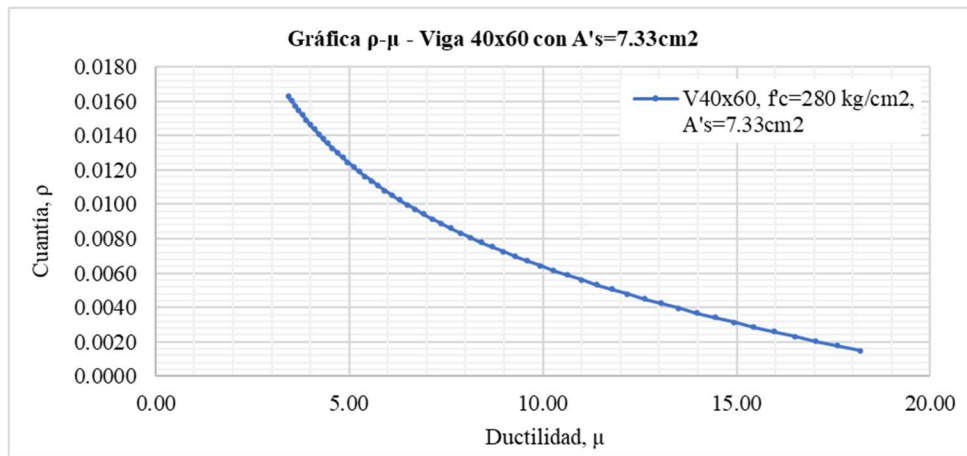


Figura 108: Gráfica  $\rho$ - $\mu$  de una viga de 40x60cm

### 2.6.2.2 Ductilidad de columnas reforzadas

En el caso de columnas a flexo-compresión, la ductilidad de los elementos ocurre debajo del punto de falla balanceada en el diagrama de interacción de carga-momento  $P$  y  $M$ , de acuerdo con la primera y segunda gráfica de la Figura 109. Se puede observar en la primera y segunda gráfica cómo la falla controlada por compresión no existe diferencia entre la condición última y de fluencia, mientras que en la falla controlada por tensión se hace evidente la diferencia.

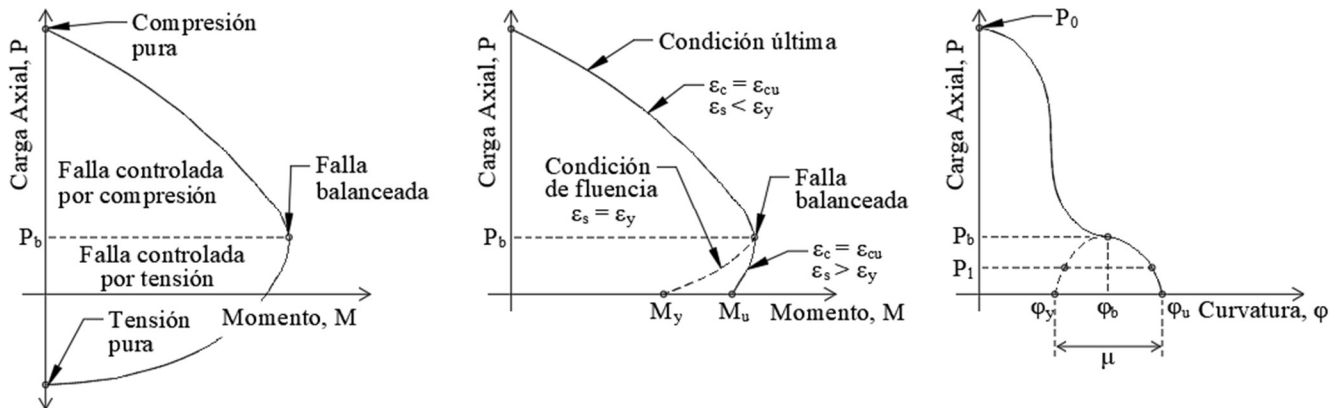


Figura 109: Gráficas de interacción  $M$ - $P$  y giros  $\phi$ - $P$  para columnas

Ahora, viendo la tercera gráfica de la figura anterior, se puede apreciar que para el diagrama curvatura – carga axial, la ductilidad se presenta solamente en la falla controlada por tensión, es decir, por debajo de la carga balanceada, indicando que los elementos a compresión solo son dúctiles bajo poca carga axial.

#### 2.6.2.2.1 Condición de compresión pura

En este caso, se alcanza la deformación última del concreto  $\epsilon_{cu}$ , el acero de refuerzo se encuentra en fluencia y se considera un comportamiento elastoplástico del acero. La Figura 110 muestra las deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas para un elemento a compresión pura.

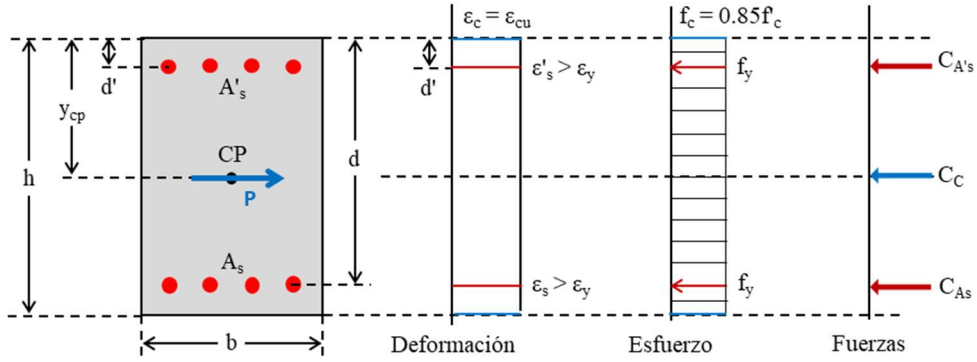
Las fuerzas de compresión se obtienen como:

$$C_{A's} = A's f_y, \quad C_{A_s} = A_s f_y, \quad C_c = 0.85 f'_c (bh - A_s - A's), \quad P_0 = C_c + C_{A_s} + C_{A's} \quad [\text{Ec. 266}]$$

La ubicación del centroide plástico se obtiene con la siguiente expresión:

$$y_{cp} = \frac{C_c \frac{h}{2} + C_{A_s} d + C_{A's} d'}{P_0} \quad [\text{Ec. 267}]$$

**Condición de compresión pura - comportamiento lineal**

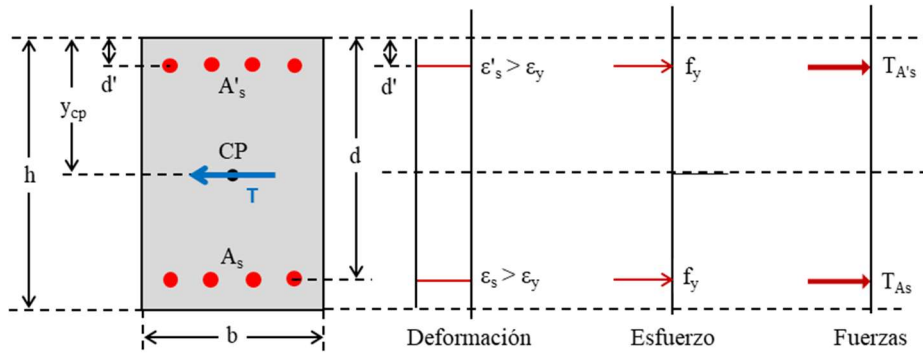


**Figura 110: Condición de compresión última en elementos de concreto reforzado**

**2.6.2.2.2 Condición de tensión pura**

En este caso, se desprecia la contribución del concreto a tensión y solamente trabaja el acero de refuerzo a fluencia, considerando un comportamiento elastoplástico.

**Condición de tensión pura - comportamiento lineal**



**Figura 111: Condición de tensión última en elementos de concreto reforzado**

Las fuerzas de tensión se obtienen como:

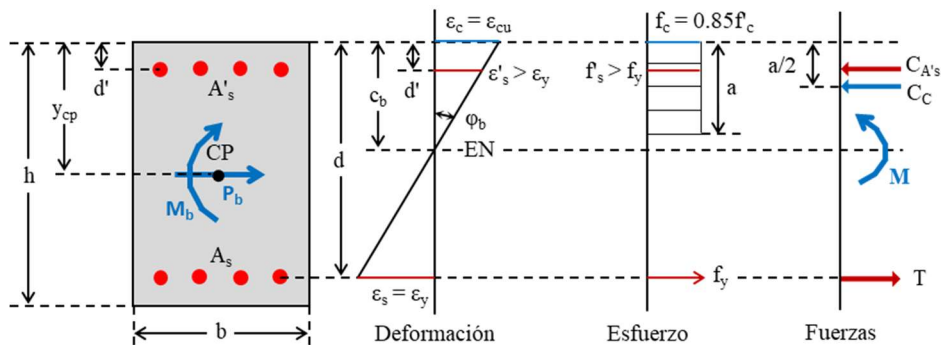
$$T_{A's} = A'_s f_y, \quad T_{A_s} = A_s f_y, \quad T_0 = -C_{A_s} - C_{A's}$$

[Ec. 268]

**2.6.2.2.3 Condición de falla balanceada**

En este caso, el concreto alcanza su deformación última y el acero de refuerzo alcanza su fluencia. La Figura 112 muestra las deformaciones unitarias, esfuerzo y fuerzas para alcanzar las variables de esta condición.

**Condición balanceada - comportamiento lineal**



**Figura 112: Condición balanceada en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c_b$  se obtiene con la relación de triángulo semejantes como:

$$c_b = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \quad [\text{Ec. 269}]$$

Después, se verifica que el acero a compresión se encuentra en fluencia como  $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$  con la siguiente relación:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c_b - d'}{c_b} \quad [\text{Ec. 270}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

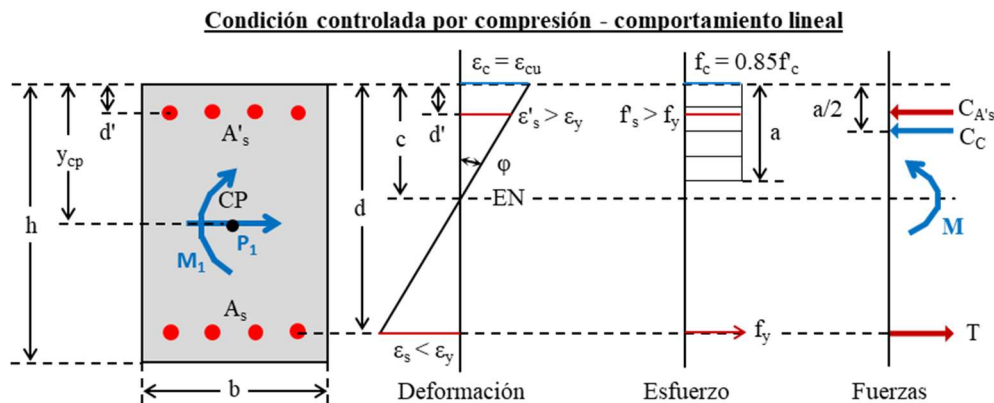
$$C_{A's} = A'_s f_y, \quad C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b, \quad T_{A_s} = A_s f_y, \quad P_b = C_{A's} + C_c - T_{A_s} \quad [\text{Ec. 271}]$$

El momento y curvatura se obtienen con las siguientes expresiones:

$$M_b = C_c \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T_{A_s} (d - y_{cp}), \quad \phi_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} \quad [\text{Ec. 272}]$$

#### 2.6.2.2.4 Condición última para la falla controlada por compresión

Para esta condición, el concreto alcanza su deformación unitaria  $\varepsilon_{cu}$ , el acero de refuerzo a tensión no ha llegado a la fluencia, el acero de refuerzo a compresión se encuentra en fluencia y el comportamiento del acero es elastoplástico. La Figura 113 muestra las deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas que cumplen con la condición.



**Figura 113: Condición controlada por compresión en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2(0.85 f'_c \beta_1 b) + c(A'_s f_y + A_s E_s \varepsilon_{cu} - P) + (A_s E_s \varepsilon_{cu} d) = 0 \quad [\text{Ec. 273}]$$

Donde  $P$  es la carga axial establecida como dato inicial del análisis. Se debe comprobar la fluencia del acero a compresión como  $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$  y también que el acero a tensión no ha llegado a la fluencia como  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'}{c}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - c}{c}, \quad f_s = \varepsilon_s E_s \quad [\text{Ec. 274}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

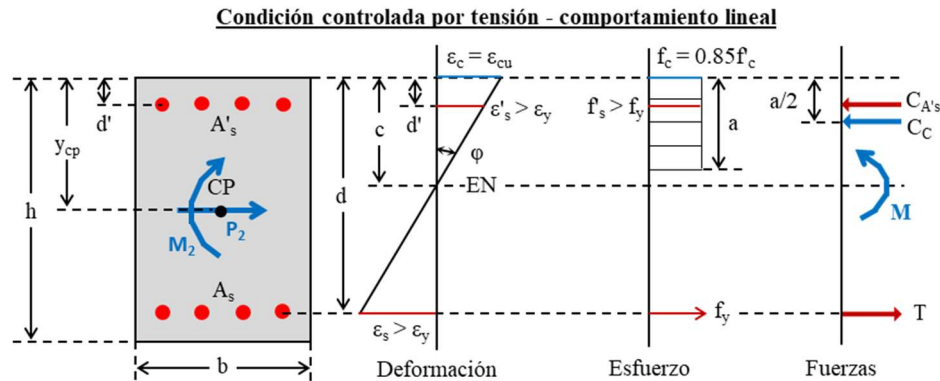
$$C_{A's} = A'_s f_y, \quad C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c b, \quad T_{A_s} = A_s f_y \quad [\text{Ec. 275}]$$

El momento y curvatura se obtienen con las siguientes expresiones:

$$M_{u1} = C_c \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T_{A_s} (d - y_{cp}), \quad \phi_{u1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad [\text{Ec. 276}]$$

### 2.6.2.2.5 Condición última para la falla controlada por tensión

En este caso, el concreto alcanza su deformación unitaria  $\epsilon_{cu}$ , el acero a compresión y tensión se encuentran en fluencia y el acero de refuerzo tiene un comportamiento elastoplástico. La Figura 114 muestra los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas internas de la condición estudiada.



**Figura 114: Condición controlada por tensión última en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  está en función de la carga aplicada  $P_2$  como:

$$c = \frac{P_2 + f_y(A_s - A'_s)}{0.85f'_c\beta_1b} \quad [\text{Ec. 277}]$$

Donde  $P_2$  es la carga axial previamente definida. Después se debe comprobar que el acero a compresión está en fluencia como  $\epsilon'_s > \epsilon_y$  y que el acero a tensión también está en fluencia como  $\epsilon_s > \epsilon_y$ , donde:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'}{c}, \quad \epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d - c}{c} \quad [\text{Ec. 278}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

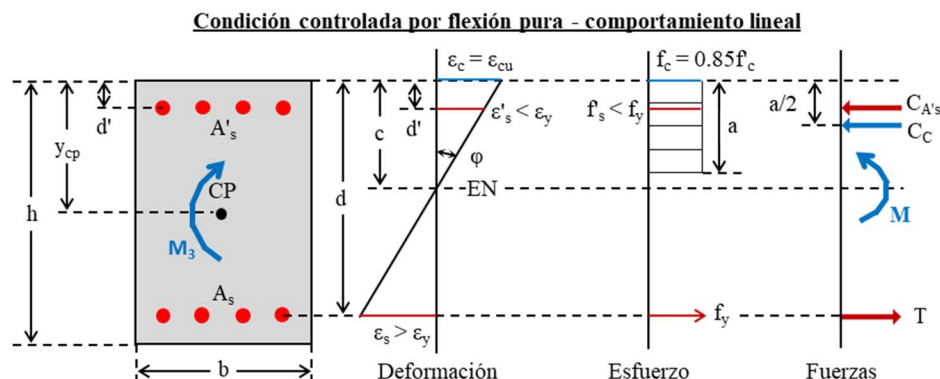
$$C_{A's} = A'_s f_y, \quad C_c = 0.85f'_c\beta_1cb, \quad T_{As} = A_s f_y \quad [\text{Ec. 279}]$$

El momento y curvatura se obtienen con las siguientes expresiones:

$$M_{u2} = C_c \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T_{As} (d - y_{cp}), \quad \phi_{u2} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad [\text{Ec. 280}]$$

### 2.6.2.2.6 Condición última para falla controlada por flexión

En este caso, el concreto alcanza su deformación unitaria  $\epsilon_{cu}$ , el acero a compresión no alcanza fluencia, el acero a tensión si llega a la fluencia y el acero de refuerzo tiene un comportamiento elastoplástico. La Figura 115 muestra los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas internas de la condición estudiada.



**Figura 115: Condición controlada por flexión pura última en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2(0.85f'_c\beta_1b) + c(A'_sE_s\varepsilon_{cu} - A_s f_y) - (A'_sE_s\varepsilon_{cu}d') = 0 \quad [\text{Ec. 281}]$$

Después se debe comprobar que el acero a compresión no está en fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$  y que el acero a tensión si está en fluencia como  $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'}{c}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - c}{c}, \quad f'_s = \varepsilon'_s E_s \quad [\text{Ec. 282}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

$$C_{A's} = A'_s f'_s, \quad C_c = 0.85f'_c\beta_1cb, \quad T_{A_s} = A_s f_y \quad [\text{Ec. 283}]$$

El momento  $M_{u,fp}$  y curvatura  $\phi_{u,fp}$  en flexión pura se obtienen con las siguientes expresiones:

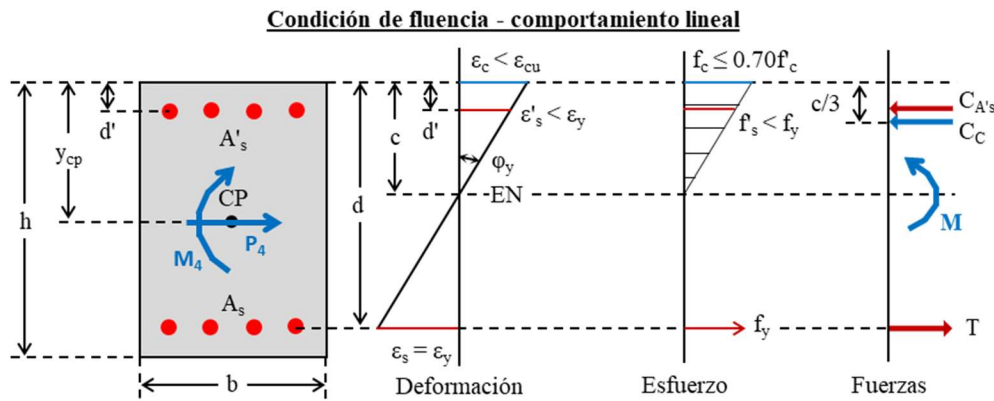
$$M_{u,fp} = C_c \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T_{A_s} (d - y_{cp}), \quad \phi_{u,fp} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad [\text{Ec. 284}]$$

### 2.6.2.2.7 Condición de fluencia para la falla controlada por flexión

En este caso, el concreto no ha alcanzado su agotamiento, el acero a tensión se encuentra justo en la fluencia como  $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ , el acero a compresión no fluye como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$  y el acero de refuerzo tiene un comportamiento elastoplástico. El concreto tiene tener un comportamiento lineal con distribución triangular o un comportamiento no lineal, siendo idealizado como un comportamiento bilineal y se muestran los dos casos.

#### Distribución lineal del concreto

La Figura 116 muestra los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas del elemento, donde el esfuerzo del concreto cumple con  $f_c \leq 0.70f'_c$ .



**Figura 116: Condición de fluencia con comportamiento lineal en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2 \left( \frac{E_c b \varepsilon_y}{2} \right) + c(A'_s E_s \varepsilon_y + A_s f_y + P) - (A'_s E_s \varepsilon_y d' + A_s f_y d + Pd) = 0 \quad [\text{Ec. 285}]$$

Donde  $P$  es la carga axial previamente obtenida como dato. Después se verifica que el acero a compresión no ha llegado a la fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y (c - d')}{c - d}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 286}]$$

Ahora se revisa que el comportamiento del concreto sea lineal  $f_c \leq 0.70f'_c$ , donde:

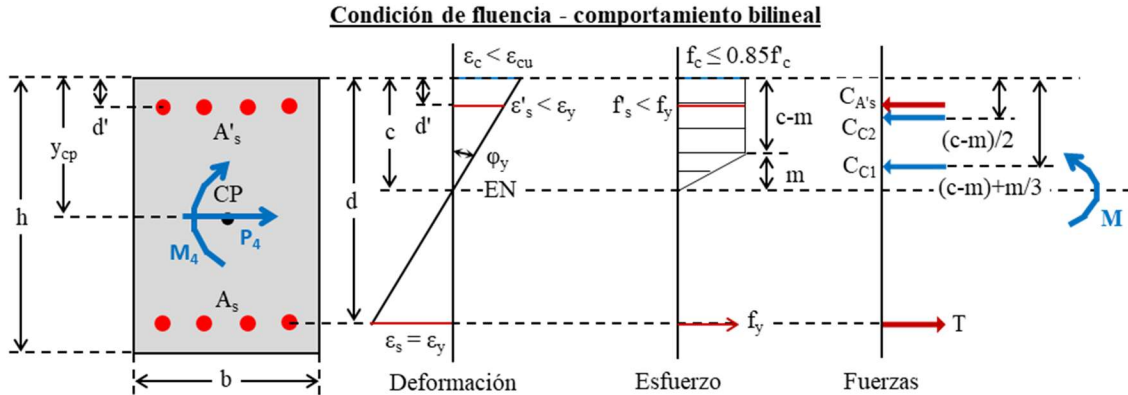
$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_c c}{d - c}, \quad f_c = E_c \varepsilon_c \quad [\text{Ec. 287}]$$

El momento  $M_y$  y curvatura  $\phi_y$  en fluencia se obtienen con las siguientes expresiones:

$$M_y = \frac{f_c c b}{2} \left( y_{cp} - \frac{c}{3} \right) + A'_s f'_s (y_{cp} - d') + A_s f_y (d - y_{cp}), \quad \phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad [\text{Ec. 288}]$$

### Distribución no lineal del concreto

La Figura 117 muestra los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas, donde la no linealidad del concreto a compresión se simplifica con un modelo bilineal, con esfuerzos rectangulares y triangulares considerando una deformación de fluencia del concreto como  $\varepsilon_{cy} = 0.008$ .



**Figura 117: Condición de fluencia con comportamiento no lineal en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b) - c[(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c b d) + (2\varepsilon_y f_y)(A_s + A'_s) + 0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d + 2\varepsilon_y P] + [0.85f'_c b \varepsilon_{cy} d^2 + 2\varepsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 2\varepsilon_y P d] = 0 \quad [\text{Ec. 289}]$$

Donde  $P$  es la carga axial previamente obtenida como dato. Se debe revisar que el acero a compresión no ha entrado en fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_y \frac{c - d'}{d - c}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 290}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

$$C_{C1} = 0.85f'_c (c - m)b, \quad C_{C2} = 0.85f'_c \frac{m}{2} b, \quad C_{A's} = A'_s f'_s, \quad T = A_s f_y \quad [\text{Ec. 291}]$$

Donde  $m$  se obtiene como:

$$m = \min \left( \frac{\varepsilon_{cy}(c - d')}{d - c}, c \right) \quad [\text{Ec. 292}]$$

Finalmente, el momento  $M_y$  y curvatura  $\phi_y$  en fluencia se obtienen con las siguientes expresiones:

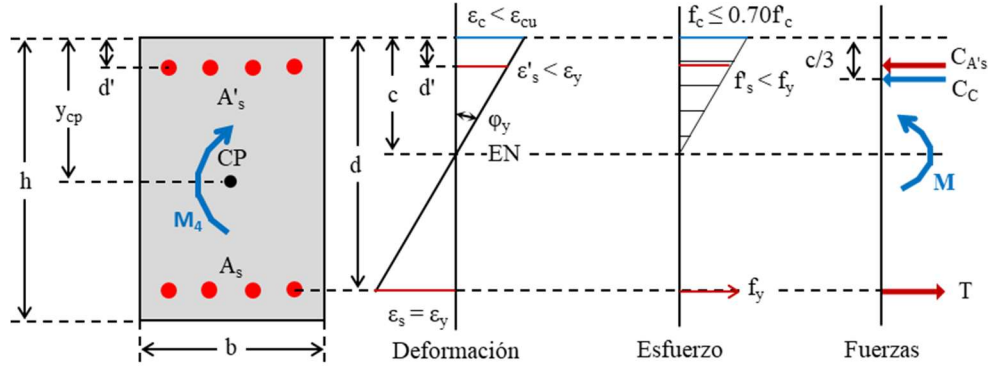
$$M_y = C_{C1} \left( y_{cp} - \frac{c - m}{2} \right) + C_{C2} \left( y_{cp} - c + \frac{2m}{3} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T (d - y_{cp}), \quad \phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad [\text{Ec. 293}]$$

### **2.6.2.2.8 Condición de fluencia para la falla controlada por flexión**

En esta condición, el concreto no ha alcanzado su agotamiento, el comportamiento a compresión cuenta con distribución triangular lineal, el acero a tensión se encuentra en fluencia y el acero a compresión no se encuentra en fluencia, tomando en cuenta el comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo.

La Figura 118 muestra los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas con las consideraciones descritas anteriormente.

**Condición de fluencia a flexión pura - comportamiento lineal**



**Figura 118: Condición de fluencia a flexión pura lineal en elementos de concreto reforzado**

La profundidad del eje neutro  $c$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática

$$c^2 \left( \frac{E_c b \varepsilon_y}{2} \right) + c (A'_s E_s \varepsilon_y + A_s f_y) - (A'_s E_s \varepsilon_y d' + A_s f_y d) = 0 \quad [\text{Ec. 294}]$$

Se debe revisar que el acero a compresión no ha entrado en fluencia como  $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ , donde:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_y \frac{c - d'}{d - c}, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad [\text{Ec. 295}]$$

Ahora, se comprueba que el comportamiento del concreto sea lineal con  $f_c < f_{c,lim}$  donde  $f_{c,lim} = 0.7f'_c$  y la deformación del concreto es menor que la deformación última como  $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ , usando las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y c}{d - c}, \quad f_c = E_c \varepsilon_c \quad [\text{Ec. 296}]$$

Las fuerzas de tensión y compresión se obtienen como:

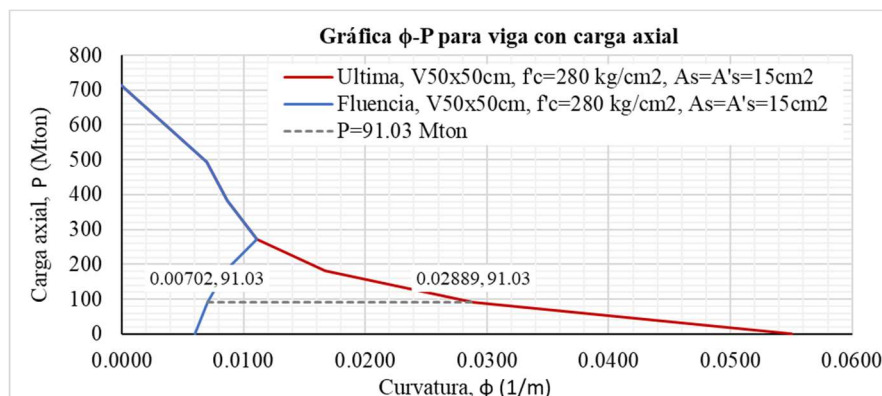
$$C_C = \frac{f'_c c b}{2}, \quad C_{A's} = A'_s f'_s, \quad T = A_s f_y \quad [\text{Ec. 297}]$$

Finalmente, el momento  $M_{y,pf}$  y curvatura  $\phi_{y,fp}$  en fluencia se obtienen con las siguientes expresiones:

$$M_{y,pf} = C_C \left( y_{cp} - \frac{c}{3} \right) + C_{A's} (y_{cp} - d') + T (d - y_{cp}), \quad \phi_{y,fp} = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad [\text{Ec. 298}]$$

**2.6.2.2.9 Gráfica carga-curvatura y ductilidad en flexo-compresión**

Se puede obtener la gráfica carga-curvatura una vez que se tengan todas las condiciones descritas anteriormente para cada uno de los rangos de carga y condiciones de falla.



**Figura 119: Gráfica carga-curvatura para una viga a flexo-compresión de 50x50 cm**

La Figura 119 muestra un ejemplo para una viga de 50x50 cm,  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  recubrimiento  $r = 5 \text{ cm}$ ,  $A'_s = 15 \text{ cm}^2$  y  $A_s = 15 \text{ cm}^2$ . La ductilidad del elemento a flexo-compresión será mayor solamente cuando la carga  $P$  aplicada sea menor que  $P_{bal}$ , donde la ductilidad se obtiene como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad [\text{Ec. 299}]$$

En el caso de una carga  $P = 91.03 \text{ Mton}$  mostrada la figura anterior, se tiene una curvatura de fluencia  $\phi_y = 0.00702/m$ ,  $\phi_u = 0.02889/m$  y ductilidad  $\mu_\phi = 4.11$ .

### 2.6.3 Ductilidad de la zona crítica del elemento estructural

La curvatura de un elemento a flexión está definida como la rotación  $\phi$  por unidad de longitud unitaria, donde se relaciona con las deformaciones en sus fibras extremas de acuerdo con la sección 2.6.2. Para obtener la rotación  $\theta$  de un elemento a flexión a lo largo de su longitud, se integran las curvas como:

$$\theta = \int_0^L \phi dx \quad [\text{Ec. 300}]$$

La deformación por curvatura de una viga se puede observar en la Figura 120, donde  $R$  es el radio de curvatura,  $d\theta$  es el diferencial de giro,  $d\Delta$  es el diferencial de deflexión y  $x$  es la distancia medida desde la zona curvada hasta el extremo libre. Los diferenciales se definen como:

$$d\theta = \frac{dx}{R} = \phi dx, \quad d\Delta = x d\theta \quad [\text{Ec. 301}]$$

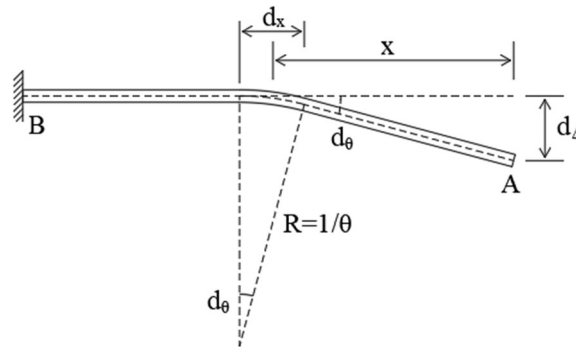


Figura 120: Deformación de una viga en cantiléver por rotación

La deflexión en el punto A de la figura anterior se define como:

$$d\theta = \frac{dx}{R} = \phi dx, \quad d\Delta = x d\theta \quad [\text{Ec. 302}]$$

Por lo tanto, la deflexión en el punto A con respecto a B se define como:

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x d\theta = \int_A^B x \phi dx \quad [\text{Ec. 303}]$$

#### 2.6.3.1 Rotaciones y deflexiones últimas

De acuerdo con la Figura 121, se tiene una viga en cantiléver de longitud  $L$  de concreto reforzado con una carga  $P$  en el extremo A y acero de refuerzo en el lecho superior. El diagrama de momentos tiene una distribución triangular lineal y de forma esquemática, se muestra el momento último del análisis  $M_u$  y el momento de fluencia de la viga  $M_y$ , siendo menor que el último [46]. Considerando el diagrama de momento y las grietas generadas por flexión se obtiene el diagrama de curvatura, donde la curva real tiene una región inelástica al momento de llegar al momento de fluencia  $M_y$ .

#### Deflexiones y rotaciones

Se usa un modelo de idealización de la curvatura real y se puede obtener la longitud plástica  $L_p$ , donde indica toda la zona de aumento de la curvatura después de la fluencia de la viga y el área bajo la curva representa la rotación del elemento.

Por lo tanto, la rotación plástica  $\theta_p$  se define como el área del rectángulo formado en la Figura 121 como:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p \quad [\text{Ec. 304}]$$

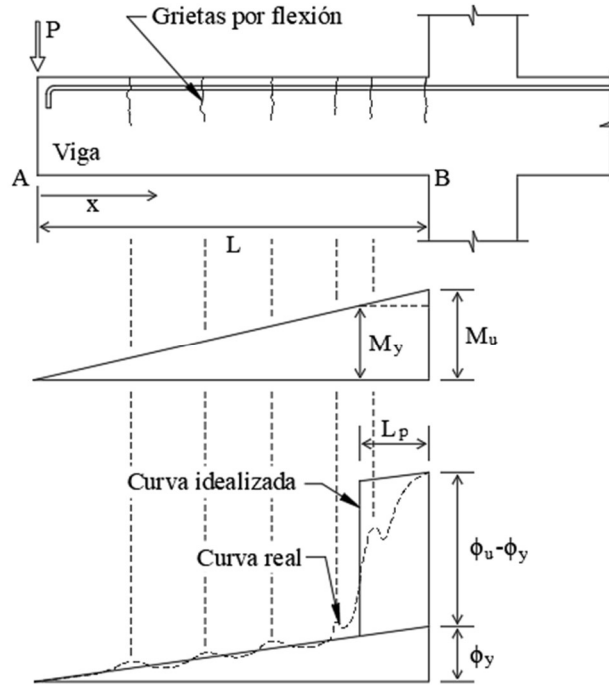


Figura 121: Viga en cantiléver con el diagrama de curvatura

Donde  $l_p$  es la longitud plástica de la viga. La rotación elástica  $\theta_e$  se obtiene integrando el área triangular del diagrama de curvatura como:

$$\theta_e = \int_A^B \phi_e dx = \int_A^B \phi_y \left(\frac{x}{L}\right) dx = \phi_y \left(\frac{L}{2}\right), \quad \theta_e = \theta_y \quad [\text{Ec. 305}]$$

Donde la rotación elástica  $\theta_e$  es igual a la rotación de fluencia  $\theta_y$ . Finalmente, la rotación última se define como la suma de la rotación elástica y plástica como:

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p = \phi_y \frac{L}{2} + (\phi_u - \phi_y)l_p \quad [\text{Ec. 306}]$$

Ahora, para obtener la deflexión elástica  $\Delta_e$  usando la curvatura del elemento, se aplica la ecuación vista anteriormente como:

$$\Delta_e = \int_A^B \phi_e x dx = \int_A^B \phi_y \left(\frac{x}{L}\right) x dx = \phi_y \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{2L}{3}\right) = \phi_y \left(\frac{L^2}{3}\right) \quad [\text{Ec. 307}]$$

La deflexión plástica  $\Delta_p$  se obtiene como la multiplicación de la rotación plástica por la distancia, es decir:

$$\Delta_p = \theta_p x = (\phi_u - \phi_y)l_p \left(L - \frac{l_p}{2}\right) \quad [\text{Ec. 308}]$$

Por lo tanto, la deflexión última se obtiene como la suma de la deflexión elástica  $\Delta_e$  y la deflexión plástica  $\Delta_p$  como:

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p = \phi_y \left(\frac{L^2}{3}\right) + (\phi_u - \phi_y)l_p \left(L - \frac{l_p}{2}\right) \quad [\text{Ec. 309}]$$

### 2.6.3.2 Longitudes plásticas

La longitud  $l_p$  está calculado mediante el enfoque simplificado mostrado en la Figura 121 y debe ser el mismo que usando una distribución de curvatura real. Sin embargo, obtener la curvatura real y el área plástica tiende a ser complicado por la presencia de grietas. Por lo tanto, se cuenta con algunas expresiones empíricas para estimar el valor de la longitud plástica. Por lo tanto, se tienen dos propuestas [46]:

a) Propuesta de Sawyer:

Considera que la zona de fluencia se extiende a  $d/4$  después de la reducción del momento flexionante  $M_y$ , además de utilizar la relación  $M_y/M_u = 0.85$ .

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad [\text{Ec. 310}]$$

b) Propuesta de Mattock:

Considera los parámetros de tensiones de concreto a compresión de acuerdo con el ACI, además de despreciar el desprendimiento del recubrimiento a deformaciones altas.

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad [\text{Ec. 311}]$$

c) Propuesta General:

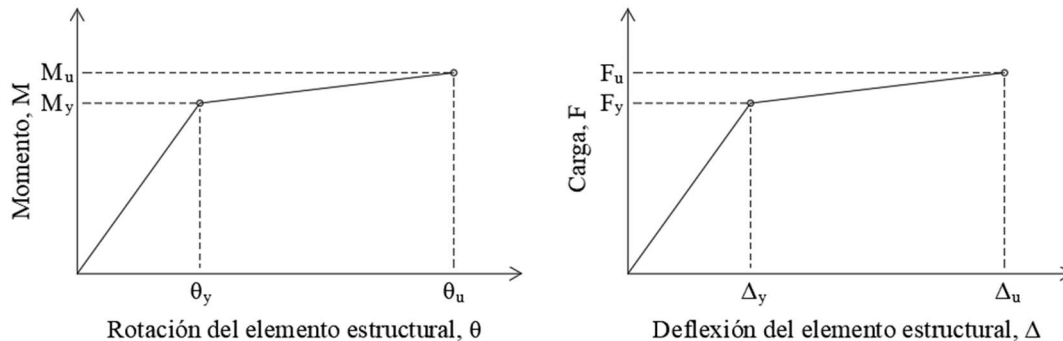
Considera una porción de la longitud del elemento, el diámetro de la varilla y el esfuerzo de fluencia del acero.

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y, \quad f_y \text{ en MPa} \quad [\text{Ec. 312}]$$

Donde  $d$  es la altura efectiva de la sección transversal de la viga o columna y  $z$  es la distancia medida desde la sección crítica al punto de inflexión.

### 2.6.3.3 Ductilidad de rotación y deflexión

Conociendo los valores de fluencia y última para la rotación y deflexión del elemento estructural, se puede desarrollar las gráficas como se muestran en la Figura 122 [46].



**Figura 122: Diagramas momento-rotación y deflexión-carga de un elemento estructural**

Por lo tanto, la ductilidad de rotación y deflexión se expresan como:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [\text{Ec. 313}]$$

Usando el diagrama de la Figura 119 obtenida a partir de una viga de  $50 \times 50 \text{ cm}$  con  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , recubrimiento  $r = 5 \text{ cm}$ ,  $A'_s = 15 \text{ cm}^2$  y  $A_s = 15 \text{ cm}^2$ , se obtiene el diagrama momento-rotación mostrada en la Figura 123 considerando una carga axial  $P = 93 \text{ Mton}$ , longitud de la columna  $L = 4 \text{ m}$  y longitud plástica  $l_p = 0.425 \text{ m}$ . Por lo tanto, se obtuvieron rotaciones  $\theta_y = 0.012$  y  $\theta_u = 0.033$  para obtener una ductilidad  $\mu_\theta = 0.033/0.012 = 3.735$ .

Por otro lado, se puede obtener la ductilidad  $\mu_\theta$  directamente con la ductilidad de rotación  $\phi$  obtenida directamente del diagrama momento-curvatura de la Figura 119, donde previamente se obtuvo para una carga  $P = 93 \text{ Mton}$  con  $\mu_\phi = 4.11$ . Entonces, se puede usar la siguiente expresión:

$$\mu_\theta = 1 + 2(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{L} \quad [\text{Ec. 314}]$$

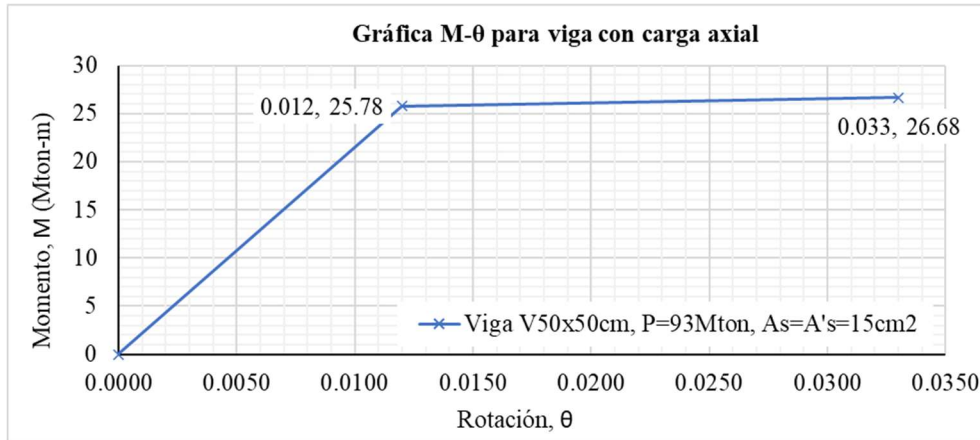


Figura 123: Diagrama momento-rotación para una viga de 50x50cm

Ahora, para la misma viga se puede obtener la gráfica V- $\Delta$ , donde el corte en la base se obtiene como  $V_{base} = M/L$ , siendo  $V_y = M_y/L$  y  $V_u = M_u/L$ . De acuerdo con la Figura 124, se obtuvieron los desplazamientos  $\Delta_y = 3.2cm$  y  $\Delta_u = 11.087cm$  para obtener una ductilidad de deflexión  $\mu_{\Delta} = 3.465$ .

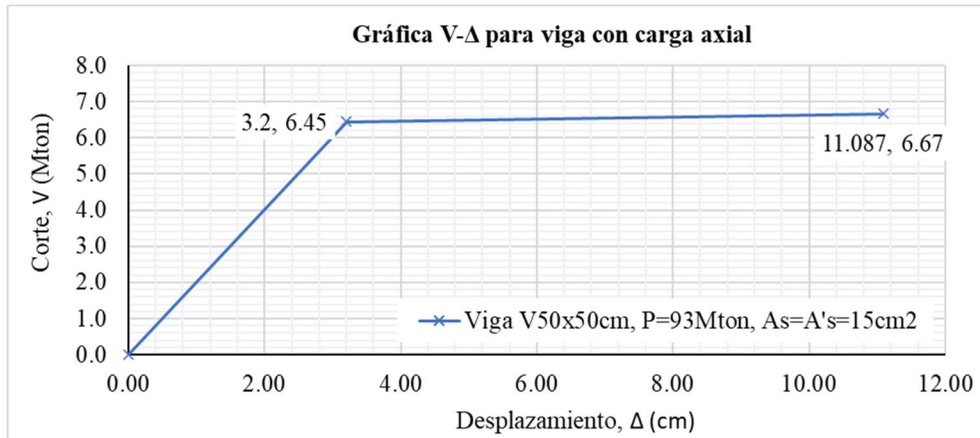


Figura 124: Diagramas corte-deflexión para una viga de 50x50cm

Al igual que el caso de rotación, se puede obtener la ductilidad de deflexión  $\mu_{\Delta}$  directamente con la ductilidad  $\mu_{\phi}$  obtenida previamente utilizando la siguiente ecuación:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(\mu_{\phi} - 1) \left(1 - \frac{l_p}{2L}\right) \quad [\text{Ec. 315}]$$

## 2.6.4 Ductilidad del sistema global de la estructura

La ductilidad de un entepiso o de todo el sistema se puede realizar de dos formas:

- Forma empírica:** Considera comportamiento previamente definidas para el desarrollo de articulaciones plásticas y se usan ecuaciones definidas.
- Forma analítica:** Se analiza de forma numérica una estructura completamente definida, requiriendo modelación de articulaciones plásticas y procedimientos de análisis estructural no-lineal.

Para el desarrollo de las formas empíricas, se considera que los puntos de inflexión en vigas y columnas ocurren a la mitad de su distancia de acuerdo con la Figura 125. Si se tiene múltiples marcos con alturas de columnas y distancias de vigas constantes, las rigideces de cada elemento serán las mismas y los puntos de inflexión se conserva.

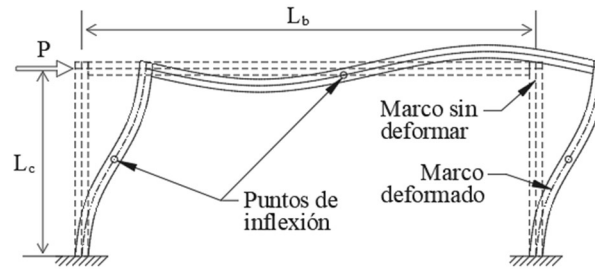


Figura 125: Ubicación de los puntos de inflexión en un marco por cargas laterales

Para el caso de las columnas mostrado en la Figura 126 con punto de inflexión a la mitad de la longitud  $L_c$  y el desarrollo de articulaciones plásticas en sus extremos, el desplazamiento elástico  $\Delta_y$  se obtiene:

$$\Delta_e = \Delta_y = \phi_y \left( \frac{L^2}{3} \right) + \phi_y \left( \frac{L^2}{3} \right) = 2\phi_y \left( \frac{L^2}{3} \right) = 2\phi_y \left( \frac{(L_c/2)^2}{3} \right) = \phi_y \frac{L_c^2}{6} \quad [\text{Ec. 316}]$$

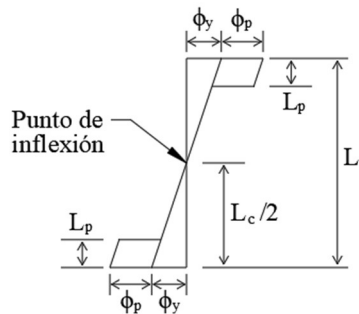


Figura 126: Mecanismo de articulaciones plásticas en los extremos de una columna

### 2.6.4.1 Ductilidad de un entrepiso

Cuando se tiene un marco de un solo nivel con cargas laterales, puede obtener la ductilidad de desplazamiento tomando  $\mu_d$  en cuenta los siguientes casos:

- Caso 1: Mecanismo de columna fuerte – viga débil.
- Caso 2: Mecanismo de columna débil – viga fuerte.

#### Caso 1: Mecanismo de columna fuerte – viga débil

Se considera el entrepiso mostrado en la Figura 127 donde las articulaciones plásticas se desarrollan en los extremos de las vigas con longitudes  $L_b$  iguales en cada tramo. Para la columna central, la rotación de las articulaciones plásticas en las vigas será el doble de las rotaciones plásticas en la columna como:

$$\theta_b = 2\theta_c, \quad \theta_c = \frac{\theta_b}{2} \quad [\text{Ec. 317}]$$

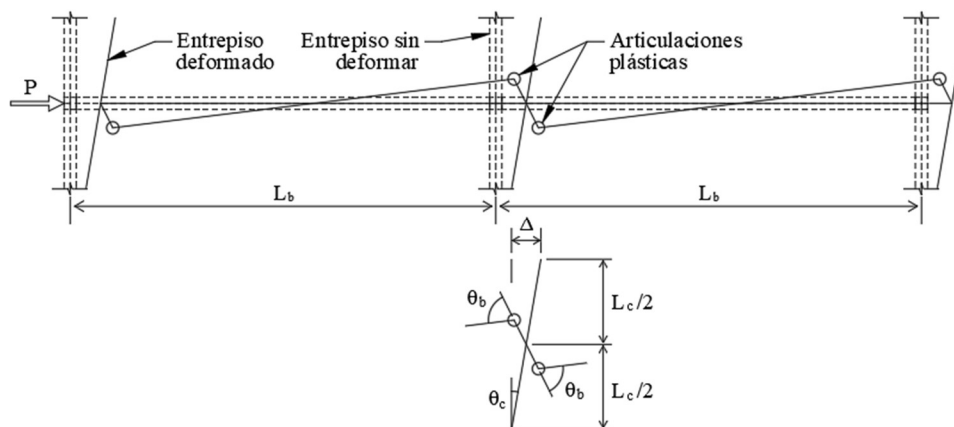


Figura 127: Desarrollo de articulaciones plásticas en vigas

El desplazamiento plástico  $\Delta_p$  de la columna individual será:

$$\Delta_p = \theta_c L_c = \frac{\theta_b}{2} L_c = (\phi_u - \phi_y) \frac{l_p L_c}{2} \quad [\text{Ec. 318}]$$

La ductilidad de desplazamiento se obtiene con la aplicación de  $\Delta_y$  con  $\Delta_p$  obtenidos anteriormente como:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \frac{l_p L_c}{2}}{\phi_y \frac{L_c^2}{6}} = 1 + 3 \frac{l_p}{L_c} (\mu_\phi - 1) \quad [\text{Ec. 319}]$$

Donde  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$  obtenido previamente de la ductilidad de la sección transversal de la viga. Ahora, si se tiene el caso que la longitud de la viga  $L_b$  es proporcional a  $2L_c$  como se mostró anteriormente, la ecuación anterior se puede modificar en función de la longitud de la viga  $L_b$  como:

$$\mu_\Delta = 1 + 6 \frac{l_p}{L_b} (\mu_\phi - 1) \quad [\text{Ec. 320}]$$

### Caso 2: Mecanismo de columna débil – viga fuerte

En este caso, se usa una columna aislada de un entrepiso como se muestra en la Figura 128 donde las articulaciones plásticas se generan en los extremos de la columna. Conociendo que el desplazamiento plástico de la columna es  $\Delta_p = \theta_c L_c$ , la expresión se puede reescribir en términos de curvatura como:

$$\Delta_p = \theta_c L_c = (\phi_u - \phi_y) l_p L_c \quad [\text{Ec. 321}]$$

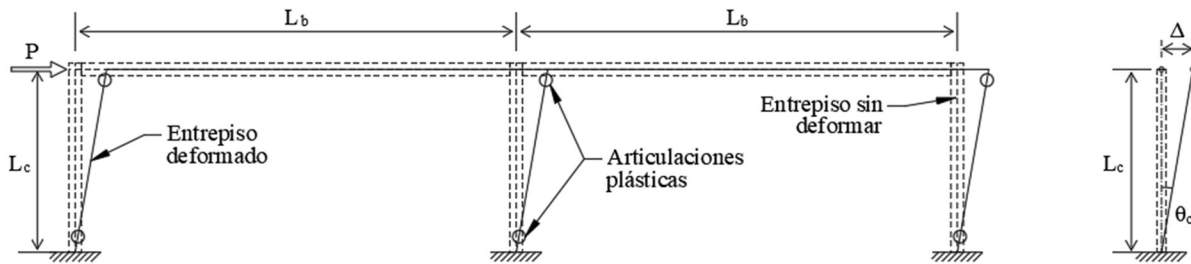


Figura 128: Ubicación de los puntos de inflexión en las columnas por cargas laterales

Ahora, la ductilidad de desplazamiento es:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) l_p L_c}{\phi_y \frac{L_c^2}{6}} = 1 + 6 \frac{l_p}{L_c} (\mu_\phi - 1) \quad [\text{Ec. 322}]$$

### 2.6.4.2 Ductilidad de múltiples entrepisos

Cuando se tiene una estructura de marcos a momento de múltiples niveles, se puede obtener la ductilidad del sistema bajo específicas consideraciones de carga y geometría. Si las distancias entre vigas y la altura de las columnas son constantes en todos los niveles, en conjunto con un patrón de cargas laterales de comportamiento lineal en todos los niveles, entonces la deformación lateral elástica  $\Delta_y$  en el último nivel será la sumatoria de  $n$  desplazamientos iguales a la cantidad de entrepisos, descrito como:

$$\Delta_e = n \phi_y \frac{L_c^2}{6} \quad [\text{Ec. 323}]$$

En el caso de columna débil – viga fuerte, solamente requiere que el mecanismo de articulaciones plásticas se desarrolle en un solo entrepiso, limitando la ductilidad a la forma descrita en la sección anterior.

Para el caso de columna fuerte – viga débil, la relación entre la ductilidad de todos los niveles y la ductilidad de un nivel es aproximadamente igual a la determinada en un piso aislado como se demostró en la sección anterior.

### 2.6.4.3 Ductilidad de toda la estructura mediante desarrollos analíticos

De acuerdo con las secciones 2.6.4.1 y 2.6.4.2, la obtención de la ductilidad por desplazamiento de uno o varios niveles está conceptualizado para condiciones geométricas muy regulares y cargas laterales constantes, lo cual no ocurre en las estructuras cotidianas. Por lo tanto, se requiere realizar un modelo matemático donde se pueda usar las gráficas momento-rotación de las vigas y columnas en conjunto con un patrón de cargas laterales deseado, usualmente provenientes de los modos de vibrar, para obtener el desplazamiento total y obtener su ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta}$ .

La Figura 129 muestra una estructura de tres niveles con un patrón de cargas laterales simulando al primer modo de vibrar y con un desplazamiento total  $\Delta$  en la azotea de la estructura.

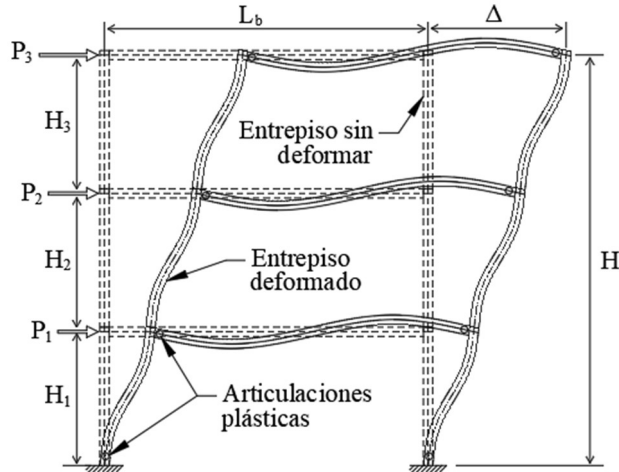


Figura 129: Estructura de tres niveles con sus articulaciones plásticas y deflexión en la azotea

El desplazamiento  $\Delta$  representa la suma de todos los desplazamientos relativos en los entrepisos. De acuerdo con FEMA 440 [9], se puede desarrollar la gráfica  $V-\Delta$  como la relación entre el cortante basal  $V$  y el desplazamiento  $\Delta$  medido desde un nodo control en la azotea considerando el desarrollo de las articulaciones plásticas al momento de aumentar la carga lateral, creando la curva real mostrado en la Figura 130.

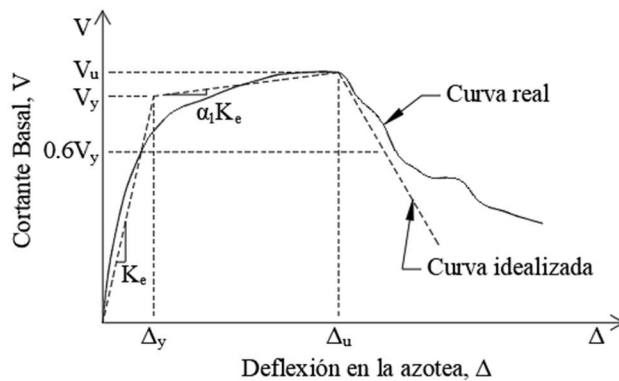


Figura 130: Gráfica  $V-\Delta$  idealizada para una estructura de múltiples niveles

La curvatura real se puede modificar a una curva bilineal idealizada con el fin de tener los valores de fluencia  $\Delta_y$  y  $V_y$  en conjunto con la rigidez inicial  $K_e$ . El desarrollo de la curva idealizada considera un equilibrio de áreas en conjunto con la curva real y finalmente, se puede obtener la ductilidad del sistema  $\mu$  como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [\text{Ec. 324}]$$

De acuerdo con FEMA 440, el corte elástico  $V_e$  se obtiene como:

$$V_e = 0.8V_y \quad [\text{Ec. 325}]$$

El factor de sobrerresistencia  $\Omega$  es la relación entre el corte basal último  $V_u$  y elástico  $V_y$  como:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_e} \quad [\text{Ec. 326}]$$

Finalmente, el factor de reducción de respuesta estimada  $R$  se obtiene como:

$$R = \mu\Omega \quad [\text{Ec. 327}]$$

La Figura 131 muestra un ejemplo de estructura con cuatro niveles, con columnas de 50x50cm, vigas de 40x60 cm, concreto  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , armado mínimo en ambos elementos y su definición de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos por medio de las gráficas de curvaturas.

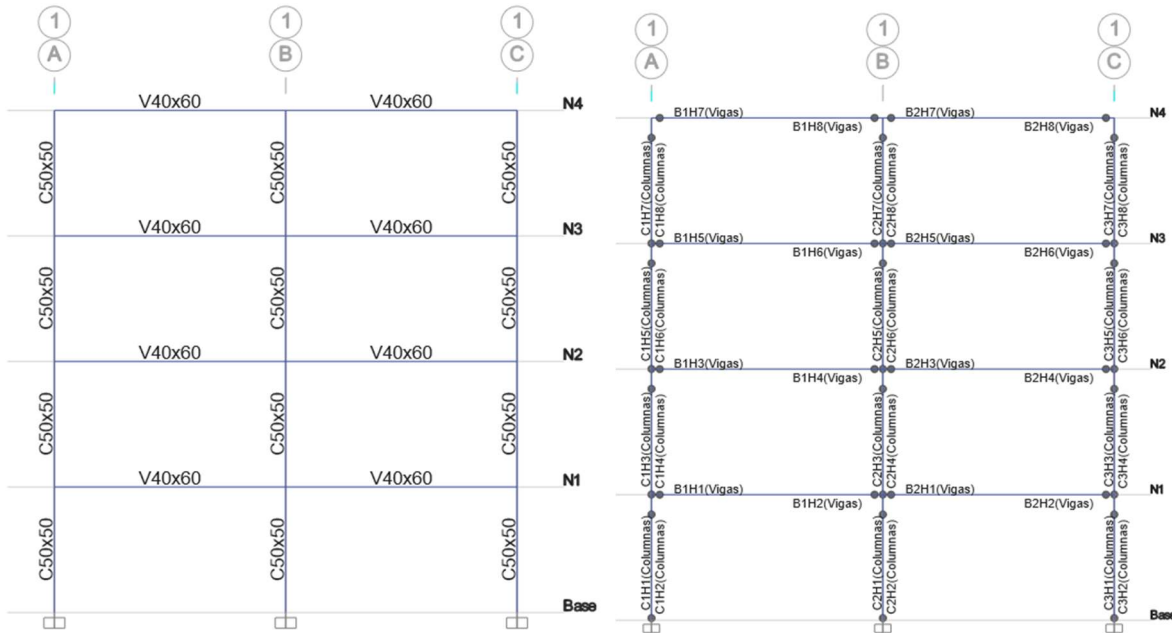


Figura 131: Estructura de 4 niveles con la definición de articulaciones plásticas

Utilizando un patrón de cargas laterales en forma del primer modo de vibrar, se desarrolla un análisis estático no lineal o “pushover” con el fin de obtener el desplazamiento máximo en la azotea al momento de llegar a la curvatura última de cualquier articulación plástica. La Figura 132 muestra las articulaciones plásticas desarrolladas antes de la capacidad máxima desarrollada en la columna central.

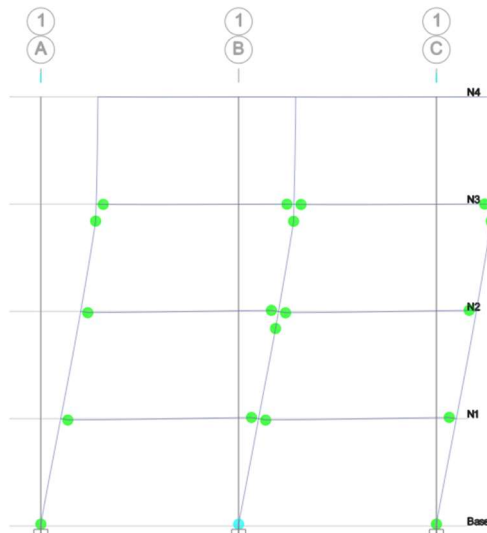


Figura 132: Estructura de 4 niveles con el desarrollo de articulaciones plásticas

La Figura 133 muestra la curva de cortante basal  $V$  y desplazamiento en la azotea  $\Delta$  hasta que la articulación plástica de la columna central llega a su capacidad última. Se acuerdo con el procedimiento de FEMA 440, la curva bilineal muestra un desplazamiento de fluencia  $\Delta_y = 4.8773\text{cm}$ , corte de fluencia  $V_y = 65.98\text{Mton}$ , desplazamiento último  $\Delta_u = 42.56\text{cm}$  y corte último  $V_u = 74.41\text{Mton}$ . La ductilidad se obtiene como  $\mu = \Delta_u/\Delta_y = 42.56\text{cm}/4.8773\text{cm} = 8.72$ ; la sobrerresistencia se obtiene como  $\Omega = V_u/V_y = 74.41\text{Mton}/65.98\text{Mton} = 1.13$ . Finalmente, el factor reductor  $R$  se obtiene como  $R = \mu\Omega = (8.72)(1.13) = 9.84$ .

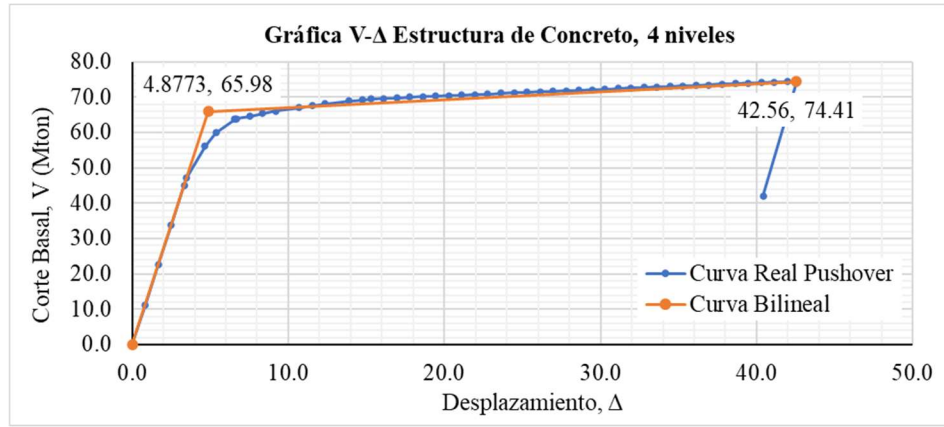


Figura 133: Curva V- $\Delta$  real e idealizada para una estructura de cuatro niveles

## 2.7 Ingeniería sísmica basada en desempeño

El diseño de una estructura utilizando la ingeniería sísmica basada en desempeño se basa en un adecuado control de daños durante su vida útil aplicado diferentes criterios en sus elementos estructurales y no estructurales, orientado a criterios de funcionalidad y no solamente a la prevención del colapso. Dichos criterios requieren de fijar objetivos enfocados que busquen cumplir con un objetivo en específico.

Ahora, un objetivo de desempeño puede ser que una estructura permanezca completamente operacional sin ningún daño ante un evento sísmico extremadamente fuerte; sin embargo, los costos para lograr el objetivo son muy altos. Entonces, se requiere fijar objetivos alineados con la funcionalidad de la estructura y los costos requeridos.

### 2.7.1 Introducción a la ingeniería sísmica basada en desempeño

Los primeros documentos que establecieron procedimientos de desempeño son:

- a) *ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Documento liberado en 1996 y ofrece el *Método del Espectro de Capacidad* aplicado a estructuras existentes de concreto reforzado [49].
- b) *FEMA 273 y 274: NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Documento liberado en 1997 y ofrece el *Método de Coeficientes* aplicado a estructuras existentes de acero estructural [50, 51].

Actualmente, se han mejorado ambos procedimientos y se encuentran descritos en los siguientes documentos:

- a) *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Documento liberado en 2005 y ofrece mejoras al *Método del Espectro de Capacidad* aplicado a estructuras nuevas y existentes, tanto de concreto reforzado como acero estructural [9].
- b) *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Documento liberado en 2018 y se enfoca en dar lineamientos completos para usar el *Método de Coeficientes* a estructuras existentes principalmente, pero con aplicaciones a estructuras nuevas, tanto de concreto reforzado como acero estructural [10].

Los documentos anteriores cuentan con revisiones donde el método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes ofrecen resultados similares, siendo elección del analista para aplicar cualquiera de los dos procedimientos para el análisis de la estructura. Cabe aclarar que ambos procedimientos analizan de forma determinista la estructura, mientras que, si se busca un enfoque probabilista de todos los aspectos de desempeño, se cuenta con el FEMA P-58 liberado en el 2018, requiriendo del dominio de los dos métodos descritos anteriormente [16].

### 2.7.2 Objetivos de desempeño

El documento SEAOC en su edición de 1999 estableció la matriz de desempeño mostrada en la Figura 134, donde asigna la combinación de niveles de desempeño en conjunto con la frecuencia del sismo aplicado solamente a elementos estructurales [52]. El ASCE/SEI 41-17 muestra una matriz de desempeño combinando elementos estructurales y no estructurales, siendo una matriz más amplia principalmente aplicada a edificios; sin embargo, los puentes usualmente no cuentan con elementos no estructurales que afecten su funcionamiento.

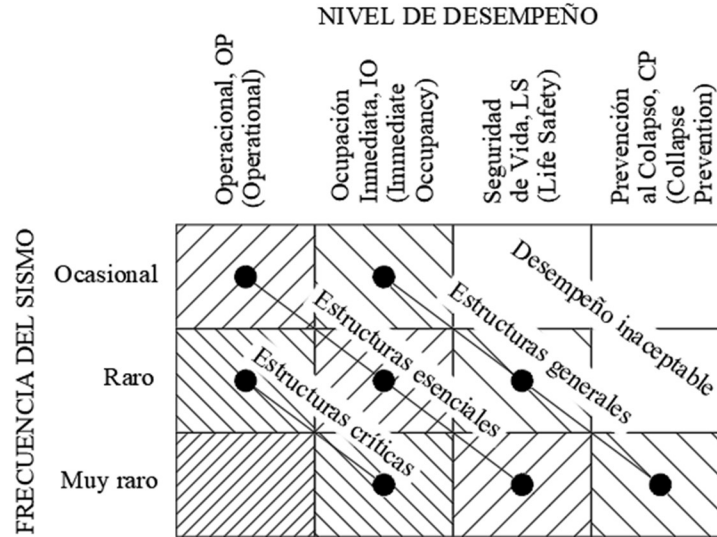


Figura 134: Matriz de desempeño sísmico de acuerdo con SEAOC Visión 2000

Los niveles de desempeño se describen como:

- Operacional (Operational, OP):*  
Nivel de desempeño donde la estructura no tiene ningún daño, los ocupantes permanecen seguros y no se requiere ninguna reparación.
- Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy, IO):*  
Nivel de desempeño donde la estructura presenta daños ligeros, sin comprometer la seguridad de la estructura y se puede ocupar inmediatamente después del sismo.
- Seguridad de vida (Life Safety, LS):*  
Nivel de desempeño donde la estructura presenta daños moderados, donde la rigidez lateral de la estructura se ven reducidas, pero con buen margen de seguridad ante el colapso, impidiendo su ocupación inmediata y requiriendo una rehabilitación estructural.
- Prevención del colapso (Collapse Prevention, CP):*  
Nivel de desempeño donde la degradación de la rigidez lateral compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso, pero permitiendo el desalojo de los ocupantes. En esta condición la estructura es insegura para ocupar y requiere evaluación si los costos de reparación son económicamente viables.

Las frecuencias del sismo dependen de la probabilidad de excedencia de la estructura y de acuerdo con SEAOC 1999 se describen como [52]:

- Sismo Ocasional:*  
Terremotos que ocurren con cierta frecuencia, asignando un periodo de retorno de  $T_r = 72$  años con una probabilidad de excedencia de 50% en 30 años.
- Sismo Raro:*  
Terremotos que ocurren con poca frecuencia, asignando un periodo de retorno  $T_r = 475$  años con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.
- Sismo muy Raro:*  
Terremotos que ocurren con muy poca frecuencia, asignando un periodo de retorno  $T_r = 950$  años con una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años.

Las frecuencias de los sismos pueden ser flexible dependiendo del tipo de estructura e importancia, además de un acuerdo entre los diseñadores, constructores y responsables del proyecto.

Obtener resultados numéricos adecuados para cada uno de los niveles de desempeño requiere de un análisis estructural no lineal, contando con los procedimientos estático no lineal (pushover) o dinámico no lineal. El procedimiento más completo es el dinámico no lineal, pero requiere de recursos computacionales y de tiempo para el desarrollo de un proyecto, mientras que el estático no lineal usa una simplificación para ahorrar tiempo, recursos computacionales y resultados puntuales, tomando en cuenta que los resultados tienden a ser conservadores comparado con el análisis dinámico no lineal.

Para la obtención de las cargas sísmicas en función de la frecuencia del sismo, se usa la metodología descrita en la sección 2.4. Las siguientes secciones se enfocarán en el desarrollo de diferentes procedimientos para el análisis estático no lineal en conjunto con la evaluación de sus resultados.

### 2.7.3 Obtención de la capacidad de una estructura

La capacidad de una estructura se puede medir a través de una gráfica desplazamiento  $\Delta$  – fuerza en la base  $V$  aplicando un patrón de cargas laterales como se mostró en la Figura 130, explicando su procedimiento en la sección 2.6.4.3, tomando en cuenta para su análisis:

- Geometría, dimensiones, capacidad del material y completamente definidos.
- Ubicación de las articulaciones plásticas que la estructura puede desarrollar.
- Modelación de las articulaciones plásticas aplicando las gráficas de carga-rotación.

Por lo tanto, la gráfica  $V-\Delta$  es completamente sensible al patrón de carga lateral aplicada. Como el análisis sísmico con procedimientos estáticos está complementado con el análisis modal, se pueden obtener patrones de carga lateral con los siguientes procedimientos:

- Procedimiento 1: Cargas laterales por nivel en función del modo de vibrar:*  
En este caso, se utiliza un patrón de carga  $\alpha$  afectado directamente con el modo normalizado  $\phi_{ij}$ .
- Procedimiento 2: Cargas laterales por nivel en función de la masa:*  
En este caso, utiliza un patrón de carga  $\alpha$  afectado directamente con la masa de cada nivel  $m_i$ .
- Procedimiento 3: Cargas laterales obtenidas de la fuerza cortante por nivel considerando una combinación modal:*  
En este caso, utiliza las cargas laterales como resultado de las fuerzas cortantes por nivel al combinar todos los modos de vibrar, por medio de SRSS o CQC. Requiere de un análisis modal-espectral previo para la obtención del patrón de cargas, recomendable cuando el periodo fundamental es mayor a 1 segundo y/o que la masa participativa sea menor al 90%.

La Figura 135 muestra un esquema de los tres patrones de cargas descritos anteriormente, donde los primeros dos procedimientos se puede efectuar directamente con software como SAP2000 o ETABS, mientras que el tercer método implica un desarrollo por fuera del software.

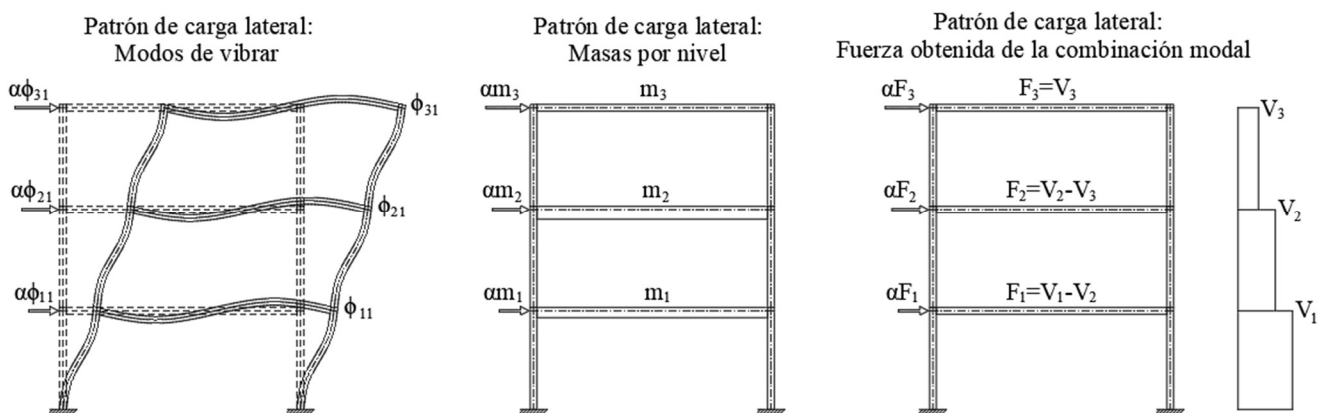
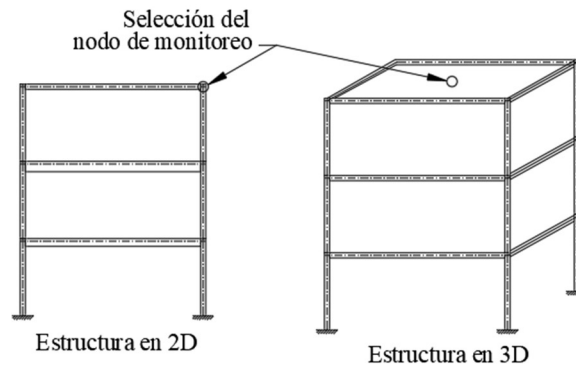


Figura 135: Patrón de cargas laterales en una estructura de tres niveles

Seleccionando el patrón de cargas laterales, se puede obtener la curva  $P-\Delta$  mediante un análisis estático no-lineal de empuje (o en inglés, pushover), donde utiliza el método Newton-Rhapson como proceso iterativo del análisis no lineal para aplicar las curvas fuerza-rotación de las articulaciones plásticas hasta que se llegue a la capacidad última. Por lo tanto, utilizando software como SAP2000 o ETABS, se puede realizar un análisis tipo pushover.

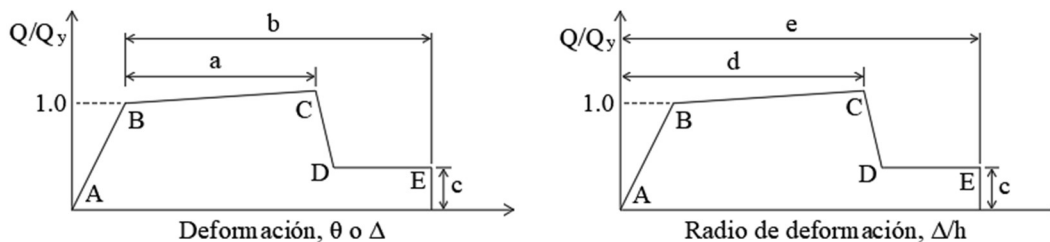
Para desarrollar el análisis estático no lineal con un patrón de cargas definido con el fin de obtener la curva de capacidad de la estructura, se siguen los siguientes pasos:

- a) *Paso 1: Se define un primer caso no lineal donde incluye la carga muerta y carga viva de la estructura.*  
Una vez que se tiene el modelo completo con las cargas aplicadas, se crea un análisis estático no lineal considerando solamente las cargas gravitacionales, utilizadas como condición inicial.
- b) *Paso 2: Se define un segundo caso no lineal donde se incluye el patrón de cargas laterales.*  
Se crea un análisis estático no lineal considerando como condición inicial el caso de cargas gravitacionales no lineales definido en el paso 1, y se define el patrón de cargas laterales. En este caso se deben definir el uso de efectos P- $\Delta$ , la selección del nodo de control en la azotea de la estructura, un desplazamiento máximo como límite de medición y los parámetros de control para el proceso iterativo. La Figura 136 muestra el criterio de selección del nodo de monitoreo para el desarrollo del análisis.



**Figura 136: Selección de nodo de monitoreo para el análisis estático no lineal**

- c) *Paso 3: Aplicación de rótulas plásticas a las vigas y columnas.*  
Se asignan las articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas para el caso de marcos resistentes a momento. Si se usa un sistema diferente de estructuración, requiere del conocimiento de la ubicación de las articulaciones plásticas. Cada articulación se acompaña con su gráfica de fuerza-rotación del elemento y se puede desarrollar con el procedimiento descrito en la sección 2.6.3 o utilizando tablas paramétricas que ofrece el capítulo 10 del ASCE/SEI 41-17. La Figura 137 la definición de los parámetros para el desarrollo de gráficas fuerza-curvatura normalizados a la fluencia en conjunto con las tablas 10-7, 10-8 y 10-9, dependiendo de diversos factores como si es conforme (confinado) o no conforme (no confinado), espaciamiento de estribos, carga axial y fuerza cortante existente, donde  $Q$  es la demanda impuesta por el sismo y  $Q_y$  es la resistencia a fluencia. Los programas SAP2000 y ETABS ya cuentan incorporadas las tablas mencionadas para su rápido desarrollo en el modelo matemático.



**Figura 137: Parámetros para el desarrollo de gráficas fuerza-curvatura del ASCE/SEI 41-17 [10]**

- d) *Paso 4: Desarrollo del análisis estático no lineal con un patrón de cargas laterales y su gráfica de curva de capacidad.*  
Se desarrolla el análisis estático no lineal donde se usa el método de Newton-Rhapson para las iteraciones, considerando incrementos de cargas y adicionalmente, todas las gráficas no lineales de las articulaciones plásticas, monitoreando cuando entran a los puntos B, C, D o E de la figura anterior. El análisis se detiene cuando la deformación total alcanza el valor que asignamos en el paso 2 o cuando una articulación plástica alcanza su punto E.

La Figura 138 muestra la forma de generarse la curva de capacidad al momento de alcanzar el punto E en alguna articulación plástica de la estructura, mostrando su rango de deformación total, así como su cortante basal.

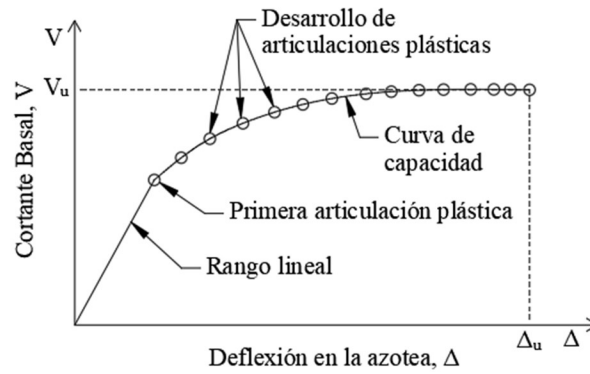


Figura 138: Gráfica de curva de capacidad, con deflexión en nodo control de la azotea y corte basal

## 2.7.4 Obtención de la demanda de una estructura

Conocidas la curva de capacidad de la estructura y los espectros sísmicos para un periodo de retorno específico, se requiere desarrollar el cálculo de la demanda de desplazamiento, lo que ofrece como resultado el punto de desempeño, es decir, la deformación en la azotea debido a ese sismo en particular.

Para el cálculo de la demanda de desplazamiento se cuenta con los siguientes métodos:

- Método del espectro de capacidad
- Método de los coeficientes

### 2.7.4.1 Método del espectro de capacidad

El procedimiento para la obtención del punto de desempeño está descrito dentro del FEMA 440 y requiere de los siguientes pasos [9]:

- Paso 1: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad*

La curva de capacidad desarrollada con el análisis no lineal por empuje de fuerzas (pushover) se debe convertir de formato  $V-\Delta$  a formato  $S_d-S_a$ , donde  $S_d$  es el desplazamiento espectral y  $S_a$  es la aceleración espectral. El formato  $S_d-S_a$  también es llamado ADRS (del inglés, Acceleration-Displacement Response Spectra).

La aceleración espectral  $S_a$  se obtiene como:

$$S_a = (V/W)/\alpha_1 \quad [\text{Ec. 328}]$$

El desplazamiento espectral  $S_d$  se obtiene como:

$$S_d = (\Delta_{azotea})/(PF_1 \cdot \phi_{tope-1}) \quad [\text{Ec. 329}]$$

Donde  $PF_1$  es el factor de participación sísmica del modo 1, definido por:

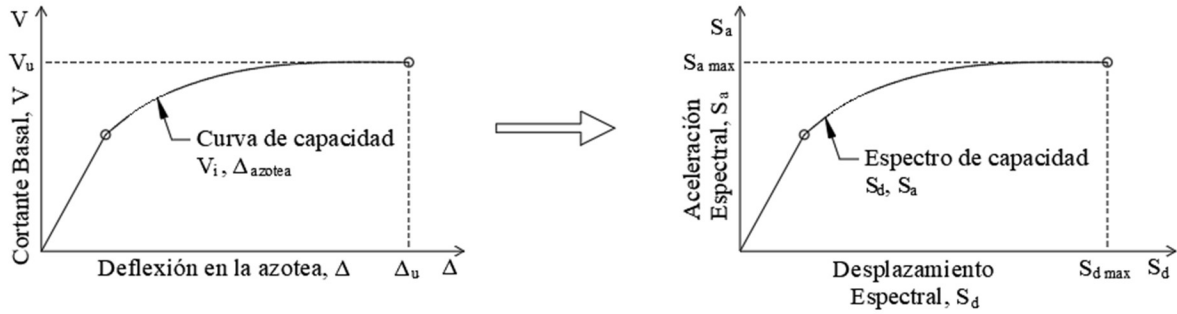
$$PF_1 = [\Sigma(w_i\phi_{i1})/g]/[\Sigma(w_i\phi_{i1}^2)/g] \quad [\text{Ec. 330}]$$

Ahora, el coeficiente de masa  $\alpha_1$  del modo 1 se obtiene como:

$$\alpha_1 = [\Sigma(w_i\phi_{i1})/g]^2/([\Sigma(w_i/g)][\Sigma(w_i\phi_{i1}^2)/g]) \quad [\text{Ec. 331}]$$

Donde  $\phi_{i1}$  es la amplitud del modo 1 en el nivel  $i$ ,  $w_i/g$  es la masa asignada al nivel  $i$ ,  $N$  corresponde al nivel más alto de la estructura,  $W$  es el peso propio de la estructura y  $\Delta_{azotea}$  es el desplazamiento en el nodo de monitoreo de la azotea, obtenida directamente de la curva de capacidad.

La Figura 139 muestra la modificación de la curva de capacidad obtenida del análisis pushover al espectro de capacidad con formato ADRS.



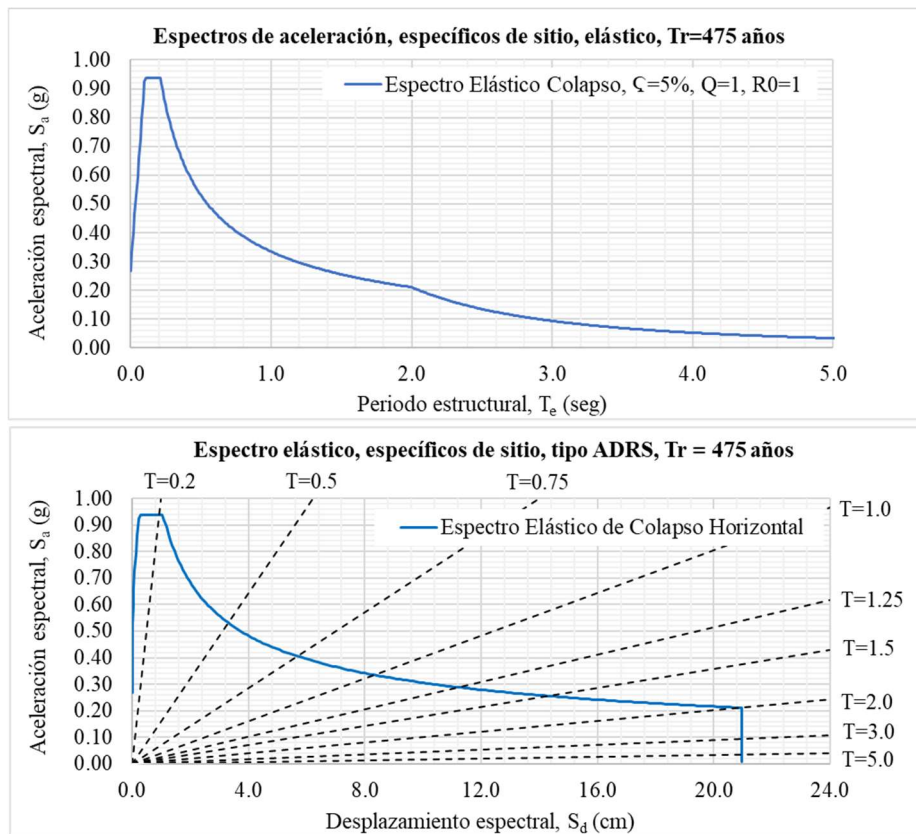
**Figura 139: Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad**

b) *Paso 2: Conversión del espectro de respuesta al espectro de demanda*

El espectro de respuesta obtenida con el uso de mapas de peligro sísmico probabilista con un periodo de retorno  $T_r$  específico, se presenta en formato periodo estructural – aceleración espectral ( $T_e - S_a$ ) y se debe modificar a formato ARDS para que sea compatible con el espectro de capacidad. Para convertir, se usa la siguiente ecuación:

$$S_{di} = (T_i^2 / 4\pi^2) \cdot S_{ai} g \quad [\text{Ec. 332}]$$

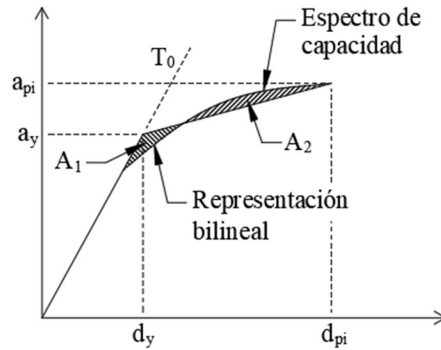
La Figura 140 muestra un ejemplo de conversión del espectro en formato  $T_e - S_a$  a formato ARDS, donde los periodos se miden con las líneas punteadas.



**Figura 140: Conversión del espectro de respuesta al espectro de demanda**

c) *Paso 3: Desarrollo de la representación bilineal del espectro de capacidad*

En este paso requiere de representar la curva de capacidad ya en formato ARDS en una curva bilineal con el objetivo de estimar el amortiguamiento por comportamiento inelástico. La Figura 141 muestra un esquema de la representación considerando que las áreas A1 y A2 deben ser iguales para conservar la energía del sistema. Para esto, se debe seleccionar un punto de desempeño inicial dpi y api.



**Figura 141: Representación bilineal del espectro de capacidad**

Sin embargo, FEMA 440 tiene una propuesta para la simplificación del espectro de capacidad bilineal, descrito de forma general en la sección 2.6.4.3.

d) *Paso 4: Obtención de la rigidez post-elástica y ductilidad.*

Con la representación bilineal disponible, se obtiene la rigidez post-elástica  $\alpha$  y la ductilidad  $\mu$  como:

$$\alpha = [(a_{pi} - a_y)/(d_{pi} - d_y)] / (a_y/d_y) \quad [\text{Ec. 333}]$$

$$\mu = d_{pi}/d_y \quad [\text{Ec. 334}]$$

La pendiente entre  $d_y$  y  $a_y$  se define como el periodo  $T_0$ .

e) *Paso 5: Obtención del amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  y  $T_{eff}$ .*

El amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0 \quad \beta_{eff} = A(\mu-1)^2 + B(\mu-1)^3 + \beta_0 \quad [\text{Ec. 335}]$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad \beta_{eff} = C + D(\mu-1) + \beta_0 \quad [\text{Ec. 336}]$$

$$\text{Para } \mu \geq 6.5 \quad \beta_{eff} = E[[F(\mu-1)-1]/[F(\mu-1)]^2] \cdot (T_{eff}/T_0)^2 + \beta_0 \quad [\text{Ec. 337}]$$

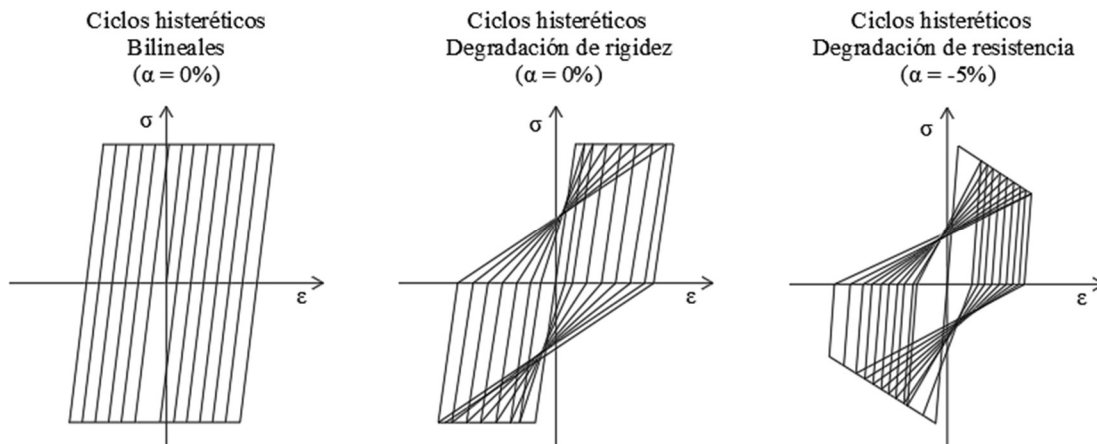
El periodo efectivo  $T_{eff}$  se obtiene con las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0 \quad T_{eff} = [G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad [\text{Ec. 338}]$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad T_{eff} = [I + J(\mu-1) + 1] \cdot T_0 \quad [\text{Ec. 339}]$$

$$\text{Para } \mu \geq 6.5 \quad T_{eff} = \{K[[\mu-1]/[1+L(\mu-2)]^{0.5}-1] + 1\} \cdot T_0 \quad [\text{Ec. 340}]$$

Las tablas 6.1 y 6.2 del FEMA 440 muestra diferentes valores de los coeficientes A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K y L descritos en las ecuaciones anteriores, dependiendo de la selección del modelo de histéresis con el valor de  $\alpha$  mostrado en la Figura 142 [9].



**Figura 142: Modelos de ciclos histéricos dependiendo del valor de  $\alpha$  [9]**

Ahora, existen tres métodos para obtener el punto de desempeño ajustando el espectro de demanda, dependiendo de la ductilidad y periodo efectivo

f) Paso 6a: Iteración directa.

- i. Se debe ajustar la demanda de capacidad inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .
- ii. Después, se estima el desplazamiento máximo estimado  $d_i$  y la aceleración  $a_i$  al momento de intersectar el periodo efectivo  $T_{eff}$  con la demanda  $\beta_{eff}$ .
- iii. Finalmente se compara el valor estimado del desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ . Si el margen es menor al 5%, será el punto de desempeño o se debe repetir el proceso con un nuevo valor de  $d_{pi}$  y  $a_{pi}$ . La Figura 143 muestra los pasos para la obtención del punto de desempeño.

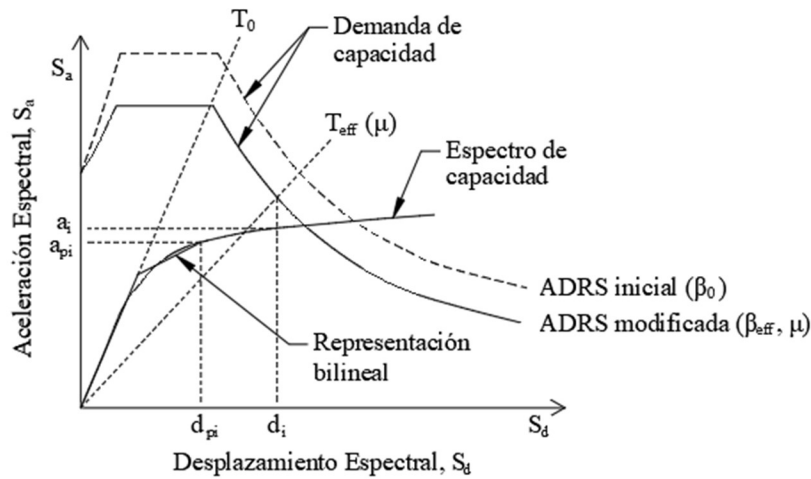


Figura 143: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por iteración directa

g) Paso 6b: Iteración aplicando la demanda MADRS.

- i. Se debe ajustar la demanda de capacidad inicial en formato ADRS aplicando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .
- ii. Se multiplica los valores de aceleración de la demanda de capacidad ya ajustada por  $\beta_{eff}$  por el factor de modificación  $M$ . Los valores de desplazamiento no se modifican.
- iii. Ahora se estima la aceleración máxima  $a_i$  y el desplazamiento  $d_i$  al intersectar la demanda de capacidad MADRS con la curva de capacidad.
- iv. Finalmente se compara el valor estimado del desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ . Si el margen es menor al 5%, será el punto de desempeño o se debe repetir el proceso con un nuevo valor de  $d_{pi}$  y  $a_{pi}$ . La Figura 144 muestra la forma gráfica de obtención de desplazamiento  $d_i$ .

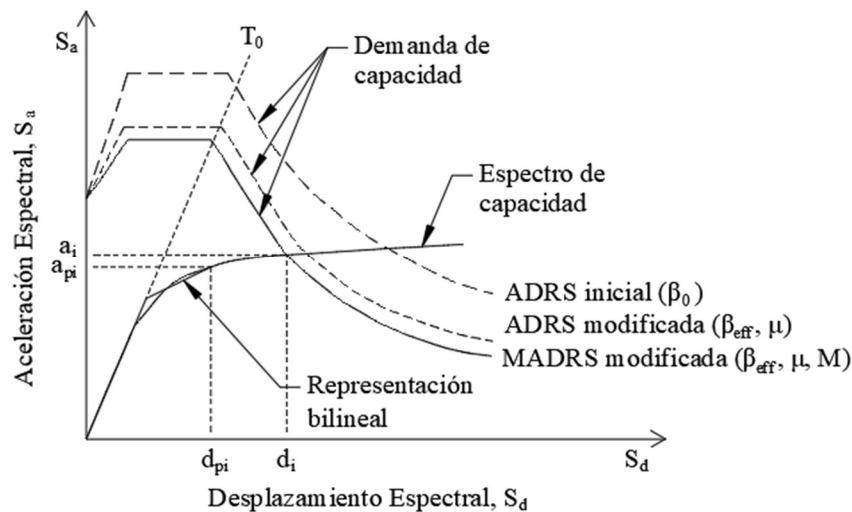


Figura 144: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por demanda MADRS

Las expresiones para obtener la demanda MADRS son:

$$M = a_{max}/a_{eff} \quad [\text{Ec. 341}]$$

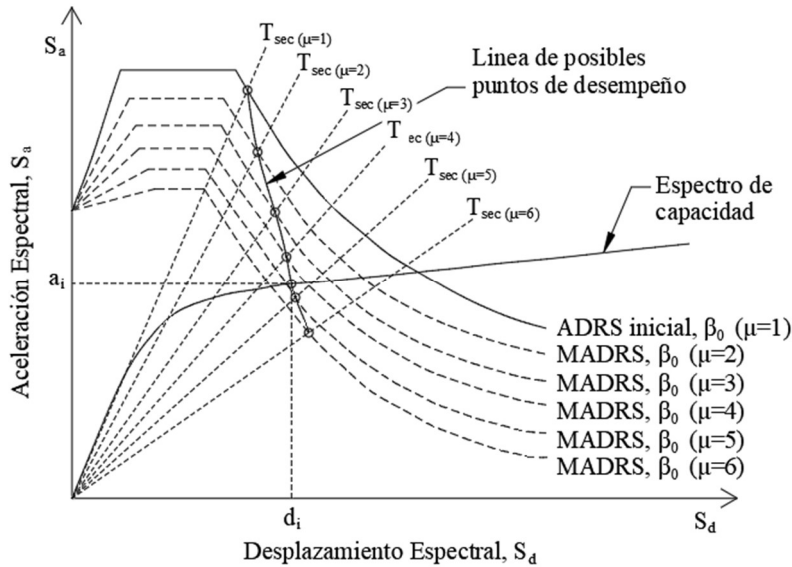
$$M = (T_{eff}/T_{sec})^2 = (T_{eff}/T_0)^2 \cdot (T_0/T_{sec})^2 \quad [\text{Ec. 342}]$$

$$(T_0/T_{sec})^2 = [1 + \alpha(\mu-1)]/\mu \quad [\text{Ec. 343}]$$

Donde las expresiones de  $\alpha$  y  $\mu$  se obtienen del paso 4 explicado anteriormente.

*h) Paso 6c: Posibles puntos de desempeño*

- i. Se debe ajustar la demanda de capacidad inicial en formato ADRS aplicando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .
- ii. Se multiplica los valores de aceleración de la demanda de capacidad ya ajustada por  $\beta_{eff}$  por el factor de modificación  $M$  para encontrar el periodo efectivo  $T_{eff}$  para de crear el espectro de respuesta modificado MADRS.
- iii. Se obtiene un posible punto de desempeño por medio de la intersección del periodo secante  $T_{sec}$  con la demanda de capacidad MADRS.
- v. Se incrementa o disminuye el punto de desempeño asumido anteriormente para desarrollar una serie de posibles puntos. El punto de desempeño  $d_i$  será el que intersecte el espectro de capacidad. Una forma de desarrollar el procedimiento es iniciar con una ductilidad  $\mu = 1$  y las siguientes suposiciones utilizan incrementos de ductilidades. La Figura 145 muestra la forma gráfica de obtención de desplazamiento  $d_i$ .



**Figura 145: Ejemplo de obtención del punto de desempeño, por línea de posibles puntos**

El amortiguamiento efectivo se aplica en cada una de las aceleraciones espectrales como:

$$(S_a)_\beta = (S_a)_0 / (B \cdot \beta_{eff}) \quad [\text{Ec. 344}]$$

$$B = 4 / [5.6 - \ln \beta_{eff}] \quad [\text{Ec. 345}]$$

*i) Paso 7: Transformar de desplazamiento espectral a desplazamiento objetivo*

Una vez que se tenga el desplazamiento espectral objetivo  $S_{di}$ , y la aceleración espectral objetivo  $S_{ai}$ , se debe convertir a cortante basal objetivo  $V_t$  y desplazamiento objetivo como:

$$V_t = S_{ai} \cdot W \cdot \alpha_1 \quad [\text{Ec. 346}]$$

$$\delta_t = S_{di} \cdot PF_1 \cdot \phi_{azotea1} \quad [\text{Ec. 347}]$$

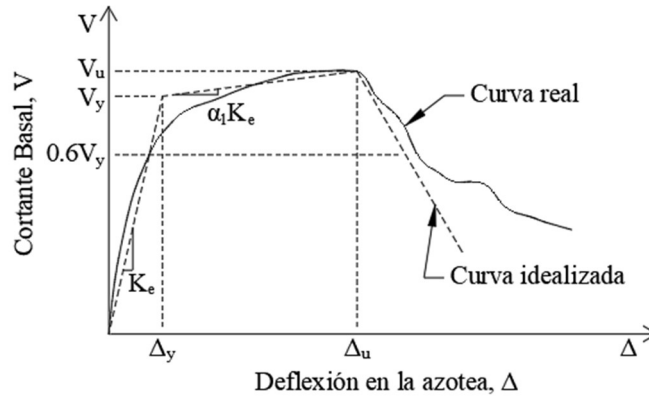
**2.7.4.2 Método de los coeficientes**

Este método se encuentra desarrollado en el documento de FEMA 400 y fue adoptado por el ASCE 41-17 donde estima el punto de desempeño mediante un proceso numérico directo, a través de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral relacionado al periodo fundamental efectivo de la estructura, considerando los efectos de degradación de rigidez y resistencia por la forma de los ciclos histeréticos, en conjunto con los efectos de segundo orden.

Los pasos para obtener el desplazamiento objetivo son:

- a) *Paso 1: Obtención de la curva bilineal de la curva de capacidad y obtención de la rigidez equivalente  $K_e$  y periodo equivalente  $T_e$ .*

Primeramente, se requiere crear un modelo bilineal de la curva de capacidad de la estructura, utilizando el procedimiento ilustrado en la Figura 146, donde el procedimiento es similar al descrito en el paso 3 del método de espectro de capacidad. La pendiente de la primera línea debe intersectar a  $0.6V_y$ , las áreas superiores e inferiores deben equilibrarse y el corte elástico ocurre como  $V_e = 0.8V_y$ .



**Figura 146: Representación bilineal de la curva de capacidad, FEMA 440 y ASCE/SEI 41-17[9, 10]**

La rigidez  $K_e$  se obtiene como la pendiente del primer segmento lineal de la curva idealizada y el periodo  $T_e$  equivalente se obtiene con la siguiente expresión:

$$T_e = T_i \cdot [K_i / K_e]^{0.5} \quad [\text{Ec. 348}]$$

Donde  $T_i$  es el periodo fundamental de vibración y  $K_i$  es la rigidez inicial.

- b) *Paso 2: Obtención del coeficiente  $C_0$ .*

El coeficiente  $C_0$  usa el factor de participación de la azotea asociado a la simplificación de sistemas de MGDL a 1GDL por medio del factor  $PF_1$  similar al visto en el espectro de capacidad. Por lo tanto, el coeficiente se obtiene como:

$$C_0 = PF_1 \cdot \phi_{11} \quad [\text{Ec. 349}]$$

Donde  $PF_1$  es el factor de participación sísmica del modo 1 y  $\phi_{11}$  es la amplitud del modo 1, ambos descritos en el paso 1 del método de espectro de capacidad.

- c) *Paso 2: Obtención del coeficiente  $C_1$ .*

Se refiere a la ductilidad del sistema donde entran las variables del factor de masa participativa  $C_m$  y la ductilidad de fuerza  $\mu_{strength}$ . El factor  $C_m$  se obtiene de la tabla 7.4 del ASCE/SEI 41-17 y vale 1.0 para estructuras de 1 o 2 niveles, y se debe consultar para 3 o más niveles, así como su material y sistema de estructuración.

La ductilidad  $\mu_{strength}$  se obtiene como:

$$\mu_{strength} = [S_a / (V_y / W)] \cdot C_m \quad [\text{Ec. 350}]$$

Donde  $S_a$  es la aceleración espectral utilizando un periodo  $T_e$ ,  $V_y$  es el cortante basal elástico y  $W$  es el peso de la estructura. El valor de  $C_1$  se obtiene como:

$$C_1 = 1 + (\mu_{strength} - 1) / (a \cdot T_e^2) \quad [\text{Ec. 351}]$$

Donde el factor  $a$  tiene el valor de  $a = 130$  para sitios A o B (roca),  $a = 90$  para sitio C (suelo denso y roca suave) y  $a = 60$  para sitios D, E o F, de acuerdo con la clasificación de sitios del ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020.

- d) *Paso 3: Obtención del coeficiente  $C_2$ .*

Se refiere al factor de modificación que representa la degradación de la rigidez y resistencia de las histéresis, similar al paso 5 del método de espectro de capacidad. Si el periodo  $T_e > 0.7$  seg, se asigna un valor de  $C_2 = 1.0$ , de lo contrario, se aplica la siguiente expresión:

$$C_2 = 1 + (1/800) \cdot [(\mu_{strength} - 1) / T_e]^2 \quad [\text{Ec. 352}]$$

e) *Paso 4: Obtención del coeficiente  $C_3$ .*

Se refiere al factor de modificación que considera los desplazamientos incrementados debido a los efectos dinámicos del  $P-\Delta$ . Para ello, se usa el coeficiente de estabilidad  $\theta_i$  donde puede aplicarse como la división entre el desplazamiento de la estructura considerando los efectos  $P-\Delta$  entre los desplazamientos sin estos efectos. Si no se cuenta con ambos cálculos, se puede obtener de forma un poco conservadora con la siguiente expresión:

$$\theta_i = (P_i \cdot \delta_i) / (V_i \cdot h_i) \quad [\text{Ec. 353}]$$

Donde  $P_i$  es la carga axial en el nivel  $i$ ,  $\delta_i$  es el desplazamiento en el nivel  $i$ ,  $V_i$  es el cortante en el nivel  $i$  y  $h_i$  es la altura del nivel  $i$ . Si  $\theta_i < 0.1$ , entonces  $C_3 = 1.0$ , de lo contrario, se obtiene con la siguiente expresión:

$$C_3 = 1 + 5(\theta_i - 0.1) / T_e \quad [\text{Ec. 354}]$$

El ASCE/SEI 41-17 excluye el coeficiente  $C_3$ , pero si los efectos  $P-\Delta$  no son incluidos directamente en el análisis, es recomendable utilizar dicho coeficiente de acuerdo con FEMA 440.

f) *Paso 5: Obtención desplazamiento objetivo  $\delta_t$ .*

El desplazamiento objetivo se obtiene con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot [T_e^2 / 4\pi^2] \quad [\text{Ec. 355}]$$

## 2.7.5 Verificación del desempeño

La verificación de desempeño sísmico se realiza de forma global del sistema con la revisión de la deformación máxima de la estructura y de forma local con la deformación de cada una de las articulaciones plásticas.

### Revisión global del sistema

El documento ATC 40 en su tabla 11-2 muestra las distorsiones máximas de entrepiso que puede tener la estructura, ya sea total como el rango inelástico, mostrado en la Tabla 32. La distorsión total máxima se define como la distorsión del entrepiso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño y la distorsión máxima inelástica se refiere a la porción de la máxima distorsión después de la fluencia. Además, el valor de  $V_i$  se refiere a la fuerza cortante total en el nivel  $i$  y  $P_i$  se refiere a la carga gravitacional total (muerta más viva) en el nivel  $i$ .

**Tabla 32: Distorsiones límites globales, ATC-40 [49]**

Distorsión de entrepiso	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Distorsión total máxima	0.01	0.02	$0.33(V_i/P_i)$
Distorsión máxima inelástica	0.005	Sin límite	Sin límite

Ahora, el documento FEMA 440 muestra valores similares, pero agregando límites a los niveles de seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP) para la distorsión máxima inelástica, localizada en la tabla C1-3 de la referencia y resumida en la Tabla 33.

**Tabla 33: Distorsiones límites globales, FEMA 440 [9]**

Distorsión de entrepiso	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Distorsión total máxima	0.01	0.02	0.04
Distorsión máxima inelástica	NA	0.01	0.04

Por otro lado, el documento SEAOC 1999 Bluebook muestra los límites de desplazamiento máximo de la curva de capacidad obtenida por medio del análisis estático no lineal de empuje [52], como se muestra en la Figura 147, donde  $\Delta_y$  es el desplazamiento elástico,  $\Delta_p$  es el desplazamiento plástico y  $\Delta_u$  es el desplazamiento total hasta la degradación de rigidez de la estructura. Por lo tanto, cada desplazamiento objetivo  $\delta_t$  encontrado con los dos métodos explicados anteriormente, deben encontrarse por debajo del límite de la figura mostrada.

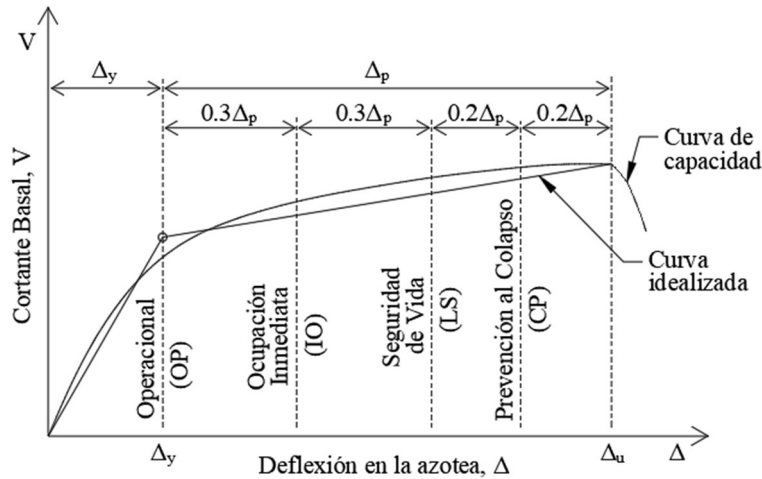


Figura 147: Curva de capacidad y límites de los niveles de desempeño, SEAOC 1999 [52]

Los límites de cada desplazamiento objetivo de acuerdo con SEAOC 1999 se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 34: Desplazamientos límites de la curva de capacidad, SEAOC 1999 [52]

Deflexión en la azotea	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Límite de deflexión	$\Delta_y + 0.3\Delta_p$	$\Delta_y + 0.6\Delta_p$	$\Delta_y + 0.8\Delta_p$

#### Revisiones locales del sistema

En este caso, se debe revisar para cada articulación plástica generada, los límites de rotación permitidos. De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, la Figura 148 muestra los límites para cada nivel de desempeño complementado con las tablas 10-7, 10-8 y 10-9, donde muestran valores específicos de los límites de desempeño. Los programas como SAP2000 y ETABS ya localizan los puntos de desempeño para cada articulación plástica modelada, así para identificar sus condiciones en cada evento sísmico.

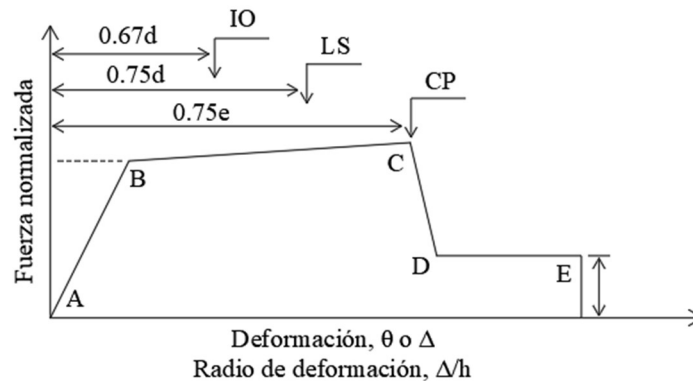


Figura 148: Gráfica de deformación en rótulas plásticas y límites de los niveles de desempeño, ASCE/SEI 41-17 [10]

### 3.0 METODOLOGÍA DE LA REVISIÓN ESTRUCTURAL: PUENTE SANTO DOMINGO

De acuerdo con la sección 1.2, el puente Santo Domingo será estudiado utilizando la ingeniería sísmica basada en desempeño para conocer si se encuentra en condiciones normales o si requiere alguna rehabilitación. En las siguientes secciones se muestra todo el procedimiento de estudio.

#### 3.1 Visita de campo y reporte fotográfico

El 7 de septiembre del 2022 se realizó una visita a la ubicación del puente para conocer su geometría, dimensiones y estado actual de cada una de las vigas, columnas, cabezales, losa y vigas de soporte de la superestructura. De acuerdo con la Figura 149, se muestra que el puente cuenta con dos carriles por dirección, además de un carril de peatones en los extremos.



Figura 149: Cuatro carriles de la superestructura del puente Santo Domingo

La Figura 150 muestra que los extremos del puente están conformados por estribos de concreto reforzado como soporte inicial, además de mostrar que los primeros soportes de la superestructura están conformados por marcos dobles a base de columnas de concreto circular y vigas peraltadas.



Figura 150: Estribo en los extremos y marcos dobles en los primeros claros del puente

La Figura 151 muestra una vista lateral e isométrica de los marcos dobles que conforman los primeros claros del puente, donde se observa que constan de cuatro columnas circulares y una viga peraltada con un ancho menor que las columnas. Su separación es suficiente para mostrar que los tableros de la superestructura constan de vigas simplemente apoyadas separadas físicamente y con una junta de expansión en la losa y asfalto.



**Figura 151: Vista lateral e isométrica de los marcos dobles en los primeros claros del puente**

La Figura 152 muestra las vistas laterales del puente donde se observa marcos sencillos en la parte central del puente, conformado por columnas circulares y vigas de concreto reforzado.



**Figura 152: Vista lateral de los marcos dobles y sencillos del puente**

La Figura 153 muestra la geometría de los marcos simples, conformados por 7 columnas circulares y un cabezal de concreto reforzado con dimensiones mayores que la columna.



**Figura 153: Vista isométrica de los marcos simples en los claros centrales del puente**

La Figura 154 muestra las vigas principales de la superestructura como elementos prefabricados tipo AASHTO apoyadas en los marcos sencillos y dobles, con soportes laterales en los extremos y en la parte central del tablero.



**Figura 154: Vista de la superestructura, incluyendo vigas principales y soportes laterales**

La Figura 155 muestra un marco doble con protección en la base de las columnas, donde tiene una columna de mayor tamaño que agrega mayor rigidez lateral en la parte central del puente.



**Figura 155: Vista lateral del puente, mostrando un eje de marcos dobles con una columna rectangular**

La Figura 156 muestra uno de los marcos centrales simples está directamente expuesto al flujo del río, mostrando desprendimiento del recubrimiento en la base de las columnas. Además, se puede observar un marco anterior con protección en la base utilizando roca y cemento.



**Figura 156: Marco simple en contacto con el flujo del río y daños estructurales**

La Figura 157 muestra la pérdida del recubrimiento que ocurre en un marco simple, indicando una pérdida en la rigidez lateral del puente ante cualquier evento sísmico.



Figura 157: Pérdida del recubrimiento en la base de las columnas en un marco simple central

### 3.2 Geometría y materiales del proyecto

Con la visita de campo en conjunto con el reporte fotográfico se obtuvieron las medidas generales como ancho de la calzada, altura libre de las columnas, separación entre marcos, dimensiones de los cabezales, tamaño de las vigas prefabricadas tipo AASHTO y espesor de la losa de rodamiento.

#### 3.2.1 Materiales del proyecto

Debido a la incertidumbre de materiales utilizados, se consideran los siguientes materiales para la totalidad de la estructura:

- Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ : Cimentación, columnas, cabezales y losa.
- Concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ : Vigas AASHTO
- Acero A615 Grado 60,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ : Acero de refuerzo en cimentación, columnas, cabezales y losa.

#### 3.2.2 Geometría del puente

Como no se cuenta con información oficial directamente de SCT o CAPUFE, se realizaron planos con las medidas obtenidas en conjunto con la información general del puente por medio de la base de datos de SIPUMEX [11]. La Figura 158 muestra las vistas en planta y elevación del puente Santo Domingo, contando con las siguientes características:

- Longitud total del puente: 432.77m.
- Cantidad de claros: 17.
- Longitud promedio de claros: 25.5m.
- Ancho total del puente: 22m, con 4 carriles vehiculares de 3.7m y 2 carriles peatonales de 2m.
- Altura libre del puente: 3.5m.
- Descripción de los carriles: 4 carriles vehiculares y 2 carriles peatonales.

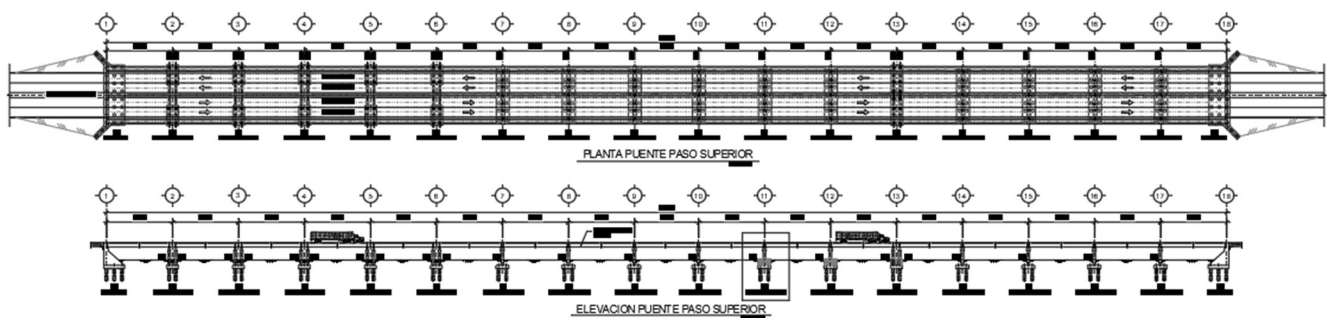
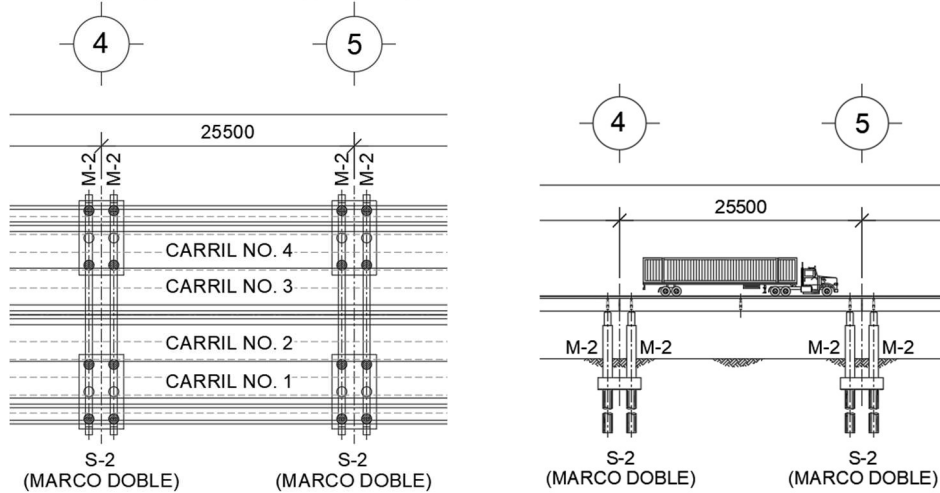


Figura 158: Vista en planta y elevación del puente Santo Domingo

El puente tiene 18 ejes en total con las siguientes características:

- Ejes 1 y 18 se localizan en los extremos del puente y se soportan por sus estribos.
- Ejes 2 al 6 se localizan los marcos dobles con 4 columnas circulares.
- Ejes 7 al 10, 14 al 17 se localizan los marcos simples con 7 columnas circulares.
- Ejes 11 y 12 se localizan los marcos simples con la protección de piedra-cemento.
- Eje 13 se localizan los marcos dobles con 4 columnas circulares y 1 columna central rectangular.

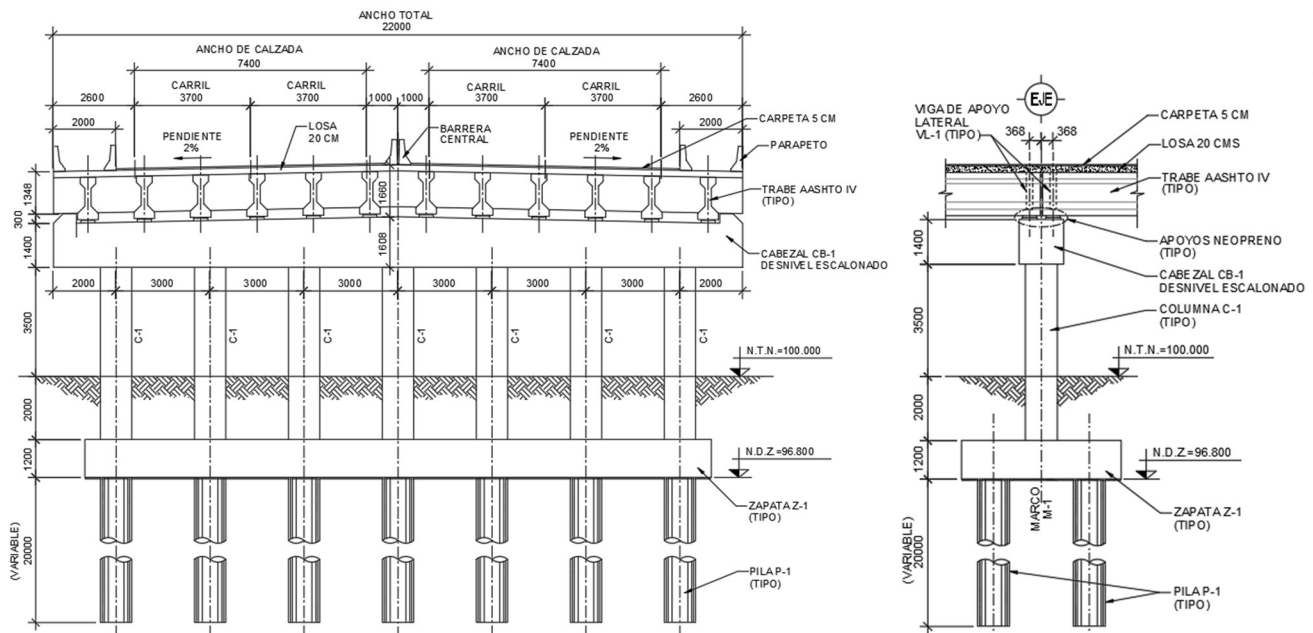
La Figura 159 muestra un ejemplo de claros típicos del puente con distancia de 25.5m soportada por marcos dobles.



**Figura 159: Vista en planta y elevación de un claro típico del puente**

La Figura 160 muestra la vista lateral y frontal del marco simple M-1 localizado en los ejes 7-10 y 14-17, conformado por:

- Cimentación a base de 14 pilas circulares y cabezal con espesor de 1200cm.
- Columnas C-1 de diámetro 1000mm y altura total de 5.5m, con 7 elementos.
- Cabezal CB-1 con ancho de 1400mm y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- Vigas prefabricadas tipo AASHTO-IV, con 12 elementos.
- Losa de concreto con espesor 200mm.



**Figura 160: Vista lateral y frontal de los marcos simples M-1, ejes 7-10 y 14-17**

La Figura 161 muestra la vista lateral y frontal del marco doble M-2 localizado en los ejes 7-10 y 14-17, conformado por:

- Cimentación a base de 12 pilas circulares y cabezal con espesor de 1200cm.
- Columnas C-1 de diámetro 1000mm y altura total de 5.5m, con 4 elementos.
- Cabezal CB-2 con ancho de 700mm y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- Vigas prefabricadas tipo AASHTO-IV, con 10 elementos.
- Losa de concreto con espesor 200mm.

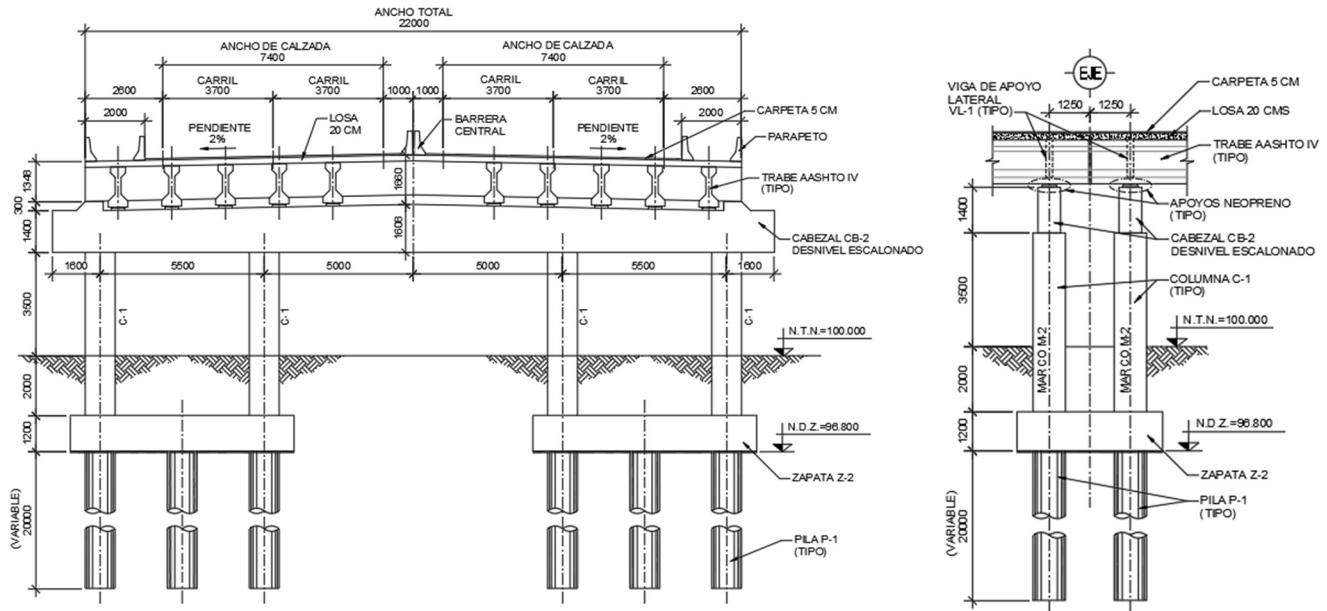


Figura 161: Vista lateral y frontal de los marcos dobles M-2, ejes 2-6

La Figura 162 muestra la vista lateral y frontal del marco simple M-3 localizado en los ejes 11-12, conformado por:

- Cimentación a base de 14 pilas circulares y cabezal con espesor de 1200cm.
- Columnas C-1 de diámetro 1000mm y altura total de 5.5m, con 7 elementos y protección a base de cemento-piedra.
- Cabezal CB-1 con ancho de 1400mm y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- Vigas prefabricadas tipo AASHTO-IV, con 12 elementos.
- Losa de concreto con espesor 200mm.

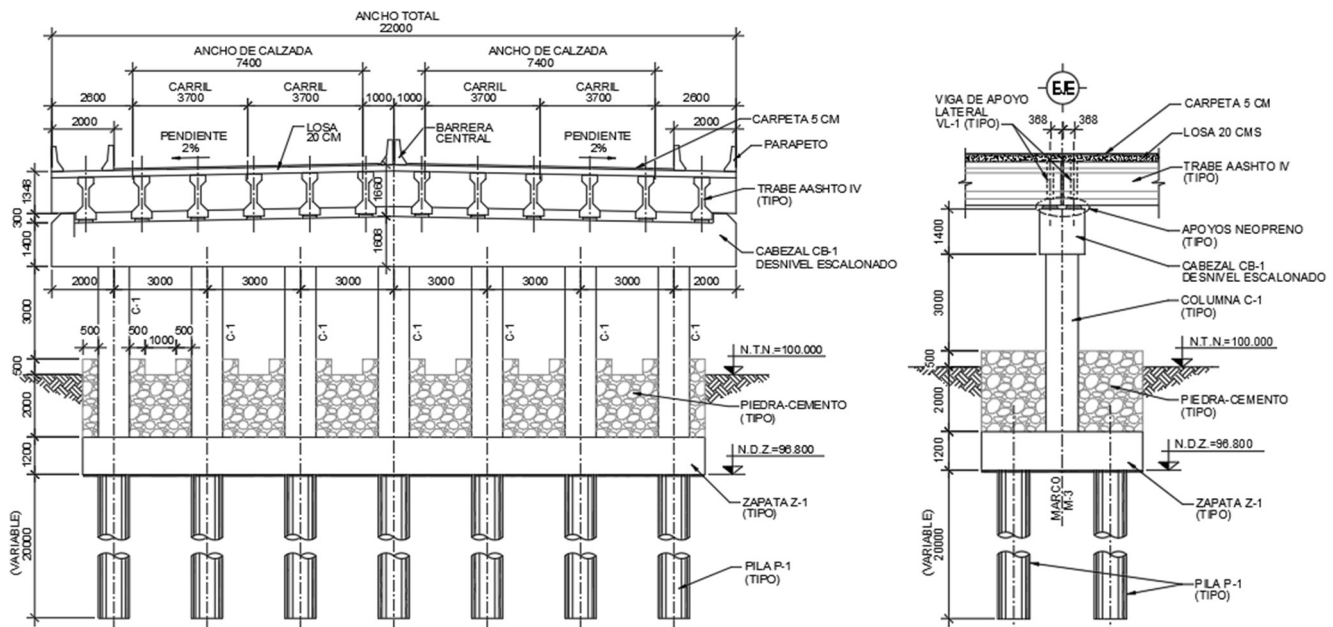


Figura 162: Vista lateral y frontal de los marcos simples M-3, ejes 11-12

La Figura 163 muestra la vista lateral y frontal del marco doble M-4 localizado en el eje 13, conformado por:

- Cimentación a base de 16 pilas circulares y cabezal con espesor de 1200cm.
- Columnas C-1 de diámetro 1000mm y altura total de 5.5m, con 7 elementos y protección a base de cemento-piedra.
- Columna C-2 con ancho 800mm y largo 3000mm, con su protección a base de cemento-piedra.
- Cabezal CB-2 con ancho de 700mm y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- Vigas prefabricadas tipo AASHTO-IV, con 12 elementos.
- Losa de concreto con espesor 200mm.

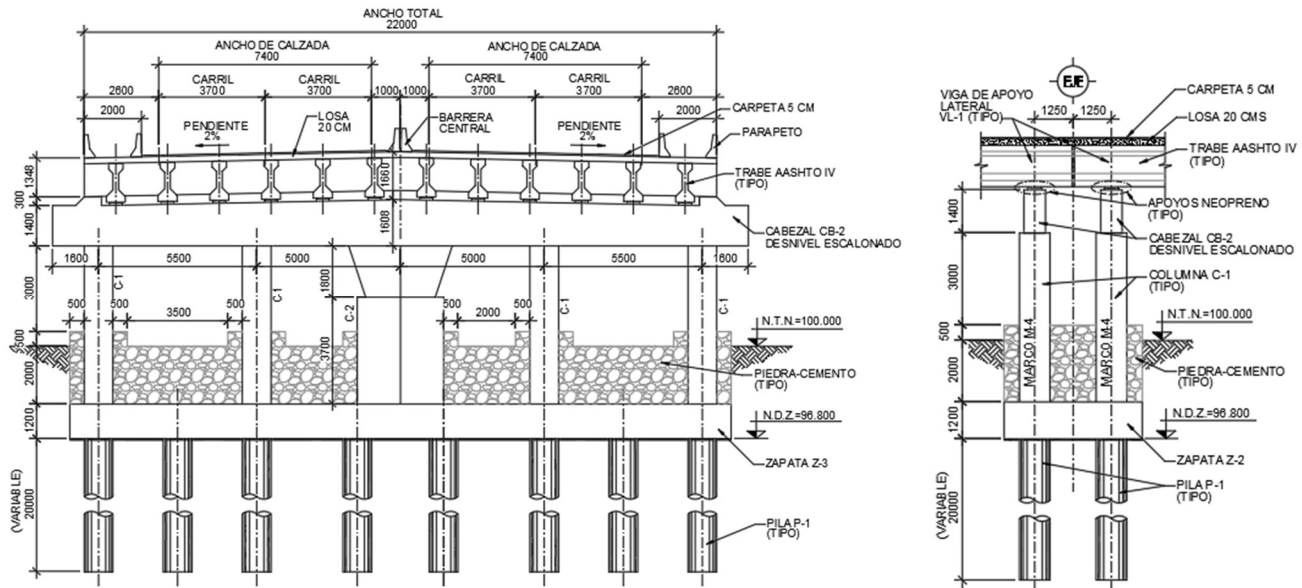


Figura 163: Vista lateral y frontal de los marcos dobles M-4, eje 13

La cimentación no se conoce, pero usualmente se usa a base de pilas debido a la exposición al río. La Figura 164 muestra una geometría propuesta para soportar los marcos M-1, M-2, M-3 y M-4 vistos anteriormente, donde se llaman soporte S-1 para el marco M-1 y M-3, soporte S-2 para los marcos M-2 y soporte S-4 para el marco M-4.

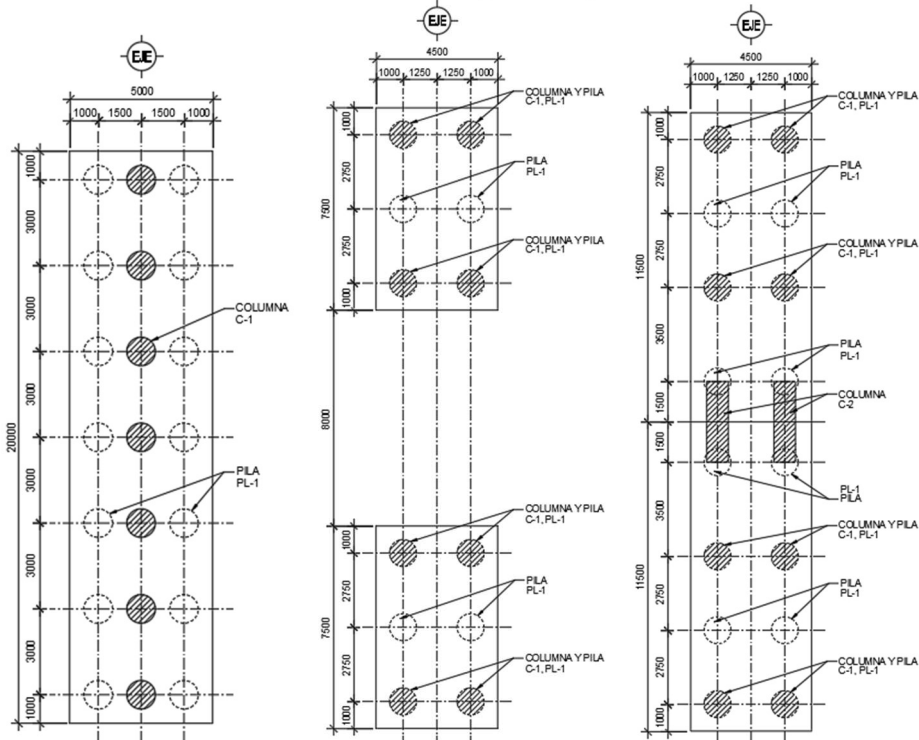


Figura 164: Vista en planta de la cimentación los soportes S-1, S-2 y S-4

La Figura 165 muestra las vistas en planta y elevación del cabezal CB-1 que forman parte del marco M-1 y M-3, con la localización de los cabezales para soportar las vigas prefabricadas tipo AASHTO IV separadas a cada 1800mm.

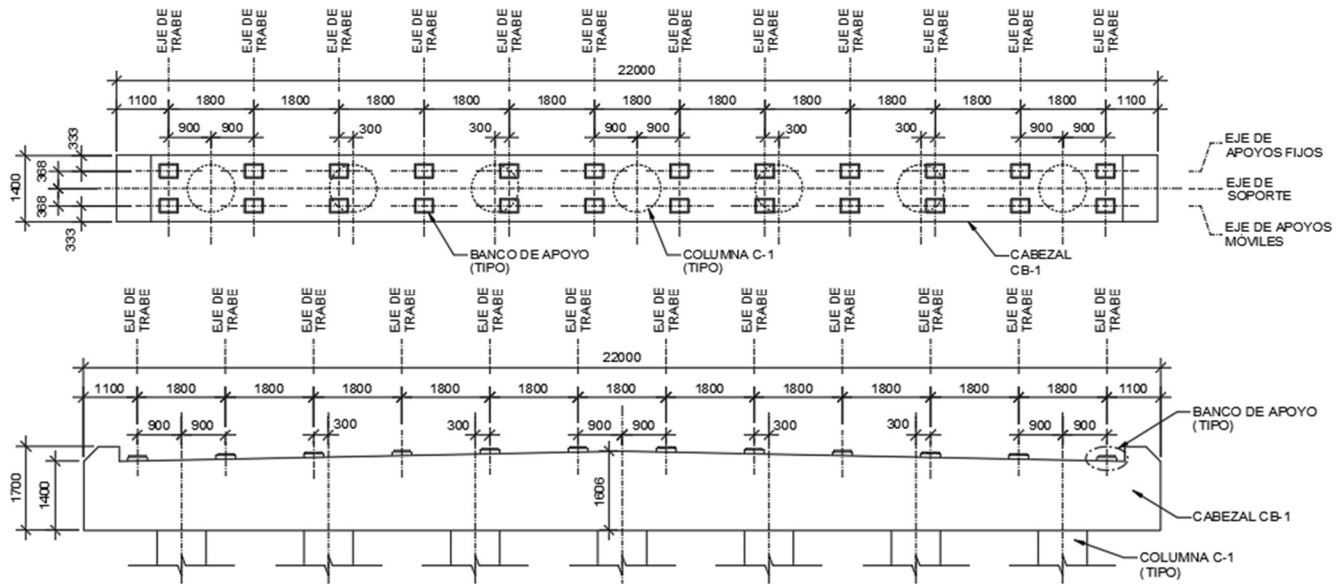


Figura 165: Vista en planta y elevación del cabezal CB-1, para marcos M-1 y M-3

La Figura 166 muestra las vistas en planta y elevación del cabezal CB-2 que forman parte del marco M-2 y M-4, con la localización de los cabezales para soportar las vigas prefabricadas tipo AASHTO IV separadas a cada 1800mm, a excepción de la parte central que se soporta directamente con la losa.

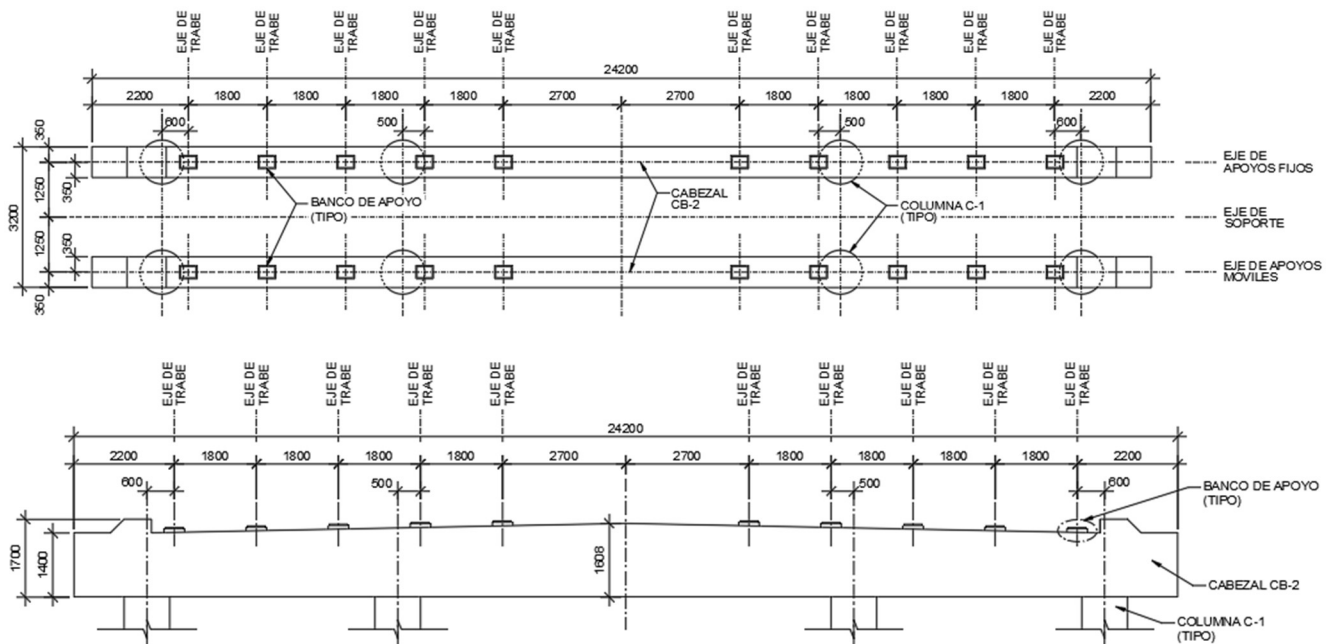
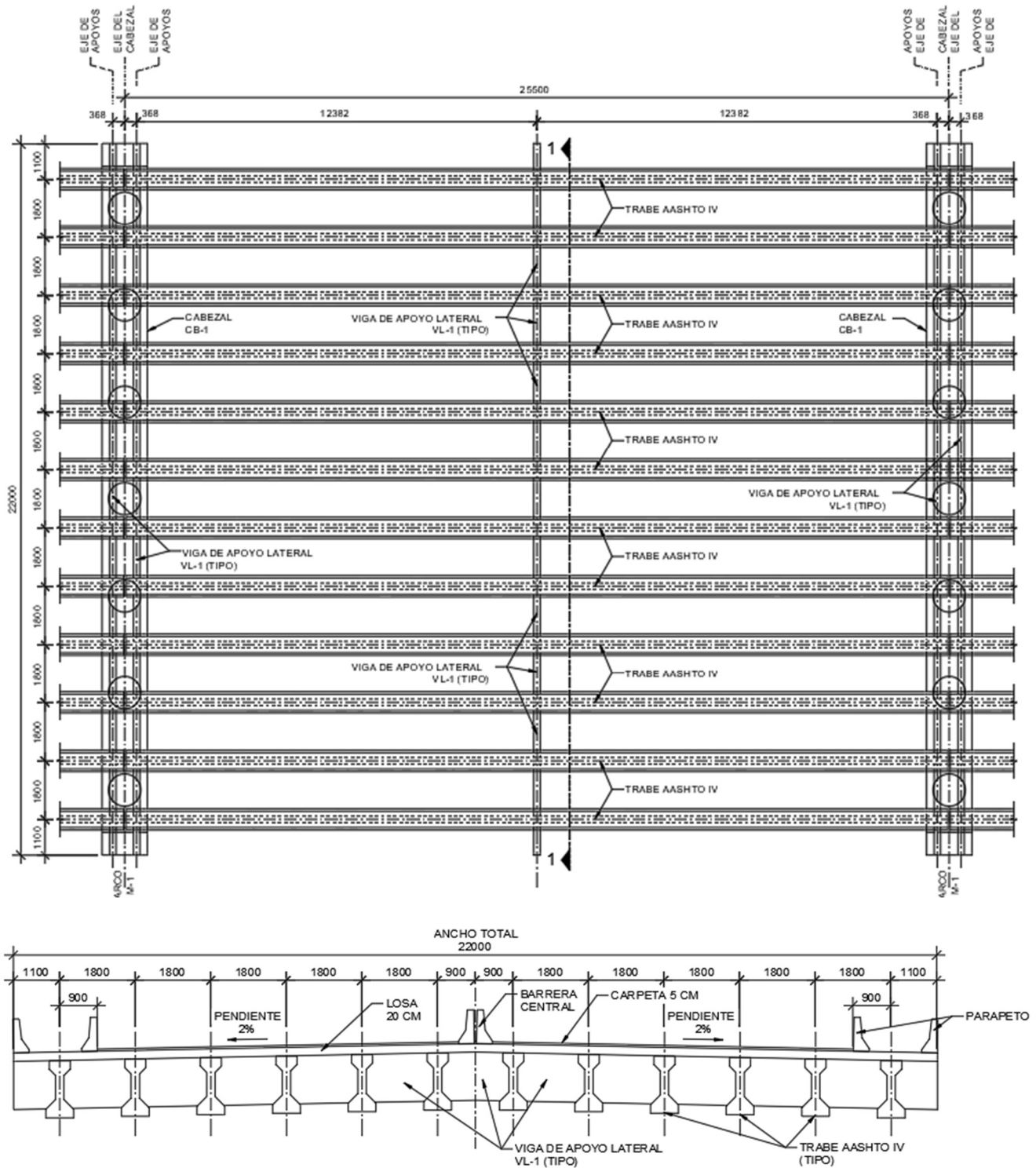


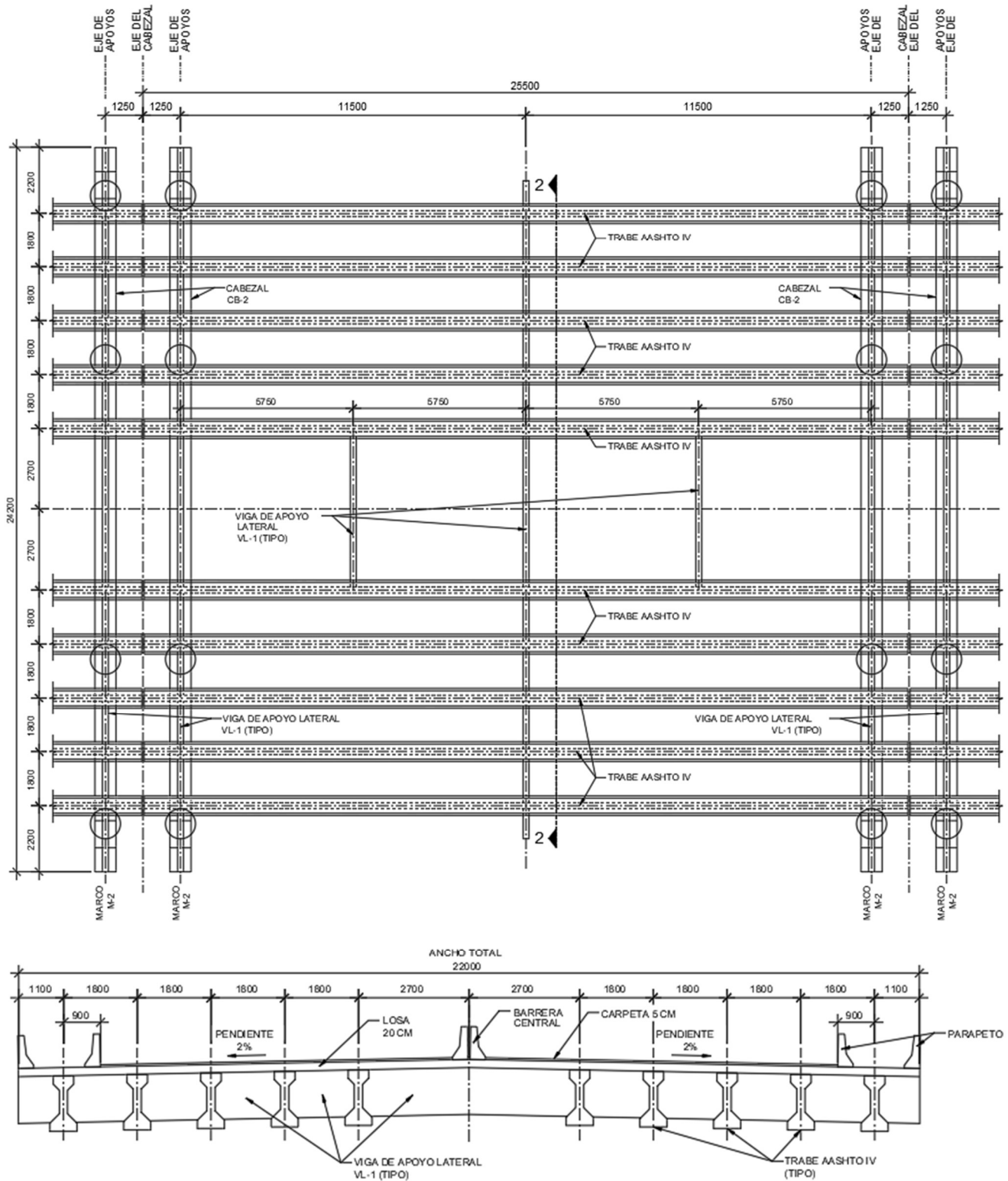
Figura 166: Vista en planta y elevación del cabezal CB-2, para marcos M-2 y M-4

La Figura 167 muestra la configuración del diafragma que forma la losa con las vigas AASHTO entre los marcos simples M-1, donde la separación es de 1800mm y cuentan con apoyos laterales en los apoyos y en el centro del claro. Además, la losa cuenta con una pendiente del 2% para permitir el drenaje del agua producto de la lluvia.



**Figura 167: Vista en planta y elevación del diafragma entre marcos simples M-1**

La Figura 168 muestra la configuración del diafragma que forma la losa con las vigas AASHTO entre los marcos dobles M-2, donde la separación es de 1800mm y cuentan con apoyos laterales en los apoyos, en el centro del claro y al cuarto de claro para la zona central donde no cuenta con vigas AASHTO. Además, la losa cuenta con una pendiente del 2% para permitir el drenaje del agua producto de la lluvia.



**Figura 168: Vista en planta y elevación del diafragma entre marcos dobles M-2**

La Figura 169 muestra la geometría y armados básicos de la viga AASHTO tipo IV, donde las dimensiones de 1350mm de peralte, 500mm en el patín superior y 660mm en el patín inferior vienen de dimensiones estandarizadas. El armado longitudinal de Vs#3 corresponde principalmente al armado de piel y temperatura, mientras que el armado requerido por flexión se toma por los torones que requieren del análisis estructural.

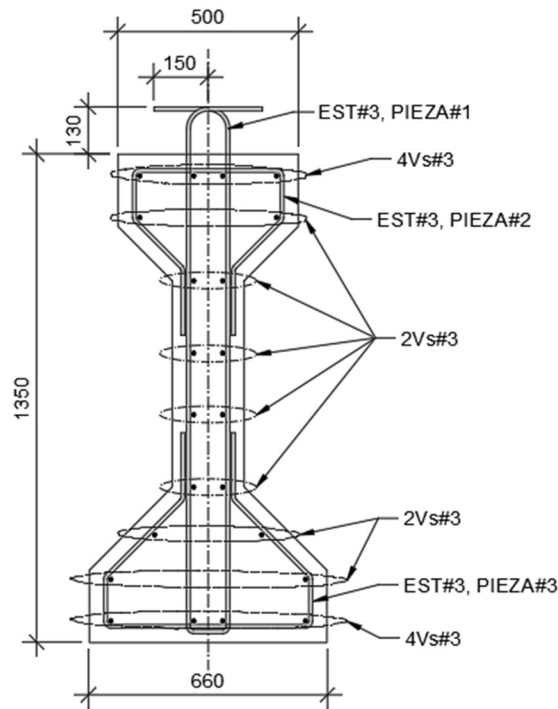


Figura 169: Geometría, armado por temperatura y estribos de la viga AASHTO IV

### 3.2.3 Armados propuestos de elementos principales

Los armados para los de la cimentación, zapatas, columnas, cabezales y losa son propuestos debido a la falta de información del proyecto original. La Figura 170 muestra la pila PL-1 con las siguientes características:

- Diámetro = 1000mm
- Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Armado longitudinal = 24 Vs #8, equivalente al 1.5% del área de la sección transversal.
- Armado transversal = Estribos #4@200mm a una longitud  $l_p = 1500\text{mm}$  y #4@400mm en el resto del elemento.

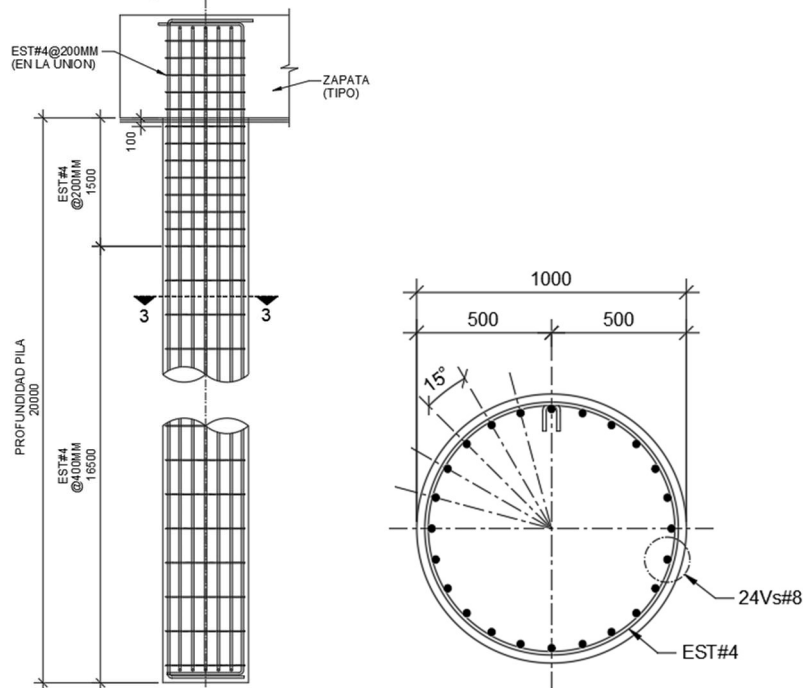


Figura 170: Dimensiones y armados propuestos de la pila PL-1

La Figura 171 muestra los cabezales o zapatas sobre las pilas P-1 con las siguientes características:

- a) Zapata Z-1:
  - i. Soporta los marcos simples M-1 y M-3
  - ii. Espesor 1200mm y ancho 5000mm
  - iii. Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
  - iv. Armado lecho superior e inferior Vs#8@100mm en ambas direcciones, con  $\rho = 0.0044$ .
- b) Zapata Z-2:
  - i. Soporta los marcos simples M-2 y M-6
  - ii. Espesor 1200mm y ancho 4500mm
  - iii. Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
  - iv. Armado lecho superior e inferior Vs#8@100mm en ambas direcciones, con  $\rho = 0.0044$ .

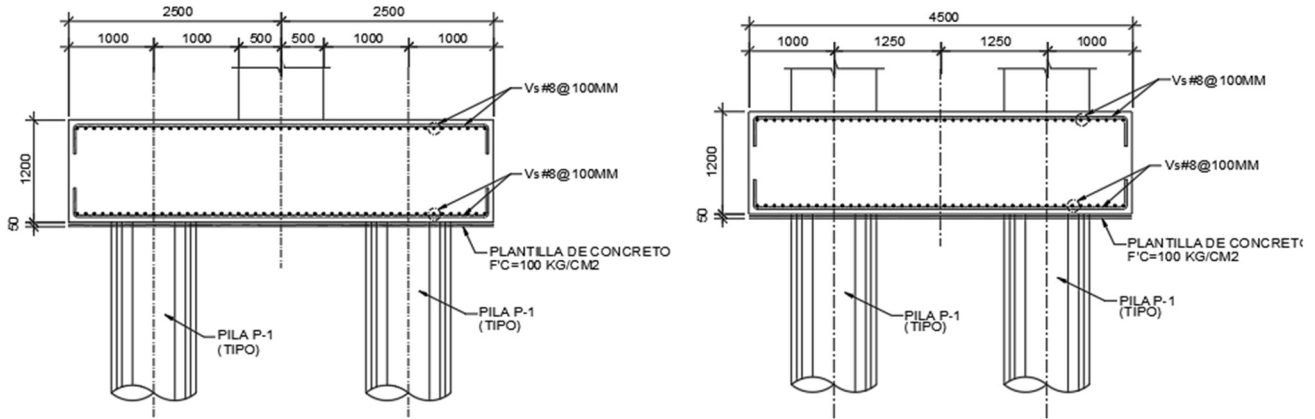


Figura 171: Dimensiones y armados propuestos de las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3

La Figura 172 muestra los armados propuestos del cabezal CB-1 con las siguientes características:

- a) Dimensiones de 1400mm de ancho y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- b) Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .
- c) Armado lecho superior e inferior 13Vs #8, con  $\rho = 0.00348$ .
- d) Armado transversal con estribos Vs#4@150mm de 4 ramas.

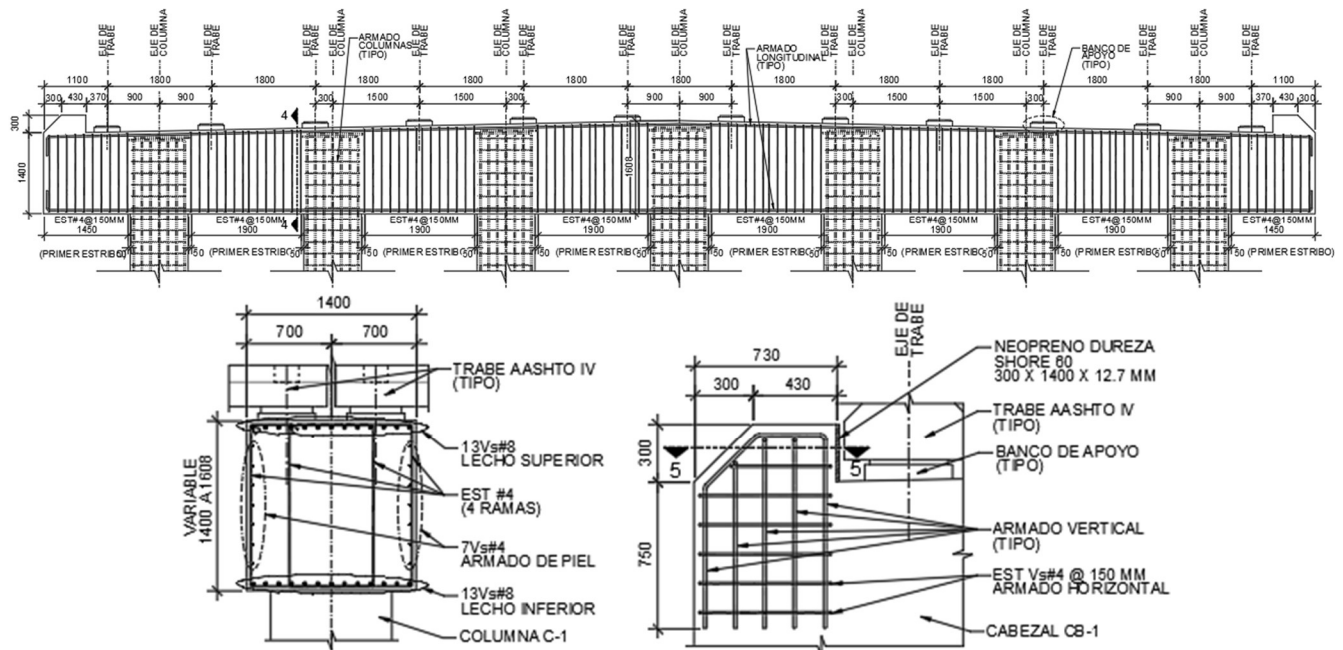


Figura 172: Dimensiones y armados propuestos del cabezal CB-1

La Figura 173 muestra los armados propuestos del cabezal CB-2 con las siguientes características:

- e) Dimensiones de 700mm de ancho y altura variable de 1400mm a 1660mm.
- f) Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .
- g) Armado lecho superior e inferior 7Vs #8, con  $\rho = 0.00375$ .
- h) Armado transversal con estribos Vs#4@150mm de 4 ramas y en la zona central con Vs#4@300mm.

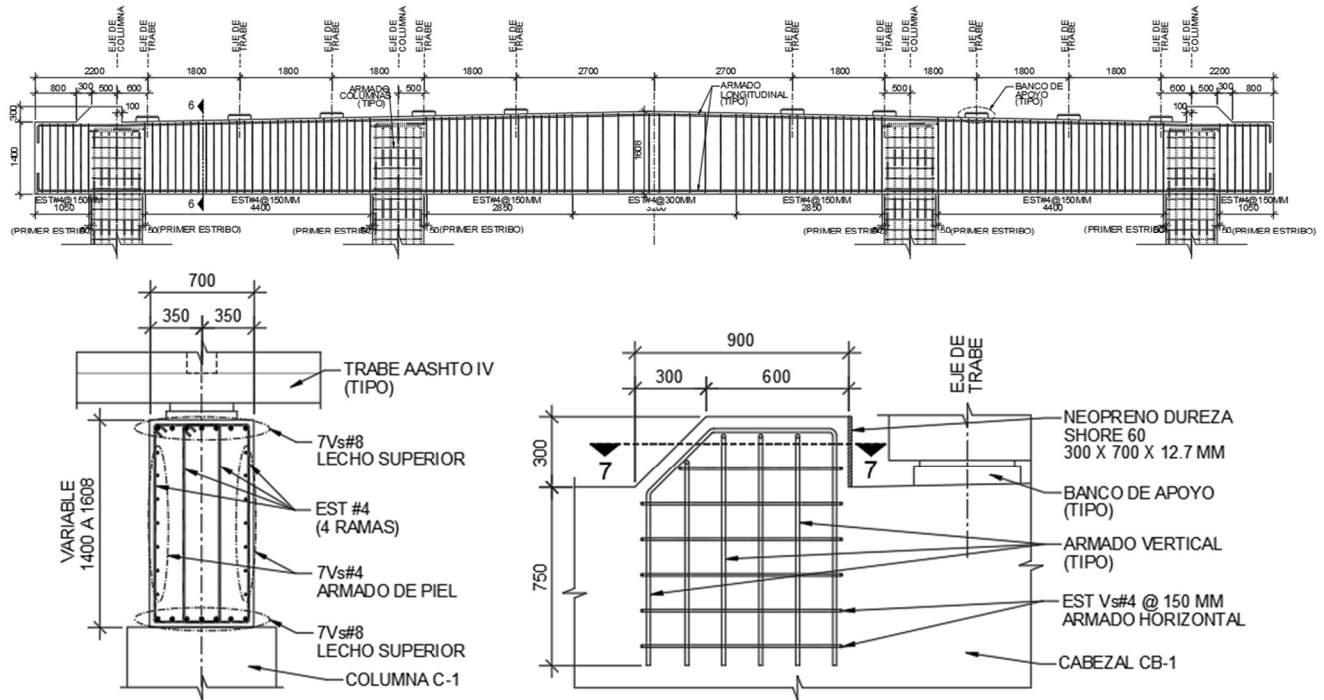


Figura 173: Dimensiones y armados propuestos del cabezal CB-2

La Figura 174 y Figura 175 muestran la geometría de los apoyos fijos y móviles de neopreno con placas de acero sobre los cabezales CB-1 y CB-2.

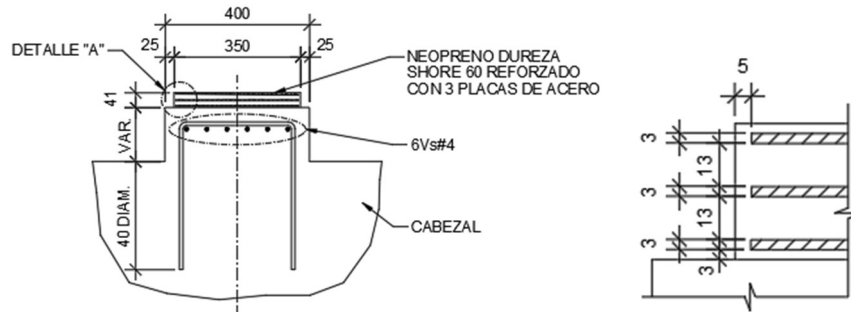


Figura 174: Apoyos móviles de neopreno para las vigas AASHTO IV

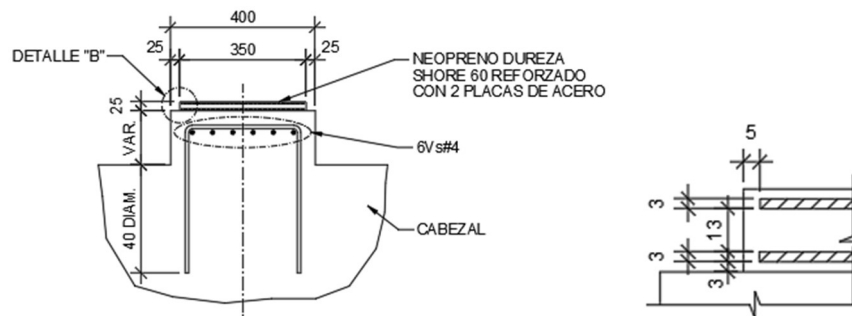


Figura 175: Apoyos fijos de neopreno para las vigas AASHTO IV

La Figura 176 muestra la columna C-1 con las siguientes características:

- Diámetro = 1000mm
- Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Armado longitudinal = 24 Vs #8, equivalente al 1.5% del área de la sección transversal.
- Armado transversal = Estribos #4@200mm a una longitud  $l_p = 1100\text{mm}$  y #4@400mm en el resto del elemento.

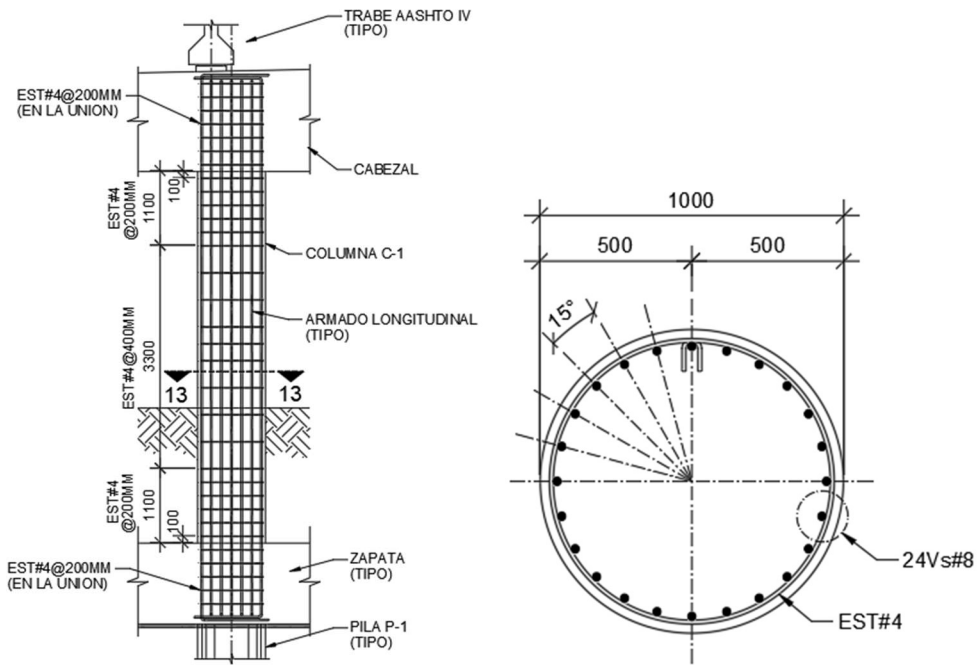


Figura 176: Dimensiones y armados propuestos de la columna C-1

La Figura 177 muestra la columna C-2 con las siguientes características:

- Dimensiones de 800mm de ancho y 3000mm de largo
- Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Armado longitudinal = 52 Vs #8, equivalente al 1.1% del área de la sección transversal.
- Armado transversal = Estribos #4@150mm a una longitud  $l_p = 1125\text{mm}$  y #4@300mm en el resto del elemento.

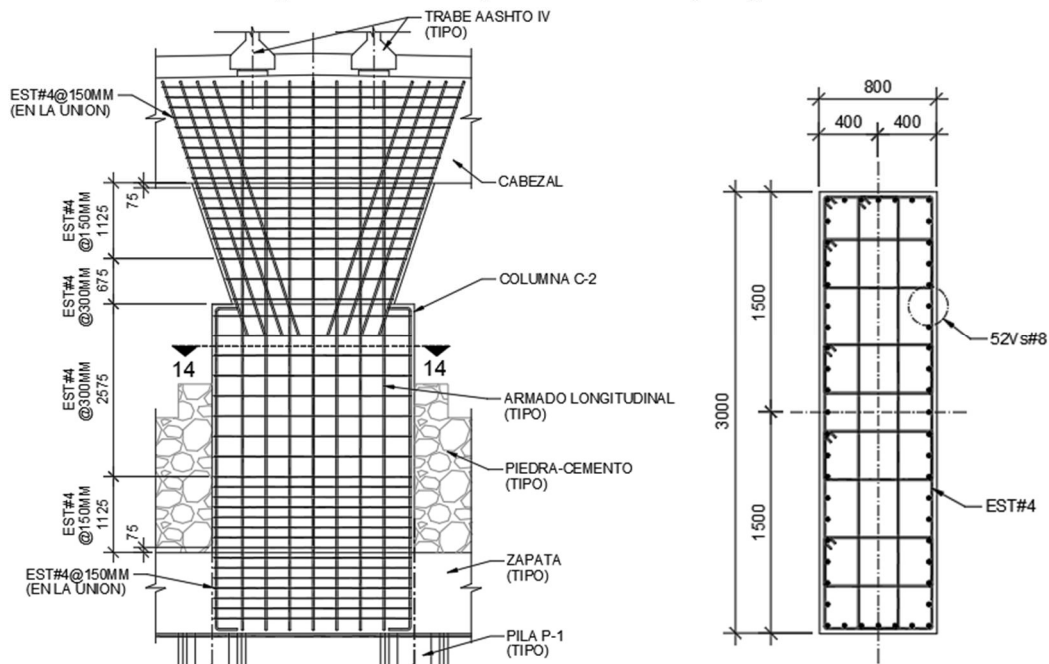


Figura 177: Dimensiones y armados propuestos de la columna C-2

### 3.2.4 Detalles del marco con daños

De acuerdo con la visita de campo y la geometría del puente, el eje 11 cuenta con los daños estructurales vistos en el reporte fotográfico mostrado en la Figura 178, donde se aprecia en las columnas toda la longitud plástica donde pueden ocurrir las articulaciones con rango inelástico al momento de ocurrir un sismo.

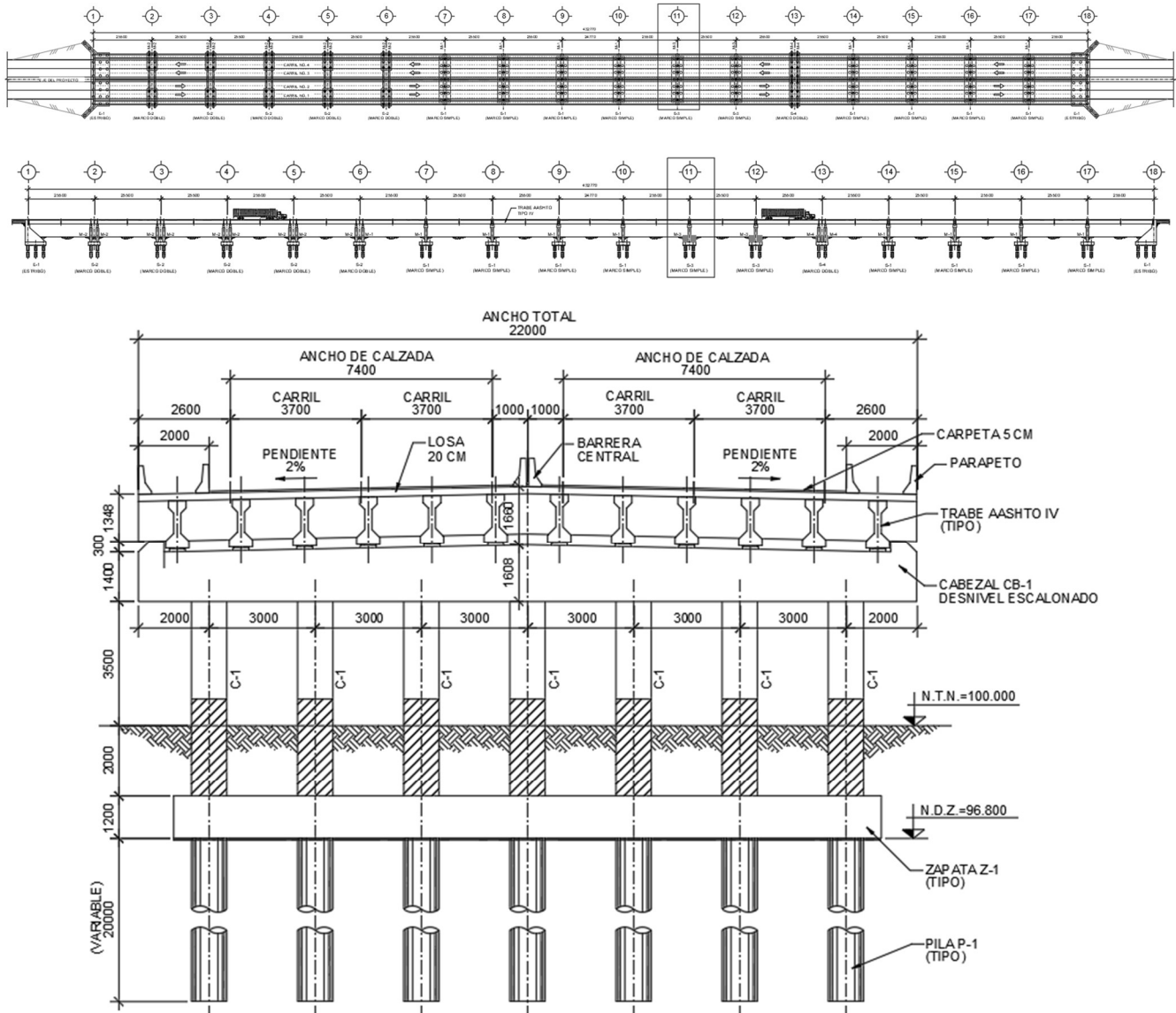


Figura 178: Localización de las columnas dañadas del puente

### 3.3 Matriz de desempeño para el puente

Para evaluar el desempeño del puente, se establecen los siguientes criterios:

- Importancia del puente:** La estructura se encuentra ubicada en Vicente Guerrero con una población de 11455 habitantes de acuerdo con el INEGI 2010, cruzando un río que gran parte del año no tiene un cauce. El puente tiene una geometría completamente regular y su falla no implica un riesgo para la población o el ambiente. Por lo tanto, el puente se clasifica de importancia ordinaria o general.
- Frecuencias de los sismos:** El MDOC Sismo CFE 2015 muestra un periodo de retorno óptimo  $T_r = 450$  años para una etapa de diseño en la ubicación del puente, mientras que AASHTO LRFD 2020 muestra un periodo de retorno  $T_r = 1033$  años. Por lo tanto, se propone usar los periodos  $T_r = 475$  años para sismos frecuentes,  $T_r = 975$  años para sismos raros y  $T_r = 2475$  años para sismos muy raros.

La Figura 179 muestra la matriz de desempeño a evaluar aplicado al puente Santo Domingo, mostrando lo siguiente:

- a) Nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO) con un sismo ocasional de  $T_r = 475$  años.
- b) Nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) con un sismo raro de  $T_r = 975$  años.
- c) Nivel de desempeño de prevención al colapso (CP) con un sismo muy raro de  $T_r = 2475$  años.

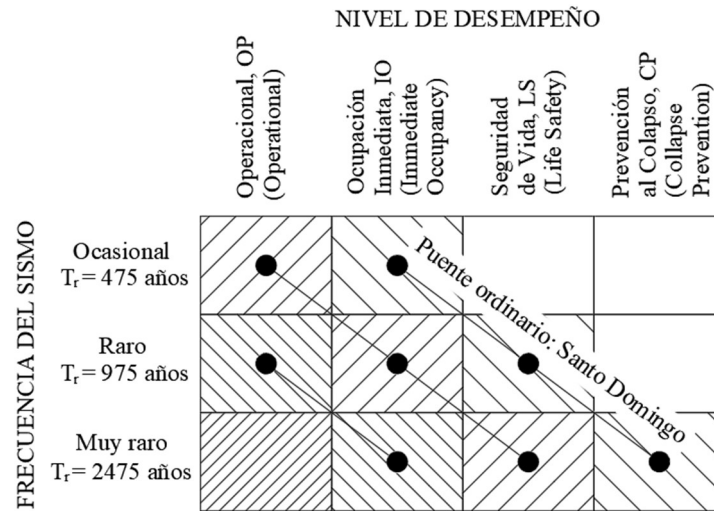


Figura 179: Matriz de desempeño para el puente Santo Domingo

### 3.4 Espectros regionales y específicos de sitio

Los espectros sísmicos deben coincidir con las frecuencias propuestas en la matriz de desempeño. Sin embargo, una mejora importante es usar el procedimiento de espectros específicos de sitio en lugar de espectros regionales para quitar conservadurismo al proyecto.

#### 3.4.1 Propiedades propuestas del suelo

Debido a la falta de información de las características del suelo, se opta por usar propiedades del suelo que clasifiquen como tipo I, II y III de acuerdo con MDOC Sismo CFE 2015 o sitio B, C y D de acuerdo con ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020. De acuerdo con la sección 1.2, la zona sísmica de la ubicación del puente es C.

##### 3.4.1.1 Características suelo tipo I o sitio B

La estratigrafía para suelo tipo I o sitio B considera los siguientes estratos mostrados en la Tabla 35.

Tabla 35: Estratigrafía para considerar suelo tipo I o sitio B

No. Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Velocidad de ondas de corte (m/s)	Amortiguamiento (ξ)
1	1.0	1700	708	0.05
2	1.0	1700	722	0.05
3	1.0	1700	738	0.05
4	1.0	1700	741	0.05
5	1.0	1700	748	0.05
6	1.0	1750	759	0.05
7	1.0	1750	764	0.05
8	1.0	1750	772	0.05
9	1.0	1750	782	0.05
10	1.0	1750	794	0.05
11	1.0	1800	811	0.05
12	1.0	1800	825	0.05
13	1.0	1800	838	0.05
14	1.0	1800	844	0.05

**Tabla 36: Estratigrafía para considerar suelo tipo I o sitio B (continuación)**

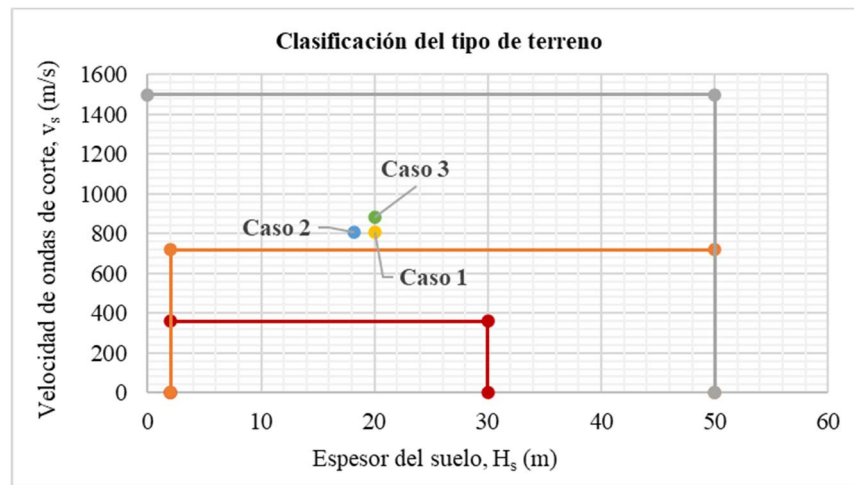
No. Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Velocidad de ondas de corte (m/s)	Amortiguamiento (ξ)
15	1.0	1800	849	0.05
16	1.0	1850	868	0.05
17	1.0	1850	871	0.05
18	1.0	1850	902	0.05
19	1.0	1850	924	0.05
20	1.0	1850	943	0.05
Roca	∞	2000	1100	0.05

Se obtiene un espesor equivalente  $H_s = 20m$ , una velocidad promedio  $v_s = 804 m/s$ , un módulo de rigidez del suelo promedio  $G_s = 1.202 \times 10^8 kg/m^2$  y un periodo fundamental de vibración  $T_s = 0.091 seg$ . La siguiente tabla muestra los casos para clasificar el terreno tipo I.

**Tabla 37: Casos para la clasificación del suelo tipo I**

No. Caso	Combinación de datos	Determinación del espesor	Determinación de la velocidad
1	$H_s = 20m$ y $v_s = 804 m/s$	$H_s = 20 m$	$v_s = 804 m/s$
2	$T_s = 0.091 seg$ y $v_s = 804 m/s$	$H_s = v_s T_s / 4 = 18.24 m$	$v_s = 804 m/s$
3	$H_s = 20m$ y $T_s = 0.091 seg$	$H_s = 20m$	$v_s = 4H_s / T_s = 883 m/s$

La Figura 180 muestra la carta de microzonificación sísmica del MDOC Sismo CFE 2015, indicando que la estratigrafía propuesta se clasifica como suelo tipo I.



**Figura 180: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo I**

Si se realiza el mismo proceso usando la clasificación del sitio con ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020, la clasificación del sitio nos dará como sitio B (roca).

### 3.4.1.2 Características suelo tipo II o sitio C

La estratigrafía para suelo tipo II o sitio C considera los siguientes estratos mostrados en la Tabla 38.

**Tabla 38: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C**

No. Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Velocidad de ondas de corte (m/s)	Amortiguamiento (ξ)
1	1.0	1500	405	0.05
2	1.0	1500	411	0.05

**Tabla 39: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C (continuación)**

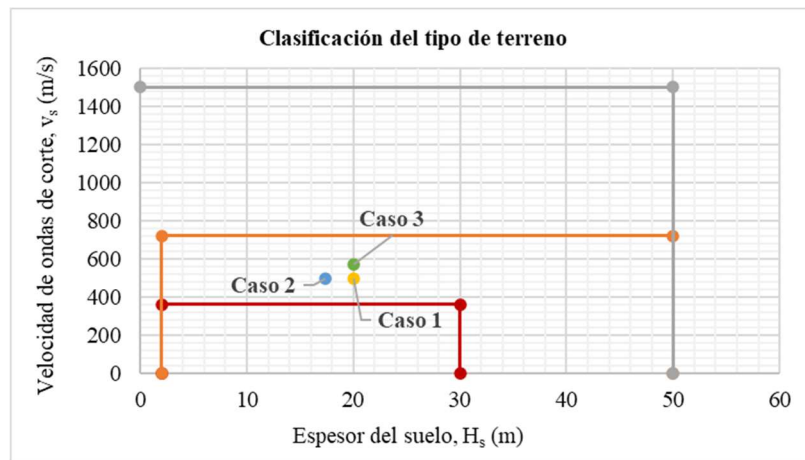
No. Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Velocidad de ondas de corte (m/s)	Amortiguamiento (ξ)
3	1.0	1500	425	0.05
4	1.0	1500	436	0.05
5	1.0	1500	445	0.05
6	1.0	1550	468	0.05
7	1.0	1550	470	0.05
8	1.0	1550	475	0.05
9	1.0	1550	489	0.05
10	1.0	1550	499	0.05
11	1.0	1600	505	0.05
12	1.0	1600	518	0.05
13	1.0	1600	528	0.05
14	1.0	1600	539	0.05
15	1.0	1600	544	0.05
16	1.0	1700	560	0.05
17	1.0	1700	572	0.05
18	1.0	1700	590	0.05
19	1.0	1700	611	0.05
20	1.0	1700	626	0.05
Roca	∞	2000	1100	0.05

Se obtiene un espesor equivalente  $H_s = 20m$ , una velocidad promedio  $v_s = 497 m/s$ , un módulo de rigidez del suelo promedio  $G_s = 4.253 \times 10^7 kg/m^2$  y un periodo fundamental de vibración  $T_s = 0.14 seg$ . La siguiente tabla muestra los casos para clasificar el terreno tipo II.

**Tabla 40: Casos para la clasificación del suelo tipo II**

No. Caso	Combinación de datos	Determinación del espesor	Determinación de la velocidad
1	$H_s = 20m$ y $v_s = 497 m/s$	$H_s = 20 m$	$v_s = 497 m/s$
2	$T_s = 0.14 seg$ y $v_s = 497 m/s$	$H_s = v_s T_s / 4 = 17.39 m$	$v_s = 497 m/s$
3	$H_s = 20m$ y $T_s = 0.14 seg$	$H_s = 20m$	$v_s = 4H_s / T_s = 572 m/s$

La Figura 181 muestra la carta de microzonificación sísmica del MDOC Sismo CFE 2015, indicando que la estratigrafía propuesta se clasifica como suelo tipo II.



**Figura 181: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo II**

Si se realiza el mismo proceso usando la clasificación del sitio con ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020, la clasificación del sitio nos dará como sitio C (suelo muy denso o roca suave).

### 3.4.1.3 Características suelo tipo III o sitio D

La estratigrafía para suelo tipo III o sitio D considera los siguientes estratos mostrados en la Tabla 38.

**Tabla 41: Estratigrafía para considerar suelo tipo II o sitio C**

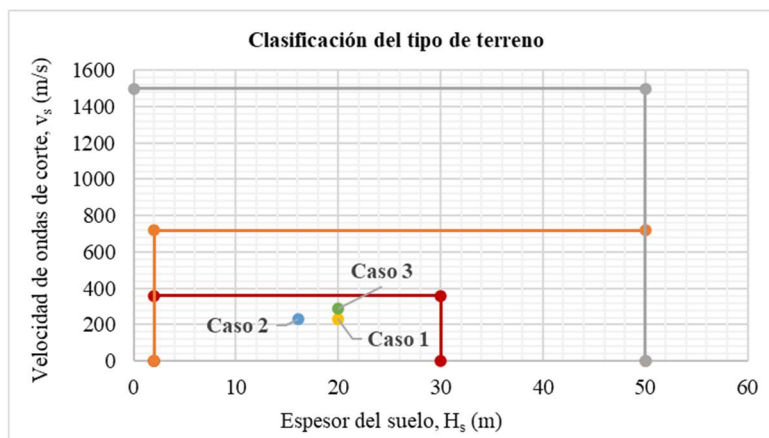
No. Estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Velocidad de ondas de corte (m/s)	Amortiguamiento (ξ)
1	1.0	1400	150	0.05
2	1.0	1400	171	0.05
3	1.0	1400	179	0.05
4	1.0	1400	181	0.05
5	1.0	1400	190	0.05
6	1.0	1450	201	0.05
7	1.0	1450	208	0.05
8	1.0	1450	215	0.05
9	1.0	1450	222	0.05
10	1.0	1450	240	0.05
11	1.0	1470	251	0.05
12	1.0	1470	260	0.05
13	1.0	1470	261	0.05
14	1.0	1470	280	0.05
15	1.0	1470	292	0.05
16	1.0	1500	302	0.05
17	1.0	1500	311	0.05
18	1.0	1500	318	0.05
19	1.0	1500	330	0.05
20	1.0	1500	348	0.05
Roca	∞	2000	720	0.05

Se obtiene un espesor equivalente  $H_s = 20m$ , una velocidad promedio  $v_s = 232 m/s$ , un módulo de rigidez del suelo promedio  $G_s = 9.522 \times 10^6 kg/m^2$  y un periodo fundamental de vibración  $T_s = 0.277 seg$ . La siguiente tabla muestra los casos para clasificar el terreno tipo III.

**Tabla 42: Casos para la clasificación del suelo tipo III**

No. Caso	Combinación de datos	Determinación del espesor	Determinación de la velocidad
1	$H_s = 20m$ y $v_s = 232 m/s$	$H_s = 20 m$	$v_s = 232 m/s$
2	$T_s = 0.277 seg$ y $v_s = 232 m/s$	$H_s = v_s T_s / 4 = 16.04 m$	$v_s = 232 m/s$
3	$H_s = 20m$ y $T_s = 0.277 seg$	$H_s = 20m$	$v_s = 4H_s / T_s = 289 m/s$

La Figura 182 muestra la carta de microzonificación sísmica del MDOC Sismo CFE 2015, indicando que la estratigrafía propuesta se clasifica como suelo tipo III.



**Figura 182: Carta de microzonificación sísmica, con resultado de suelo tipo III**

Si se realiza el mismo proceso usando la clasificación del sitio con ASCE/SEI 7-16 y AASHTO LRFD 2020, la clasificación del sitio nos dará como sitio D (suelo muy denso o roca suave).

### 3.4.2 Espectros con periodos de retorno de 475 años

La obtención de los espectros sísmicos requiere del uso de los mapas de peligro sísmico probabilista mostrados dentro del programa de diseño sísmico o PRODISIS, como parte de las recomendaciones del MDOC Sismo CFE 2015 para un periodo de retorno  $T_r = 475$  años.

#### 3.4.2.1 Espectros regionales

De acuerdo con la Figura 183, el puente se localiza en la zona sísmica C y para un periodo de retorno  $T_r = 475$  años, se tiene una aceleración en roca  $a_{0r} = 179 \text{ cm/s}^2$ .

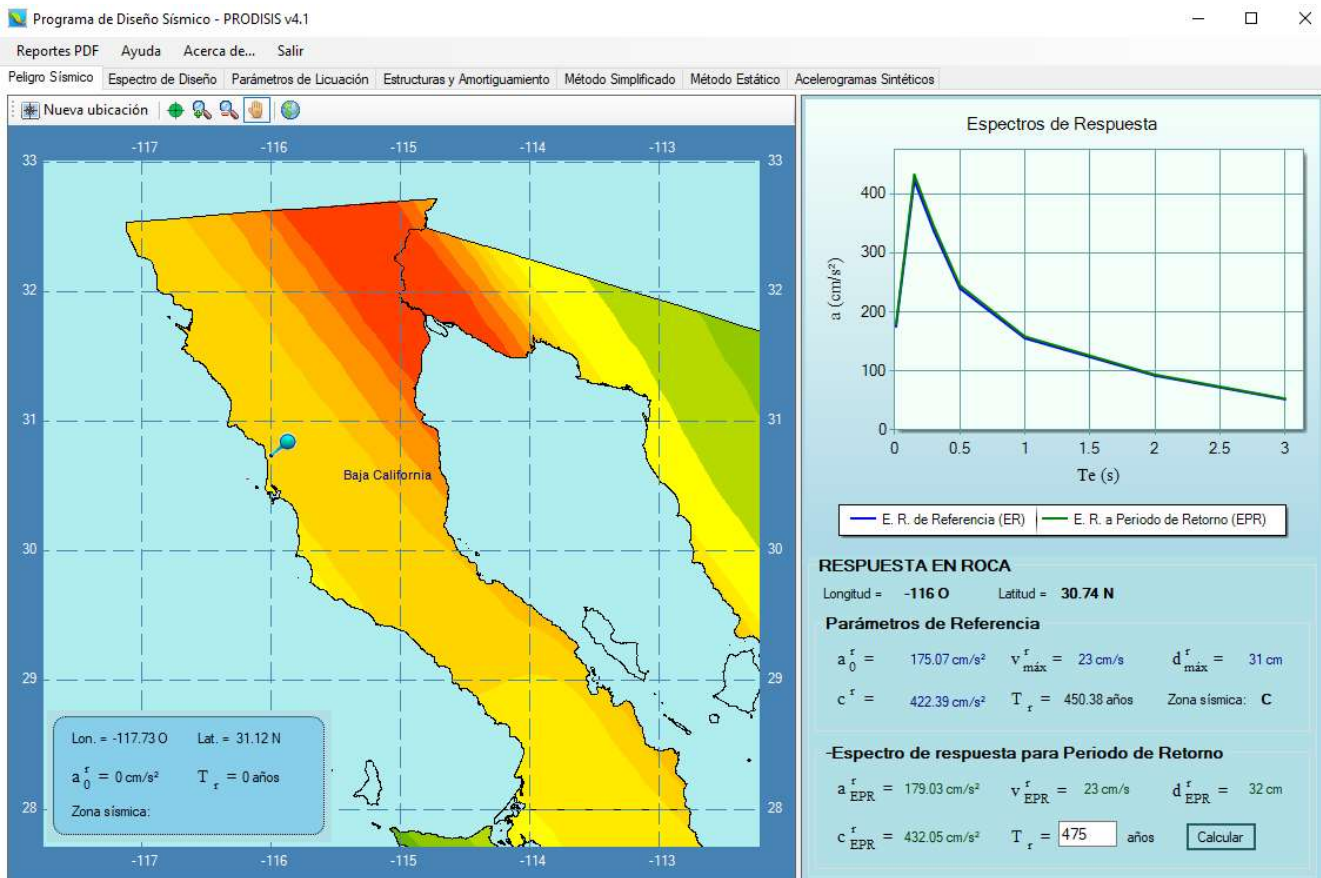


Figura 183: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un  $T_r=475$  años en la ubicación del puente

De acuerdo con los tipos de suelo I, II y III en conjunto con la zona sísmica C, los factores de sitio y respuesta son:

- Suelo tipo I:  $F_{sit} = 1.0$  y  $F_{res} = 2.41$
- Suelo tipo II:  $F_{sit} = 2.1629$  y  $F_{res} = 3.4419$
- Suelo tipo III:  $F_{sit} = 2.3839$  y  $F_{res} = 3.6629$

Utilizando las fórmulas descritas en la sección 2.4.2.3, los espectros regionales para un amortiguamiento de  $\xi = 0.05$  se muestran en la Figura 184 donde el suelo tipo I tiene un coeficiente  $c = 0.44g$ , el suelo tipo II tiene un coeficiente  $c = 1.359g$  y el suelo tipo III tiene un coeficiente  $c = 1.594$ . Se puede observar el aumento significativo de las ordenadas espectrales entre el suelo tipo I y II, mientras que el aumento entre el suelo tipo II y tipo III no ocurre de la misma forma.

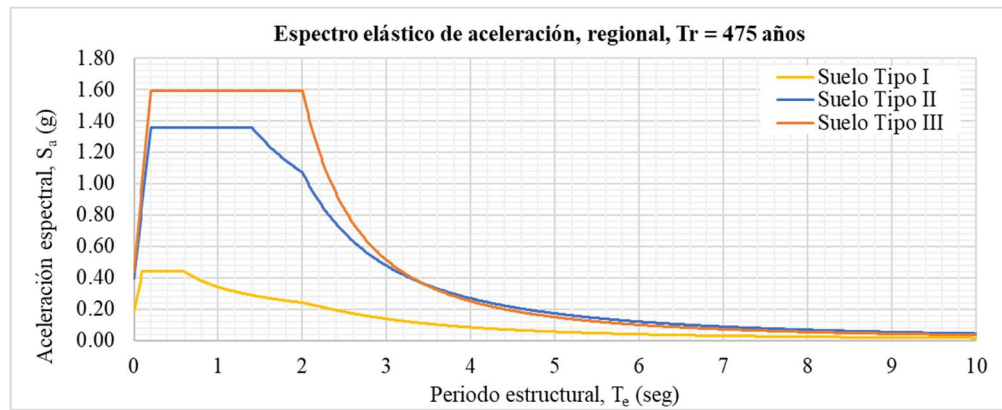


Figura 184: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente,  $T_r = 475$  años

### 3.4.2.2 Espectros de sitio

Para el desarrollo de los espectros de sitio, se requiere el espectro de aceleración en roca obtenida directamente del PRODISIS, mostrado en la Figura 183 y Figura 185.

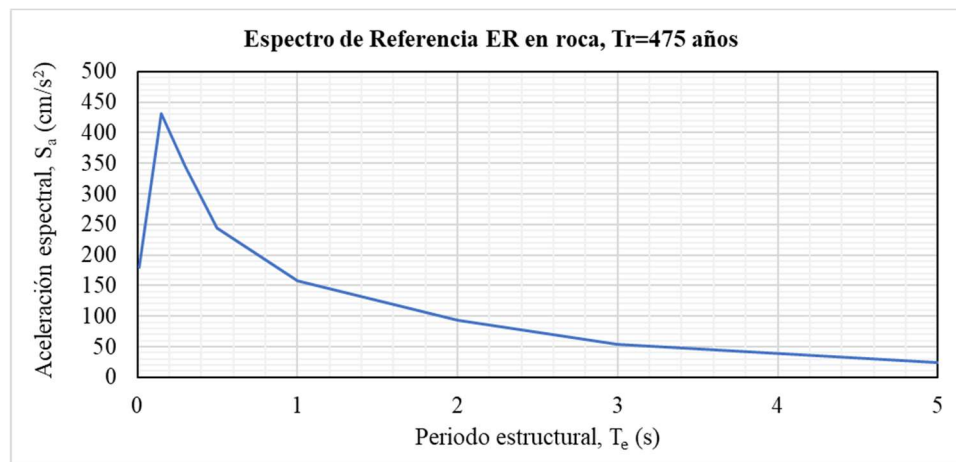


Figura 185: Espectros en roca para un  $T_r = 475$  años en el sitio

Los acelerogramas sintéticos desarrollados para los suelos tipo I, II y III se obtienen directamente en el PRODISIS utilizando el espectro en roca para un  $T_r = 475$  años, donde se crearon 10 simulaciones con sus gráficas mostradas en la Figura 186.

La Figura 187 muestra la comprobación energética de cada uno de los acelerogramas sintéticos en comparación con el espectro de referencia.

Ahora, se debe usar el software Deepsoil para la obtención de la amplificación dinámica entre las propiedades del suelo y los acelerogramas sintéticos. De acuerdo con la Figura 188, el primer paso se define el tipo de solución con las siguientes opciones:

- Método de análisis:* Para las características del suelo, se considera un análisis lineal.
- Tipo de solución:* Se cuenta con dominio de la frecuencia o dominio del tiempo, donde para los casos lineales, los resultados son similares en ambos casos. Se selecciona en el dominio de la frecuencia.
- Sistema de unidades:* Se selecciona el sistema métrico.
- Análisis complementarios:* Dentro del programa, solamente cuenta con el equivalente lineal en función de la frecuencia.

El segundo paso dentro del software Deepsoil lo siguiente es agregar todos los estratos de acuerdo con el tipo de suelo, agregando el peso volumétrico, velocidad de onda de corte y amortiguamiento vistos en la sección 3.4.1. La Figura 189 muestra un ejemplo de aplicación de cada estrato en el software.

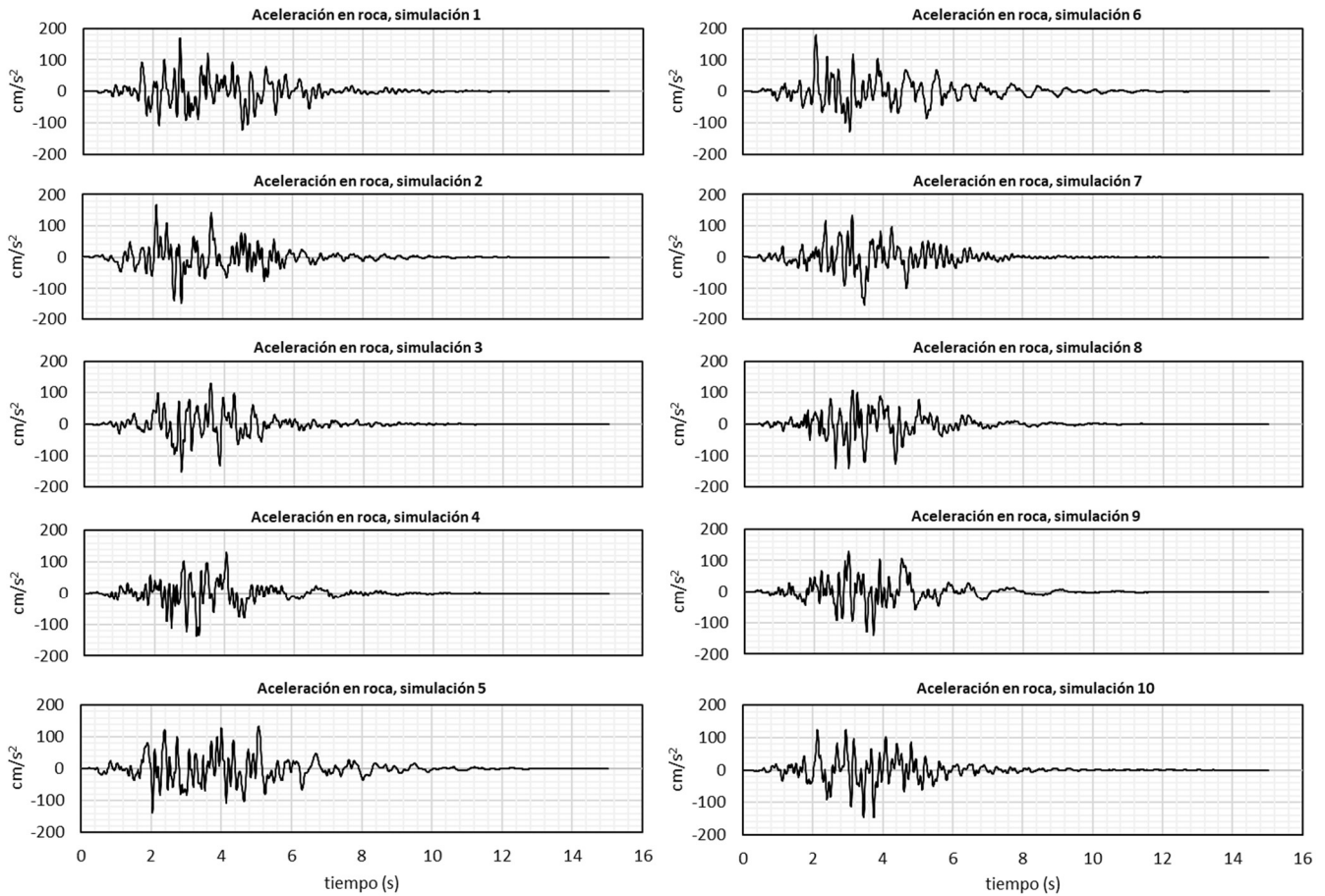


Figura 186: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca,  $T_r=475$  años

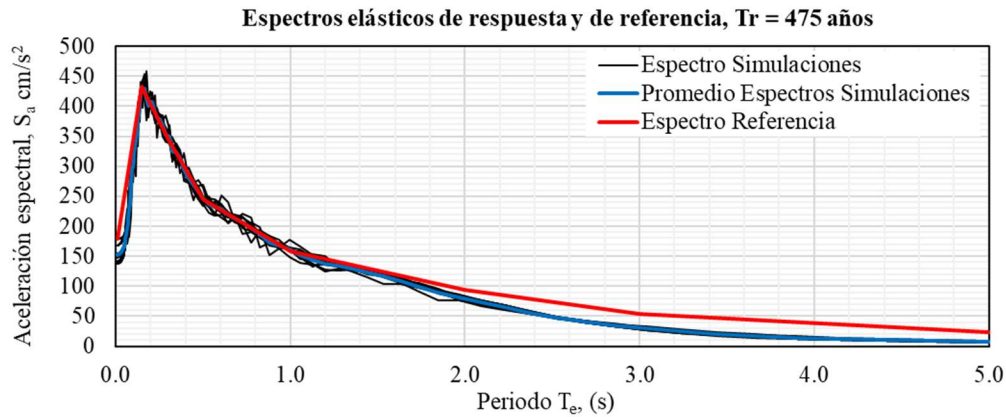
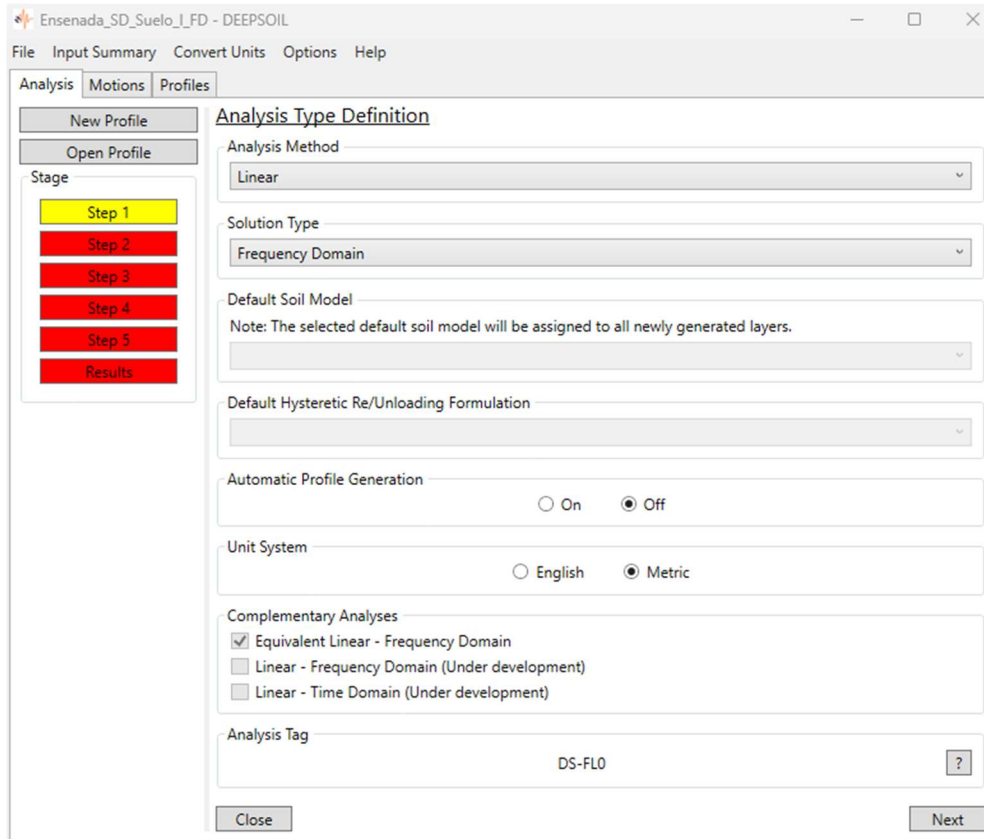


Figura 187: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia,  $T_r=475$  años

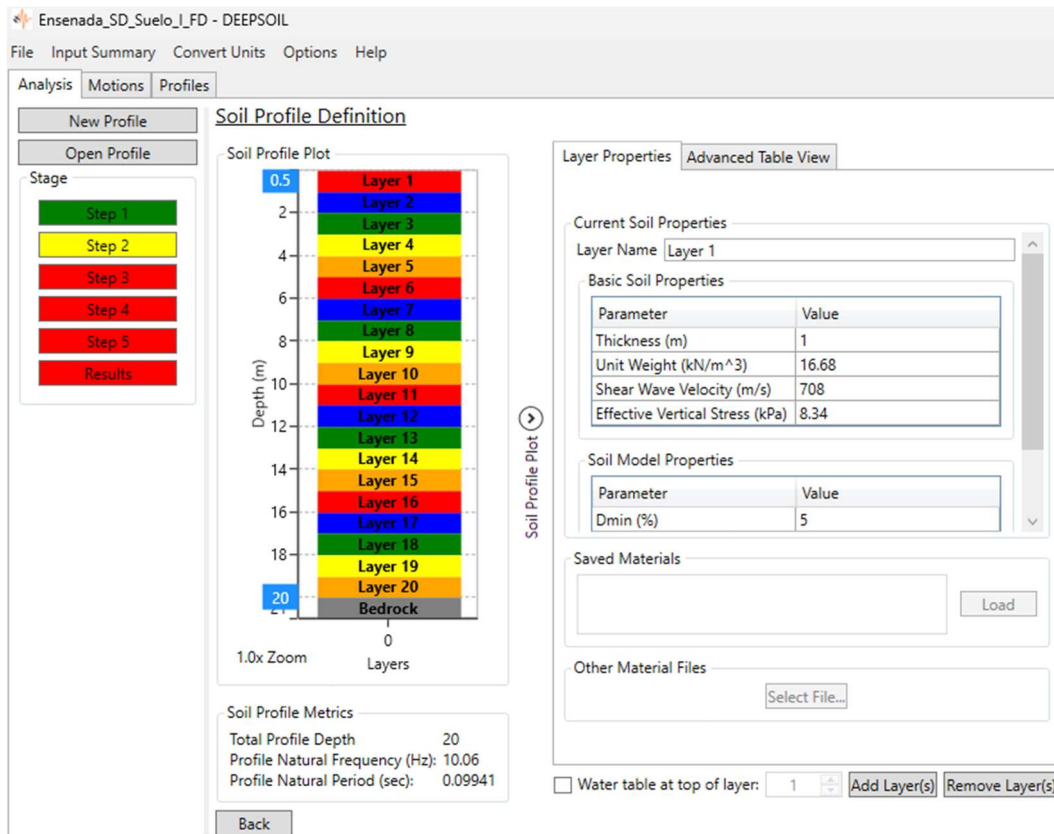
Dentro del segundo paso, se selecciona el estrato rocoso al final de los estratos de acuerdo con la Figura 190, se debe seleccionar:

- a) Para el análisis: Roca elástica (elastic halfspace)
- b) Asignar las propiedades de roca de acuerdo con los datos de la sección 3.4.1.

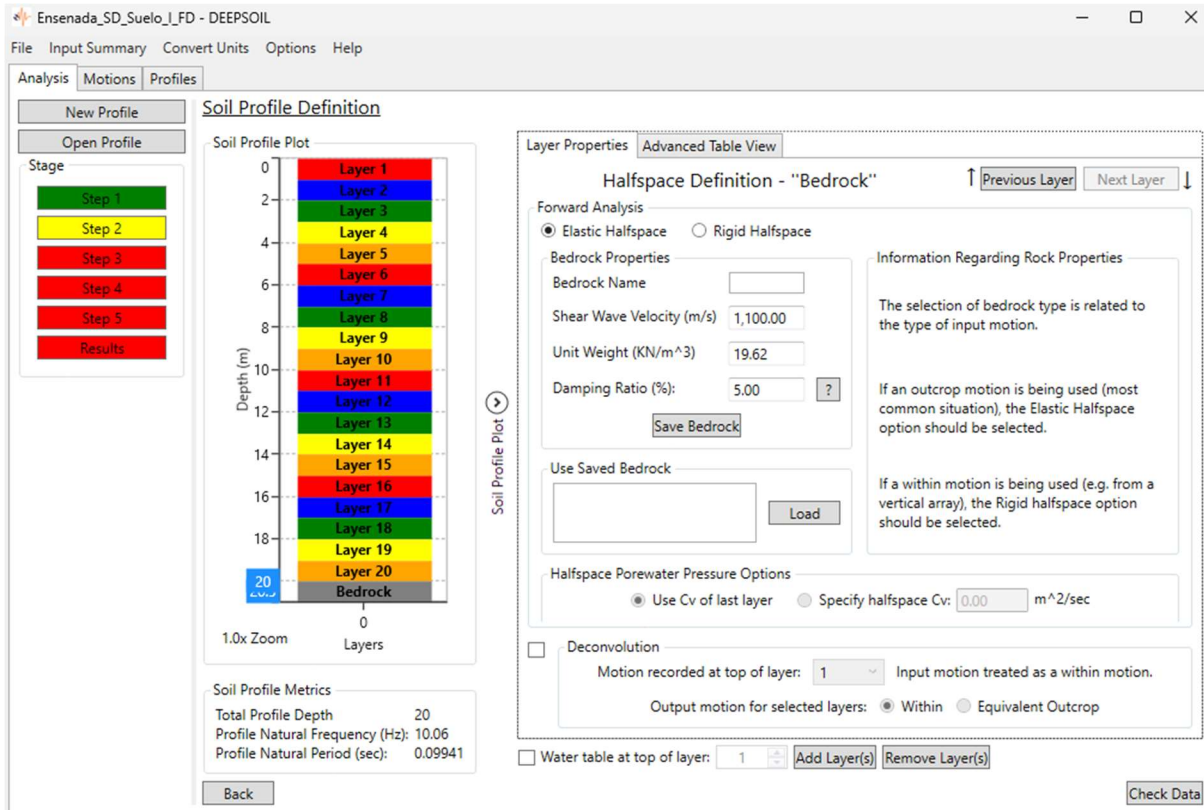
Con lo anterior, se considera las propiedades del estrato rocoso al momento de generar la función de transferencia del suelo, con amplitudes más definidas.



**Figura 188: Definición del tipo de análisis del suelo, Deepsoil**

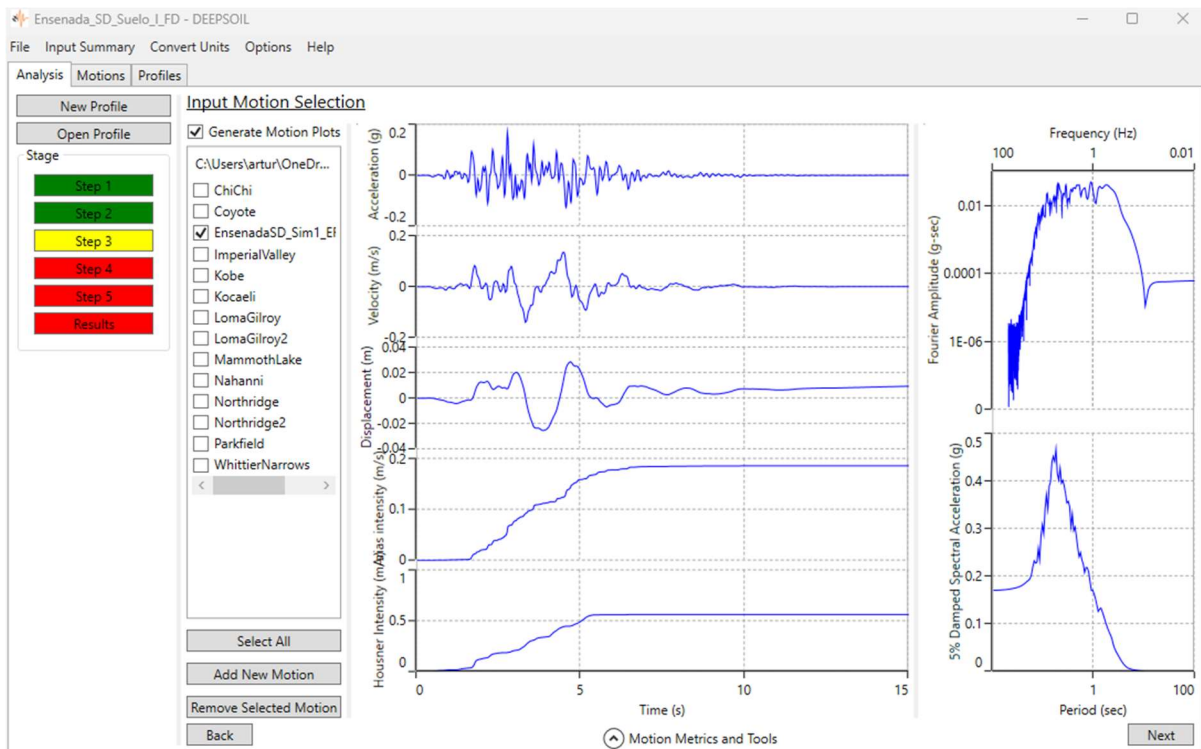


**Figura 189: Definición de los estratos del suelo, Deepsoil**



**Figura 190: Definición del tipo de estrato rocoso, Deepsoil**

El paso 3 implica agregar cada uno de los acelerogramas sintéticos desarrollados anteriormente, donde previamente se deben guardar en un archivo txt o similar para que se puedan cargar en el programa. La Figura 191 muestra un ejemplo donde se agrega la simulación 1.



**Figura 191: Asignación de los acelerogramas sintéticos, Deepsoil**

El paso 5 implica la definición de los parámetros para el análisis, donde la Figura 192 muestra:

- Número de iteraciones: Al ser un análisis lineal en el dominio de la frecuencia, el default es 1.0.
- Formulación para el módulo de corte complejo: El default es la fórmula de frecuencia independiente.
- Integración numérica: Método de Newmark.
- Método de interpolación: Lineal en el dominio del tiempo.
- Resultados de salida: Se puede obtener la amplificación para cada estrato, sin embargo el interés para el proyecto solamente requiere la amplificación en la superficie y se selecciona el estrato 1.

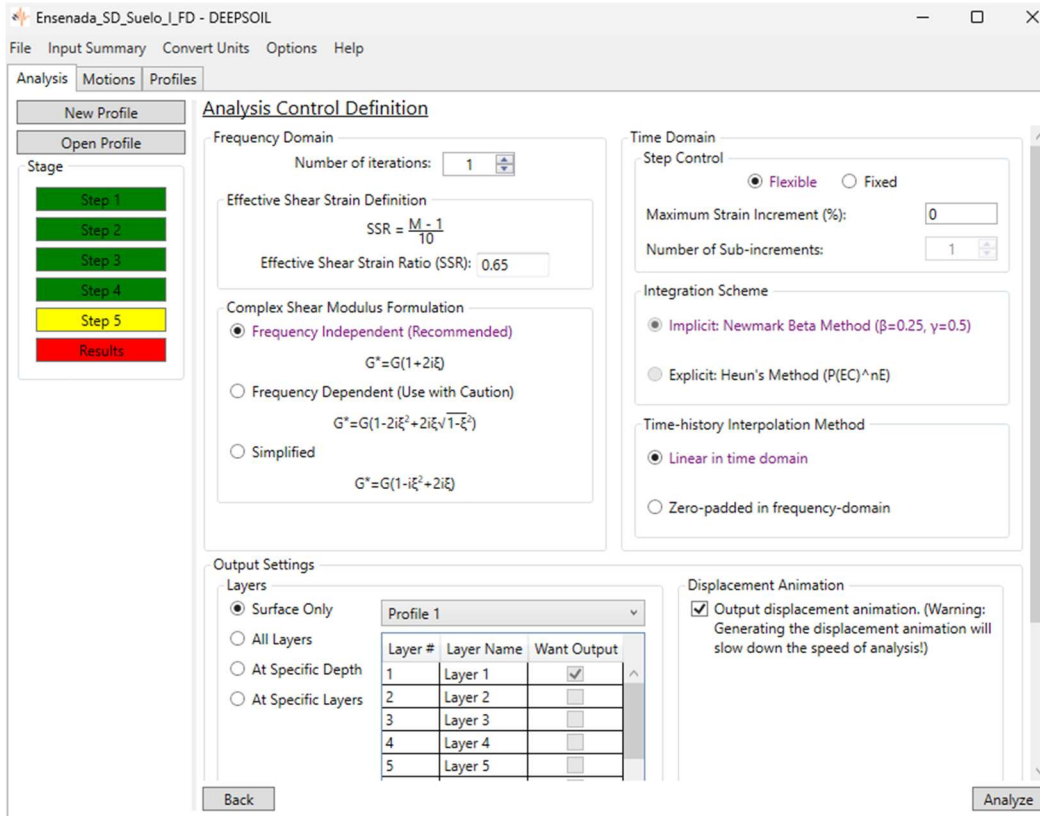


Figura 192: Parámetros para el tipo de análisis en suelo, Deepsoil

Desarrollando los 5 pasos del software Deepsoil, el programa desarrolla la función de transferencia del suelo y lo usa para la convolución de las funciones de los acelerogramas sintéticos y la función de transferencia del suelo para finalmente, ofrecer como resultado las amplificaciones dinámicas de los acelerogramas sintéticos.

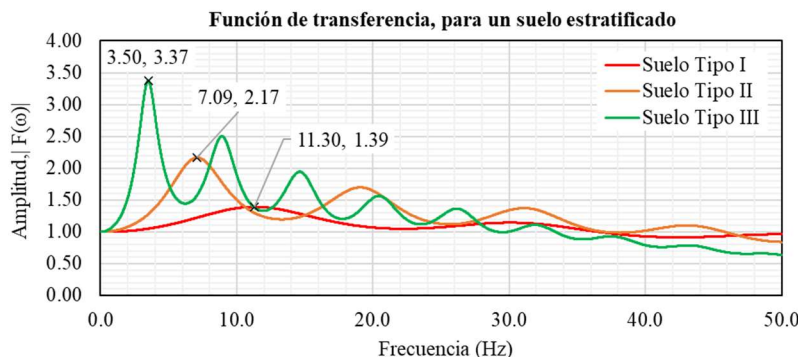
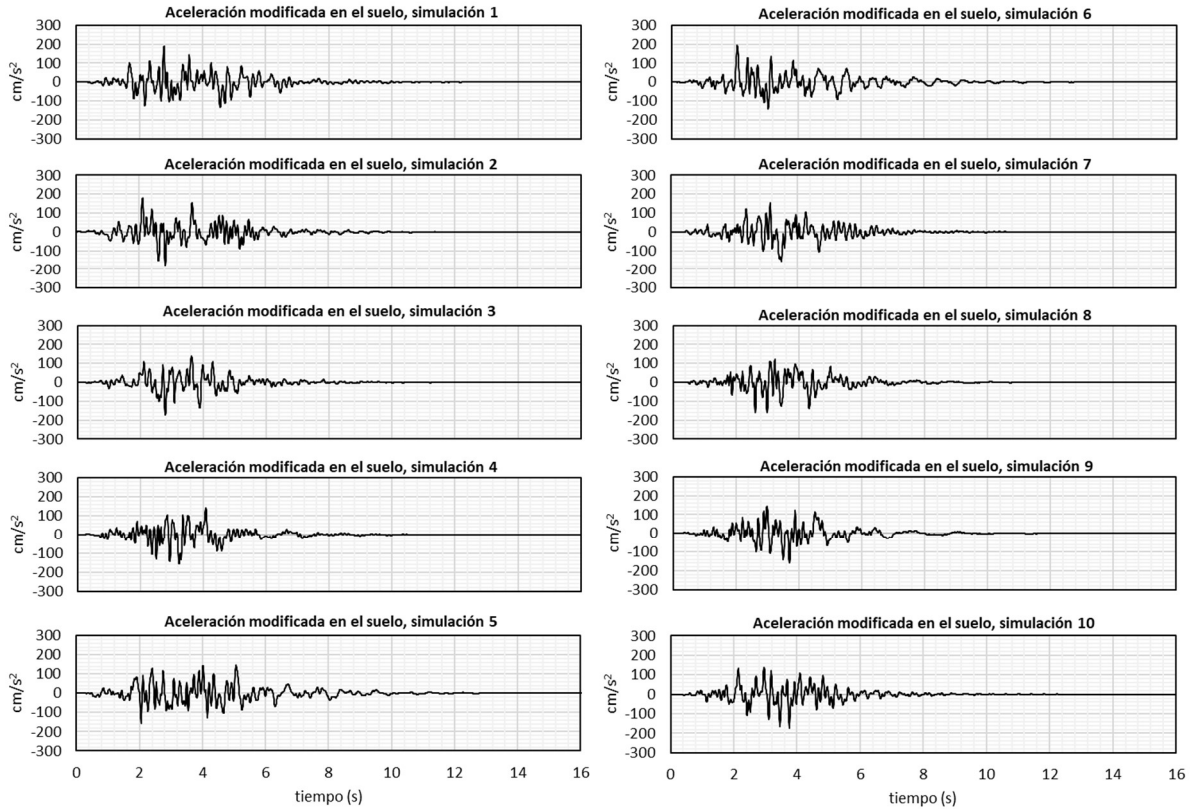


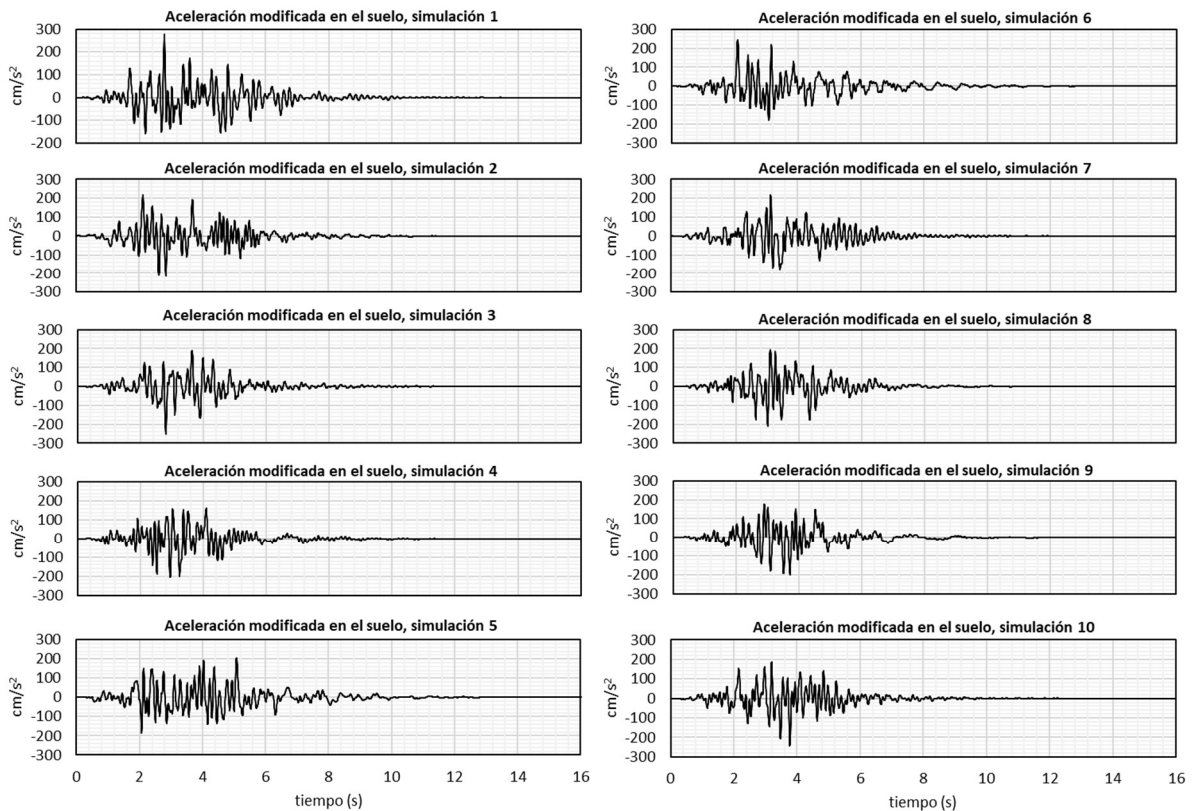
Figura 193: Función de transferencia del suelo para cada tipo, resultados del Deepsoil

La Figura 193 muestra las funciones de transferencia para las estratigrafías propuestas en los suelos tipo I, II y III, donde cada amplitud son las frecuencias resonantes del suelo. Se puede observar que, en el suelo tipo I, el periodo  $T_s = 1/f = 1/11.30 \text{ Hz} = 0.088 \text{ seg}$ , para el suelo tipo II es  $T_s = 1/7.09 \text{ Hz} = 0.141 \text{ seg}$  y para el suelo tipo III es  $T_s = 1/3.50 \text{ Hz} = 0.286 \text{ seg}$ , coincidiendo con los periodos obtenidos en la sección 3.4.1.

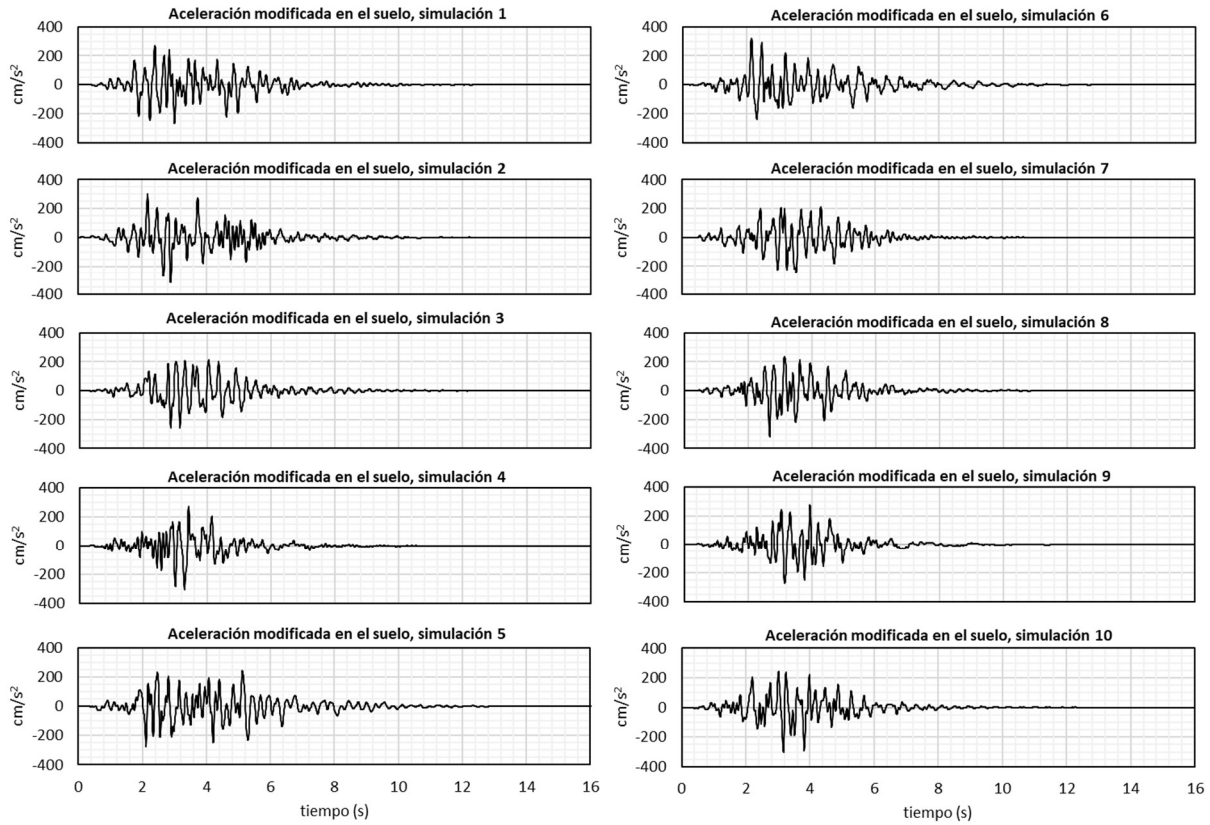
Los acelerogramas sintéticos amplificados se muestran en las siguientes figuras.



**Figura 194: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I,  $T_r = 475$  años**

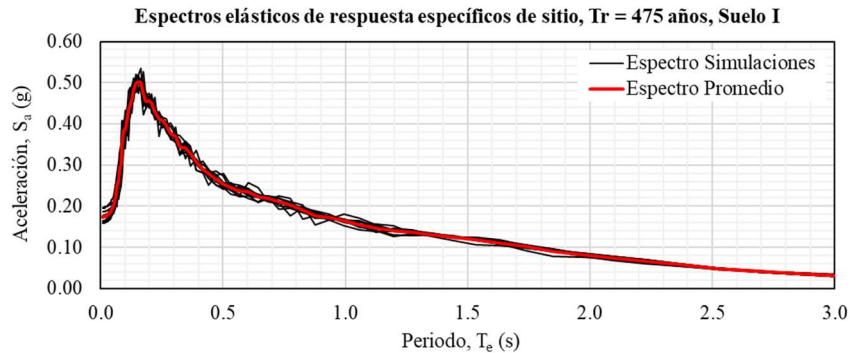


**Figura 195: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II,  $T_r = 475$  años**

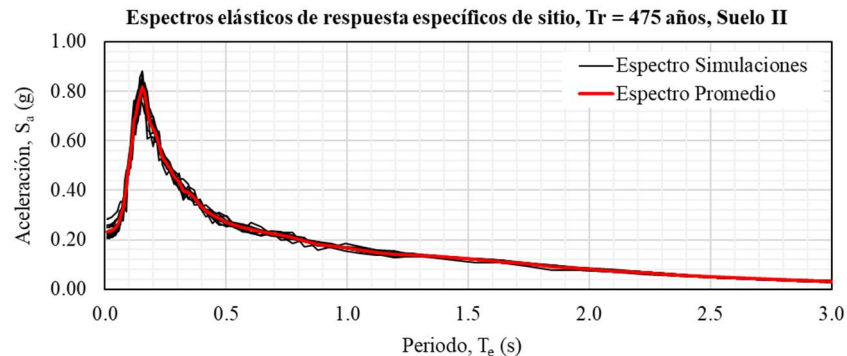


**Figura 196: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III,  $T_r = 475$  años**

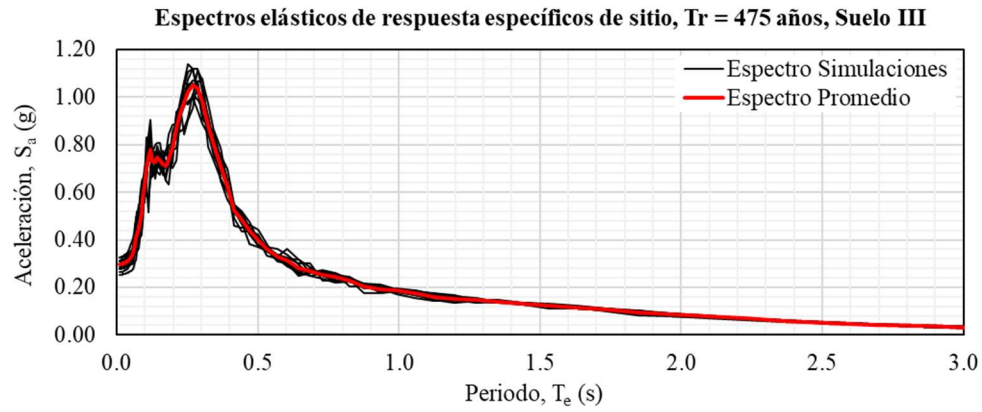
Con los acelerogramas sintéticos, el mismo software Deepsoil desarrolla los espectros de respuesta para cada simulación amplificada, mostrados en la Figura 197, Figura 198 y Figura 199.



**Figura 197: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=475$  años y suelo I**

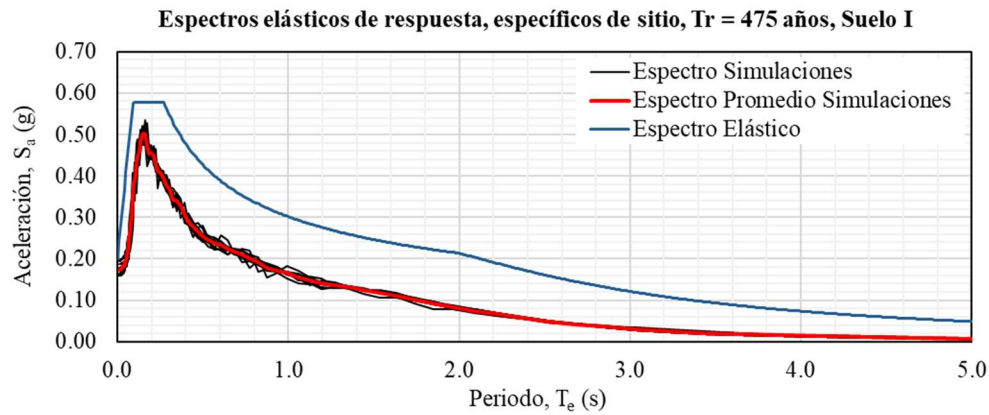


**Figura 198: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=475$  años y suelo II**

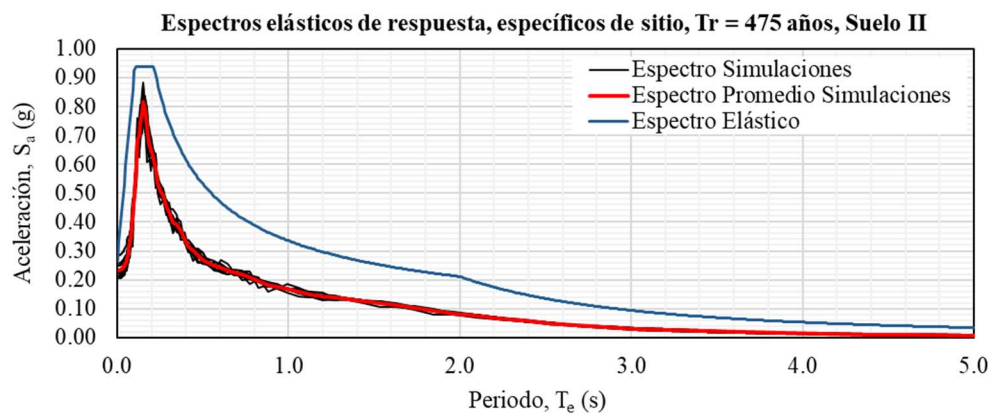


**Figura 199: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=475$  años y suelo III**

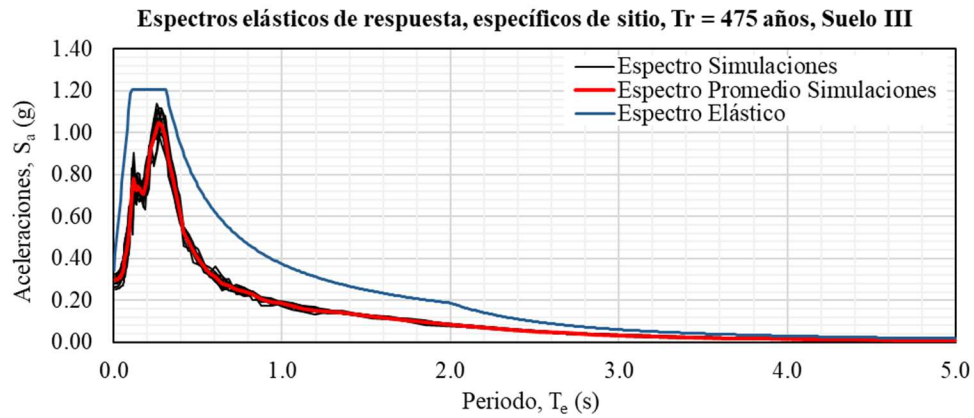
Finalmente, se localizan los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección 2.4.1.5 para cada tipo de suelo, mostrando los resultados en la Figura 200, Figura 201 y Figura 202. Dichos valores se aumentan 15% para evitar una simulación de Montecarlo y obtener valores espectrales un poco conservadores, al evitar las incertidumbres de los datos del suelo.



**Figura 200: Espectros de sitio para  $T_r=475$  años y suelo I**



**Figura 201: Espectros de sitio para  $T_r=475$  años y suelo II**



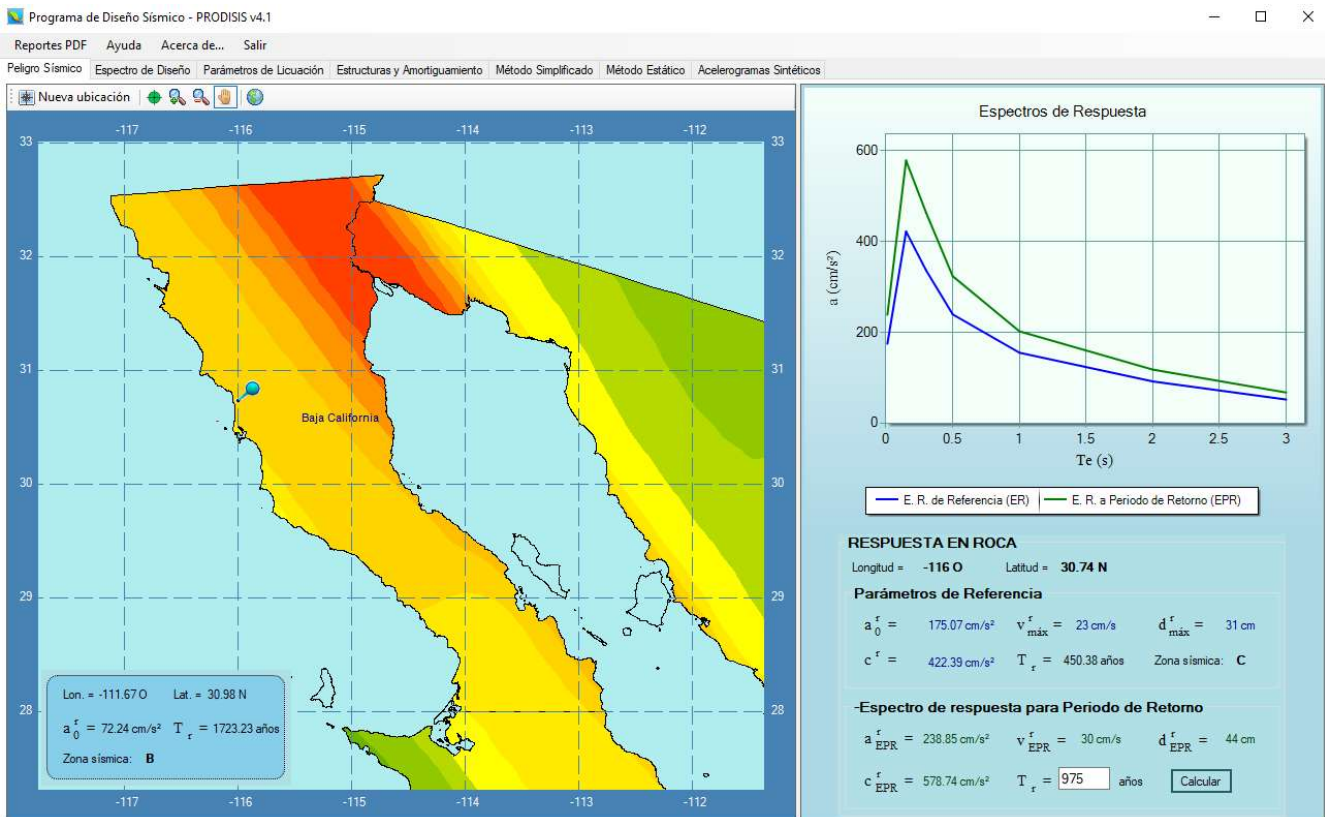
**Figura 202: Espectros de sitio para  $T_r=475$  años y suelo III**

### 3.4.3 Espectros con periodos de retorno de 975 años

La obtención de los espectros sísmicos requiere del uso de los mapas de peligro sísmico probabilista mostrados dentro del programa de diseño sísmico o PRODISIS, como parte de las recomendaciones del MDOC Sismo CFE 2015 para un periodo de retorno  $T_r = 975$  años.

#### 3.4.3.1 Espectros regionales

De acuerdo con la Figura 203, el puente se localiza en la zona sísmica C y para un periodo de retorno  $T_r = 975$  años, se tiene una aceleración en roca  $a_{0r} = 238 \text{ cm/s}^2$ .



**Figura 203: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un  $T_r=975$  años en la ubicación del puente**

De acuerdo con los tipos de suelo I, II y III en conjunto con la zona sísmica C, los factores de sitio y respuesta son:

- a) Suelo tipo I:  $F_{sit} = 1.0$  y  $F_{res} = 2.41$
- b) Suelo tipo II:  $F_{sit} = 2.1629$  y  $F_{res} = 3.4419$
- c) Suelo tipo III:  $F_{sit} = 2.3839$  y  $F_{res} = 3.6629$

Utilizando las fórmulas descritas en la sección 2.4.2.3, los espectros regionales para un amortiguamiento de  $\xi = 0.05$  se muestran en la Figura 204 donde el suelo tipo I tiene un coeficiente  $c = 0.587g$ , el suelo tipo II tiene un coeficiente  $c = 1.604g$  y el suelo tipo III tiene un coeficiente  $c = 1.819$ . Se puede observar el aumento significativo de las ordenadas espectrales entre el suelo tipo I y II, mientras que el aumento entre el suelo tipo II y tipo III no ocurre de la misma forma.

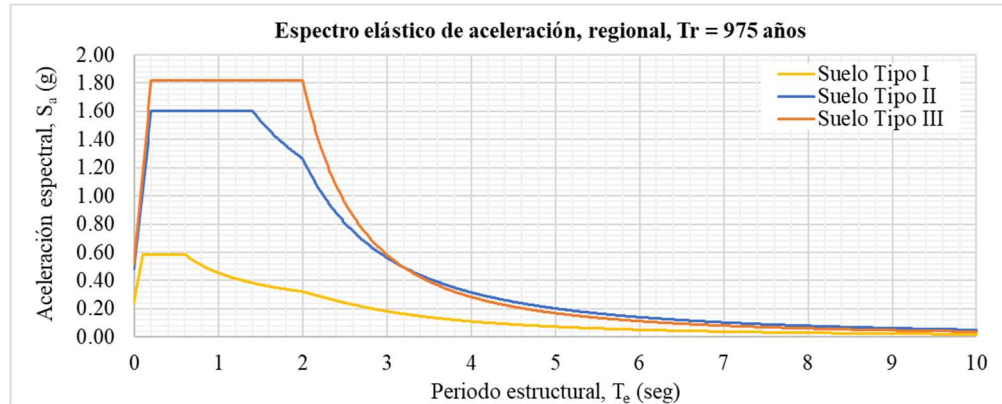


Figura 204: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente,  $Tr = 975$  años

### 3.4.3.2 Espectros de sitio

Para el desarrollo de los espectros de sitio, se requiere el espectro de aceleración en roca obtenida directamente del PRODISIS, mostrado en la Figura 203 y Figura 205.

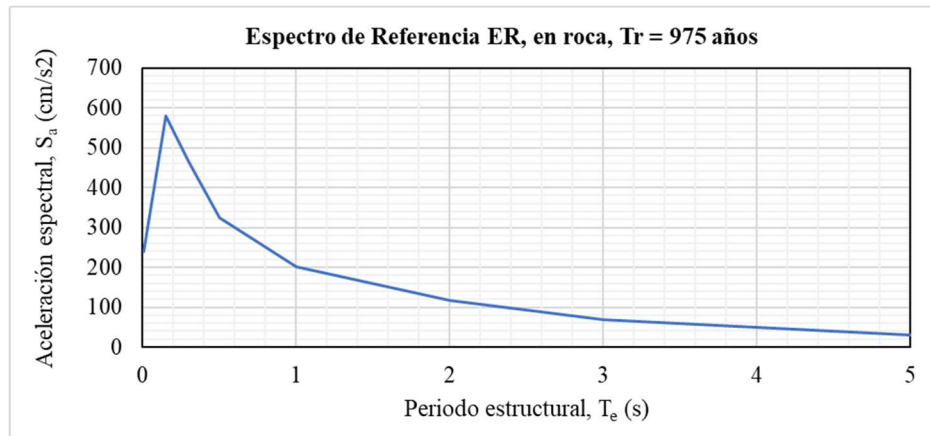
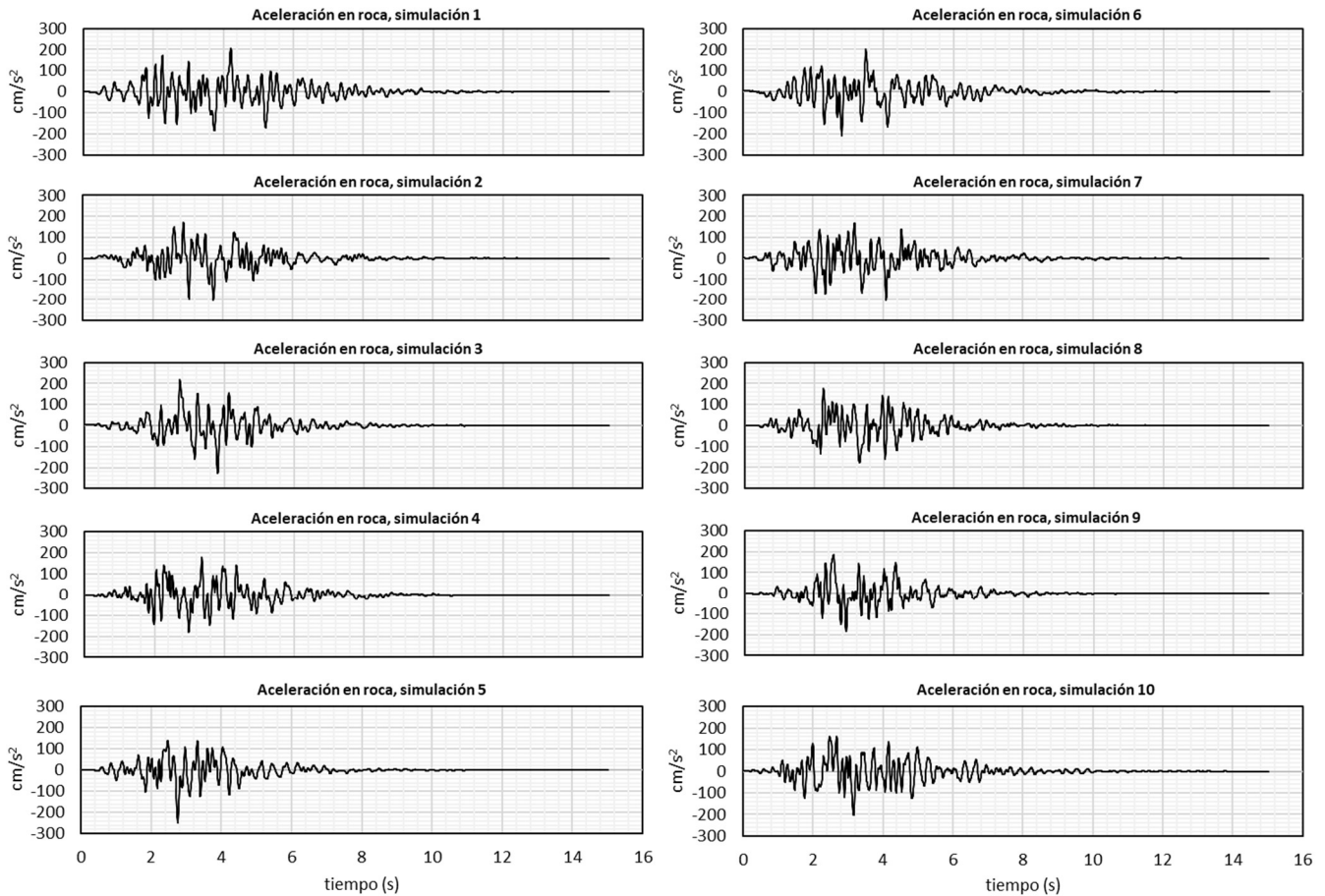


Figura 205: Espectros en roca para un  $Tr = 975$  años en el sitio

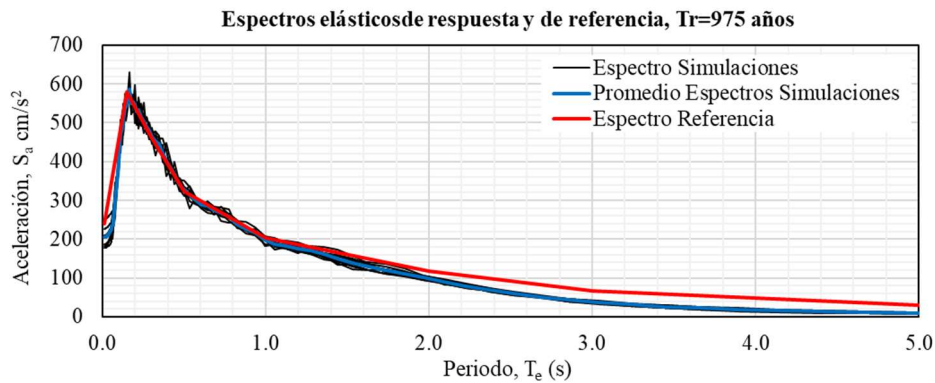
Los acelerogramas sintéticos desarrollados para los suelos tipo I, II y III se obtienen directamente en el PRODISIS utilizando el espectro en roca para un  $Tr = 975$  años, donde se crearon 10 simulaciones con sus gráficas mostradas en la Figura 206.

La Figura 207 muestra la comprobación energética de cada uno de los acelerogramas sintéticos en comparación con el espectro de referencia.

Ahora, se debe usar el software Deepsoil para la obtención de la amplificación dinámica entre las propiedades del suelo y los acelerogramas sintéticos con los mismos pasos mostrados en la sección 3.4.2.2. La Figura 193 muestra las funciones de transferencia para las estratigrafías propuestas en los suelos tipo I, II y III, donde cada amplitud son las frecuencias resonantes del suelo.



**Figura 206: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca,  $T_r=975$  años**



**Figura 207: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia,  $T_r=975$  años**

Los acelerogramas sintéticos amplificados se muestran en la Figura 208, Figura 209 y Figura 210 para cada uno de los tipos de suelos descritos anteriormente.

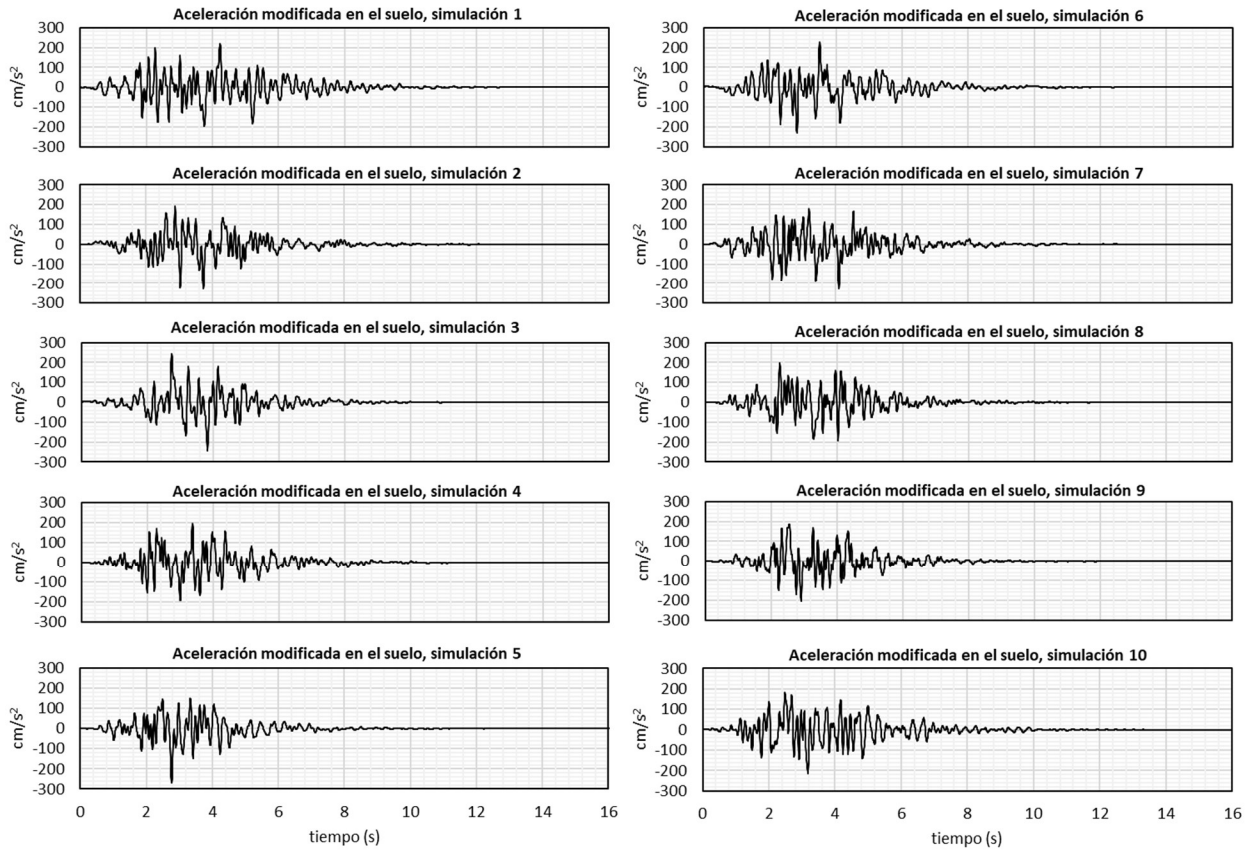


Figura 208: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I,  $T_r = 975$  años

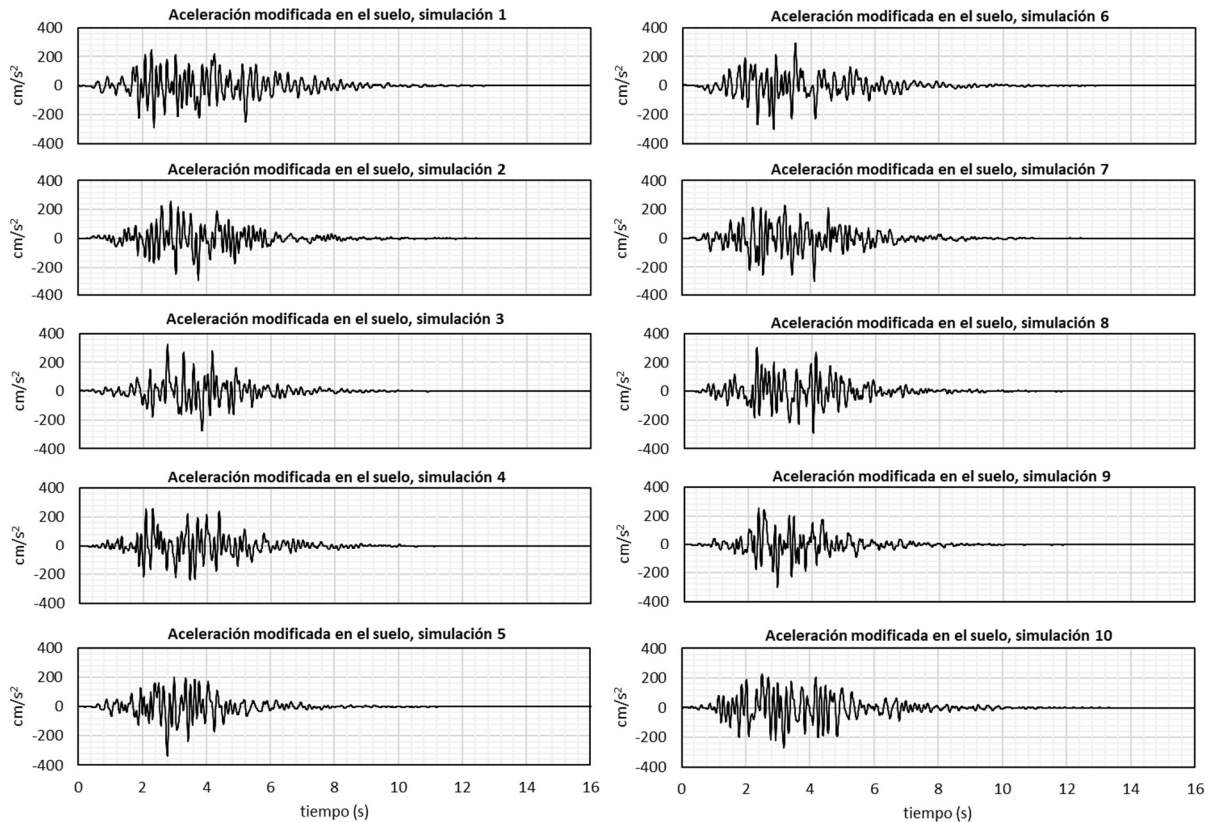
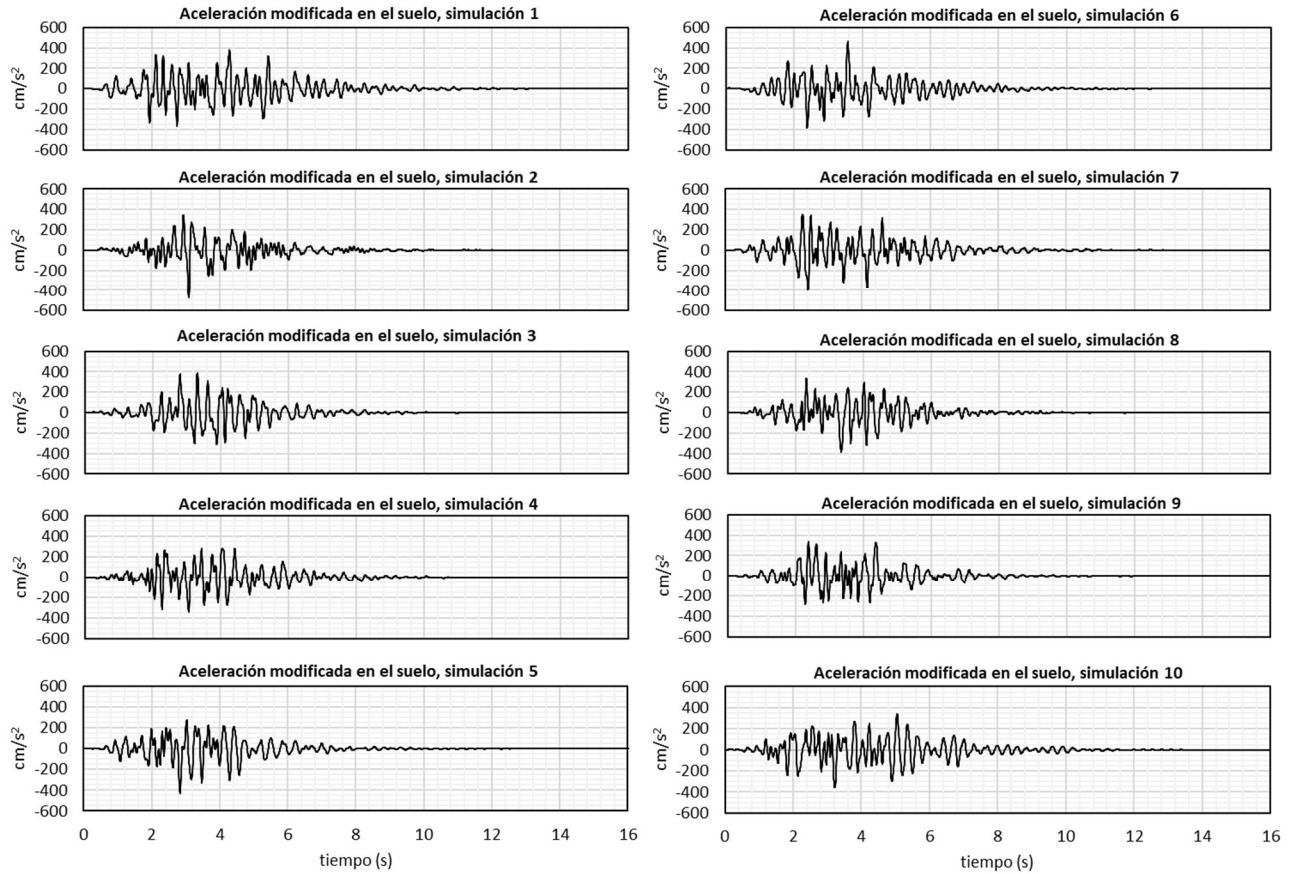
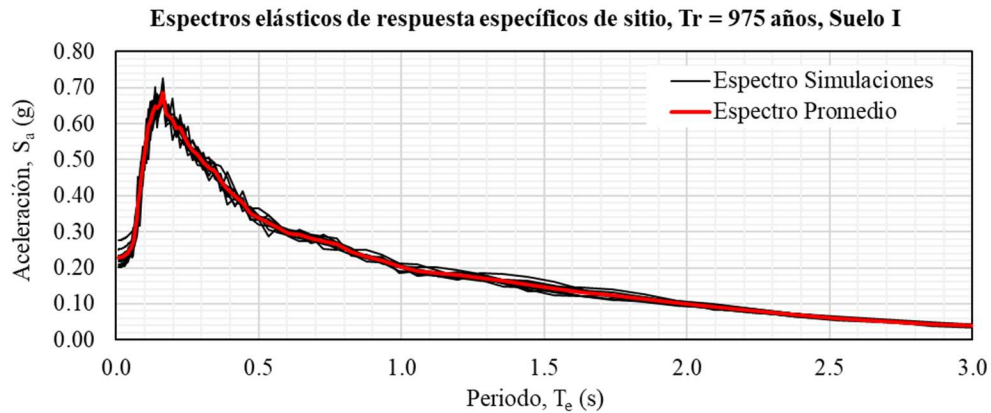


Figura 209: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II,  $T_r = 975$  años

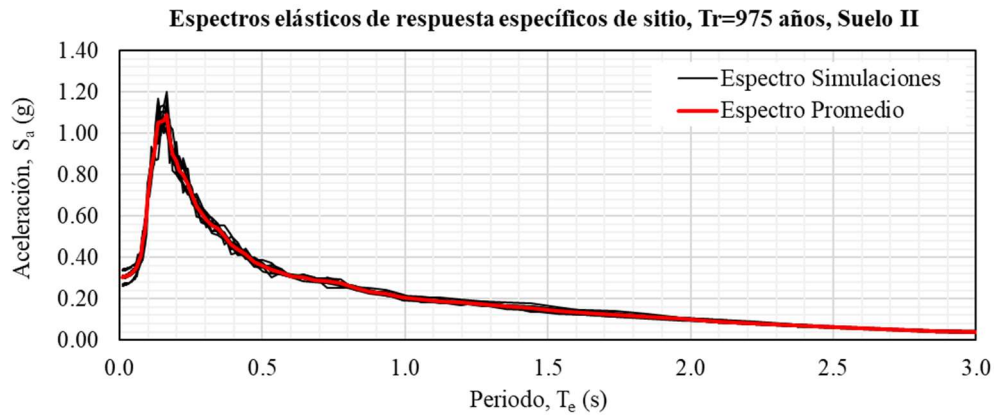


**Figura 210: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III,  $T_r = 975$  años**

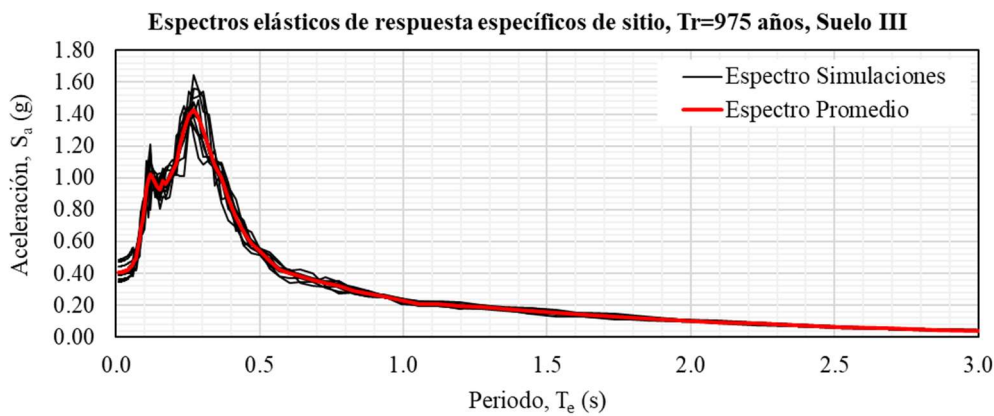
Con los acelerogramas sintéticos, el mismo software Deepsoil desarrolla los espectros de respuesta para cada simulación amplificada, mostrados en la Figura 211, Figura 212 y Figura 213.



**Figura 211: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=975$  años y suelo I**

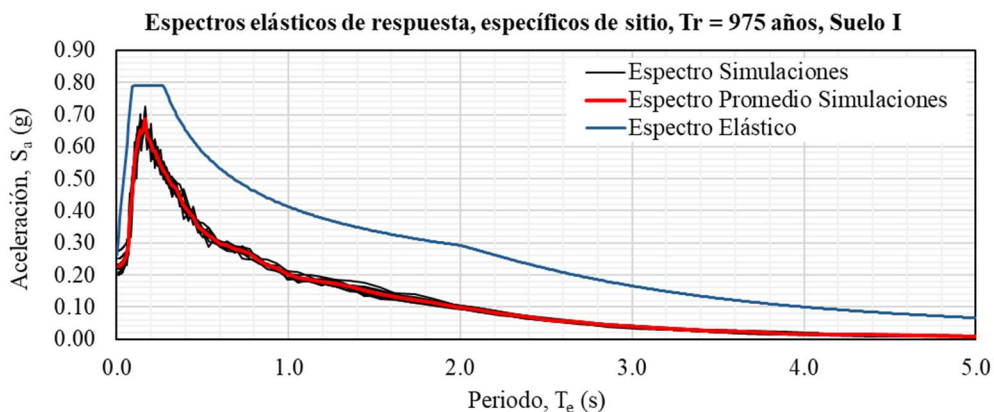


**Figura 212: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=975$  años y suelo II**

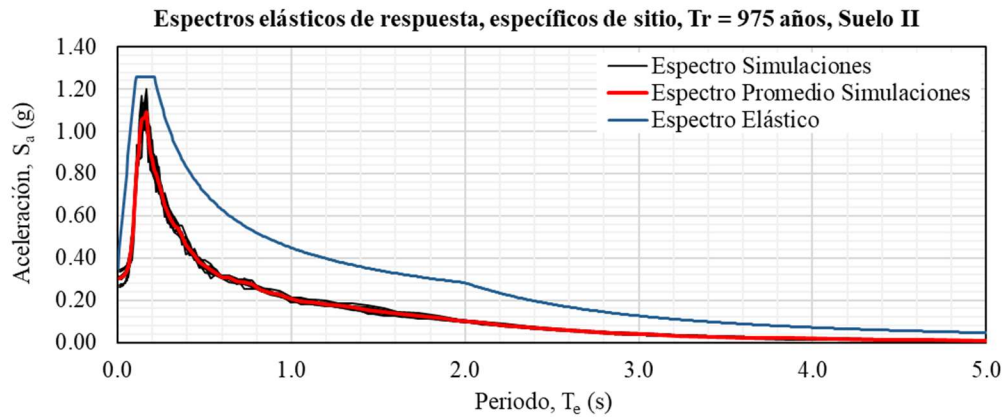


**Figura 213: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=975$  años y suelo III**

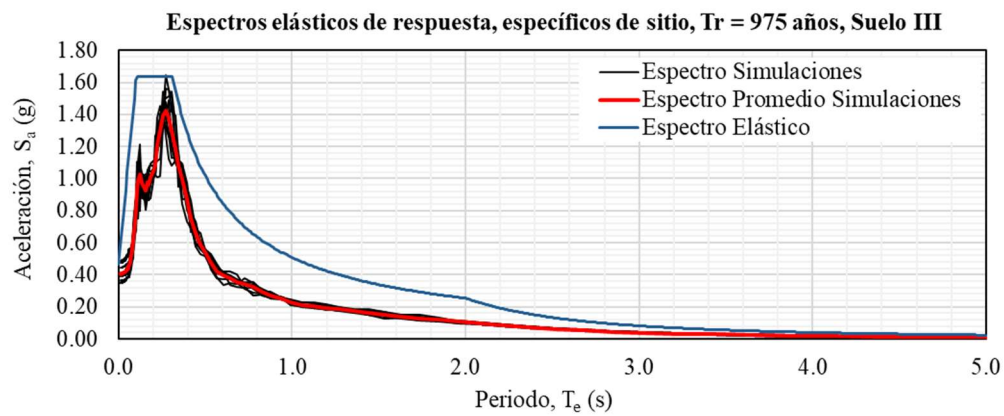
Finalmente, se localizan los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección 2.4.1.5 para cada tipo de suelo, mostrando los resultados en la. Dichos valores se aumentan 15% para evitar una simulación de Montecarlo y obtener valores espectrales un poco conservadores, al evitar las incertidumbres de los datos del suelo.



**Figura 214: Espectros de sitio para  $T_r=975$  años y suelo I**



**Figura 215: Espectros de sitio para  $T_r=975$  años y suelo II**



**Figura 216: Espectros de sitio para  $T_r=975$  años y suelo III**

### 3.4.4 Espectros con periodos de retorno de 2475 años

La obtención de los espectros sísmicos requiere del uso de los mapas de peligro sísmico probabilista mostrados dentro del programa de diseño sísmico o PRODISIS, como parte de las recomendaciones del MDOC Sismo CFE 2015 para un periodo de retorno  $T_r = 2475$  años.

#### 3.4.4.1 Espectros regionales

De acuerdo con la , el puente se localiza en la zona sísmica C y para un periodo de retorno  $T_r = 2475$  años, se tiene una aceleración en roca  $a_{or} = 330 \text{ cm/s}^2$ .

De acuerdo con los tipos de suelo I, II y III en conjunto con la zona sísmica C, los factores de sitio y respuesta son:

- a) Suelo tipo I:  $F_{sit} = 1.0$  y  $F_{res} = 2.41$
- b) Suelo tipo II:  $F_{sit} = 2.1629$  y  $F_{res} = 3.4419$
- c) Suelo tipo III:  $F_{sit} = 2.3839$  y  $F_{res} = 3.6629$

Utilizando las fórmulas descritas en la sección 2.4.2.3, los espectros regionales para un amortiguamiento de  $\xi = 0.05$  se muestran en la Figura 218 donde el suelo tipo I tiene un coeficiente  $c = 0.812g$ , el suelo tipo II tiene un coeficiente  $c = 1.807g$  y el suelo tipo III tiene un coeficiente  $c = 1.922$ . Se puede observar el aumento significativo de las ordenadas espectrales entre el suelo tipo I y II, mientras que el aumento entre el suelo tipo II y tipo III no ocurre de la misma forma.

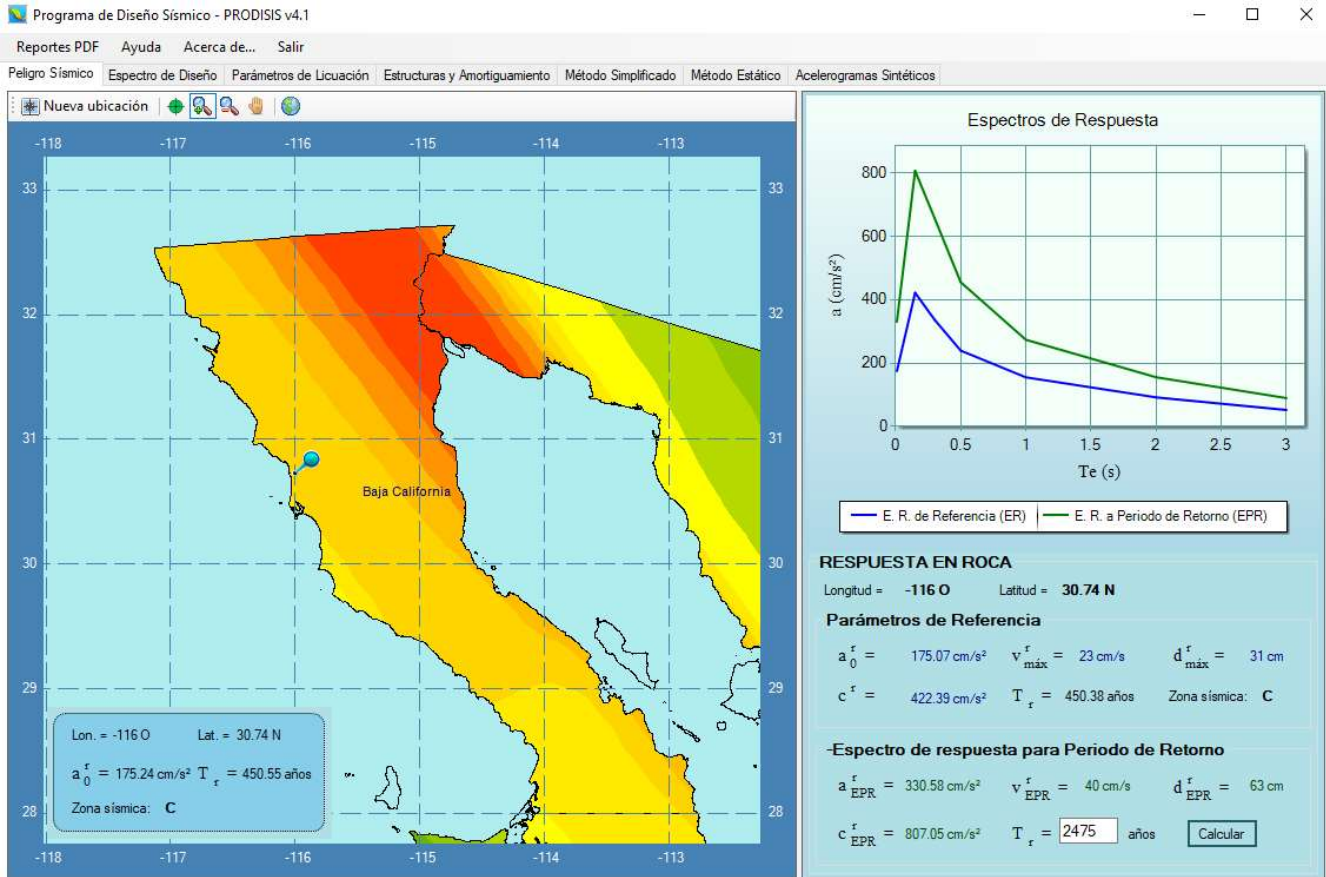


Figura 217: Mapa de peligro sísmico probabilista, para un  $T_r=2475$  años en la ubicación del puente

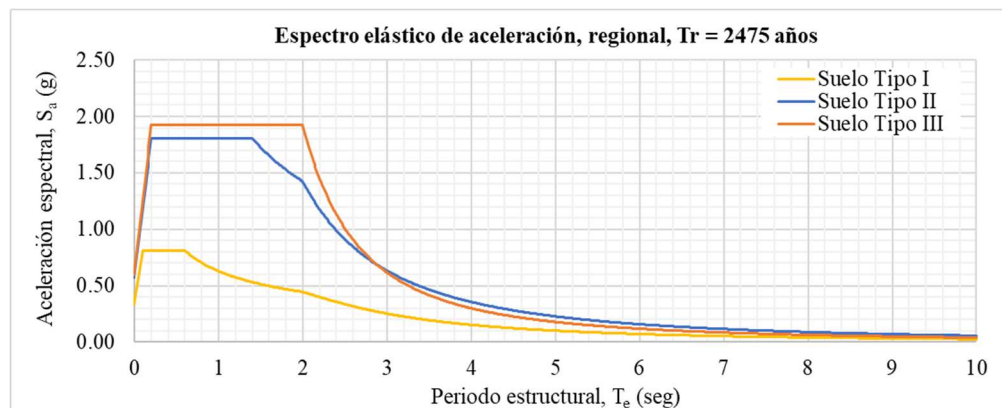


Figura 218: Espectros regionales para los tres tipos de suelo en la ubicación del puente,  $T_r = 2475$  años

### 3.4.4.2 Espectros de sitio

Para el desarrollo de los espectros de sitio, se requiere el espectro de aceleración en roca obtenida directamente del PRODISIS, mostrado en la Figura 217 y Figura 219.

Los acelerogramas sintéticos desarrollados para los suelos tipo I, II y III se obtienen directamente en el PRODISIS utilizando el espectro en roca para un  $T_r = 2475$  años, donde se crearon 10 simulaciones con sus gráficas mostradas en la Figura 220.

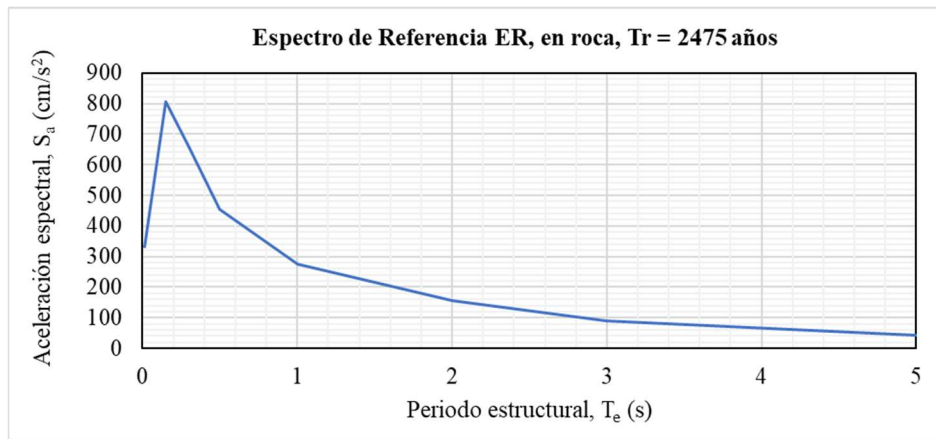


Figura 219: Espectros en roca para un  $T_r = 2475$  años en el sitio

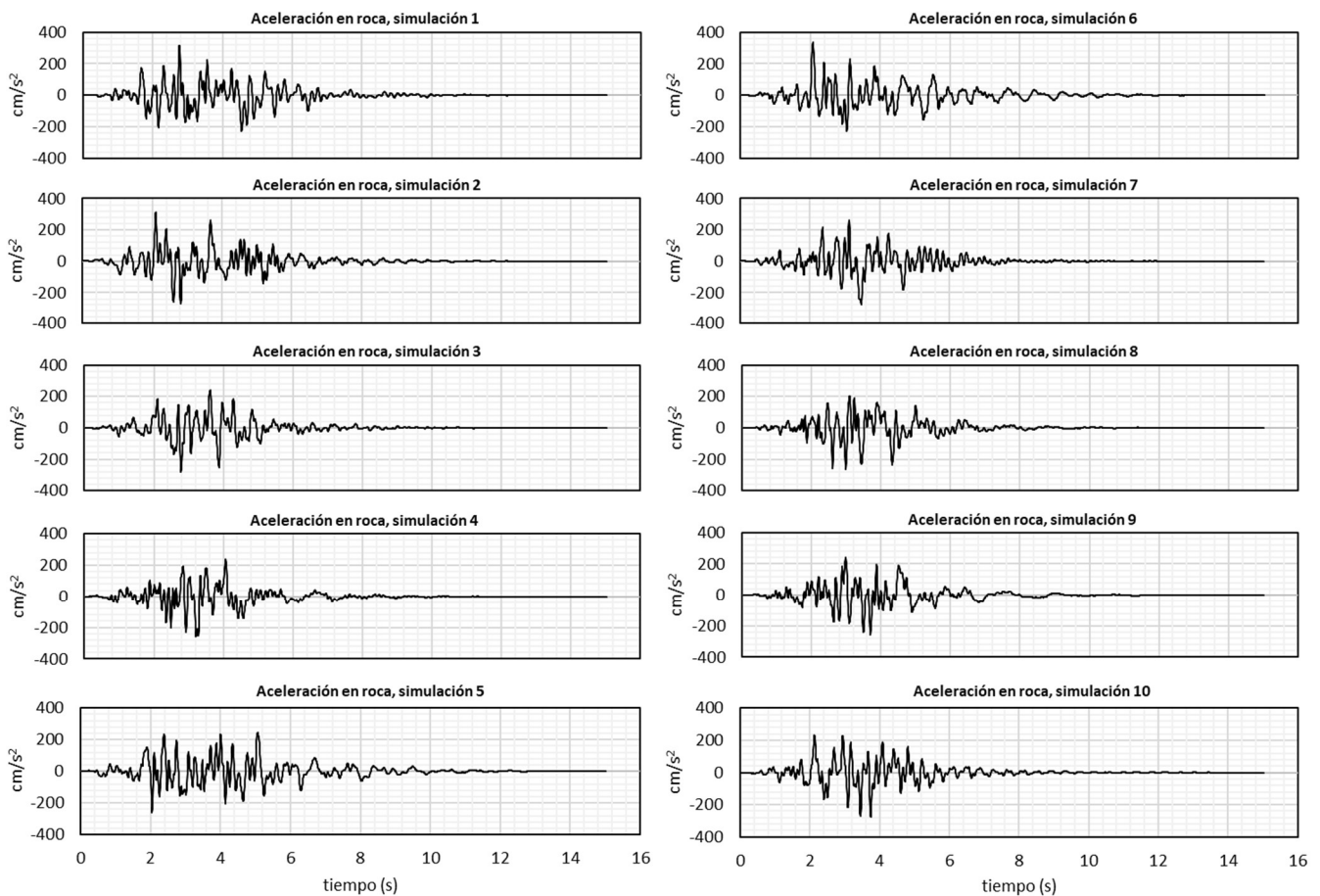


Figura 220: Acelerogramas sintéticos obtenidos del espectro en roca,  $T_r=2475$  años

Ahora, se debe usar el software Deepsoil para la obtención de la amplificación dinámica entre las propiedades del suelo y los acelerogramas sintéticos con los mismos pasos mostrados en la sección 3.4.2.2. La Figura 193 muestra las funciones de transferencia para las estratigrafías propuestas en los suelos tipo I, II y III, donde cada amplitud son las frecuencias resonantes del suelo.

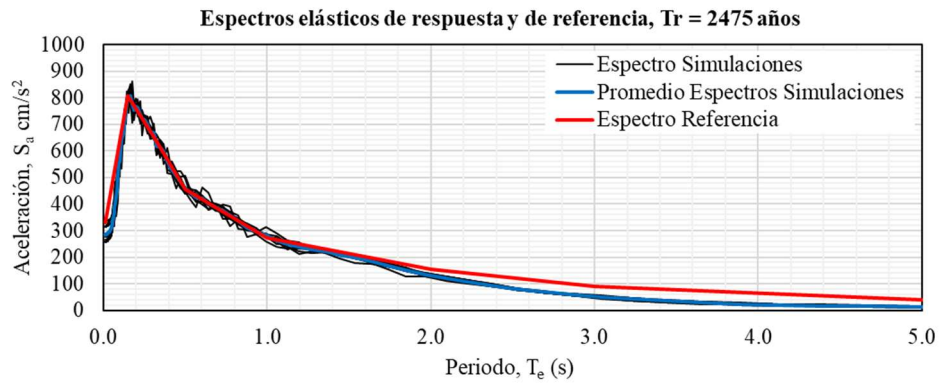


Figura 221: Espectros de respuesta de los acelerogramas y de referencia,  $T_r=2475$  años

Los acelerogramas sintéticos amplificados se muestran en la Figura 222, Figura 223 y Figura 224 para cada uno de los tipos de suelos descritos anteriormente.

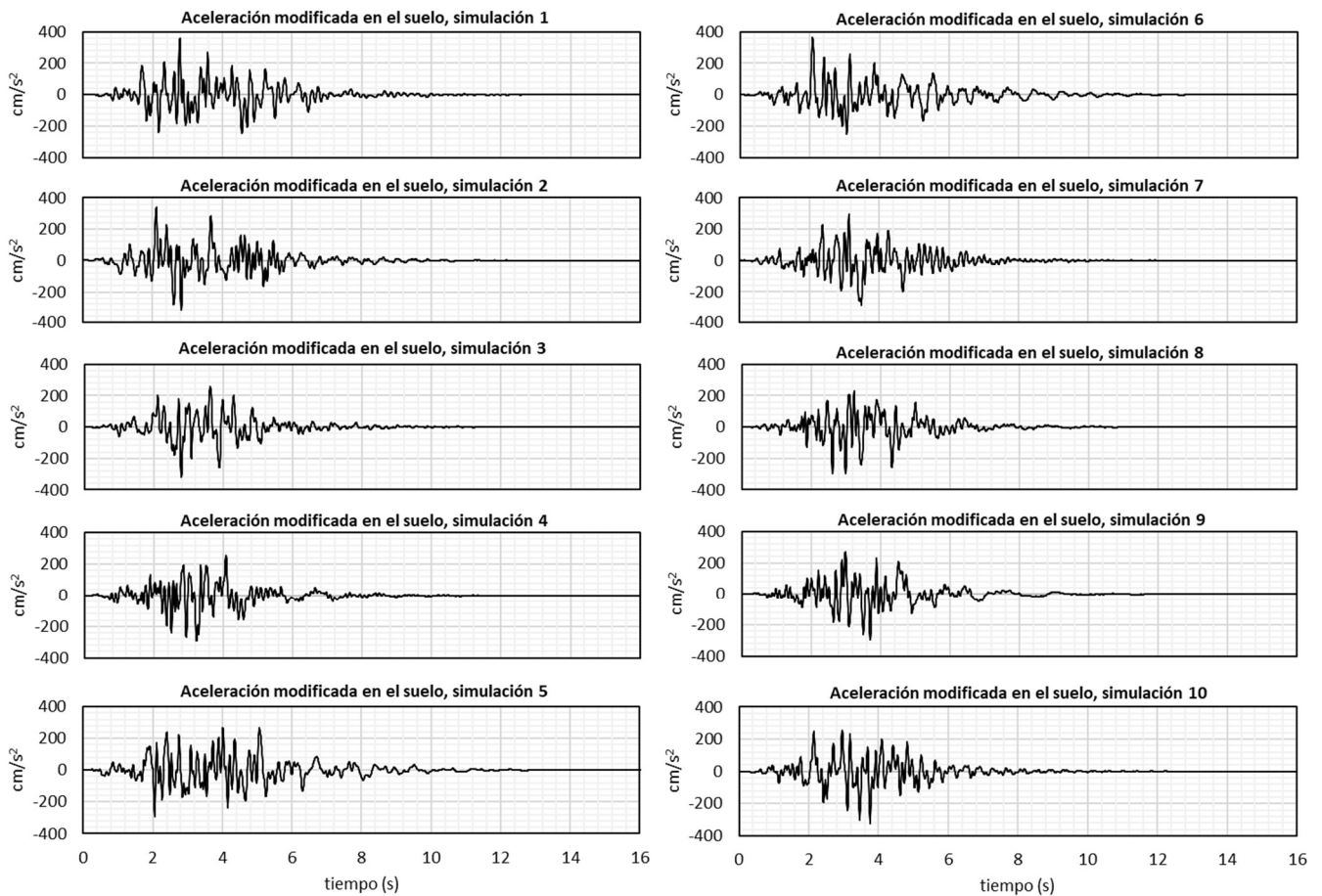
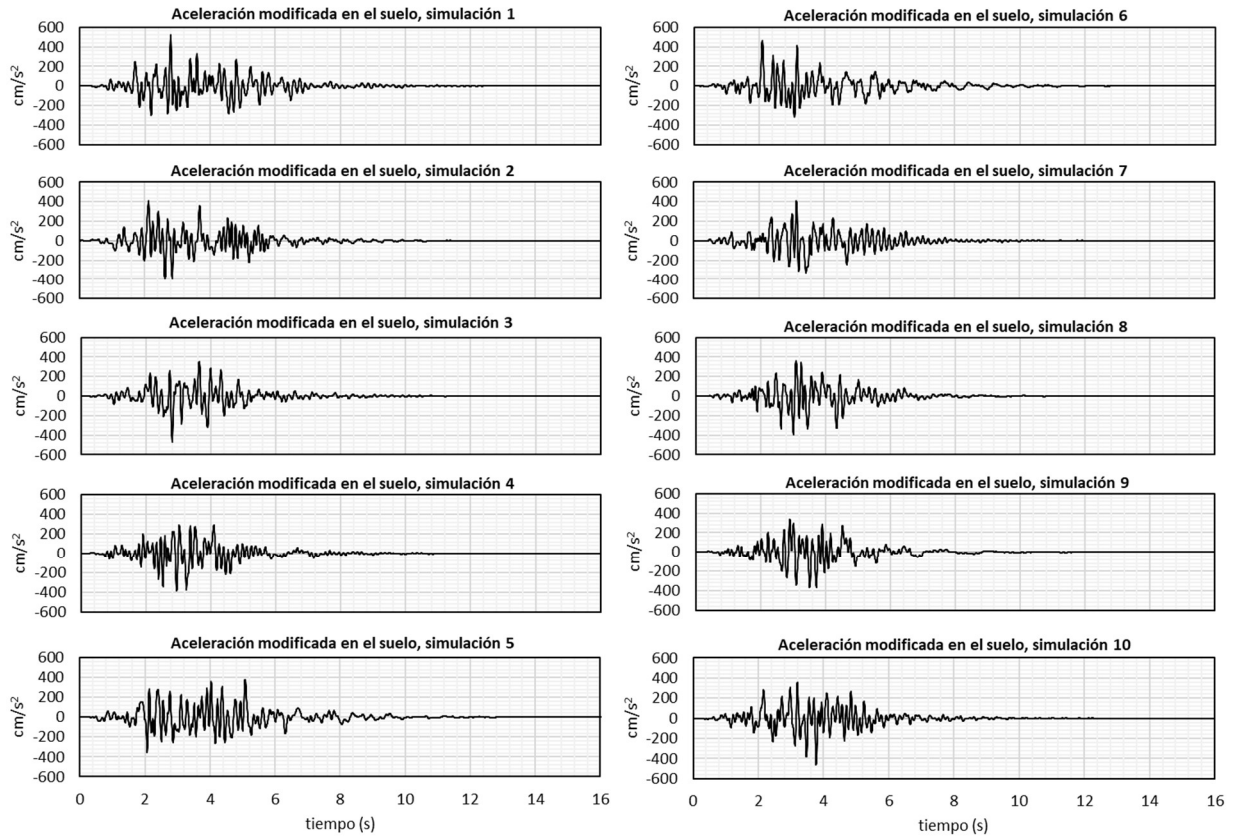
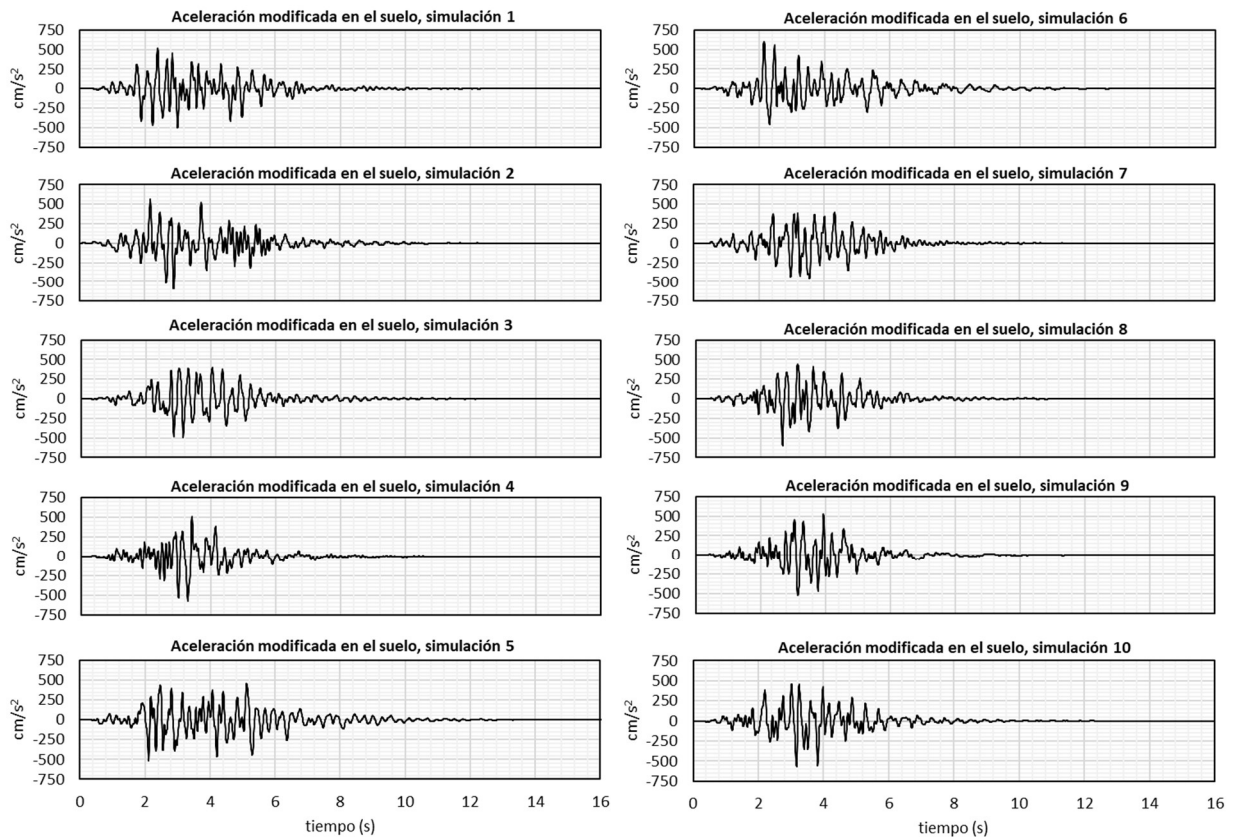


Figura 222: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo I,  $T_r = 2475$  años

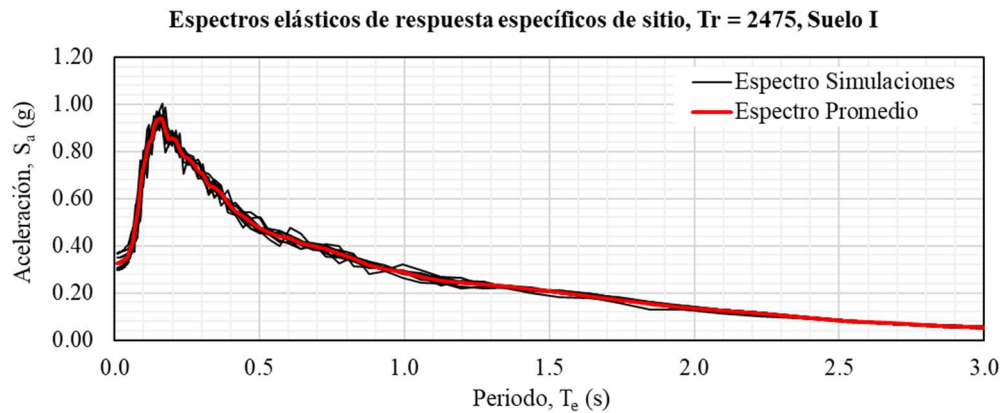


**Figura 223: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo II,  $T_r = 2475$  años**

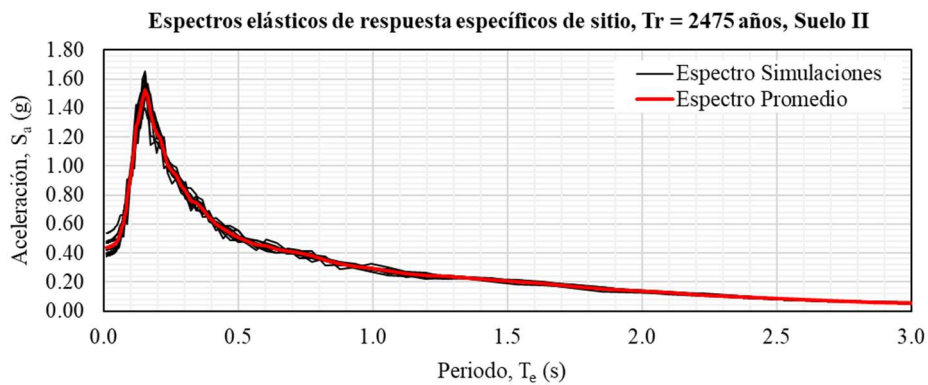


**Figura 224: Acelerogramas sintéticos amplificados del suelo tipo III,  $T_r = 2475$  años**

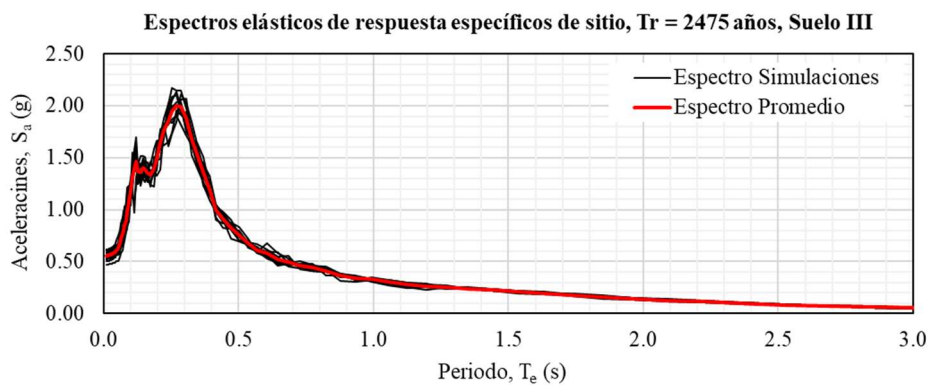
Con los acelerogramas sintéticos, el mismo software Deepsoil desarrolla los espectros de respuesta para cada simulación amplificada, mostrados en la Figura 225, Figura 226 y Figura 227.



**Figura 225: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=2475$  años y suelo I**

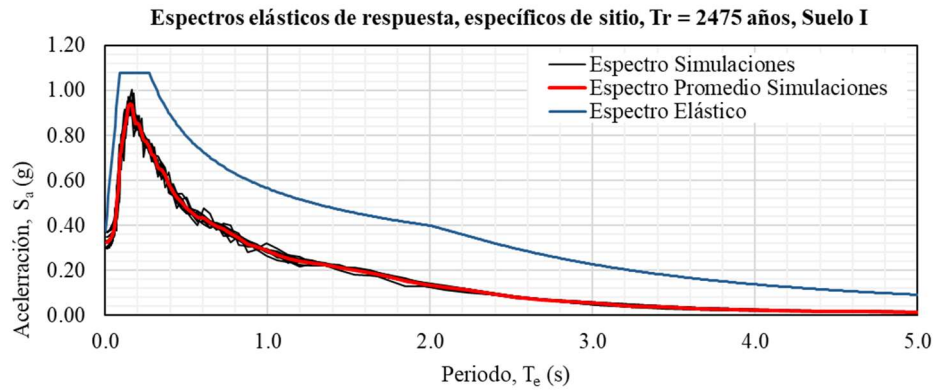


**Figura 226: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=2475$  años y suelo II**

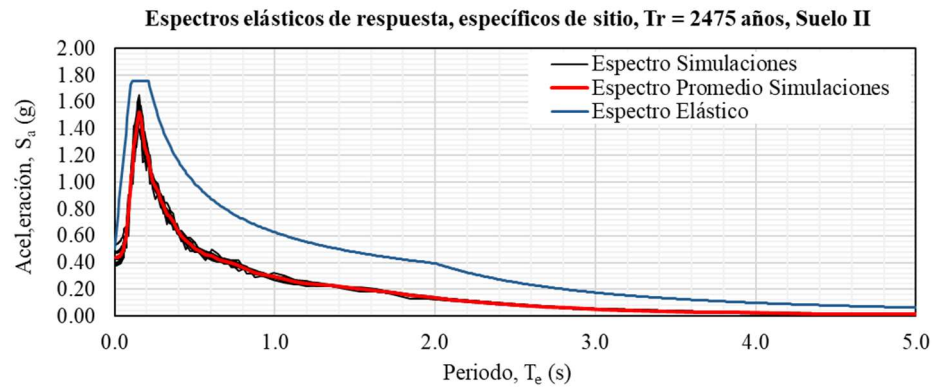


**Figura 227: Espectros de respuesta amplificados para  $T_r=2475$  años y suelo III**

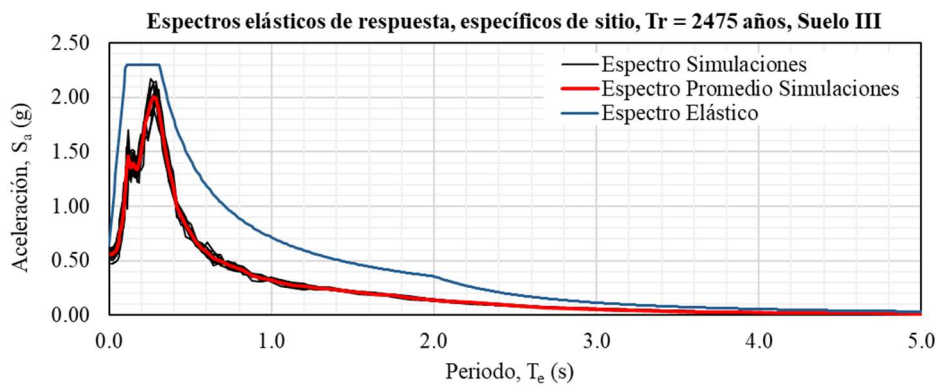
Finalmente, se localizan los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$  y  $T_b$  de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección 2.4.1.5 para cada tipo de suelo, mostrando los resultados en la. Dichos valores se aumentan 15% para evitar una simulación de Montecarlo y obtener valores espectrales un poco conservadores, al evitar las incertidumbres de los datos del suelo.



**Figura 228: Espectros de sitio para  $T_r=2475$  años y suelo I**



**Figura 229: Espectros de sitio para  $T_r=2475$  años y suelo II**



**Figura 230: Espectros de sitio para  $T_r=2475$  años y suelo III**

### 3.4.5 Comparativa de espectros regionales y de sitio

Para espectros con periodo de retorno  $T_r = 475$  años, la Figura 231 muestra los espectros regionales y de sitio obtenidos para la ubicación del puente, destacando la disminución de las ordenadas espectrales para cada tipo de suelo, así como la meseta de periodos con aceleraciones máximas. De la misma forma Figura 232 y Figura 233 muestran la comparativa para periodos de retorno  $T_r = 975$  años y  $T_r = 2475$  años.

Para el caso del periodo de retorno  $T_r = 2475$  años, se puede observar que los espectros de sitio tienen aceleraciones mayores en suelos tipo I y III en comparación con los espectros regionales.

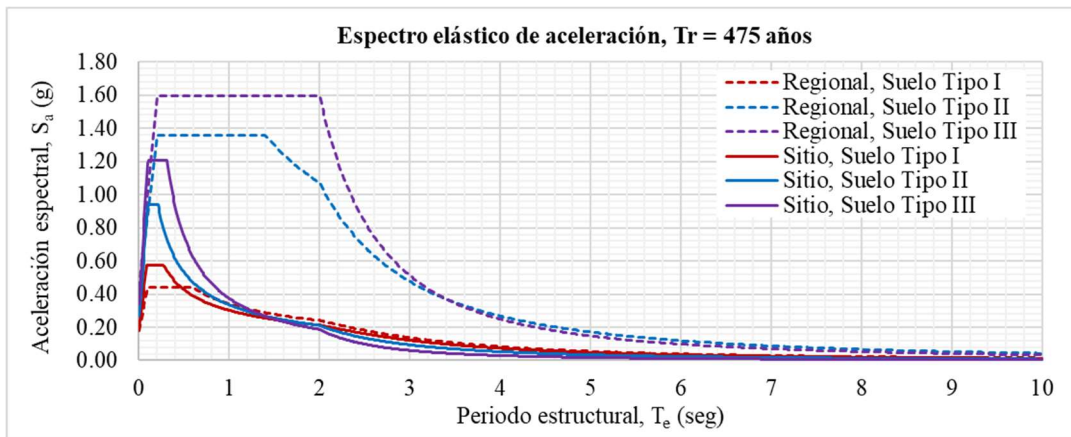


Figura 231: Comparativa de espectros regionales y de sitio,  $T_r = 475$  años

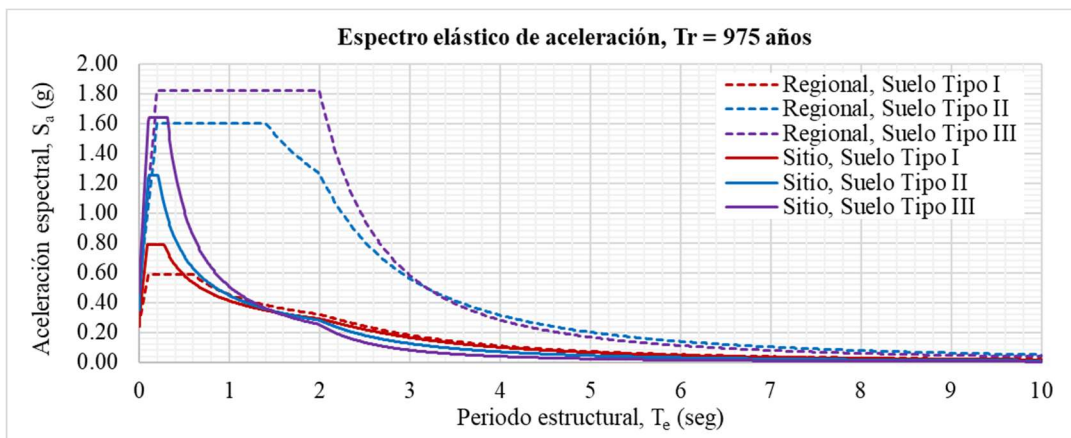


Figura 232: Comparativa de espectros regionales y de sitio,  $T_r = 975$  años

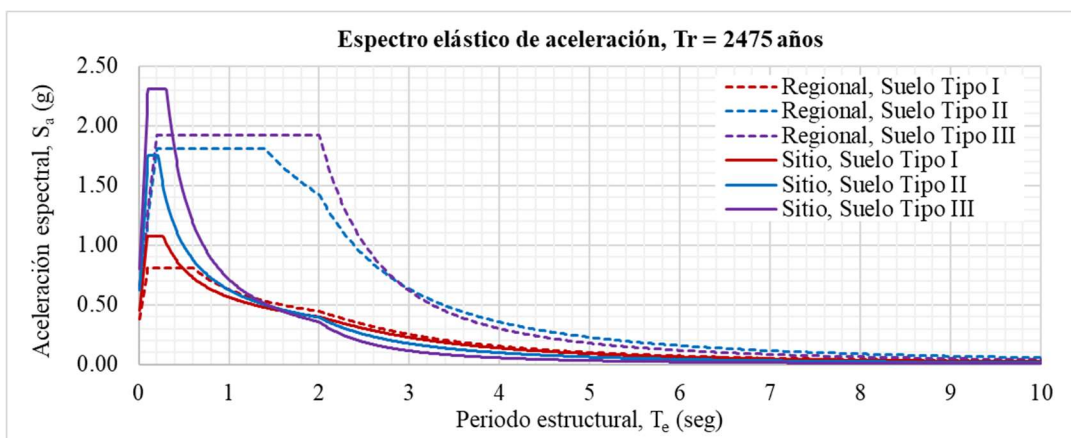


Figura 233: Comparativa de espectros regionales y de sitio,  $T_r = 2475$  años

### 3.5 Desarrollo del puente con un modelo matemático.

Utilizando el programa SAP2000, se desarrolló todo el modelo matemático del puente utilizando elementos tipo barra para las vigas y columnas en conjunto con elementos tipo Shell thin para la losa de rodamiento. Las siguientes secciones describen la metodología usada para el desarrollo del puente.

#### 3.5.1 Materiales utilizados

Se utilizan los materiales de concreto reforzado y acero de refuerzo

##### 3.5.1.1 Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Se define el concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  utilizando un módulo de elasticidad  $E_c = 238752 \text{ kg/cm}^2$ , coeficiente de Poisson  $\nu = 0.2$  y un peso volumétrico  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ , descritos en la Figura 234.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. The fields are filled with the following values:

- Material Name:  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$
- Material Type: Concrete
- Symmetry Type: Isotropic
- Modulus of Elasticity (E): 238752
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 2.400E-03, Mass per Unit Volume: 2.450E-06
- Units: Kgf, cm, C
- Poisson (U): 0.2
- Other Properties For Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength,  $f'_c$ : 250; Expected Concrete Compressive Strength: 250; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- Coeff of Thermal Expansion (A): 9.900E-06
- Shear Modulus (G): 99480
- Advanced Material Property Data: Uniaxial Nonlinear Data..., Material Damping Properties..., Coupled Nonlinear Data..., Time Dependent Properties...

Buttons: OK, Cancel

Figura 234: Descripción básica del concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Para la obtención del diagrama esfuerzo – deformación, la Figura 235 muestra los datos de deformaciones unitarias para concreto sin confinar de  $\epsilon_c = 0.002$  para un esfuerzo  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $\epsilon_{cu} = 0.003$  como condición última.

Adicionalmente, la Figura 236 el diagrama con los valores descritos anteriormente.

Figura 235: Descripción de parámetros no lineales del concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

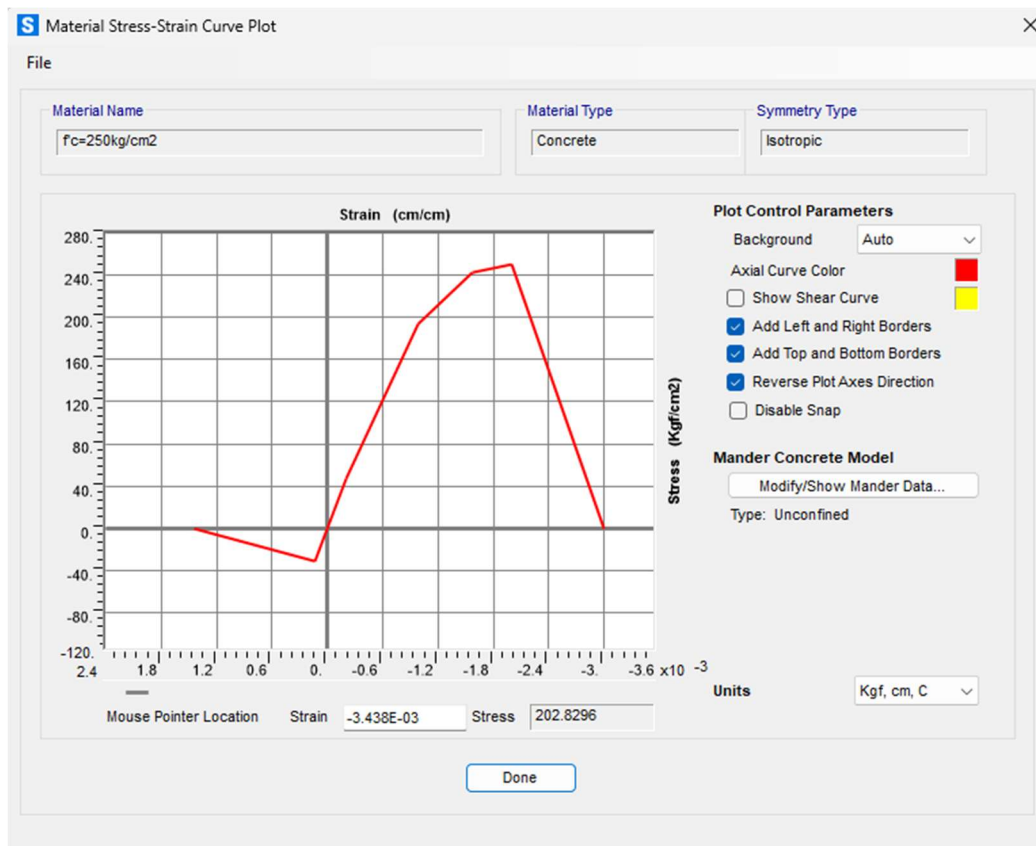


Figura 236: Diagrama esfuerzo – deformación del concreto sin confinar  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

### 3.5.1.2 Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Se define el concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  utilizando un módulo de elasticidad  $E_c = 282495 \text{ kg/cm}^2$ , coeficiente de Poisson  $\nu = 0.2$  y un peso volumétrico  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ , descritos en la Figura 237.

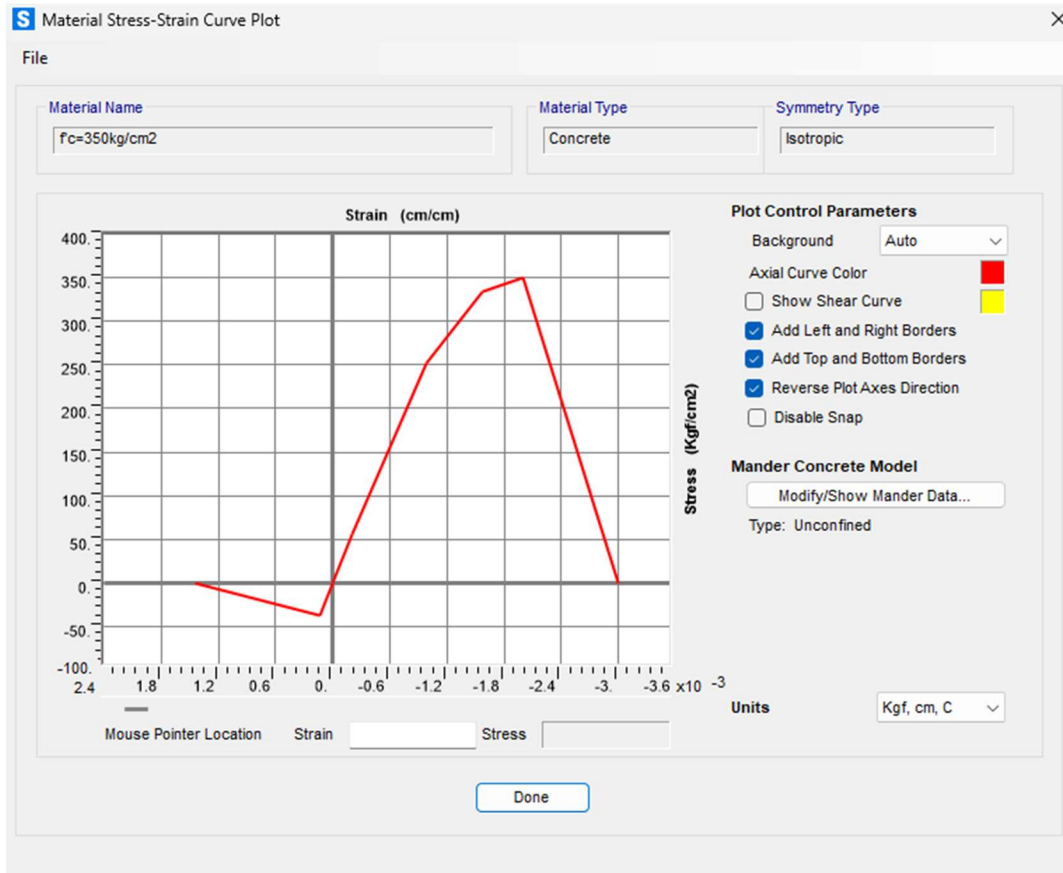
Figura 237: Descripción básica del concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

	Tension	Compression
IO	0.01	-3.000E-03
LS	0.02	-6.000E-03
CP	0.05	-0.015

Figura 238: Descripción de parámetros no lineales del concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Para la obtención del diagrama esfuerzo – deformación, la Figura 238 muestra los datos de deformaciones unitarias para concreto sin confinar de  $\epsilon_c = 0.002$  para un esfuerzo  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y  $\epsilon_{cu} = 0.003$  como condición última.

Adicionalmente, la Figura 239 el diagrama con los valores descritos anteriormente.



**Figura 239: Diagrama esfuerzo – deformación del concreto sin confinar  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$**

Para la obtención del diagrama esfuerzo – deformación, la Figura 235 muestra los datos de deformaciones unitarias para concreto sin confinar de  $\epsilon_c = 0.002$  para un esfuerzo  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $\epsilon_{cu} = 0.003$  como condición última.

### 3.5.1.3 Acero de refuerzo A615 Grado 60

Se define el acero de refuerzo A615 Grado 60 con un módulo de elasticidad  $E_s = 2038902 \text{ kg/cm}^2$ , coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$  y un peso volumétrico  $\gamma_c = 7850 \text{ kg/m}^3$ , descritos en la Figura 240. Los esfuerzos utilizados son  $f_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_u = 6327 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_{ye} = 4640 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_{ue} = 6960 \text{ kg/cm}^2$ , donde  $f_{ye} = 1.1f_y$  y  $f_{ue} = 1.1f_u$ .

Para la obtención del diagrama esfuerzo – deformación, la Figura 241 muestra los datos de deformaciones unitarias del acero con  $\epsilon_y = 0.002$  para un esfuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , deformación unitaria de 0.01 para el endurecimiento por deformación y la condición última  $\epsilon_u = 0.09$ .

Adicionalmente, la Figura 242 muestra la curva backbone con los valores descritos anteriormente, considerando el comportamiento real en lugar de un modelo elastoplástico del acero.

**Figura 240: Descripción básica del acero de refuerzo A615 Grado 60**

**Figura 241: Descripción de parámetros no lineales del acero de refuerzo A615 Grado 60**



Figura 242: Curva backbone del acero de refuerzo A615 Grado 60

### 3.5.2 Elementos del puente sano

En esta sección se describen los tamaños de las secciones transversales de las columnas, cabezales, vigas, losa y soportes de las vigas prefabricadas. Dentro del SAP2000, se dan de alta en Define/Section Properties/Frame Sections

#### 3.5.2.1 Columna circular C-1A

Se considera la columna con estribos de confinamiento muy juntos para los extremos del elemento de acuerdo con los siguientes datos generales:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Design type = Concrete column (diámetro 100 cm)
- Concrete column Check/Design = Reinforcement to be checked.
- Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.7E_{clg}$  para rigidez flexionante y  $0.4E_{cAw}$  para rigidez por corte. La Figura 243 muestra la aplicación de los valores reductores.
- Section designer: Se dibuja la columna circular con diámetro de 100 cm, 24 Vs #8, Estribos Vs #4 @ 15 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 6.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 255 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 244 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

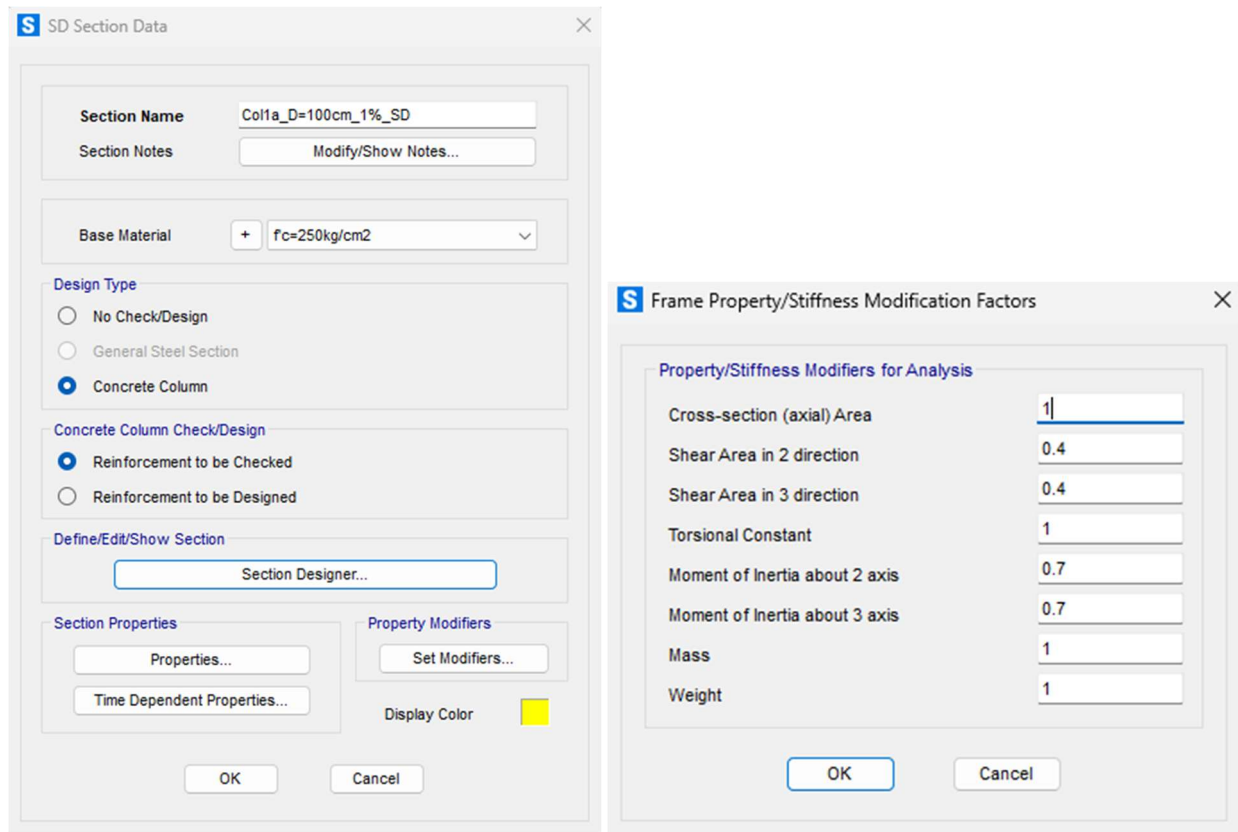


Figura 243: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1A

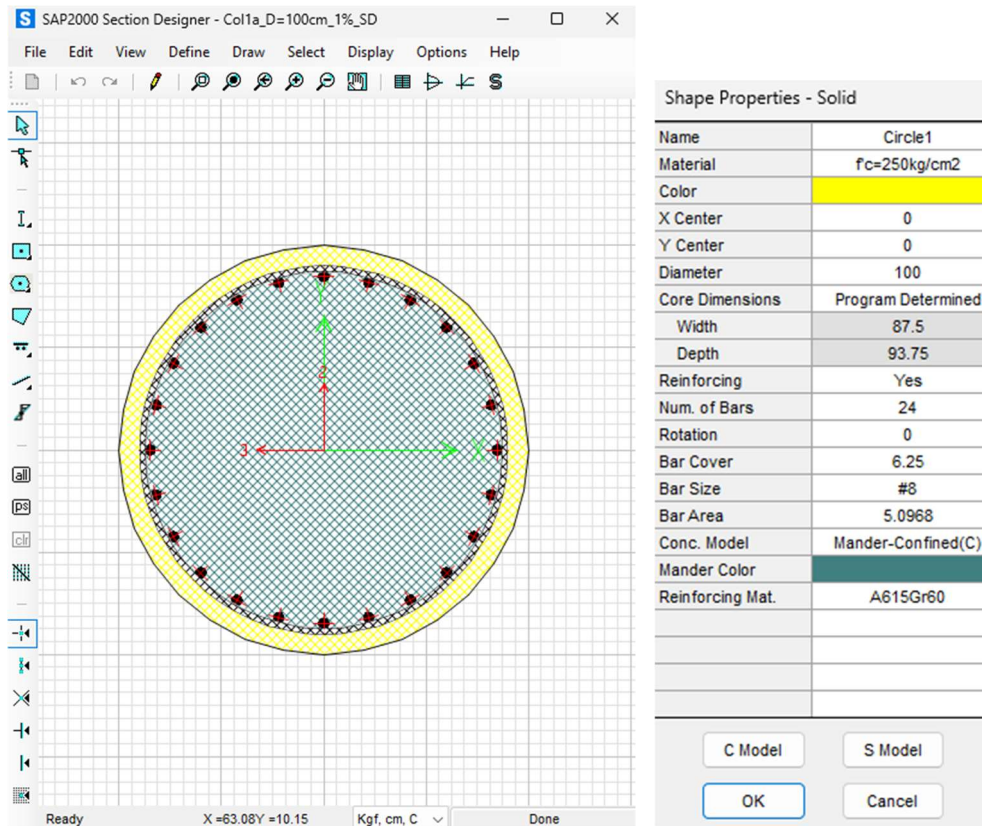


Figura 244: Section Designer de la columna C-1A

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 15 cms con 4 ramas en su altura y 10 ramas en su longitud, con 24 Vs #8, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 245 en unidades de kg y cm, mientras que la Figura 246 muestra el diagrama del acero de refuerzo en unidades de kg y cm.

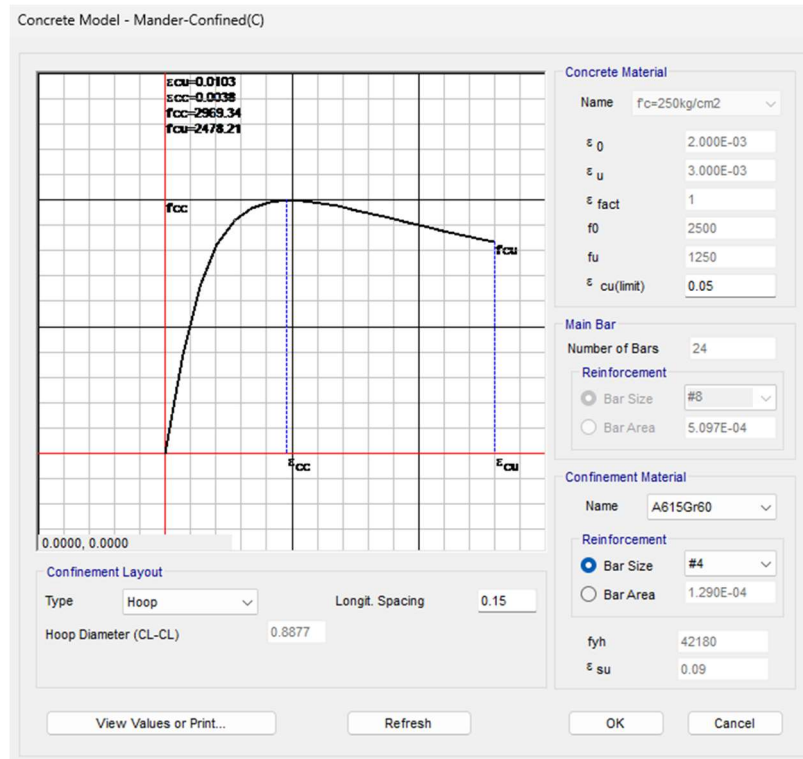


Figura 245: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1A

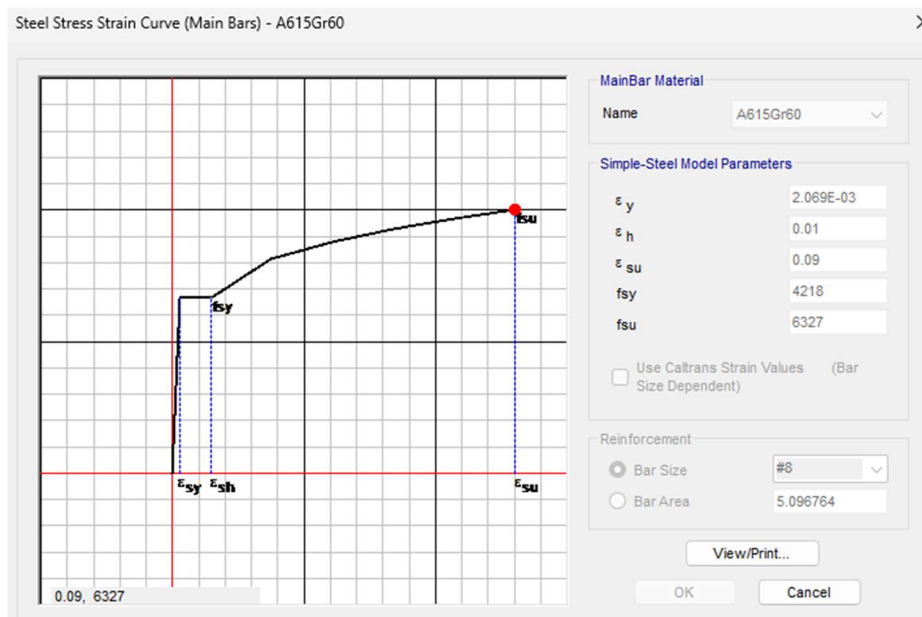


Figura 246: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1A

Al ser elemento de compresión, la Figura 247 muestra el diagrama P-M sin factores reductores  $\phi$  o el límite de  $0.80\phi$  en unidades de Mton y m. Además, el diagrama momento-curvatura depende de la carga axial y se muestra en la Figura 248 un caso utilizando una carga axial  $P = 1170 \text{ Mton}$ , utilizando un modelo bilineal y obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$ .

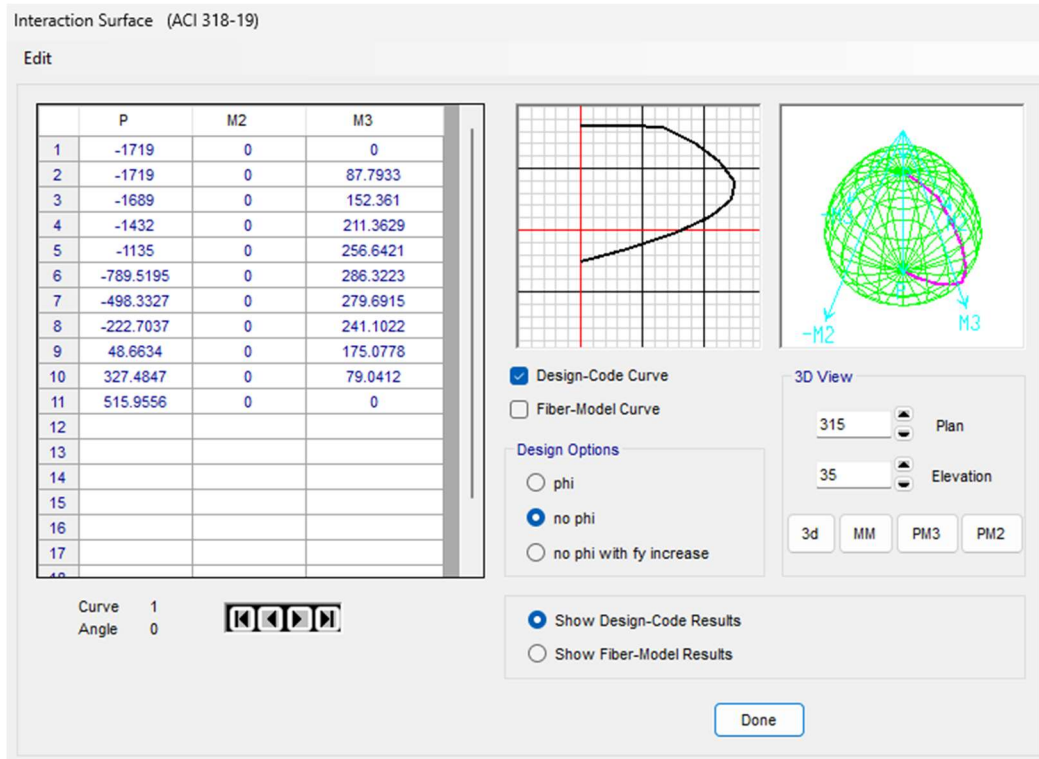


Figura 247: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A

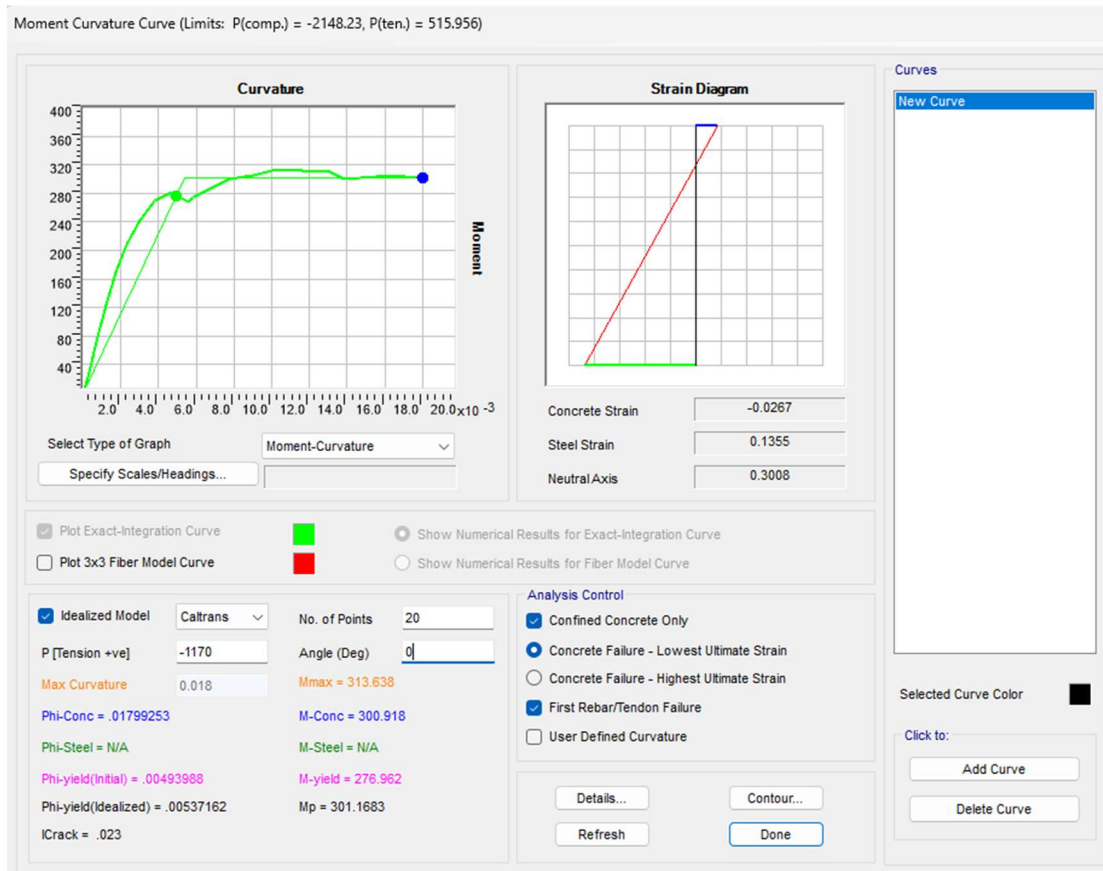


Figura 248: Diagrama momento-curvatura con P=1170 Mton, columna C-1A

### 3.5.2.2 Columna circular C-1B

Se considera la columna con estribos de confinamiento más espaciados para la parte central de las columnas circulares del puente, considerando lo siguiente:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Design type = Concrete column (diámetro 100 cm)
- Concrete column Check/Design = Reinforcement to be checked.
- Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.7E_cI_g$  para rigidez flexionante y  $0.4E_cA_w$  para rigidez por corte. La Figura 249 muestra la aplicación de los valores reductores.
- Section designer: Se dibuja la columna circular con diámetro de 100 cm, 24 Vs #8, Estribos Vs #4 @ 30 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 6.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 243 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 244 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

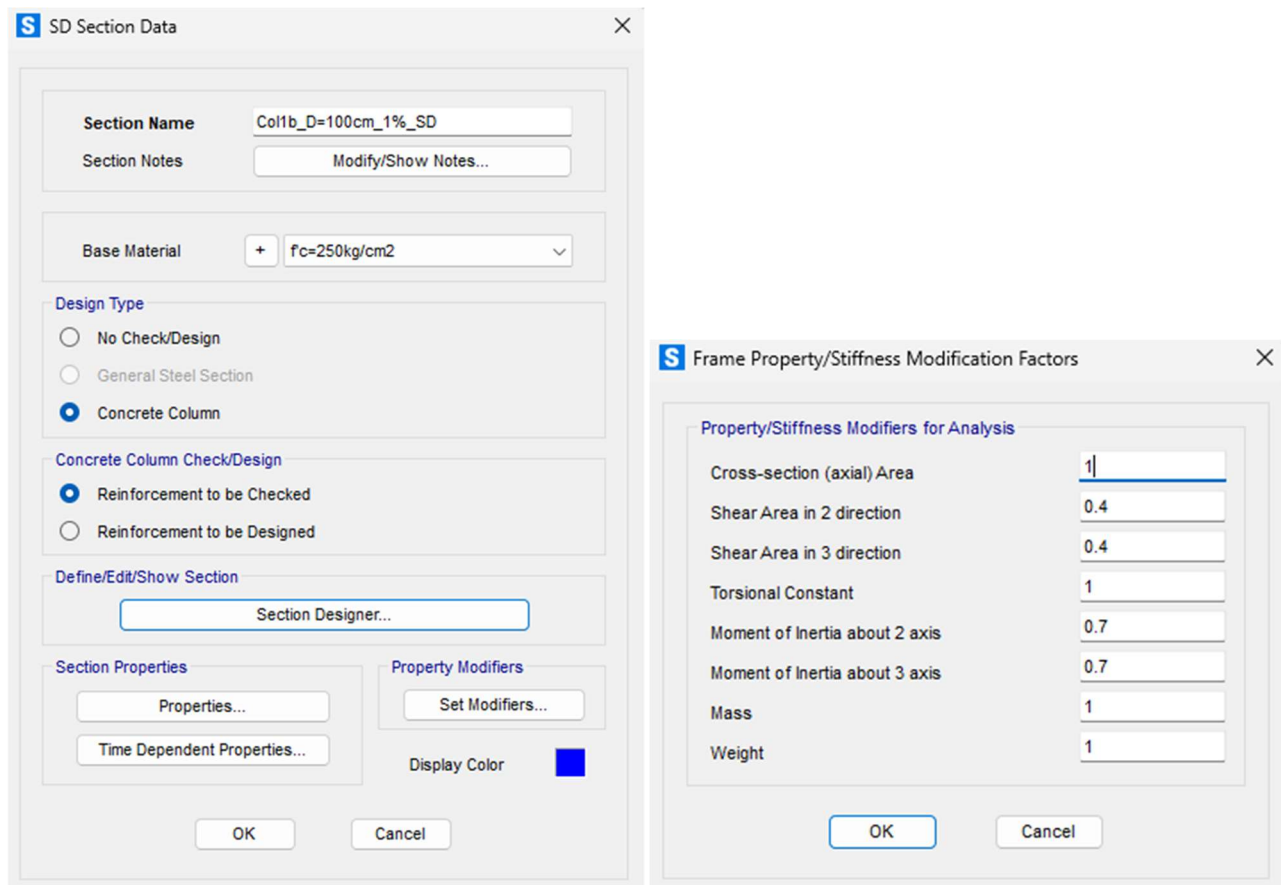


Figura 249: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1B

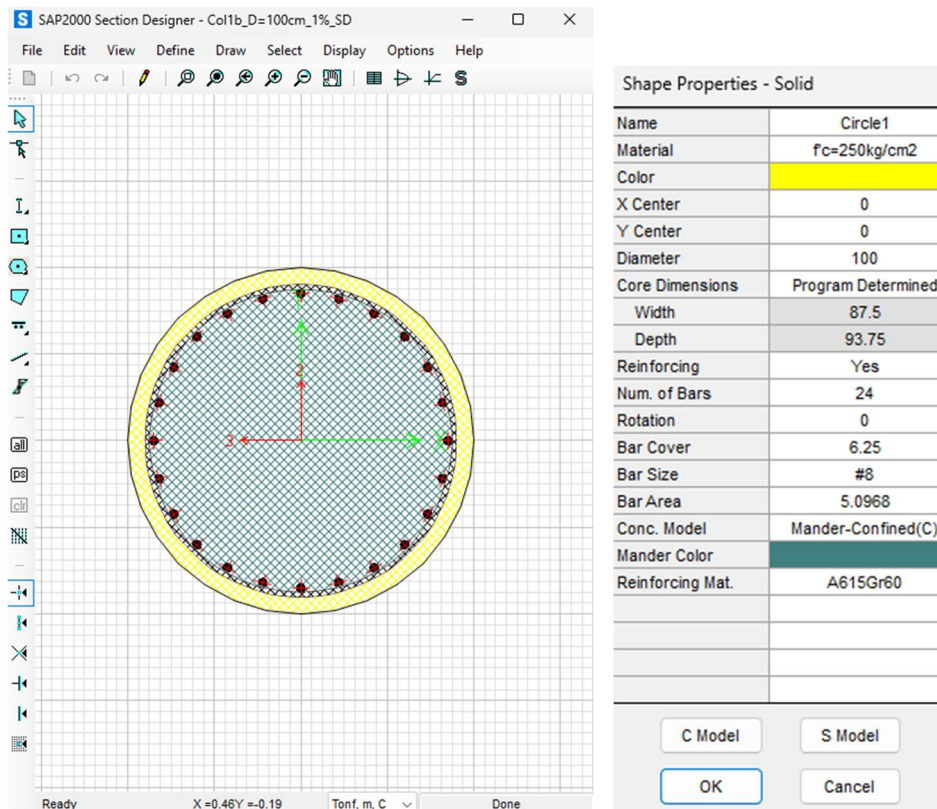


Figura 250: Section Designer de la columna C-1B

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 30 cms en estribos circulares individuales y 24 Vs #8, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 245, mientras que la Figura 252 muestra el diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

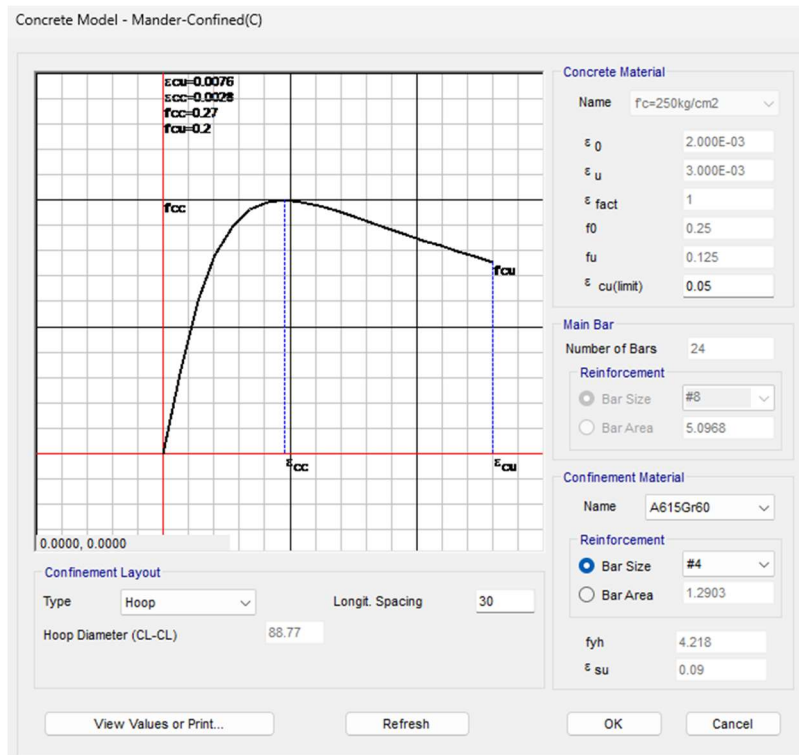


Figura 251: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1B

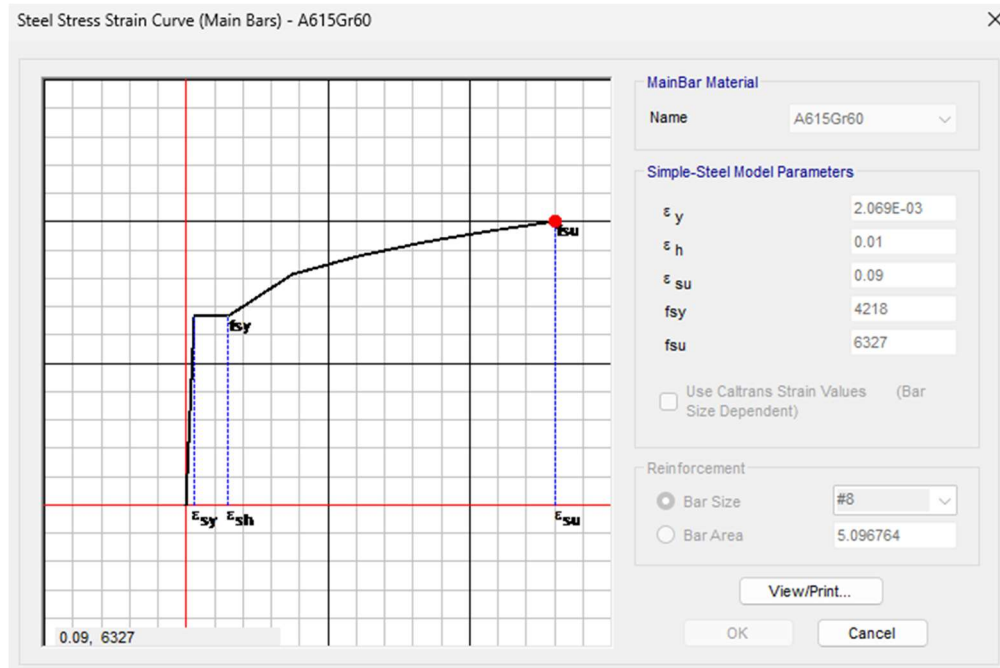


Figura 252: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1B

Al ser elemento de compresión, la Figura 253 muestra el diagrama P-M sin factores reductores  $\phi$  o el límite de  $0.80\phi$  en Mton y m. Además, el diagrama momento-curvatura depende de la carga axial y se muestra en la Figura 254 un caso utilizando una carga axial  $P = 1170$  Mton, utilizando un modelo bilineal y obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$ .

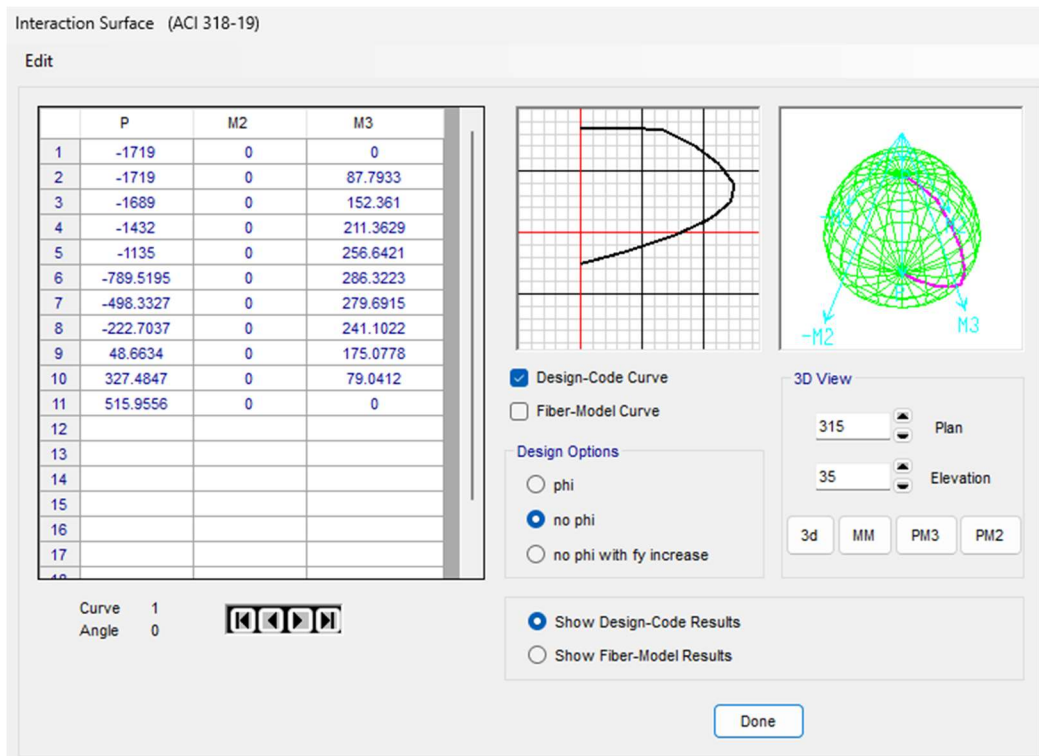


Figura 253: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A

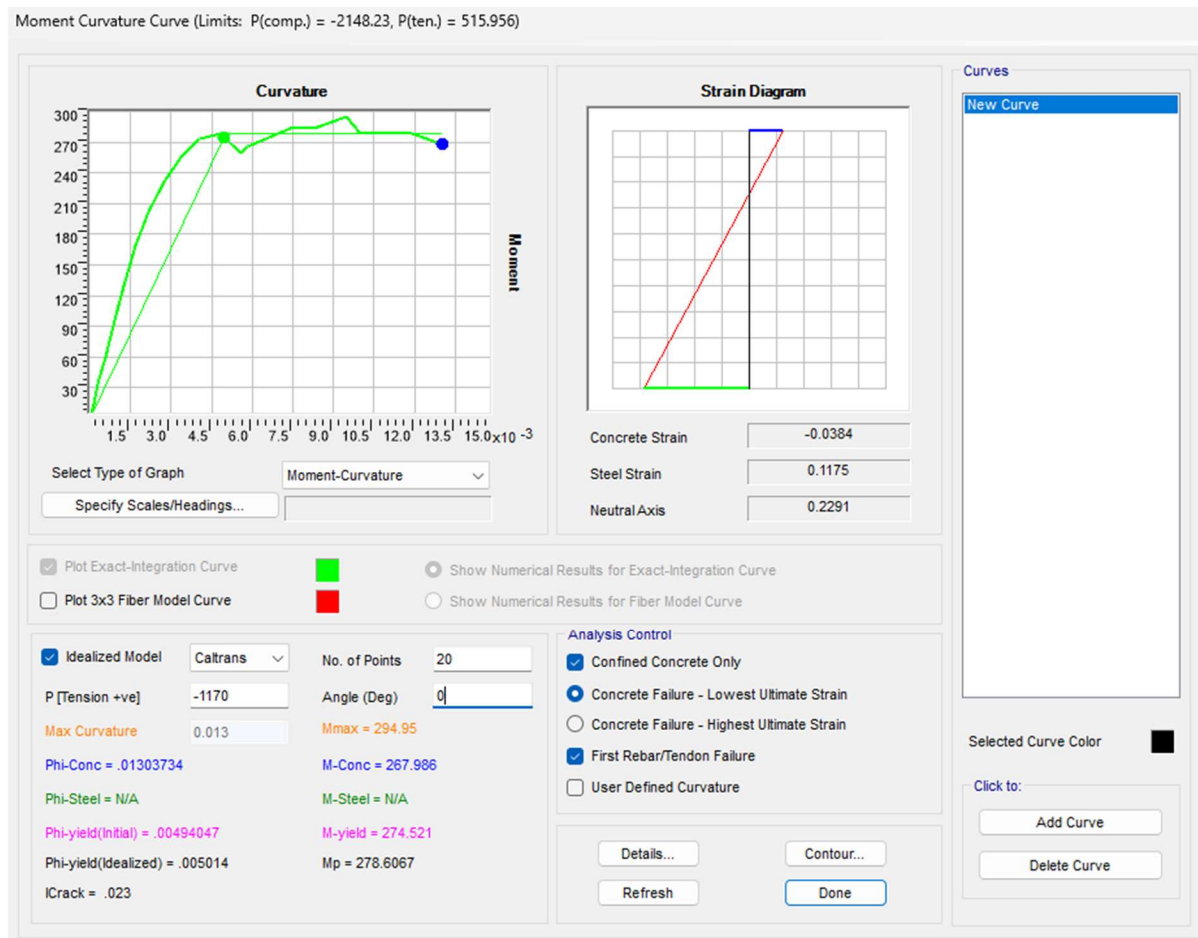


Figura 254: Diagrama momento-curvatura con P=1170 Mton, columna C-1B

### 3.5.2.3 Columna rectangular C-2A

Se considera la columna con estribos de confinamiento muy juntos para la parte extremas de las columnas rectangulares del puente, considerando lo siguiente:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Design type = Concrete column (rectangular de 80 cm x 300 cm)
- Concrete column Check/Design = Reinforcement to be checked.
- Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.7E_cI_g$  para rigidez flexionante y  $0.4E_cA_w$  para rigidez por corte. La Figura 255 muestra la aplicación de los valores reductores.
- Section designer: Se dibuja la columna rectangular con dimensiones de 80cm x 300 cm, 52 Vs #8, Estribos Vs #4 @ 15 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 6.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 243 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 244 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 15 cms en estribos individuales y 52 Vs #8, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 257 en unidades de kg y cm, mientras que la Figura 258 muestra el diagrama del acero de refuerzo en unidades de kg y cm.

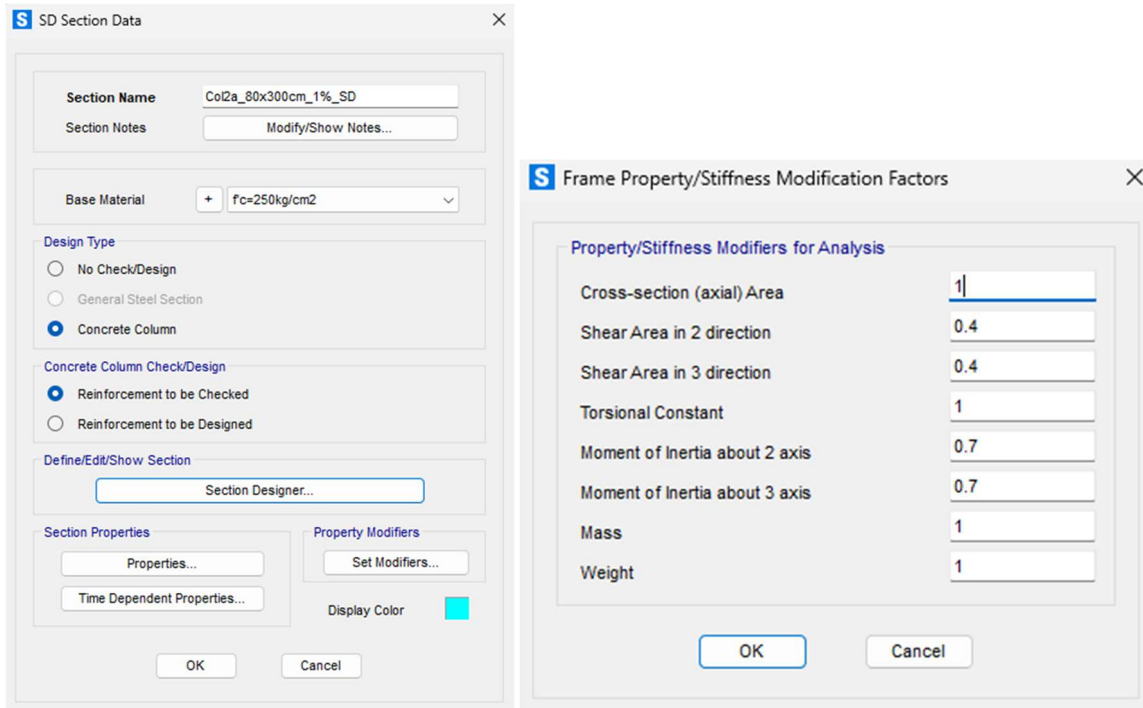


Figura 255: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-2A

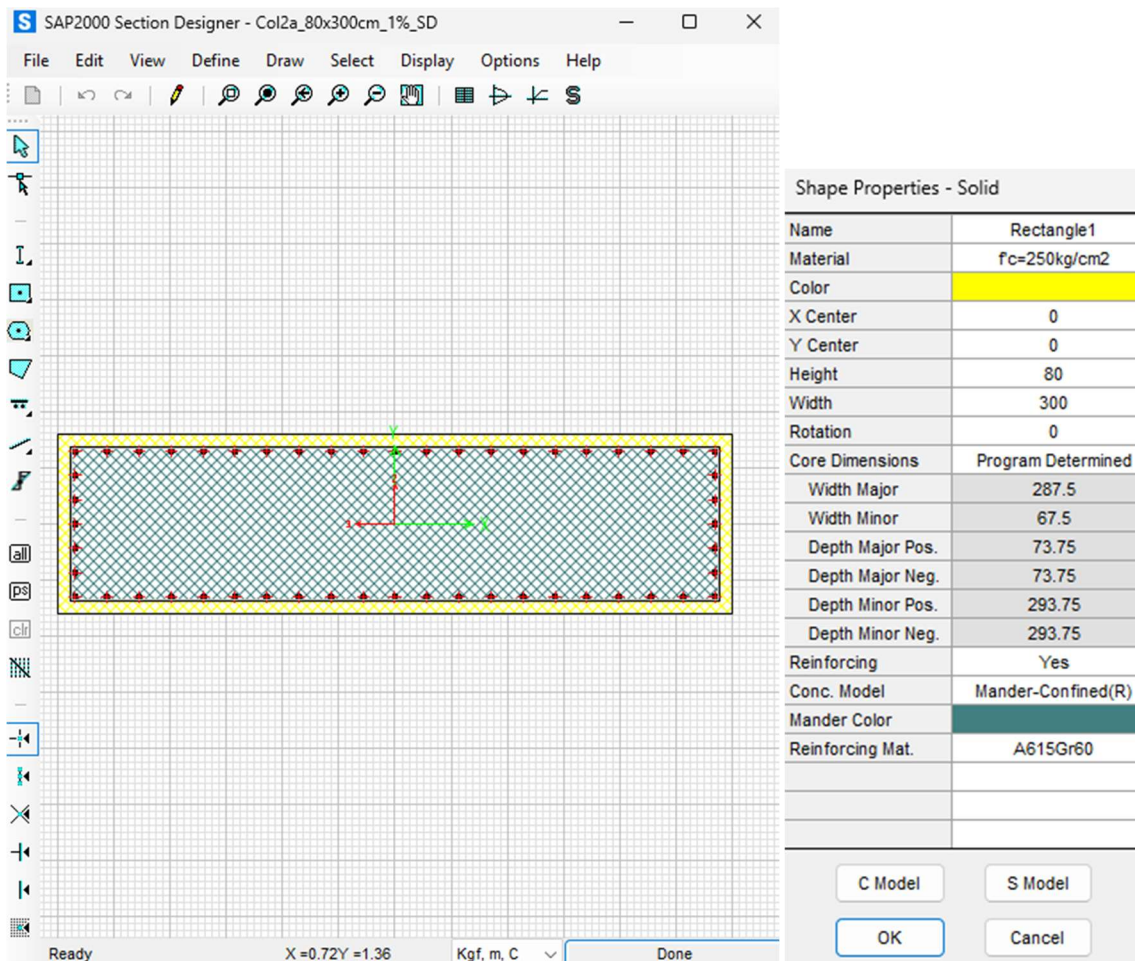


Figura 256: Section Designer de la columna C-2A

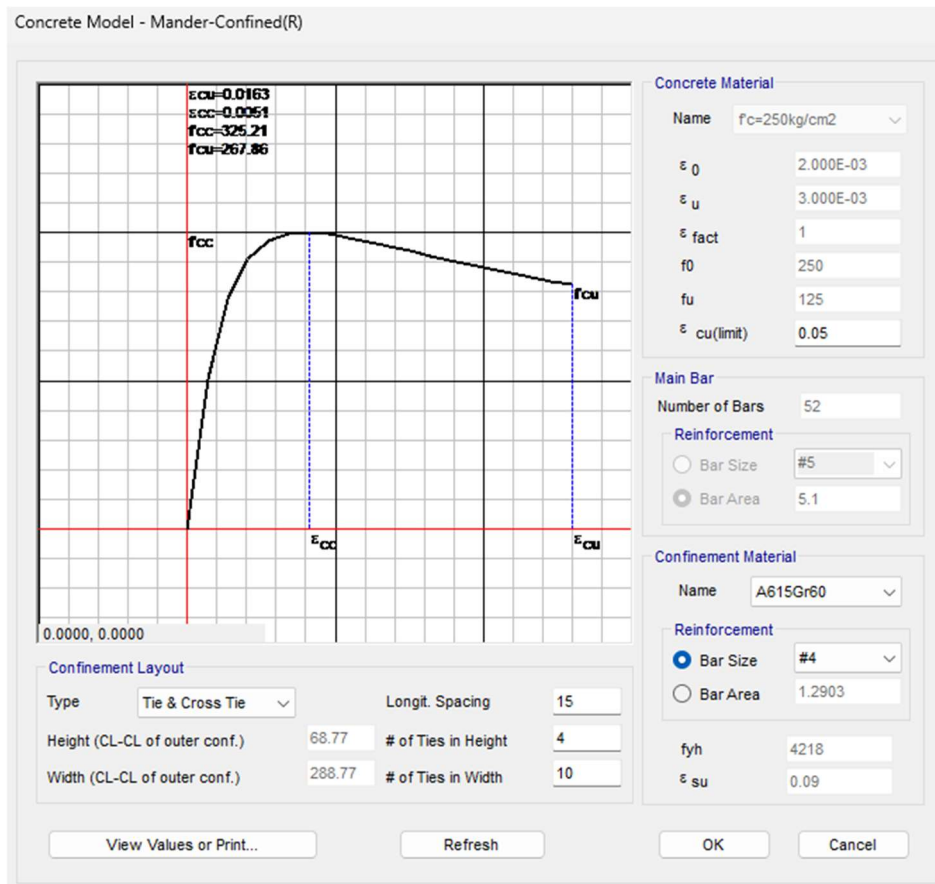


Figura 257: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-2A

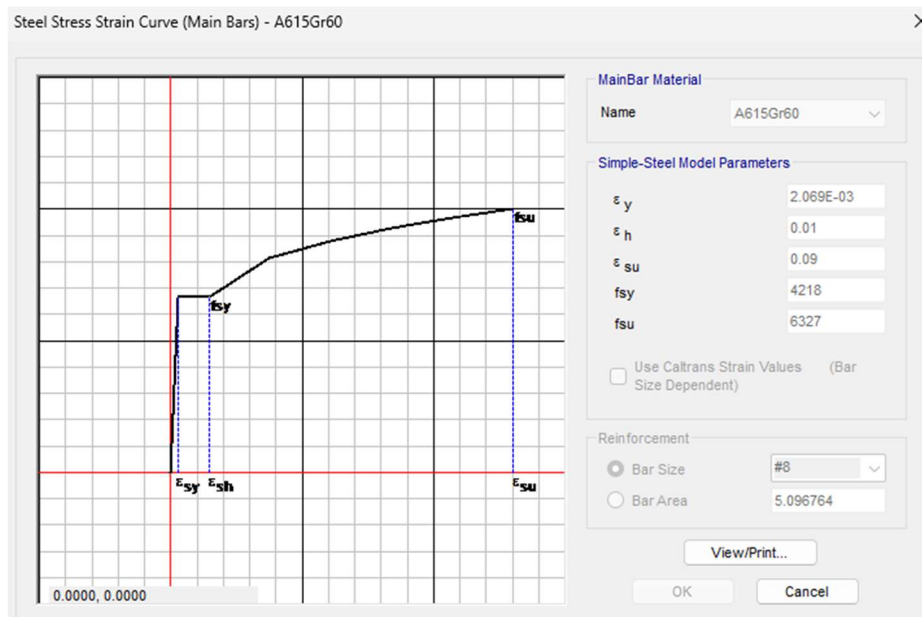


Figura 258: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-2A

Al ser elemento de compresión, la Figura 259 muestra el diagrama P-M sin factores reductores  $\phi$  o el límite de  $0.80\phi$  en unidades de Mton y m. Además, el diagrama momento-curvatura depende de la carga axial y se muestra en la Figura 260 un caso utilizando una carga axial  $P = 3600$  Mton, utilizando un modelo bilineal y obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$ .

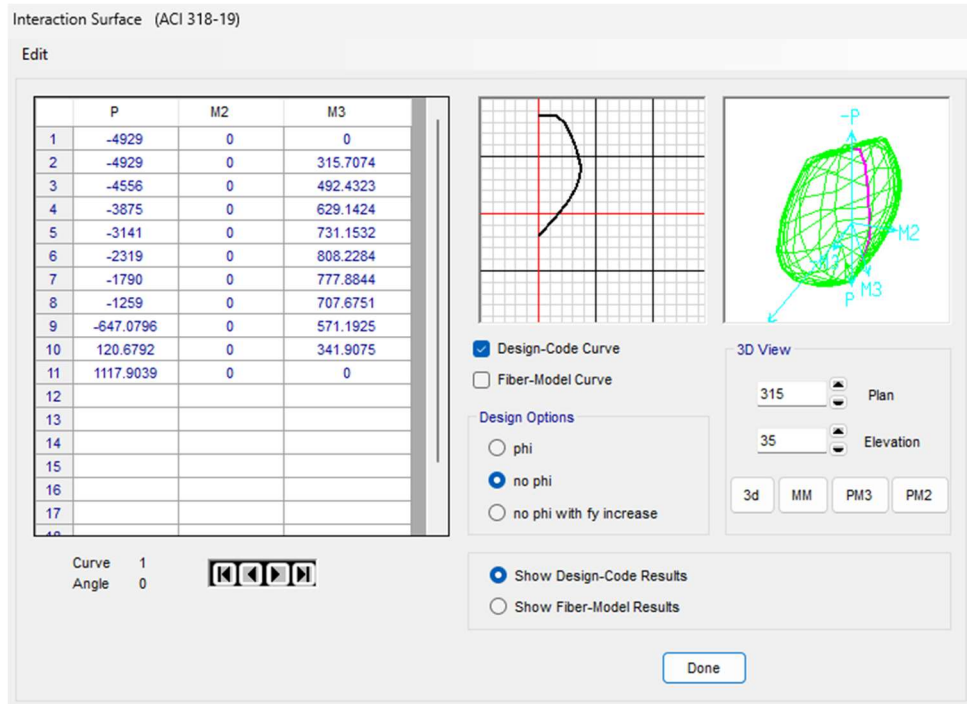


Figura 259: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-2A

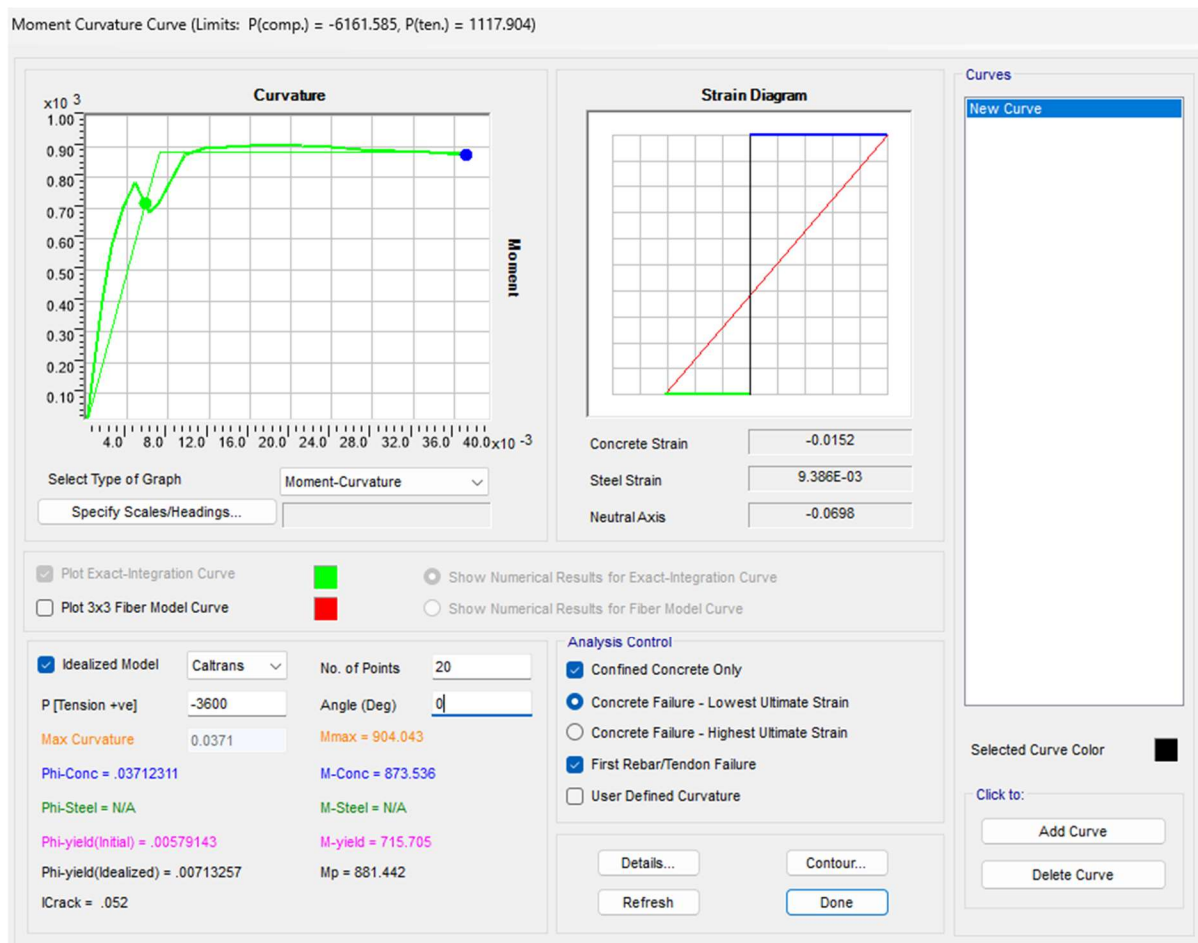


Figura 260: Diagrama momento-curvatura con P=3600 Mton, columna C-2A

### 3.5.2.4 Columna rectangular C-2B

Se considera la columna con estribos de confinamiento con buena separación para la parte central de las columnas rectangulares del puente, considerando lo siguiente:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Design type = Concrete column (rectangular de 80 cm x 300 cm)
- Concrete column Check/Design = Reinforcement to be checked.
- Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.7E_cI_g$  para rigidez flexionante y  $0.4E_cA_w$  para rigidez por corte. La Figura 261 muestra la aplicación de los valores reductores.
- Section designer: Se dibuja la columna rectangular con dimensiones de 80cm x 300 cm, 52 Vs #8, Estribos Vs #4 @ 30 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 6.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 261 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 262 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 30 cms en estribos individuales y 52 Vs #8, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 263 en unidades de kg y cm, mientras que la Figura 264 muestra el diagrama del acero de refuerzo en unidades de kg y cm.

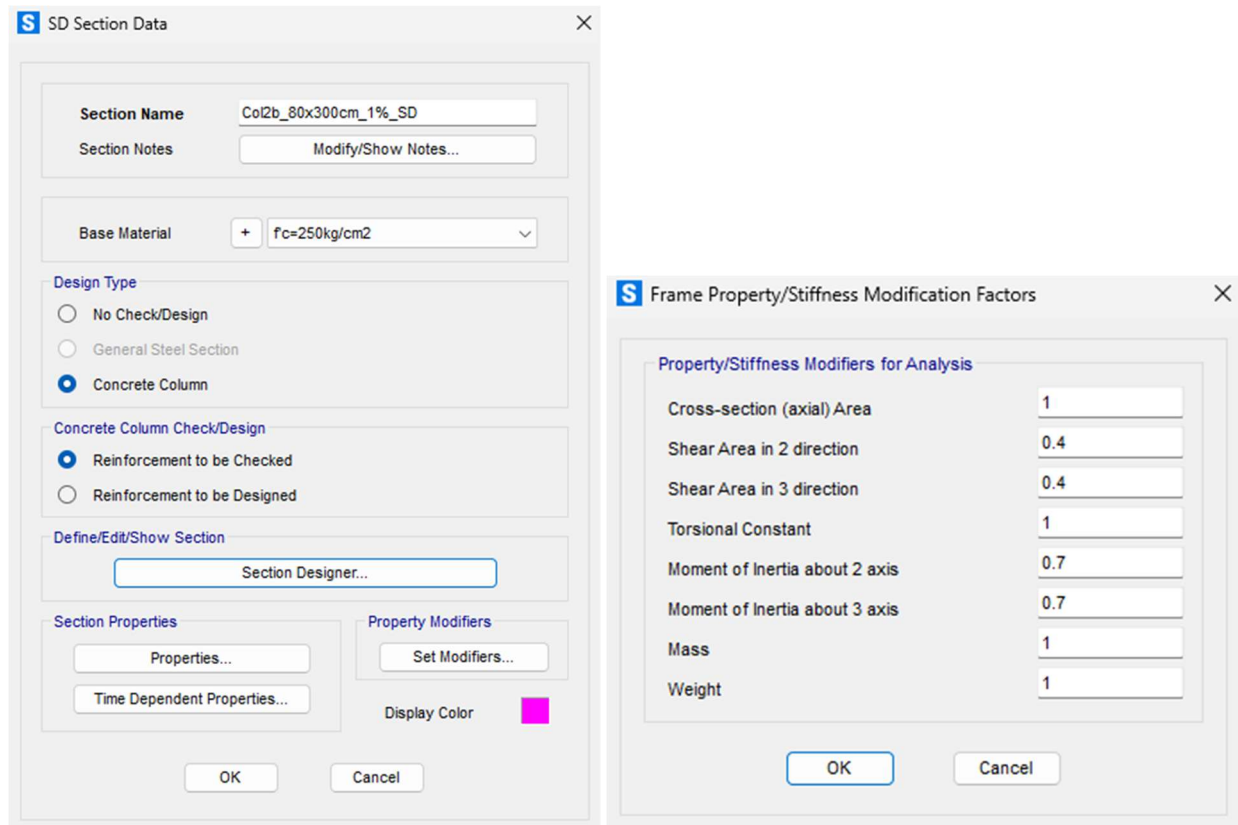


Figura 261: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-2B

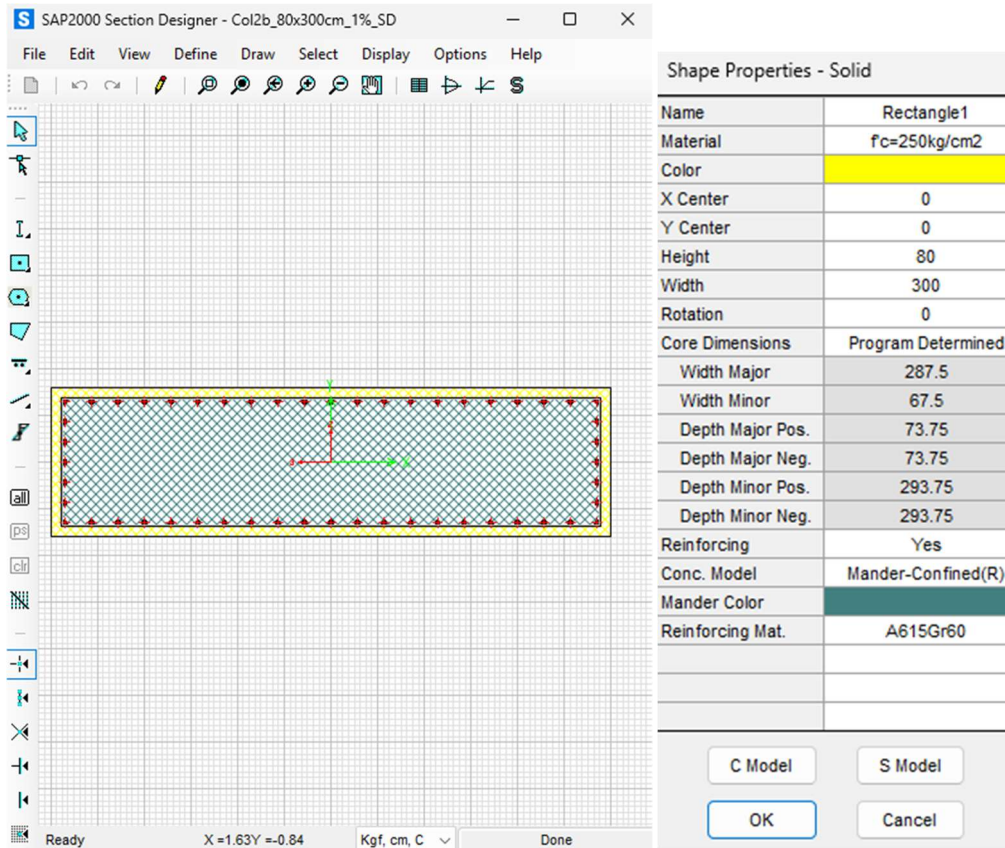


Figura 262: Section Designer de la columna C-2B

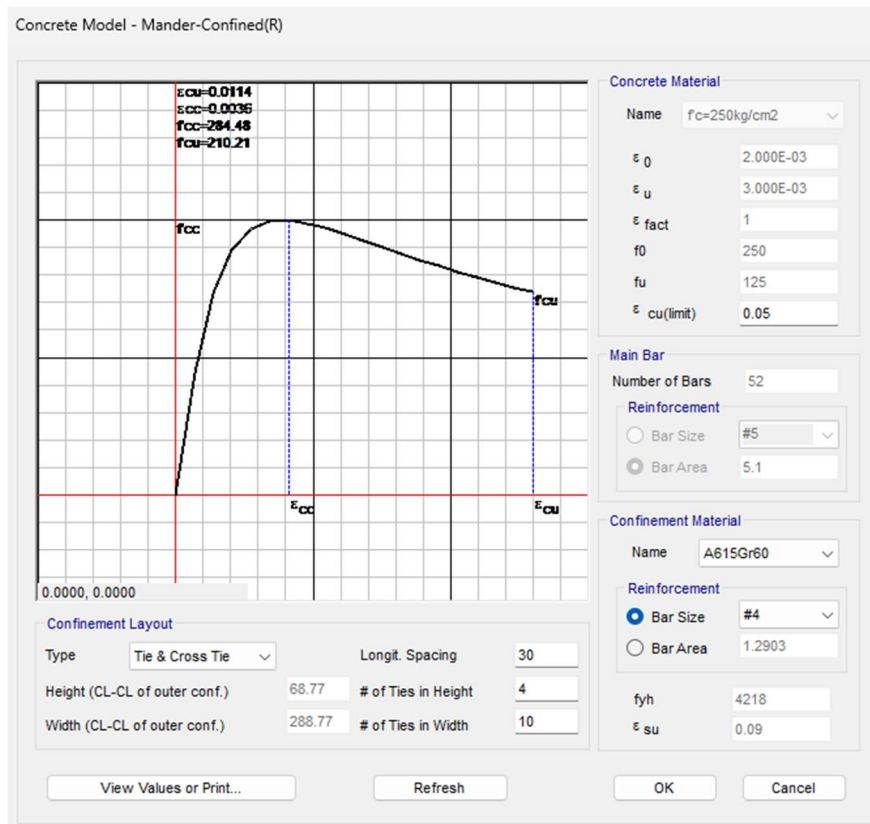


Figura 263: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-2B

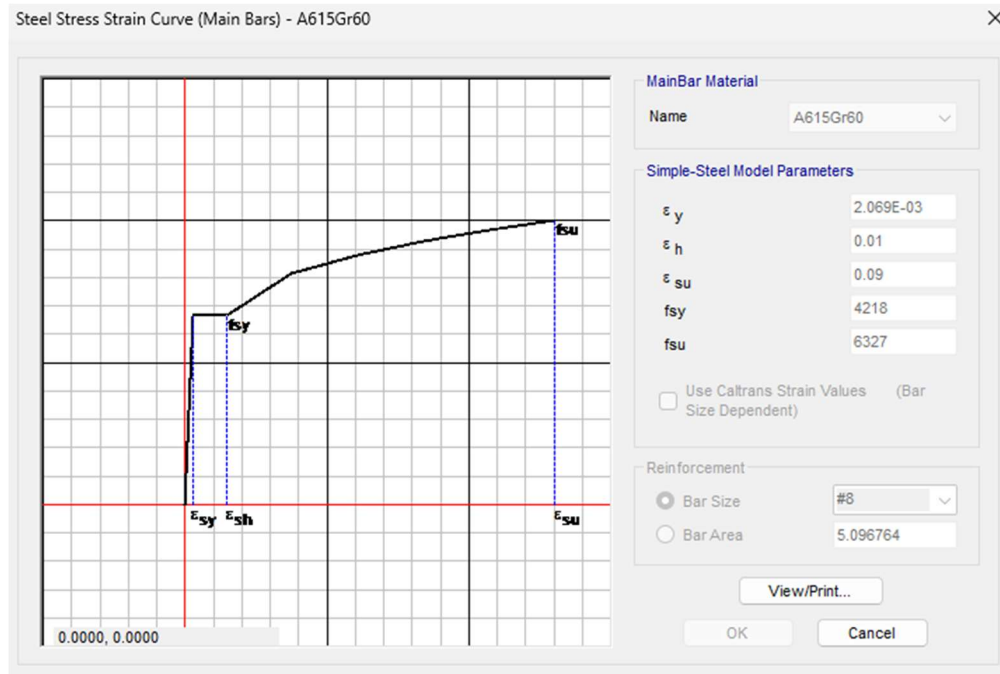


Figura 264: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-2B

Al ser elemento de compresión, la Figura 265 muestra el diagrama P-M sin factores reductores  $\phi$  o el límite de  $0.80\phi$  en unidades de  $Mton$  y  $m$ . Además, el diagrama momento-curvatura depende de la carga axial y se muestra en la Figura 266 un caso utilizando una carga axial  $P = 3600 Mton$ , utilizando un modelo bilineal y obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$ .

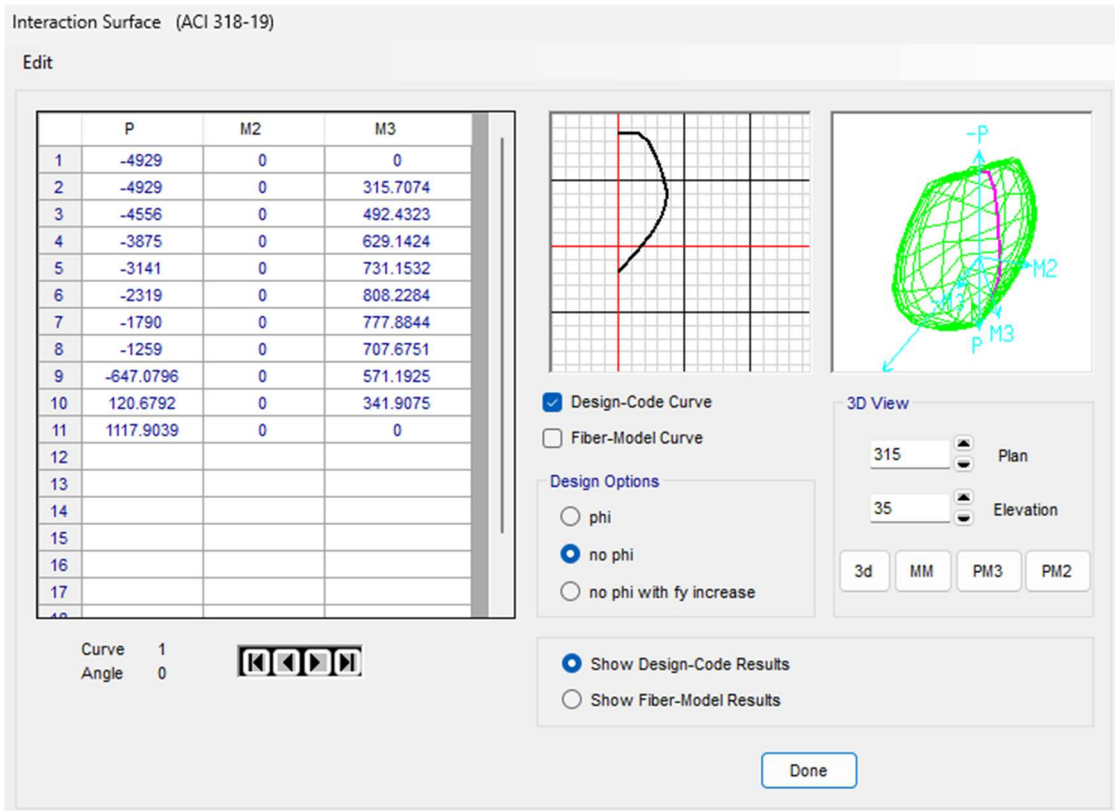


Figura 265: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-2B



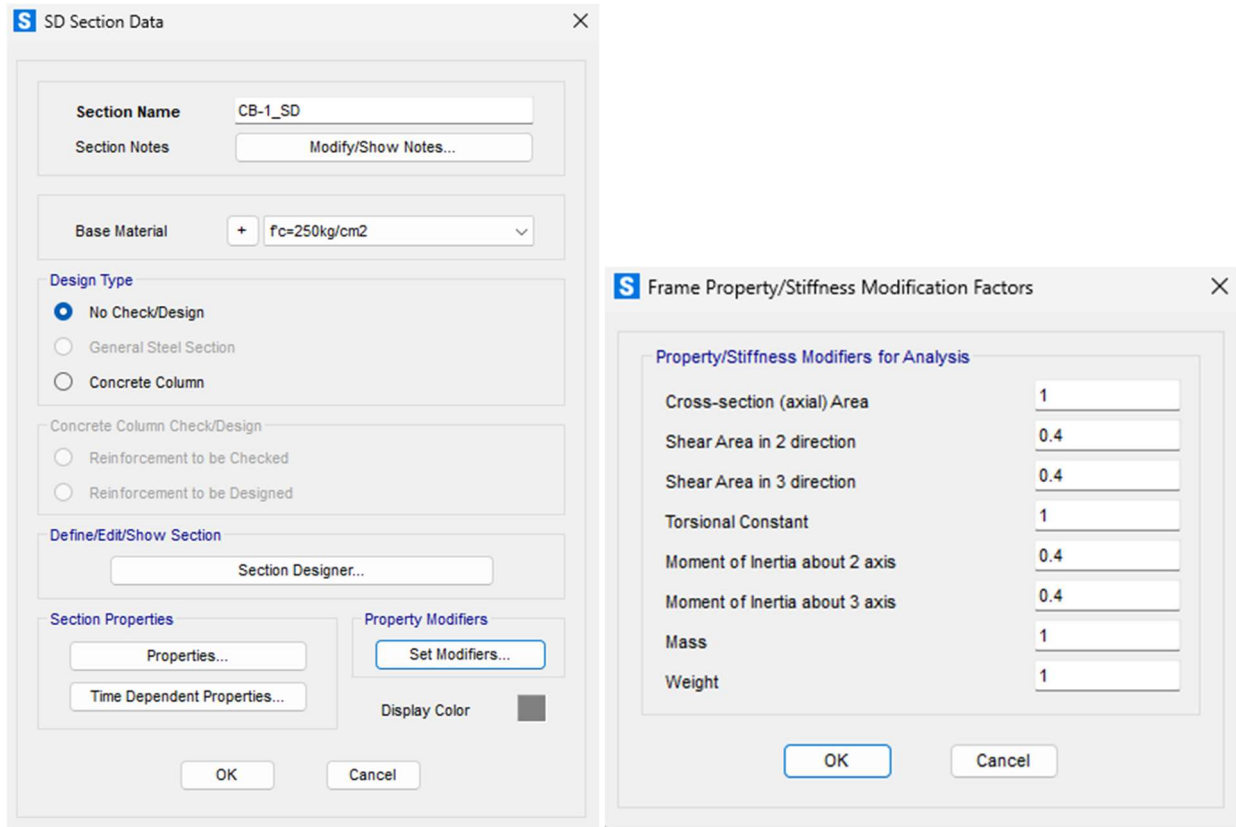


Figura 267: Parámetros iniciales y factores reductores del cabezal CB-1

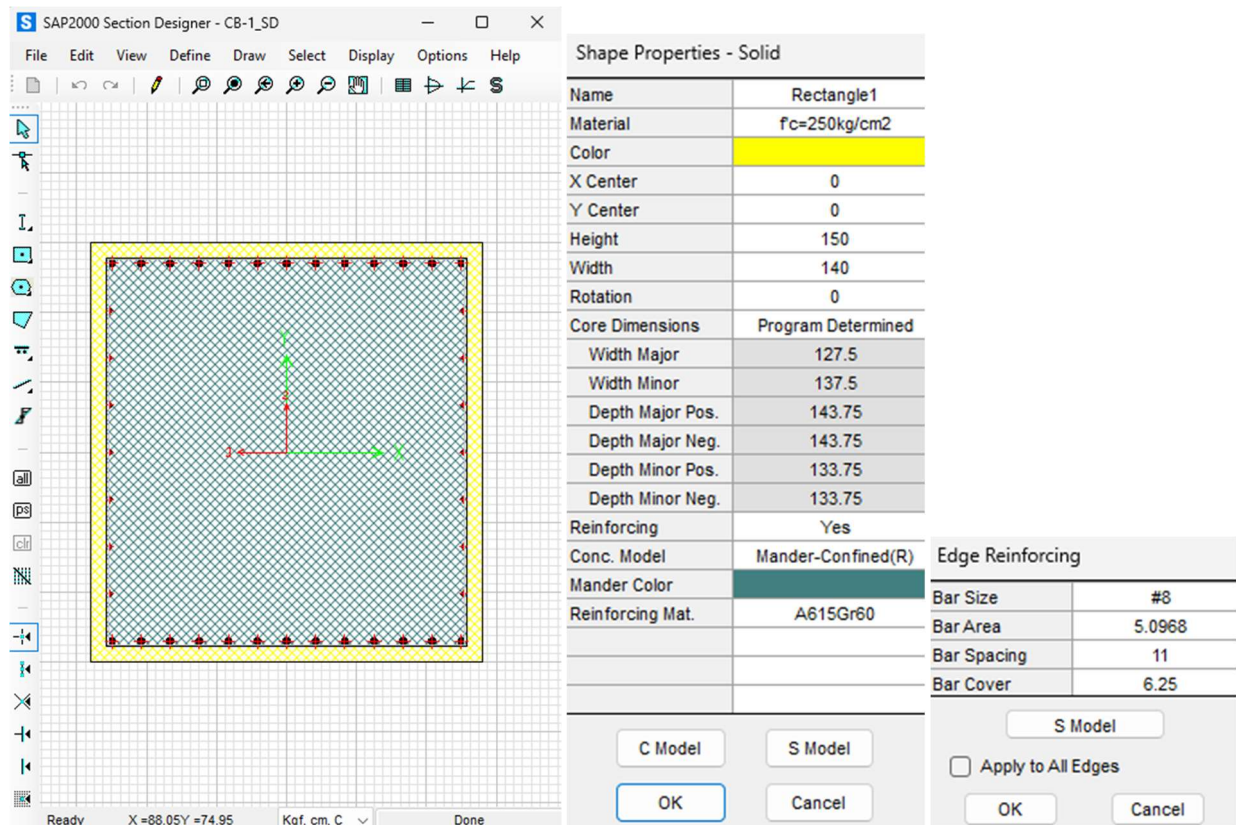


Figura 268: Section Designer del cabezal CB-1

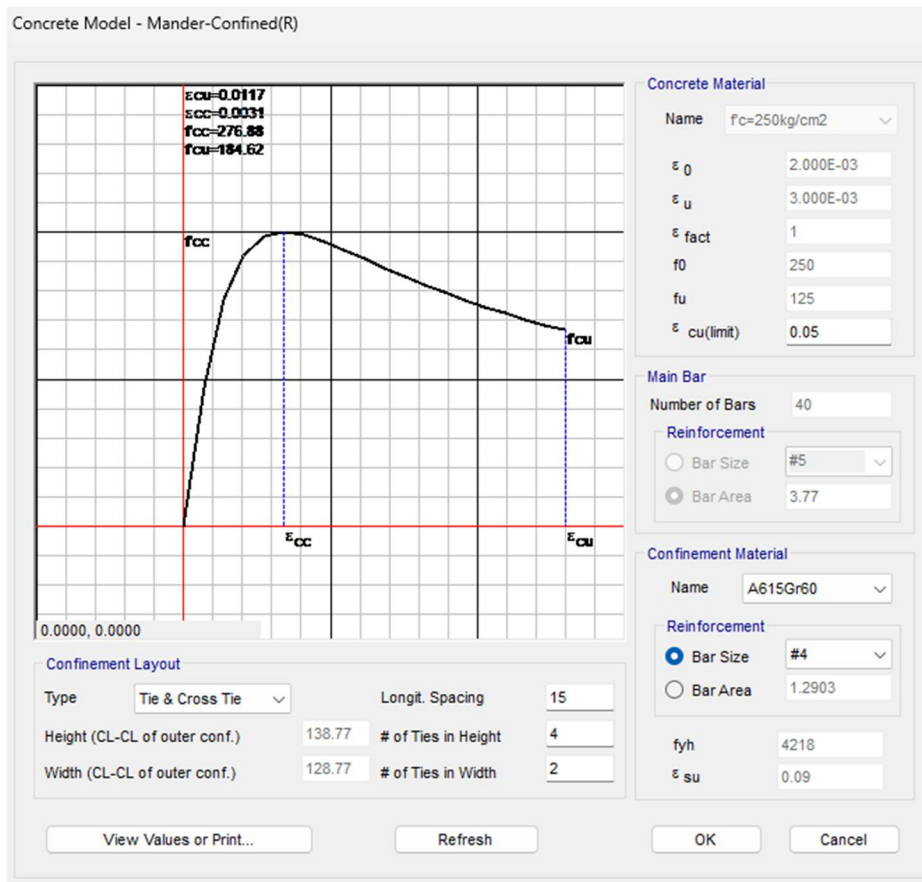


Figura 269: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, cabezal CB-1

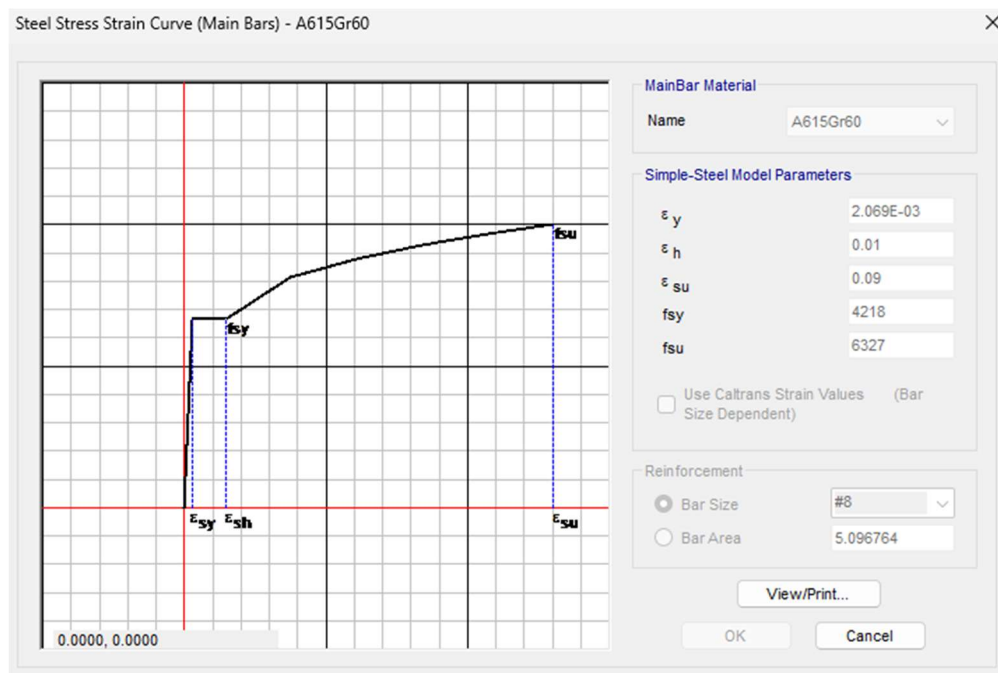


Figura 270: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, cabezal CB-1

Además, el diagrama momento-curvatura se muestra en la Figura 266 obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$  en unidades de Mton y m.

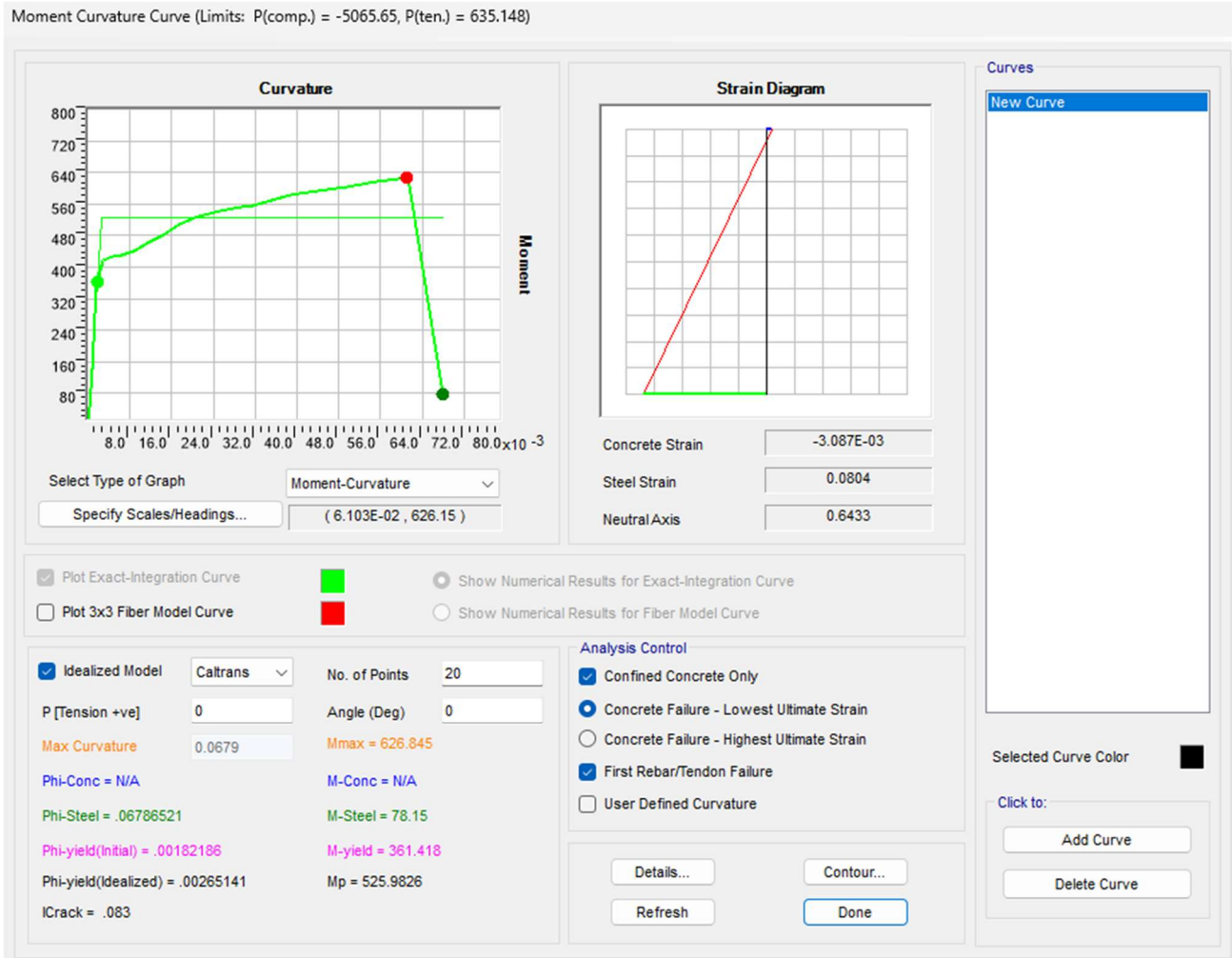


Figura 271: Diagrama momento-curvatura, cabezal CB-1

### 3.5.2.6 Cabezal rectangular CB-2

Se considera el cabezal con estribos de confinamiento con poca separación en la longitud de la viga para el marco del puente, considerando lo siguiente:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Design type = No check/Design
- Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.4E_cI_g$  para rigidez flexionante y  $0.4E_cA_w$  para rigidez por corte. La Figura 272 muestra la aplicación de los valores reductores.
- Section designer: Se dibuja la viga rectangular con dimensiones de 70cm x 150 cm, 7 Vs #8 en ambos lechos, 7 Vs #4 como armado de piel en cada lado, estribos Vs #4 @ 15 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 6.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 272 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 273 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 15 cms en estribos individuales y 7 Vs #8 en ambos lechos, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 274 en unidades de kg y cm, mientras que la Figura 275 muestra el diagrama del acero de refuerzo en unidades de kg y cm.

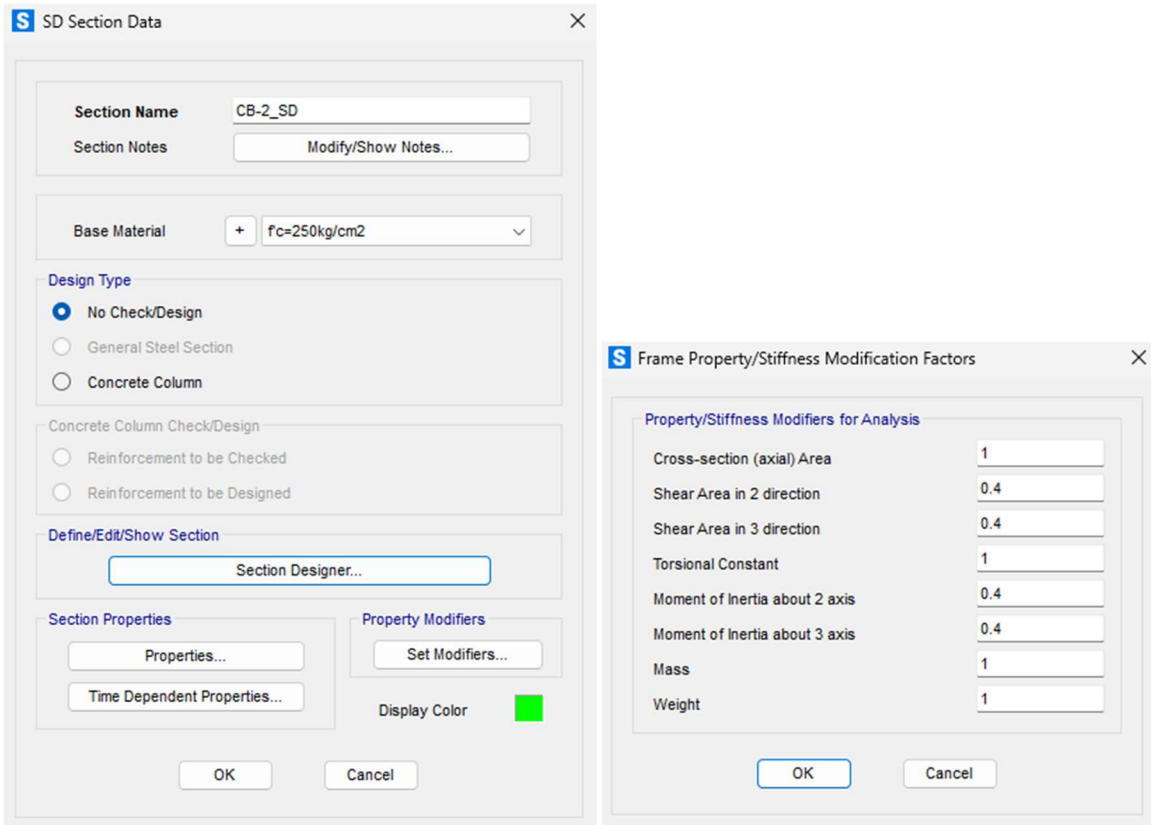


Figura 272: Parámetros iniciales y factores reductores del cabezal CB-2

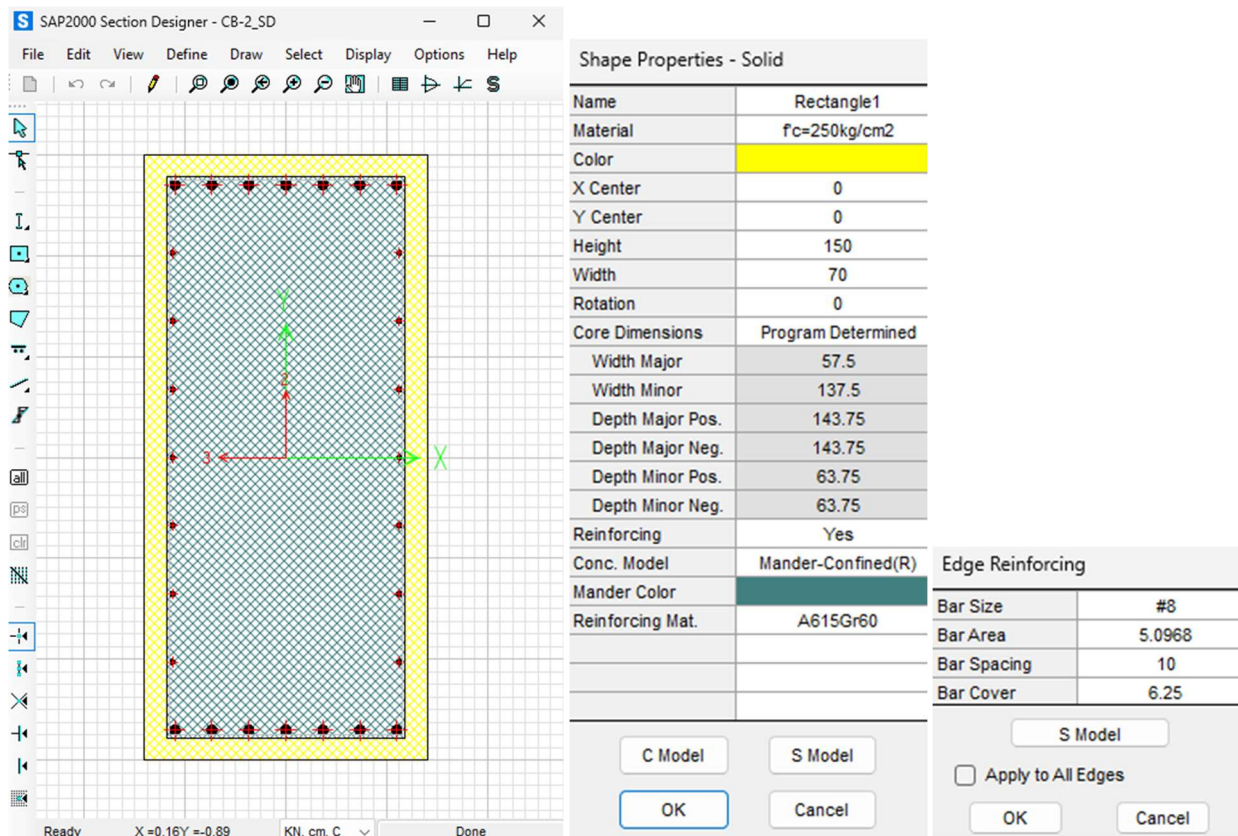


Figura 273: Section Designer del cabezal CB-2

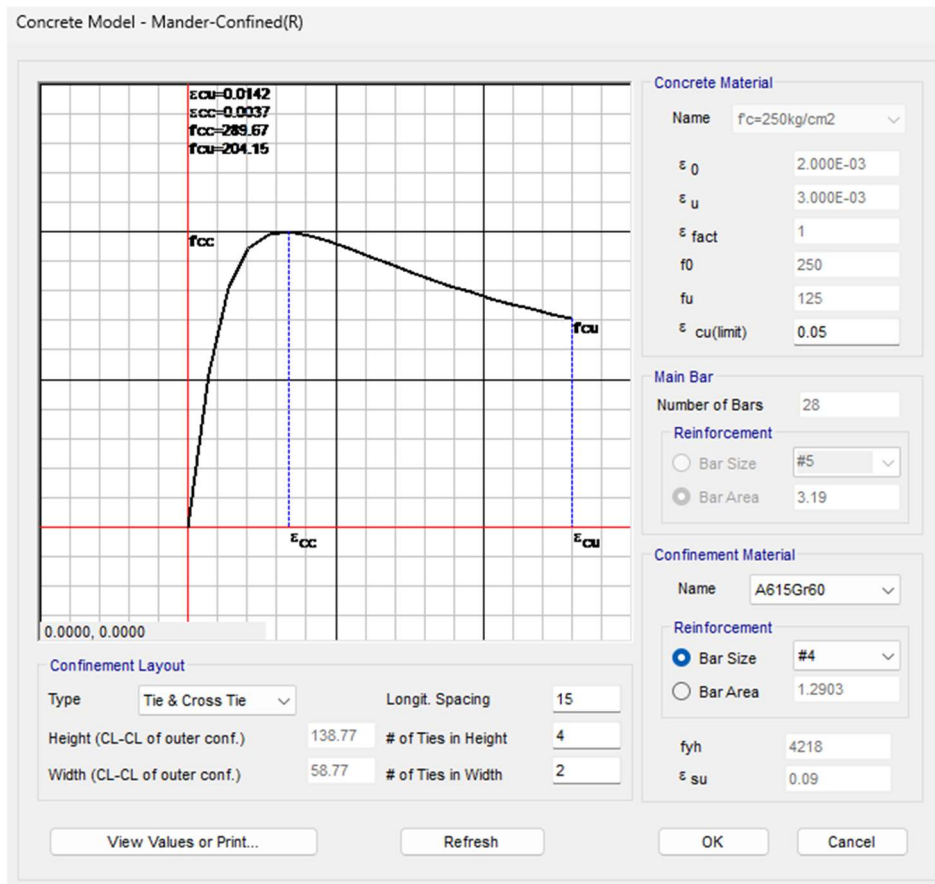


Figura 274: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, cabezal CB-2

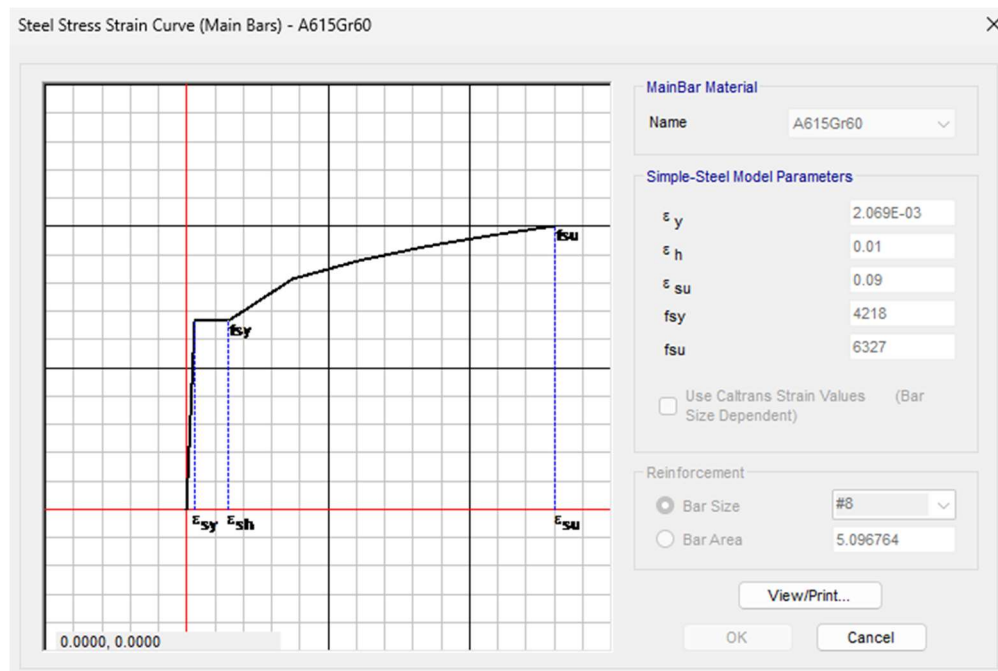


Figura 275: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, cabezal CB-2

Además, el diagrama momento-curvatura se muestra en la Figura 276 obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$  en unidades de Mton y m.

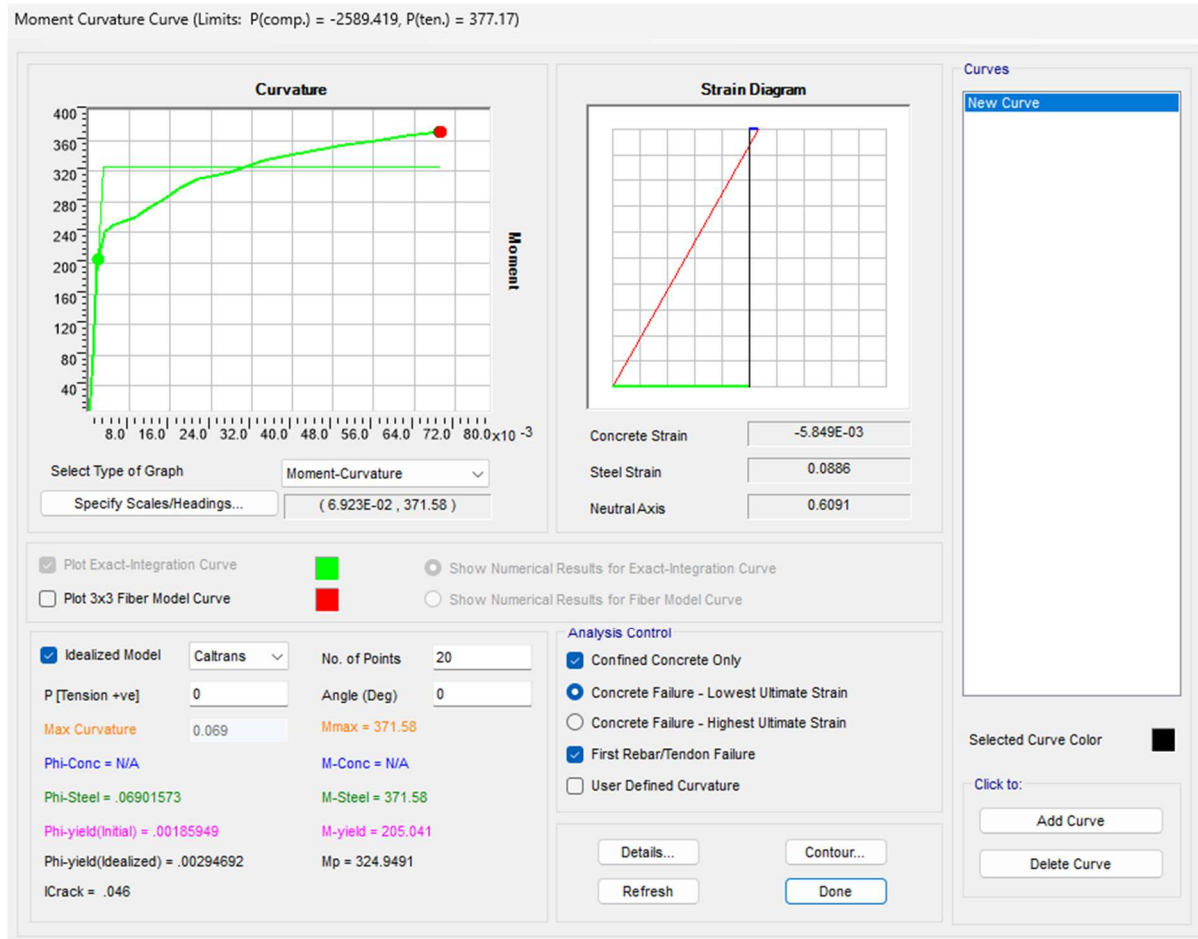


Figura 276: Diagrama momento-curvatura, cabezal CB-2

### 3.5.2.7 Soporte como apoyo 1

Se considera el apoyo que sobresalen de los cabezales para asentar las vigas AASHTO IV con las siguientes características

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Dimensiones: 60cm de ancho y 100cm de largo.
- Tipo de diseño: Columna (P-M2-M3)
- Armado: 8 Vs #5 en la dirección 3, 12 Vs #5 en la dirección 2, Est #3@10cm con 4 ramas en cada dirección.
- Check/Design: Reinforcement to be checked.
- Factores Modificadores: Se consideran como 1.0 en todas las rigideces, mostrado en la Figura 277.

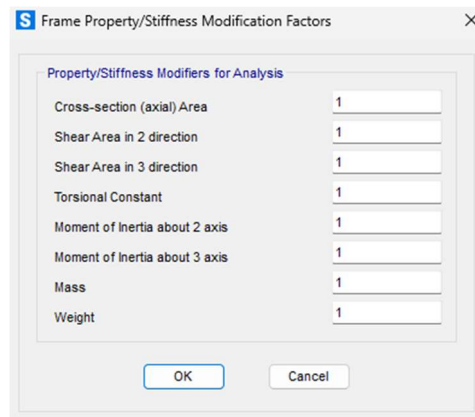


Figura 277: Modificadores de rigidez, Apoyo 1

La Figura 278 muestra las dimensiones, materiales y armados utilizados para el elemento.

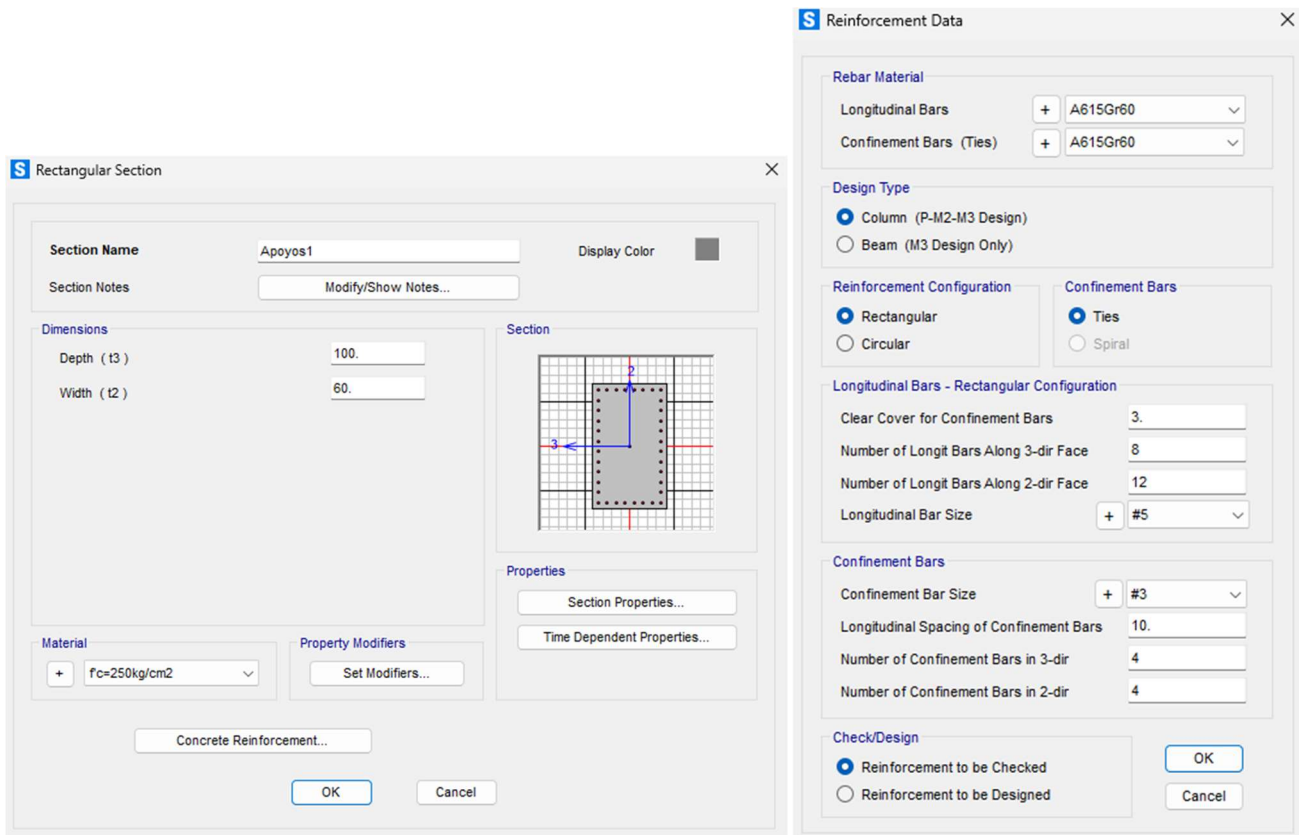


Figura 278: Dimensiones y armados, Apoyo 1

### 3.5.2.8 Soporte como apoyo 1

Se considera el apoyo que sobresalen de los cabezales para asentar las vigas AASHTO IV con las siguientes características

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Dimensiones: 50cm de ancho y 60cm de largo.
- Tipo de diseño: Columna (P-M2-M3)
- Armado: 8 Vs #5 en la dirección 3, 6 Vs #5 en la dirección 2, Est #3@10cm con 4 ramas en cada dirección.
- Check/Design: Reinforcement to be checked.
- Factores Modificadores: Se consideran como 1.0 en todas las rigideces, mostrado en la Figura 279.

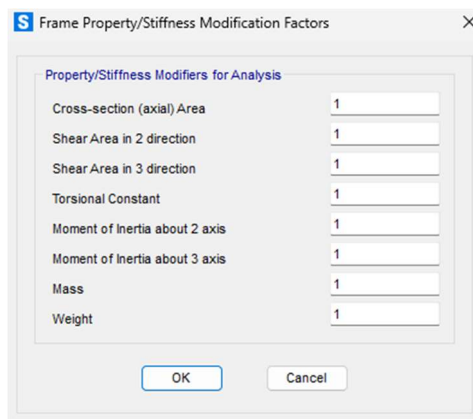
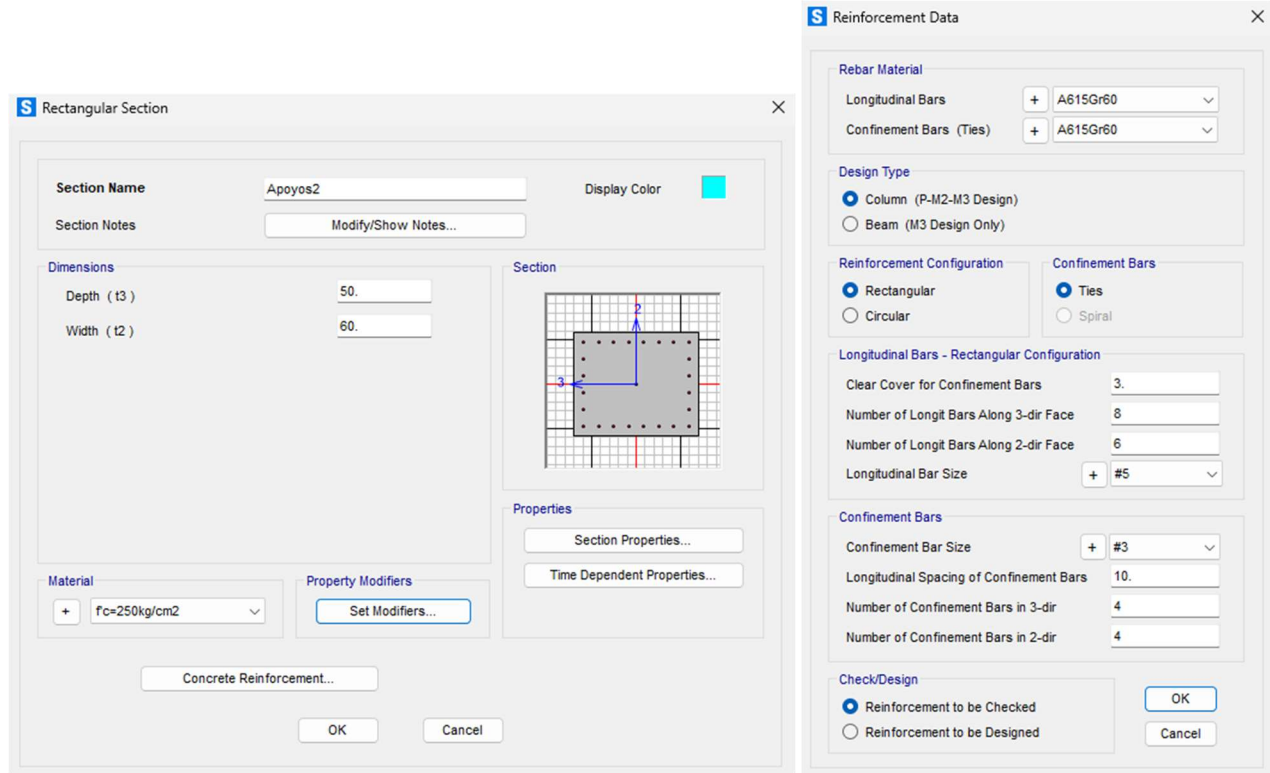


Figura 279: Modificadores de rigidez, Apoyo 2

La Figura 280 muestra las dimensiones, materiales y armados utilizados para el elemento.

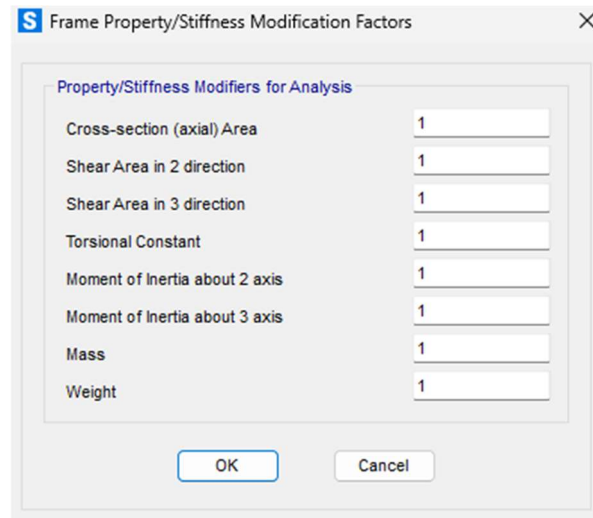


**Figura 280: Dimensiones y armados, Apoyo 2**

### 3.5.2.9 Viga prefabricada AASHTO IV

Se considera la viga prefabricada AASHTO tipo IV con las siguientes características

- Material: Concreto  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Dimensiones: Estándar de fábrica
- Factores Modificadores: Se consideran como 1.0 en todas las rigideces, mostrado en la Figura 281.



**Figura 281: Modificadores de rigidez, viga AASHTO IV**

La Figura 282 muestra las dimensiones y materiales y armados utilizados para el elemento, con dimensiones generales de 135cm de peralte, 50cm del patín superior y 66cm del patín inferior.

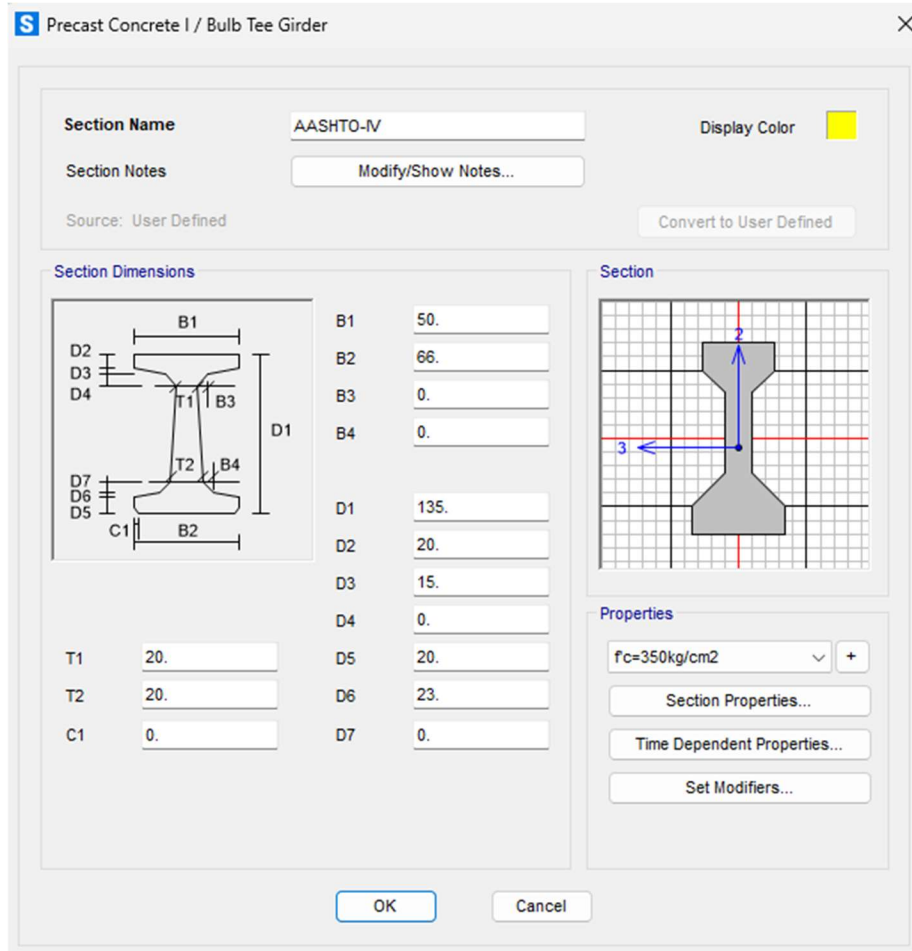


Figura 282: Dimensiones y materiales, viga AASHTO IV

### 3.5.2.10 Viga de soporte lateral VL-1

Se considera la viga VL-1 como soporte lateral para las vigas prefabricadas AASHTO IV con las siguientes características:

- Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Dimensiones: 20 cm de ancho y 114 cm de altura
- Factores Modificadores: Se consideran como 0.4 para flexión y corte, mostrado en la Figura 283.

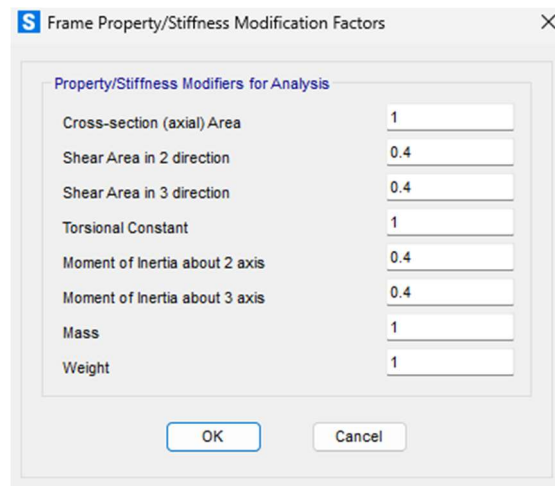
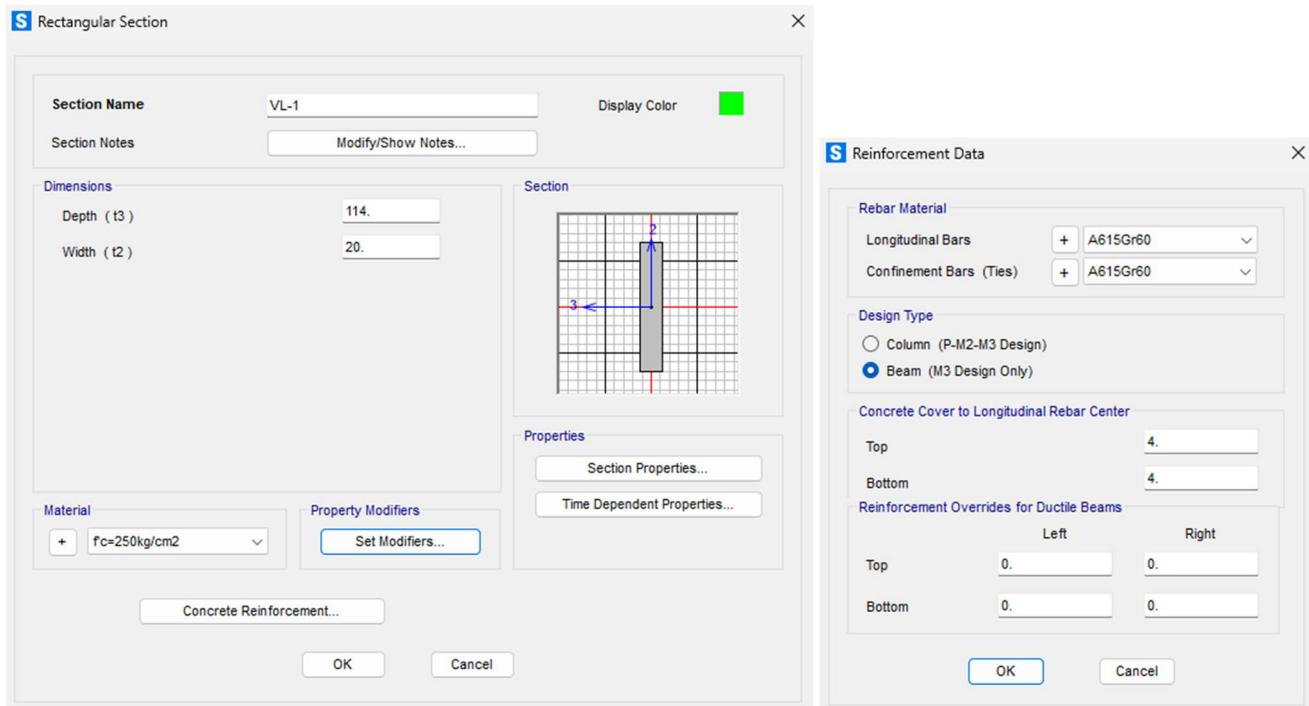


Figura 283: Modificadores de rigidez, viga VL-1

La Figura 284 muestra las dimensiones y materiales y armados utilizados para el elemento, con dimensiones generales de 114cm de peralte y 20cm de ancho, con recubrimiento de 4 cm.

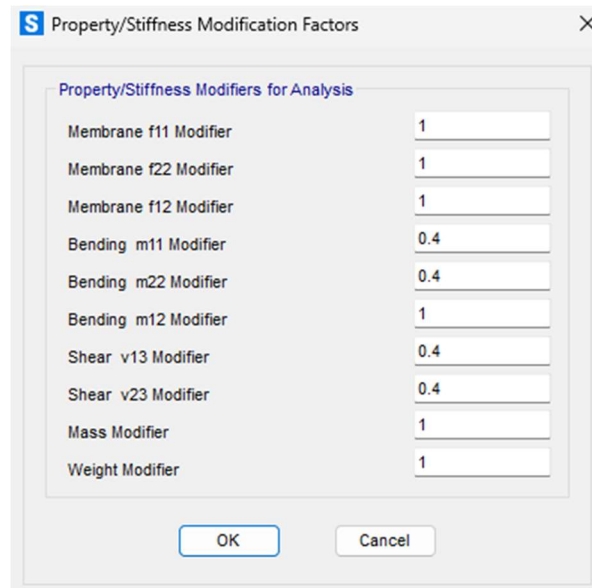


**Figura 284: Dimensiones y materiales, viga VL-1**

### 3.5.2.11 Losa de la superestructura

Se considera la losa como elemento Shell thin, donde no se considera las deformaciones por corte, con las siguientes características

- d) Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- e) Dimensiones: 20 cm de espesor
- f) Factores Modificadores: Se consideran como 0.4 para flexión y corte, mostrado en la Figura 285.



**Figura 285: Modificadores de rigidez, losa 20 cm**

La Figura 286 muestra el espesor y material utilizado para la losa de la superestructura-

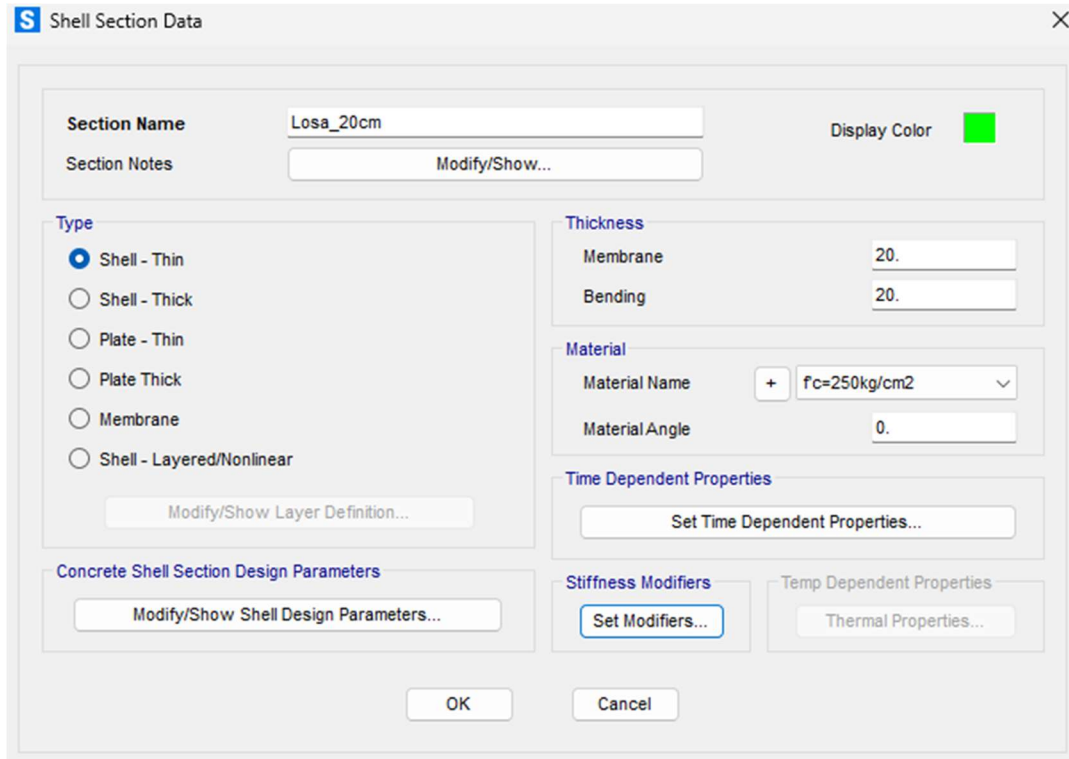


Figura 286: Dimensiones y materiales, losa 20 cm

### 3.5.3 Geometría del puente

En esta sección se muestra la geometría y asignación de los elementos estructurales

#### 3.5.3.1 Geometría general

Las siguientes figuras muestran la geometría general del puente en isométrico, elevación y planta.

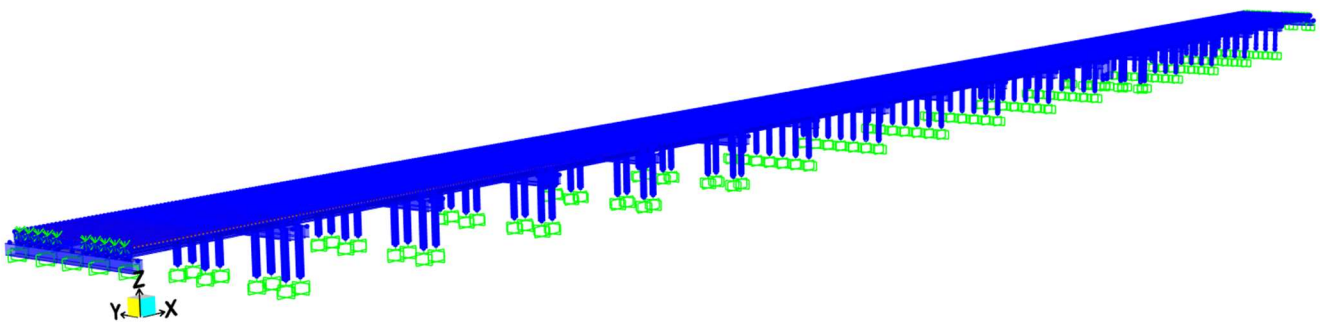


Figura 287: Puente Santo Domingo, vista en isométrico

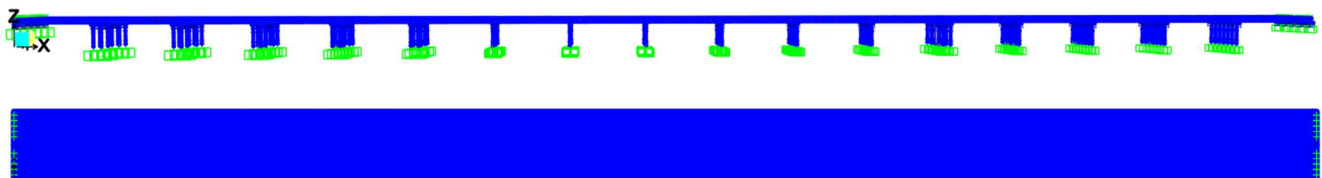


Figura 288: Puente Santo Domingo, vista en planta y elevación

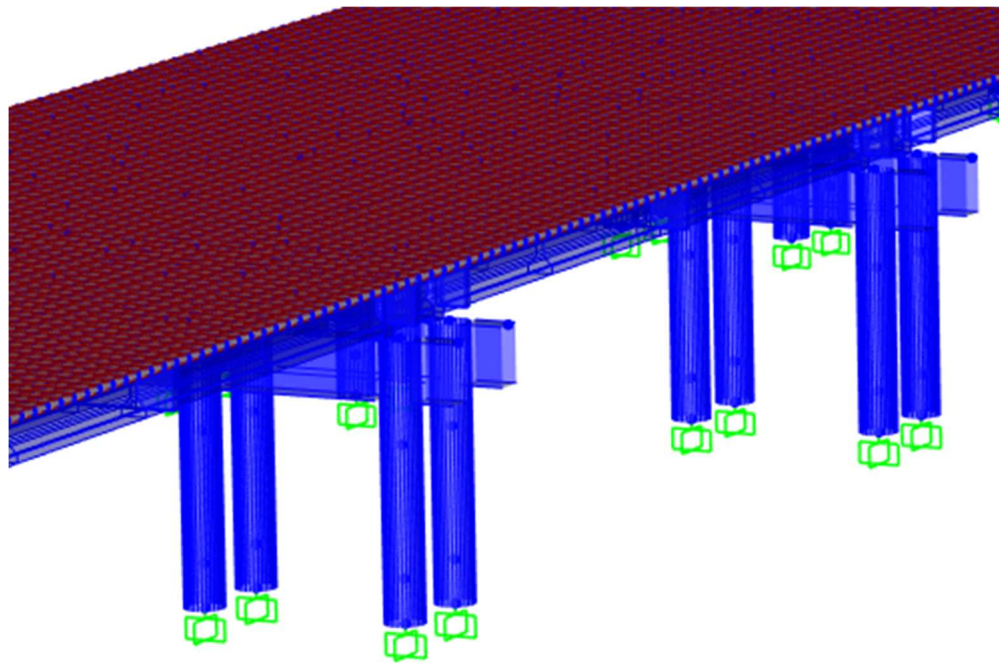


Figura 289: Puente Santo Domingo con un claro típico, vista en 3D

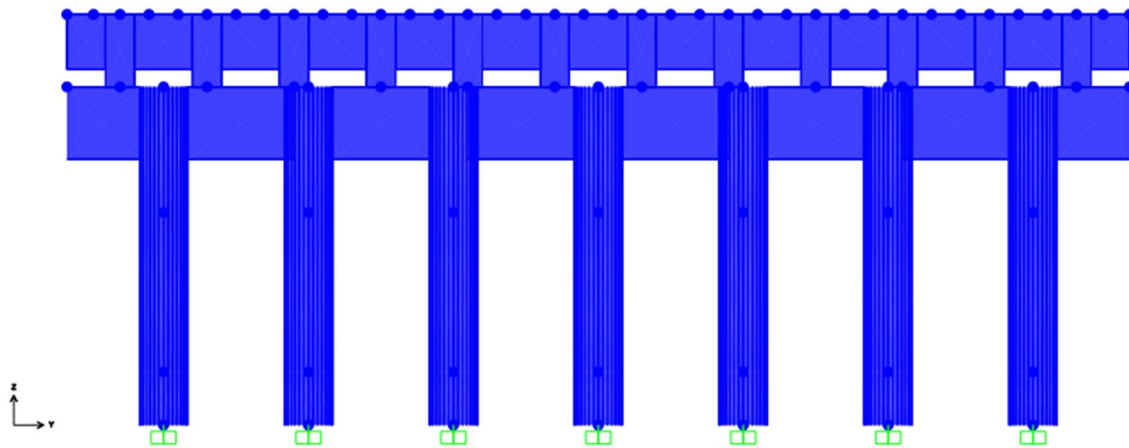


Figura 290: Puente Santo Domingo, vista del marco M-1 y M-3

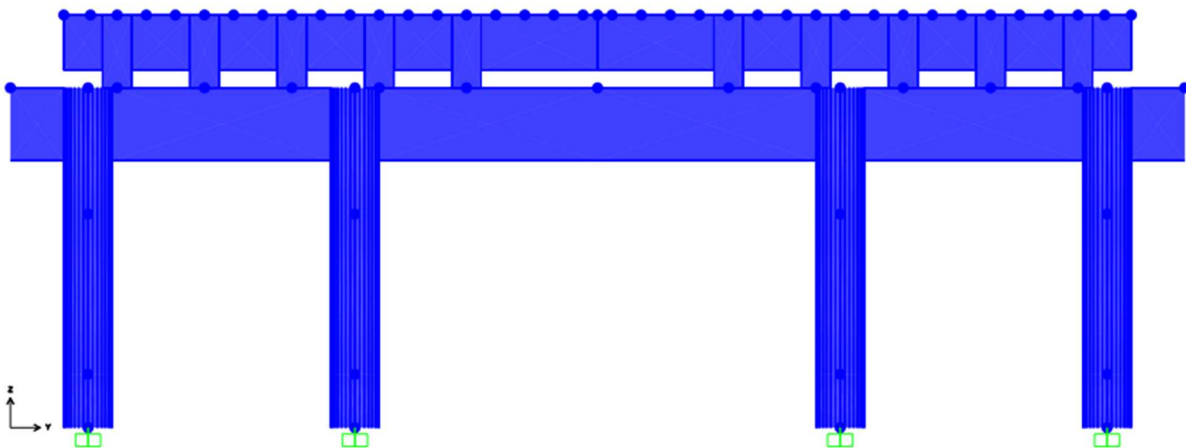


Figura 291: Puente Santo Domingo, vista del marco M-2

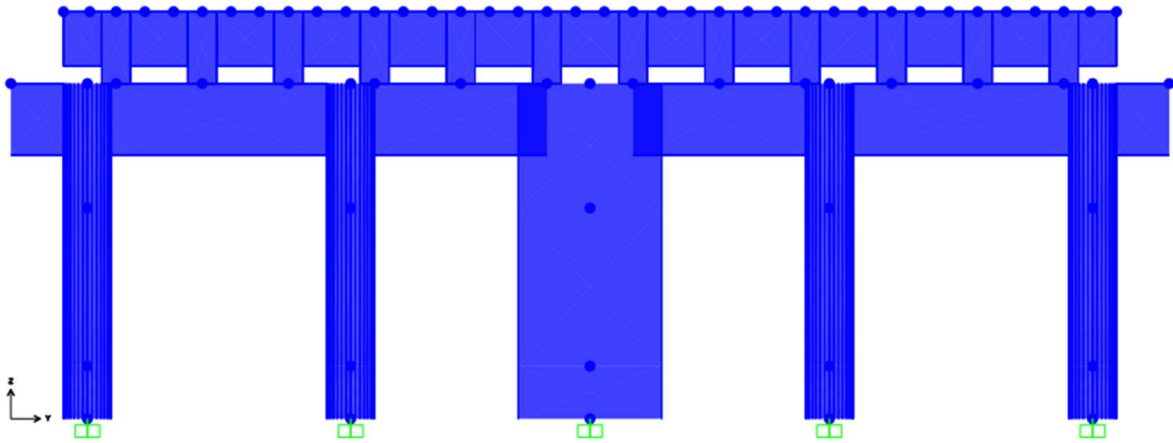


Figura 292: Puente Santo Domingo, vista del marco M-4

### 3.5.3.2 Asignación de elementos estructurales

Las siguientes figuras muestran las asignaciones de elementos del puente creados anteriormente.

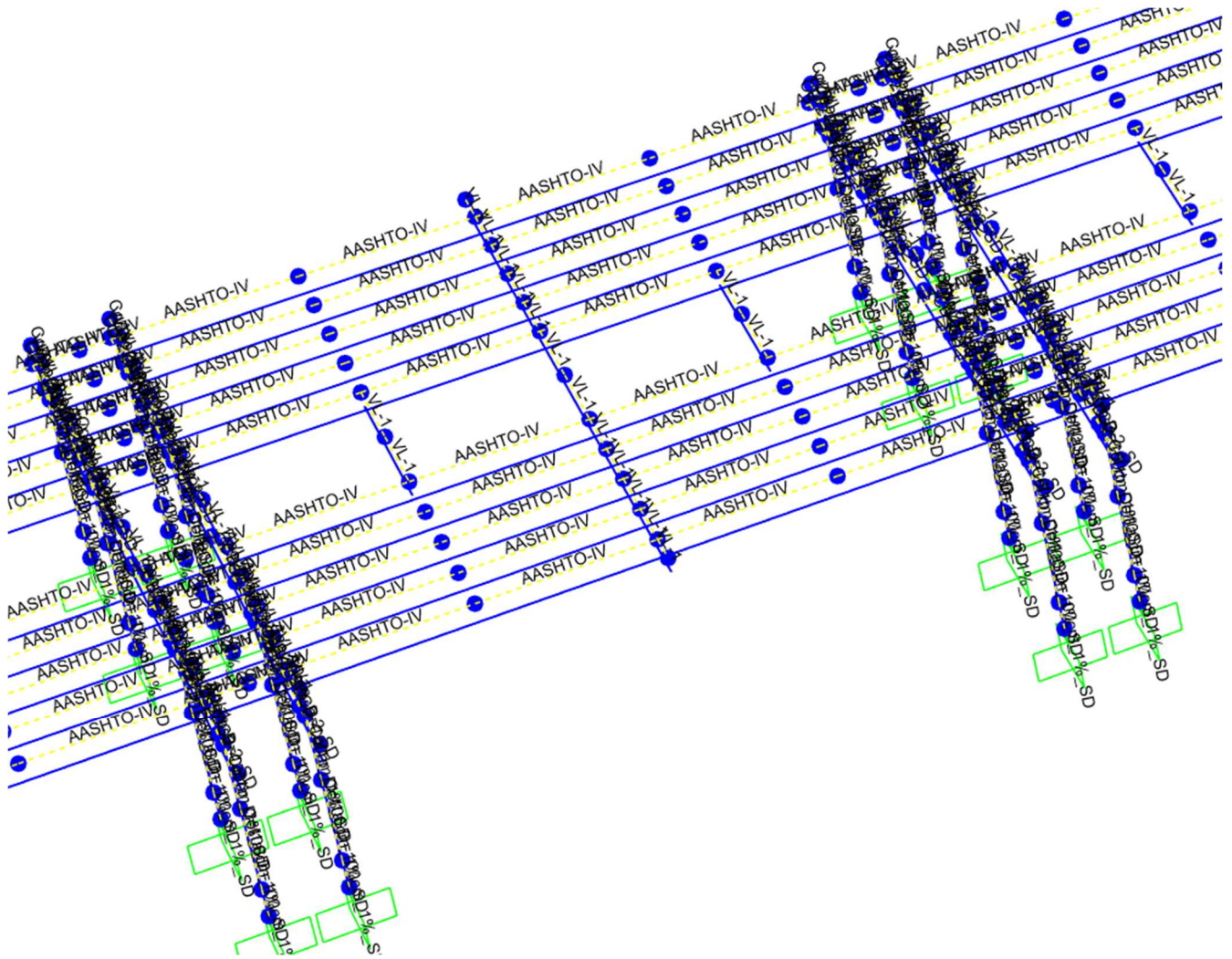


Figura 293: Puente Santo Domingo, elementos de la superestructura

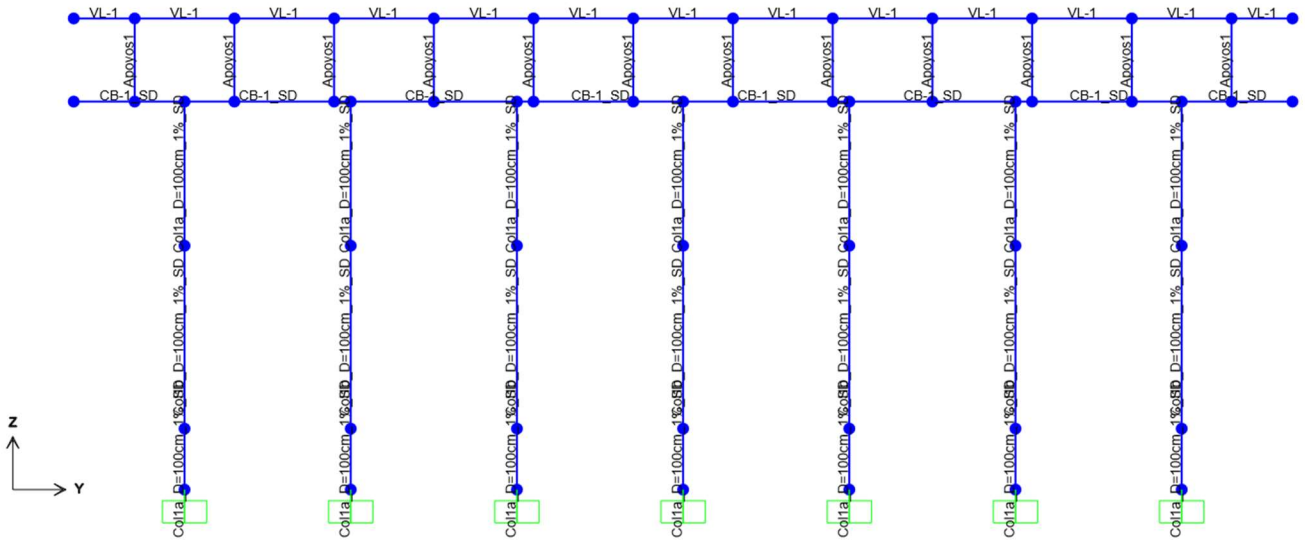


Figura 294: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-1 y M-3

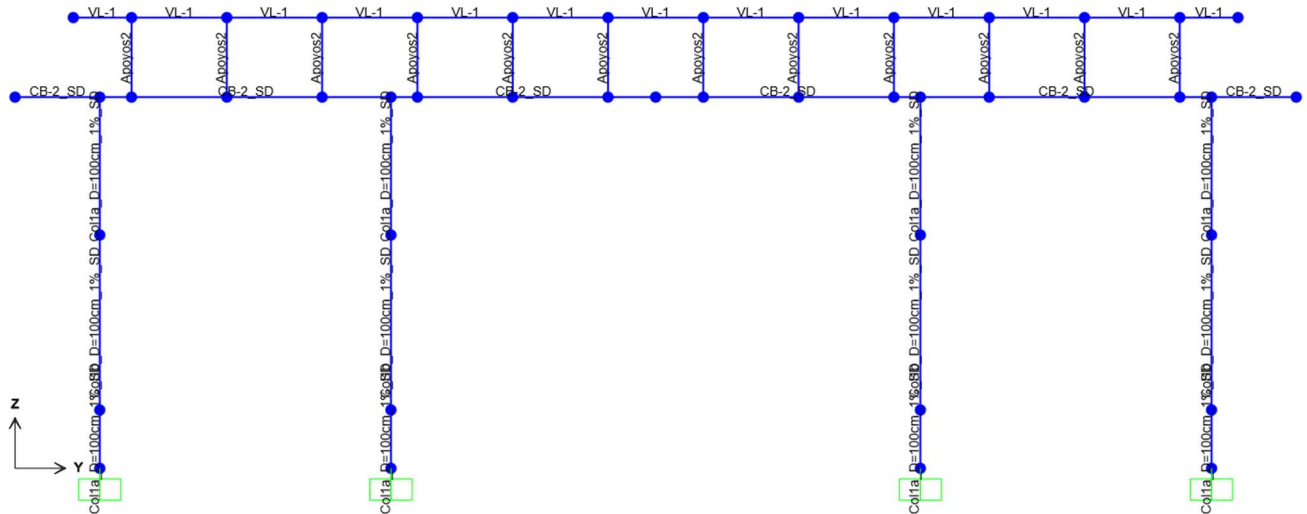


Figura 295: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-2

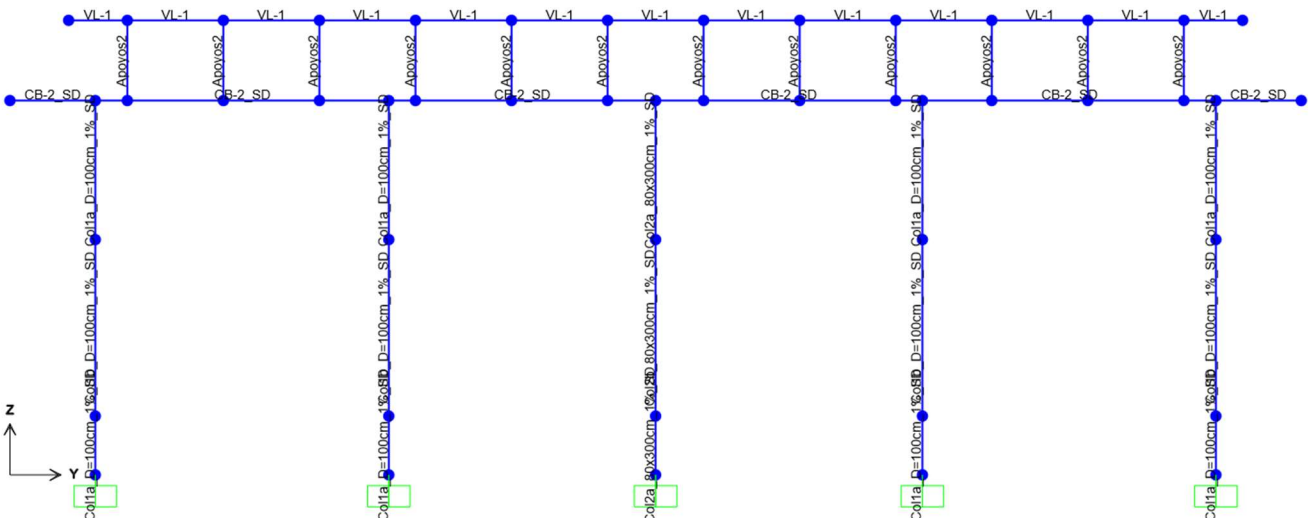


Figura 296: Puente Santo Domingo, elementos estructurales del marco M-4

### 3.5.4 Definición de los patrones de carga básicas

En esta sección se muestra la definición de cargas básicas.

#### 3.5.4.1 Definición de los patrones de carga

En la siguiente figura se muestra la definición de los patrones de carga como:

- DC\_PP: Peso propio de los elementos estructurales.
- DC\_Barreras: Peso propio de las barreras.
- LL-4lines: Carga viva de los vehículos (se considera todos los carriles cargados).
- PL-2lines: Carga viva peatonal (se considera los dos carriles peatonales cargados).
- DW\_Asfalto: Peso propio de la superficie de rodamiento
- LL\_Dist-4lines: Carga viva distribuid de los vehiculos (se considera todos los carriles cargados).

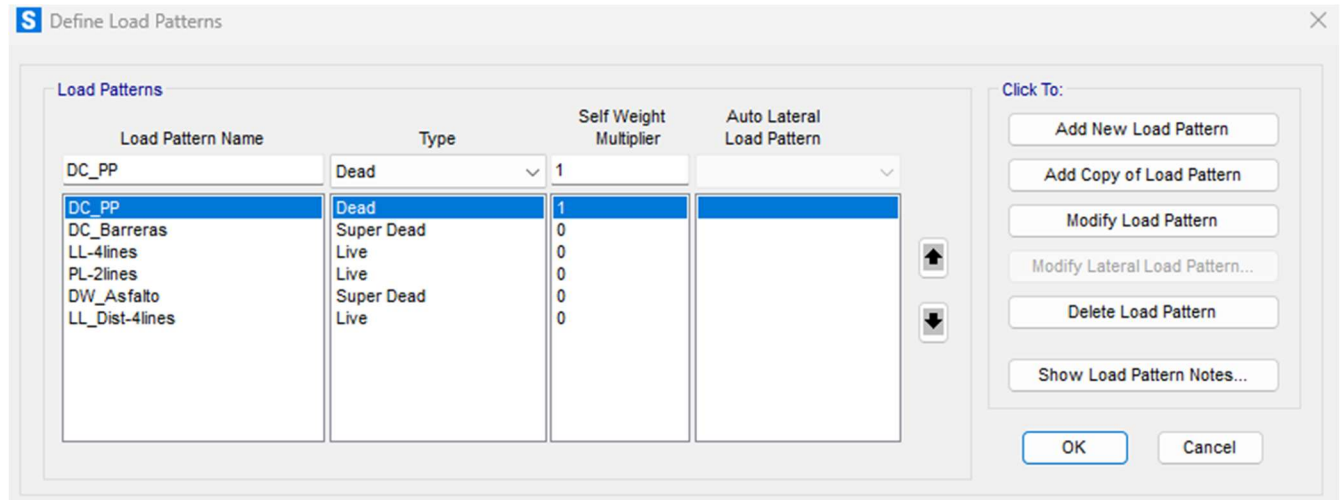


Figura 297: Definición de los patrones de carga básicas

#### 3.5.4.2 Aplicación de los patrones de carga

Las siguientes figuras muestran la aplicación de las cargas básicas.

- DC\_PP: Se considera el peso propio calculado directamente con el programa SAP2000.
- DC\_Barreras: Se considera un peso lineal de 438 kg/m; sin embargo, los elementos tipo Shell miden 0.6m y se distribuye con 263 kg/m.

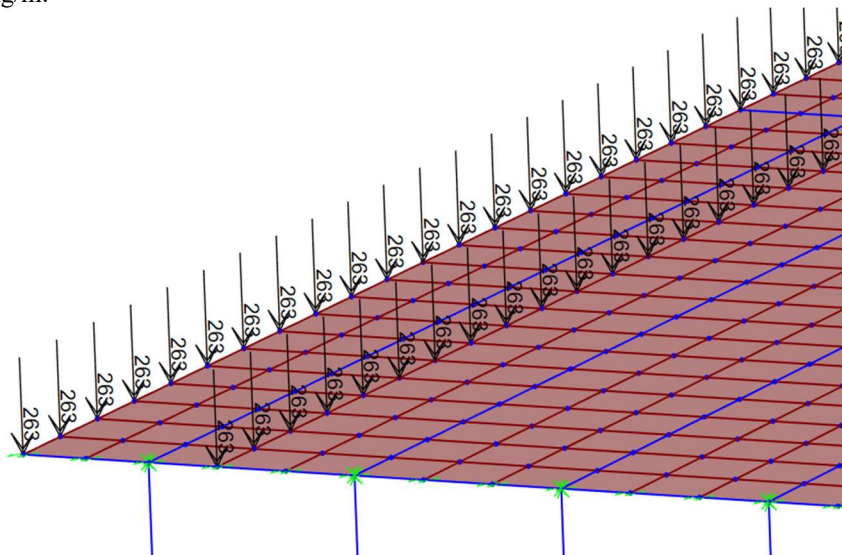


Figura 298: Aplicación de la carga muerta DC\_Barreras de barreras

- c) *LL-4lines*: Se considera un camión de carga HL-93, a una distancia de 7.8m del primer eje para obtener el momento máximo en las vigas AASHTO. La rueda del primer eje cuenta con una carga de 1816 kg, mientras que el segundo y tercer eje cuenta con una carga de 7264 kg.

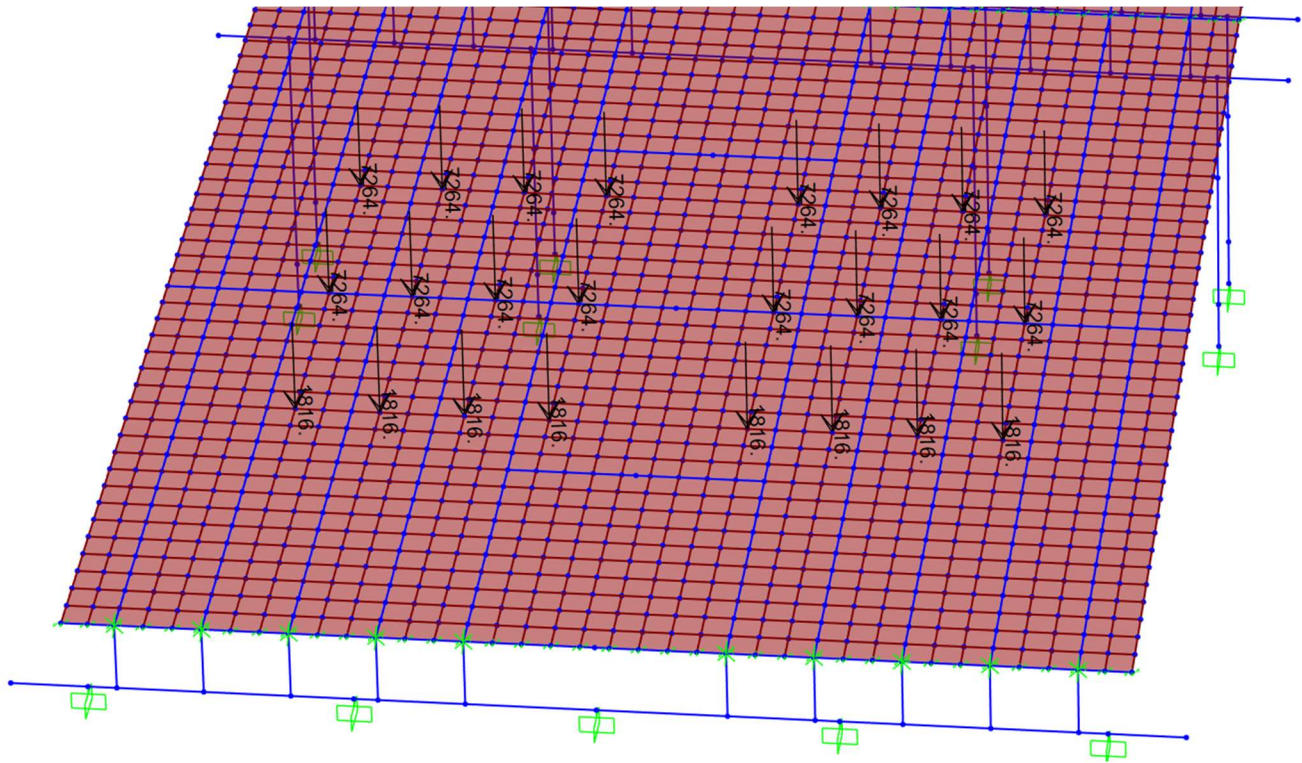


Figura 299: Aplicación de la carga viva LL-4lines

- d) *PL-2lines*: Carga viva peatonal: Se considera una carga de 367 kg/m<sup>2</sup> en los carriles peatonales.

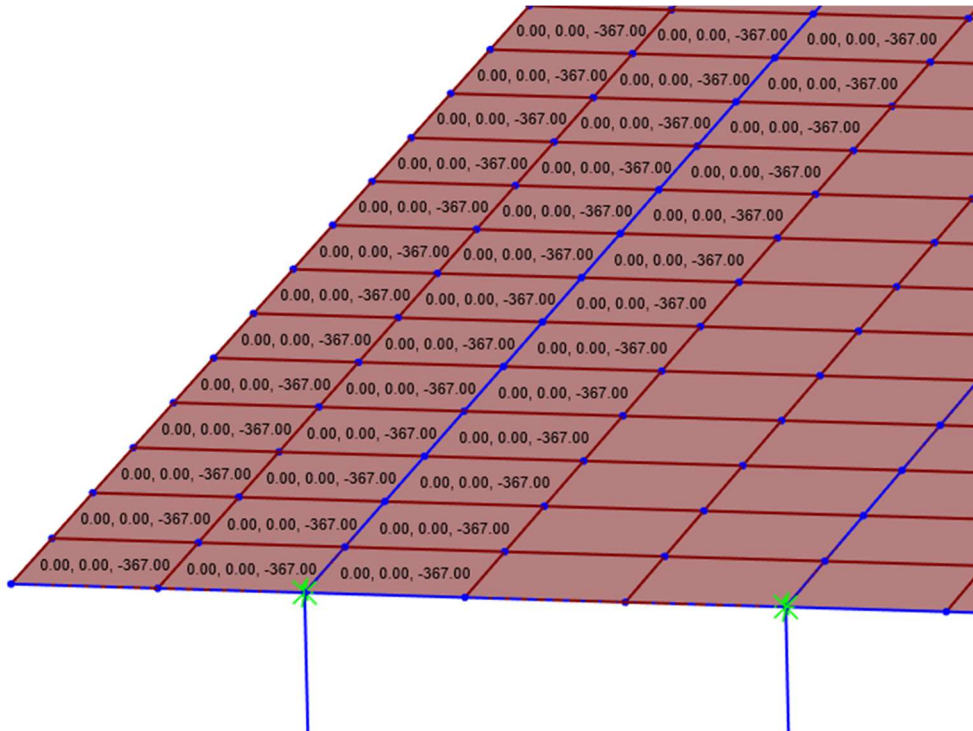


Figura 300: Aplicación de la carga viva PL-2lines

e)  $DW\_Asfalto$ : Peso propio del asfalto de  $112 \text{ kg/m}^2$ .

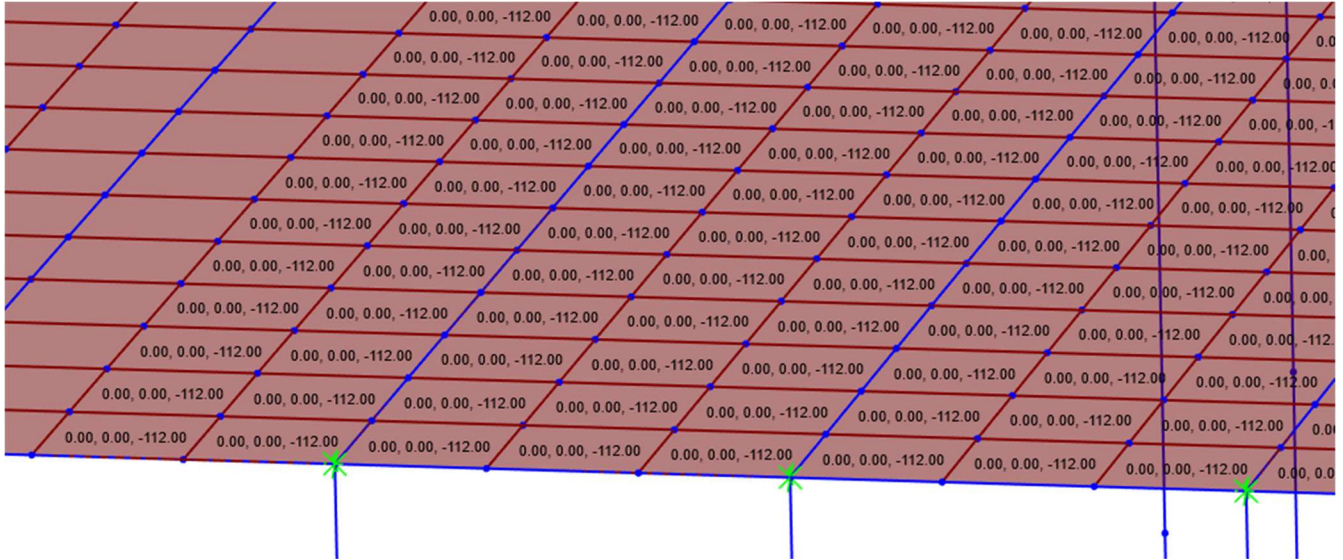


Figura 301: Aplicación de la carga de asfalto  $DW\_Asfalto$

f)  $LL\_Dist-4lines$ : Carga viva distribuida de los vehículos de  $317 \text{ kg/m}^2$ .

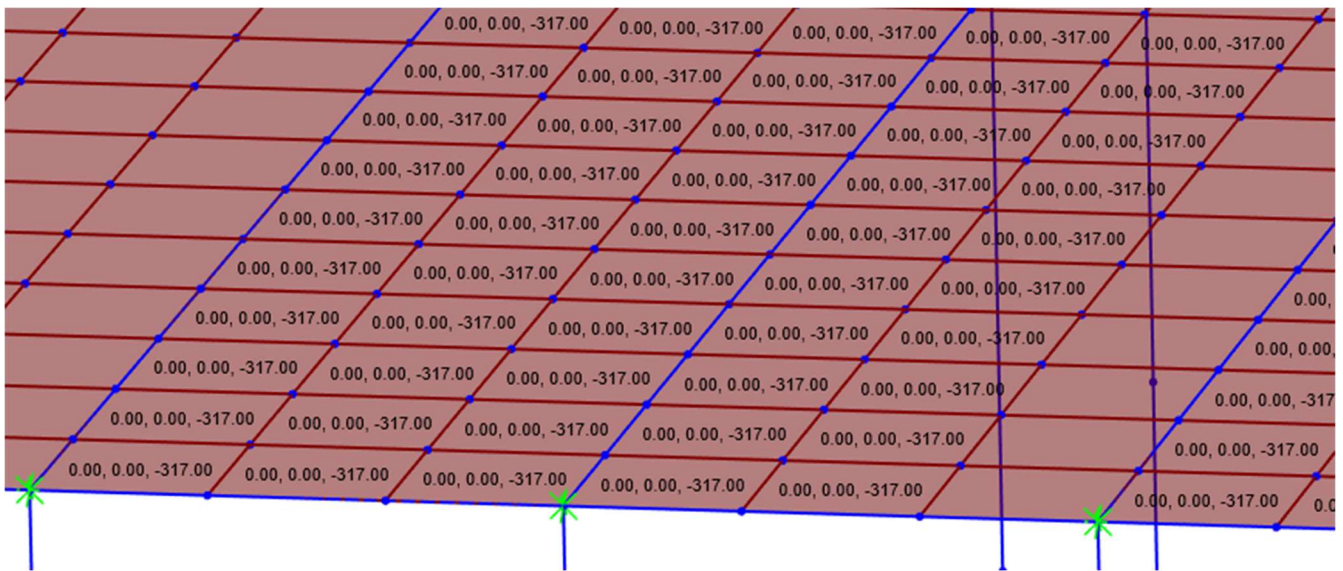


Figura 302: Aplicación de la carga de asfalto  $LL\_Dist-4lines$

### 3.5.5 Definición de condiciones del puente

En esta sección se agregan las condiciones generales y especiales del modelo estructural.

#### 3.5.5.1 Definición del diafragma semirrígido

Se asigna a la losa de la superestructura como diafragma semirrígido, para considerar la flexibilidad axial de la losa al momento de desarrollar el análisis estructural.

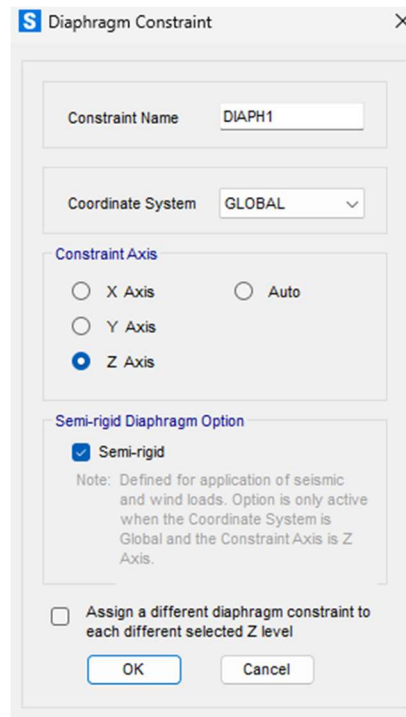


Figura 303: Definición del diafragma semirrígido

### 3.5.5.2 Definición de masas

Se considera el 100% de la masa del peso propio y el 50% para la carga viva.

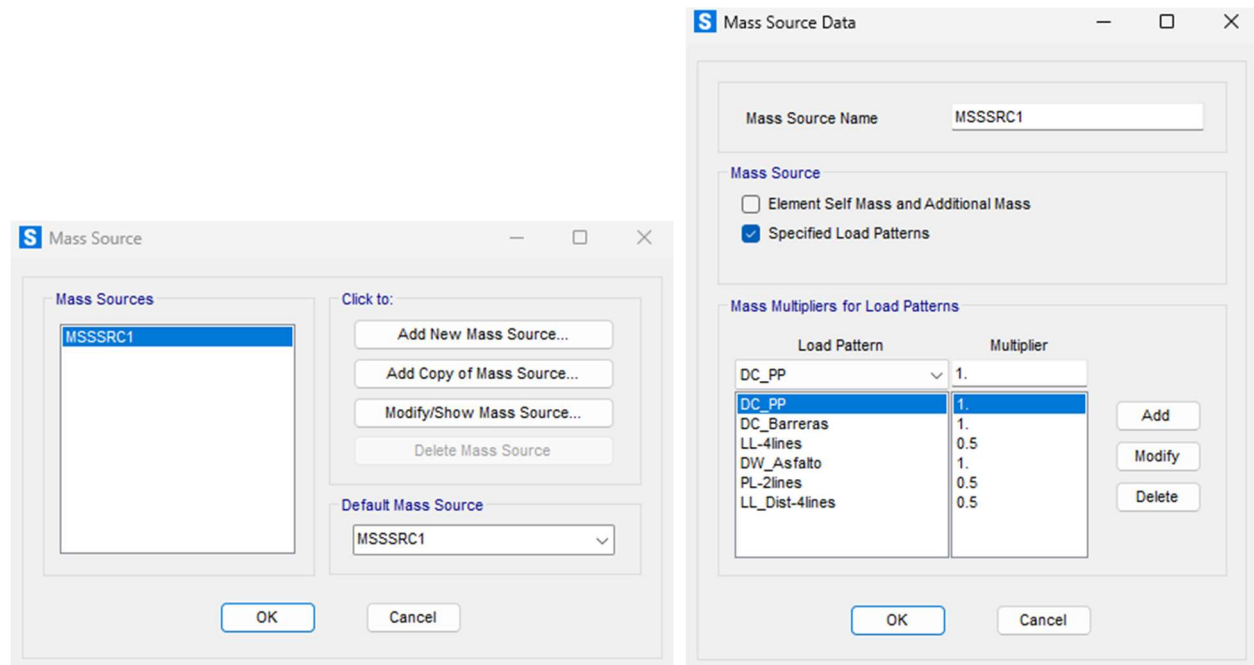


Figura 304: Definición del diafragma semirrígido

### 3.5.5.3 Definición de brazos rígidos

Para cada uno de los elementos del marco M-1, M-2, M-3 y M-4, se consideran los brazos rígidos con un factor de rigidez de 1.0 y la distancia que automáticamente obtiene el software.

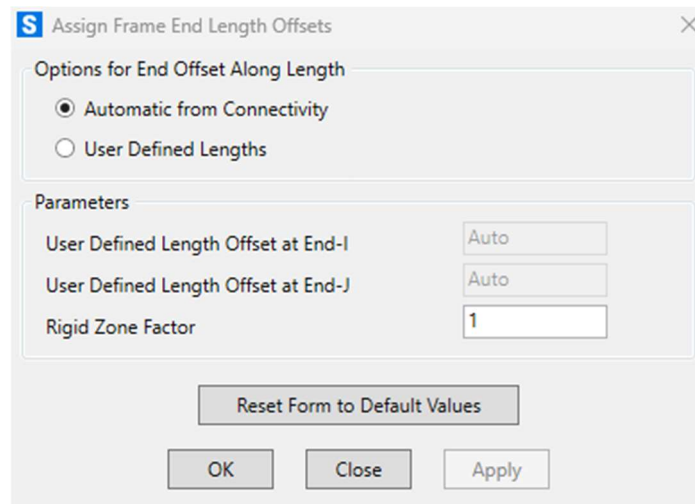


Figura 305: Definición de brazos rígidos y factor de rigidez

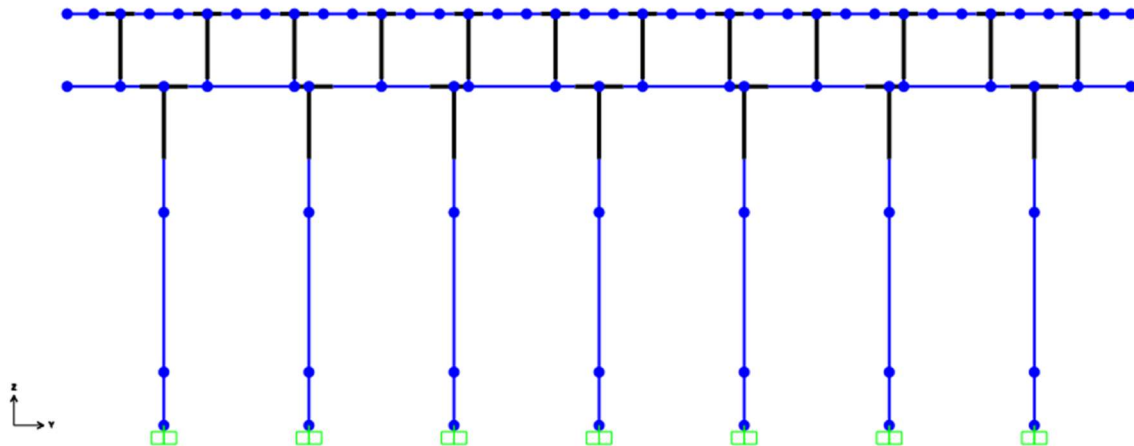


Figura 306: Brazos rígidos del marco M-1 y M-3

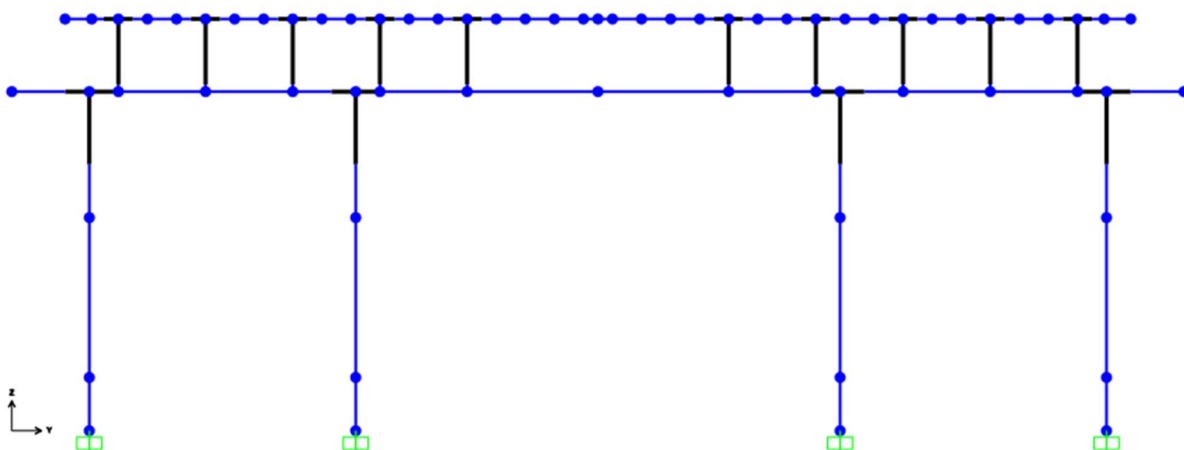


Figura 307: Brazos rígidos del marco M-2

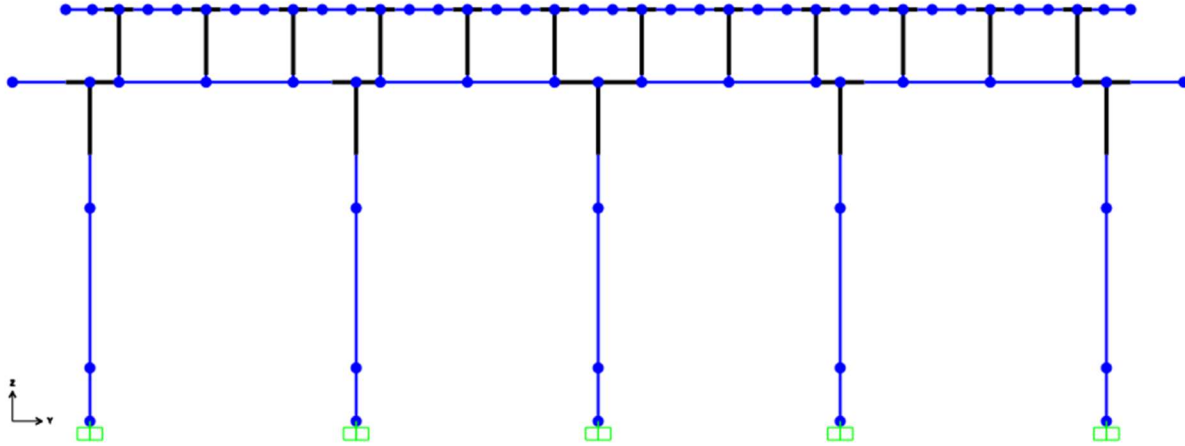


Figura 308: Brazos rígidos del marco M-4

### 3.5.5.4 Definición de liberación de momentos

Las vigas AASHTO IV y las juntas frías entre marcos se liberan de momentos para obtener vigas simplemente apoyadas.

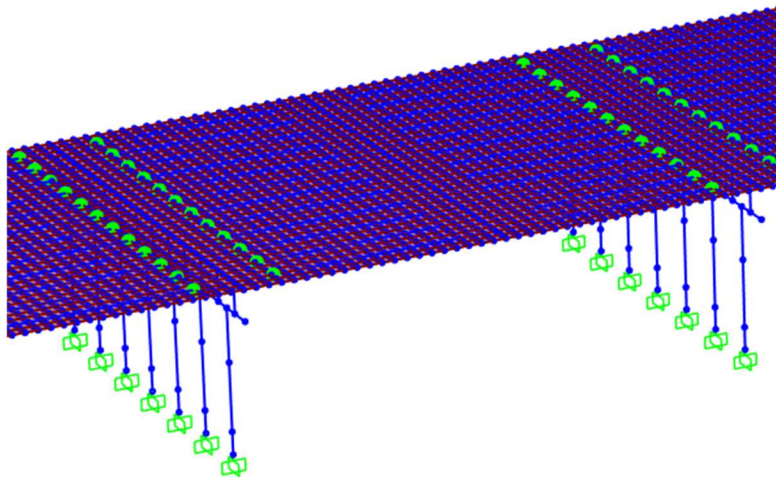


Figura 309: Liberación de momentos en vigas AASHTO IV

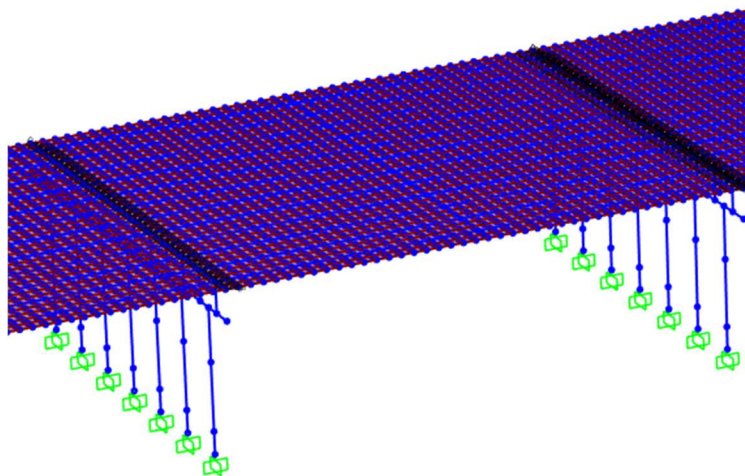


Figura 310: Liberación de momentos en la losa de tipo shell

### 3.5.6 Definición de espectros sísmicos

Los espectros sísmicos regionales y de sitio definidos en la sección 3.4 se aplican al modelo. Se muestra un ejemplo para la definición de cada una de las cargas sísmicas al modelo de SAP2000.

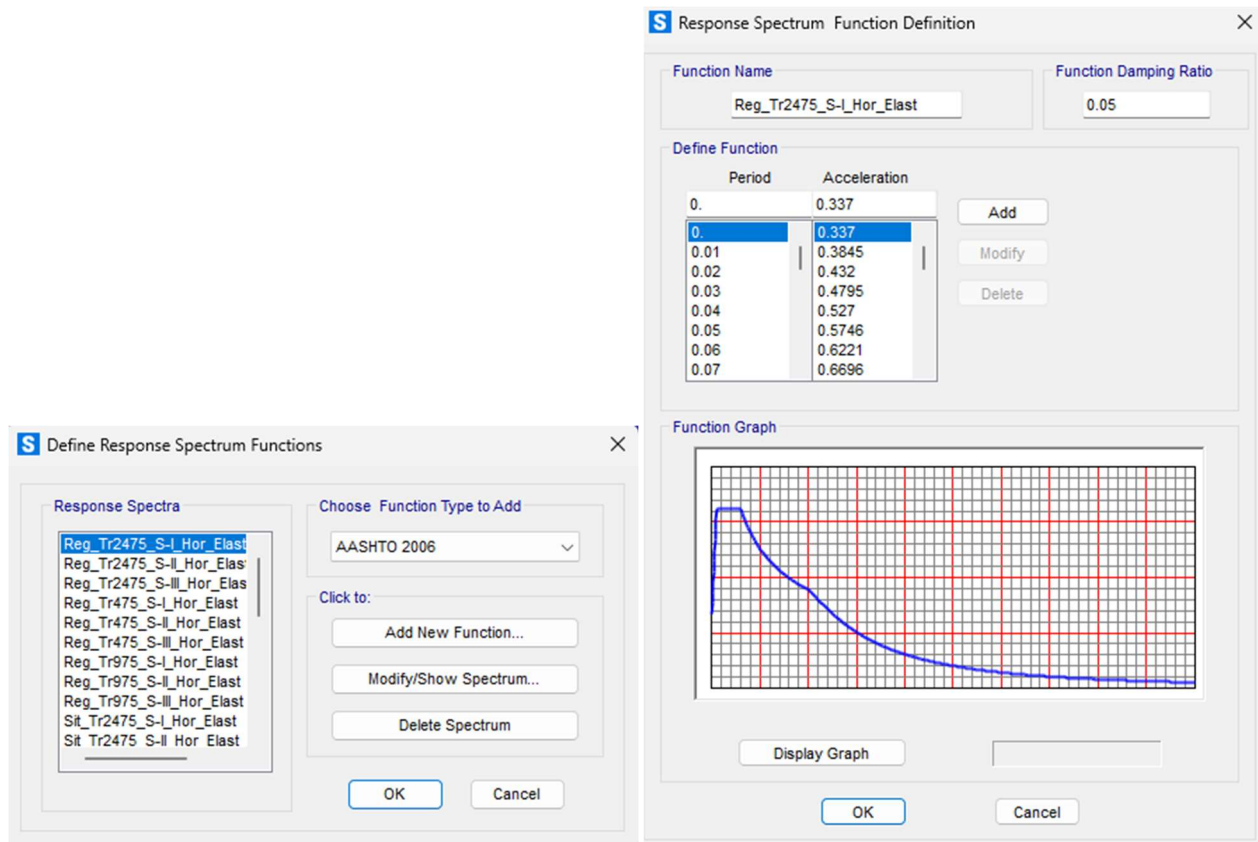


Figura 311: Definición de los espectros sísmicos

### 3.5.7 Definición de los casos de carga

En esta sección se muestra la definición y el tipo de análisis para cada una de las cargas declaradas.

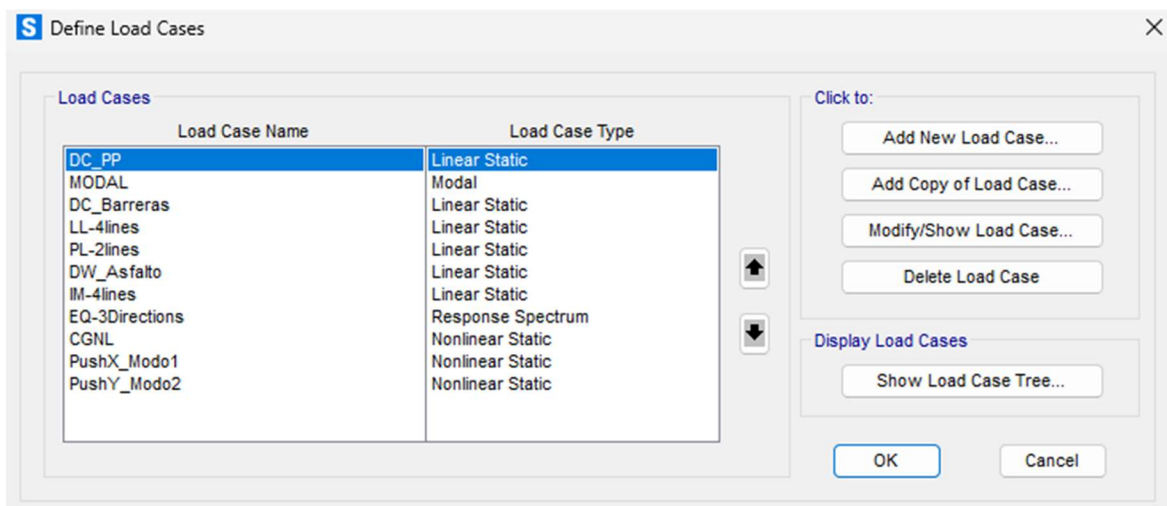


Figura 312: Definición de los casos de carga

### 3.5.7.1 Definición de peso propio y carga viva

Los siguientes casos de carga se utilizan casos de cargas como estático lineal.

- a) *DC\_PP*: Análisis estático lineal, con factor de carga de 1.0

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC_PP	1.0

Figura 313: Definición del caso de carga: DC\_PP

- b) *DC\_Barreras*: Análisis estático lineal, con factor de carga de 1.0

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC_Barreras	1.0

Figura 314: Definición del caso de carga: DC\_Barrera

- c) *LL-4lines*: Se considera un factor de 0.65 debido a la existencia de 4 carriles de carga, incluyendo la carga de los ejes del camión HL-93 y la carga distribuida.

The dialog box 'Load Case Data - Linear Static' is shown for the case 'LL-4lines'. The 'Load Case Name' is 'LL-4lines'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Stiffness to Use' is 'Zero Initial Conditions - Unstressed State'. The 'Analysis Type' is 'Linear'. The 'Mass Source' is 'MSSSRC1'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LL-4lines	0.65
Load Pattern	LL-4lines	0.65
Load Pattern	LL_Dist-4lines	0.65

Figura 315: Definición del caso de carga: LL-4lines

- d) *PL-2lines*: Se considera un factor de 0.65 debido a la existencia de 4 carriles de carga, incluyendo la carga de los ejes del camión HL-93 y la carga distribuida, donde la carga peatonal se incluye como carriles cargados.

The dialog box 'Load Case Data - Linear Static' is shown for the case 'PL-2lines'. The 'Load Case Name' is 'PL-2lines'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Stiffness to Use' is 'Zero Initial Conditions - Unstressed State'. The 'Analysis Type' is 'Linear'. The 'Mass Source' is 'MSSSRC1'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PL-2lines	0.65
Load Pattern	PL-2lines	0.65

Figura 316: Definición del caso de carga: PL-2lines

- e) *DW\_Asfalto*: Análisis estático lineal, con factor de carga de 1.0

The dialog box 'Load Case Data - Linear Static' is shown for the case 'DW\_Asfalto'. The 'Load Case Name' is 'DW\_Asfalto'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Stiffness to Use' is 'Zero Initial Conditions - Unstressed State'. The 'Analysis Type' is 'Linear'. The 'Mass Source' is 'MSSSRC1'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DW_Asfalto	1.
Load Pattern	DW_Asfalto	1.

Figura 317: Definición del caso de carga: DW-Asfalto

f) *IM-4lines*: Se considera un aumento de carga dinámica del 33% de la carga viva LL-4lines

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LL-4lines	0.33
Load Pattern	LL-4lines	0.33

Figura 318: Definición del caso de carga: IM-4lines

### 3.5.7.2 Definición del análisis modal

El caso de carga modal se desarrolla por un análisis de tipo eigen-vectores, utilizando una cantidad total del 200 modos de vibrar con el objetivo de encontrar arriba del 90% de participación de masa.

Parameter	Value
Maximum Number of Modes	200
Minimum Number of Modes	1
Frequency Shift (Center)	0.
Cutoff Frequency (Radius)	0.
Convergence Tolerance	1.000E-09

Figura 319: Definición del caso de carga: Modal

### 3.5.7.3 Definición del análisis espectral

En este caso, se define un análisis espectral para ser aplicado en combinaciones de carga y se usan los espectros reducidos. Se aplica los espectros regionales ER con un periodo de retorno  $T_r = 450$  años para suelo tipo II y factores reductores propios del puente. Se utiliza una combinación modal tipo CQC y una combinación direccional tipo SRSS para los dos espectros horizontales y un espectro vertical.

**Load Case Name:** EQ-3Directions

**Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

**Directional Combination:** SRSS (selected), CQC3, Absolute

**Mass Source:** Previous (MSSSRC1)

**Diaphragm Eccentricity:** Eccentricity Ratio: 0.05

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Tr450_S-I_F	9.81
Accel	U1	Tr450_S-I_Hor	9.81
Accel	U2	Tr450_S-I_Hor	9.81
Accel	U3	Tr450_S-I_Vert	9.81

**Other Parameters:** Modal Damping: Constant at 0.05

**Figura 320: Definición del caso de carga: Espectral**

### 3.5.7.4 Definición del caso de carga gravitacional no lineal

En este caso, se considera el 100% de la carga muerta y 50% de la carga viva para un análisis estático no lineal, con cero condiciones iniciales, sin considerar efectos P-Δ. Como se requiere solamente el resultado final para aplicarlo a la carga pushover, se usa la aplicación de carga como “full load” y el resultado guardado solo es “final state only”. Los parámetros no lineales se usan los preestablecidos por el software.

**Load Case Name:** CGNL

**Analysis Type:** Nonlinear (selected), Linear

**Geometric Nonlinearity Parameters:** None (selected), P-Delta, P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DC_PP	1.
Load Pattern	DC_PP	1.
Load Pattern	DC_Barreras	1.
Load Pattern	DW_Asfalto	1.
Load Pattern	LL-4lines	0.5
Load Pattern	LL_Dist-4lines	0.5
Load Pattern	PL-2lines	0.5

**Other Parameters:** Load Application: Full Load; Results Saved: Final State Only; Nonlinear Parameters: Default

**Figura 321: Definición del caso de carga: CGNL**

### 3.5.7.5 Definición del caso de carga Pushover en Y

En este caso, se considera un análisis estático no lineal, considerando efectos  $P-\Delta$  y sus condiciones iniciales continúan del caso de carga CGNL. Como el puente tiene su modo de vibrar principal en la dirección Y, se usa el tipo de carga como Modal, siendo el modo 2 y factor de escala 1.0.

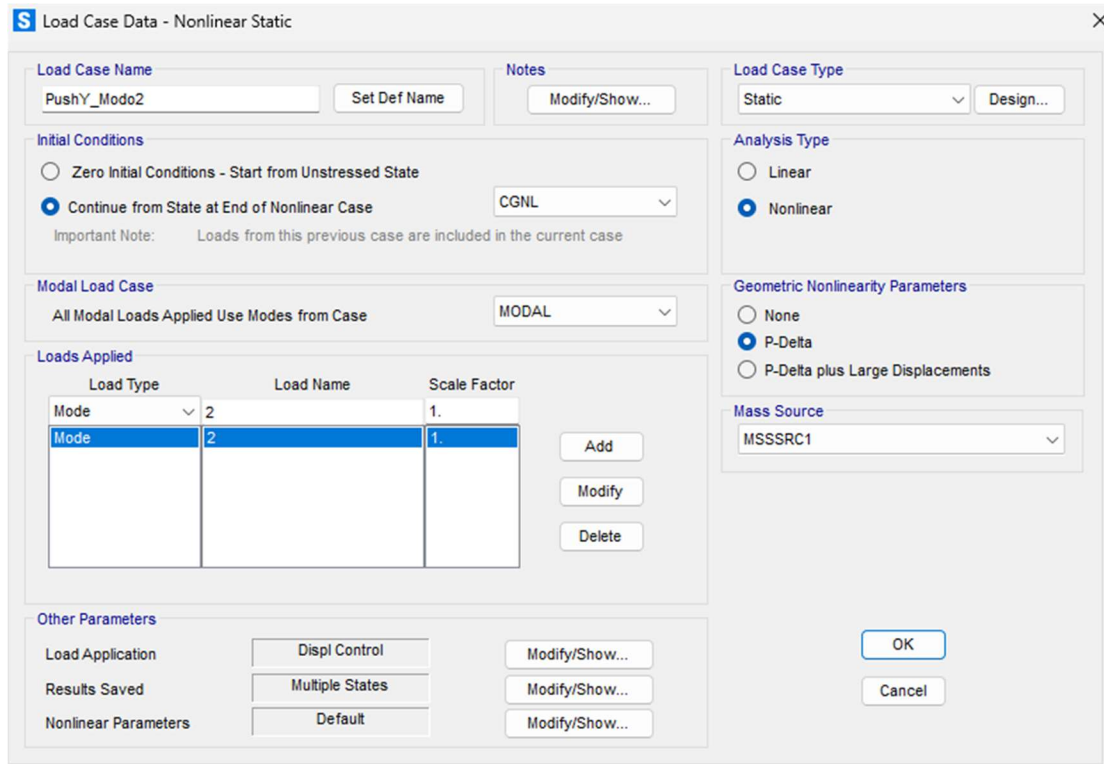


Figura 322: Definición del caso de carga: Push-Y

Para la aplicación de carga, se requiere un control de desplazamiento, monitoreando hasta un desplazamiento de 0.4m en el nodo 1510 (aproximadamente el centro del puente) en el grado de libertad U2.

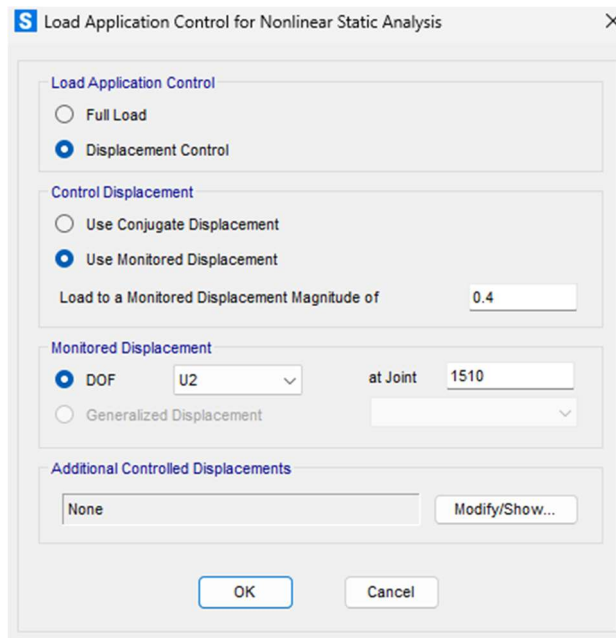


Figura 323: Aplicación de carga con control de desplazamiento

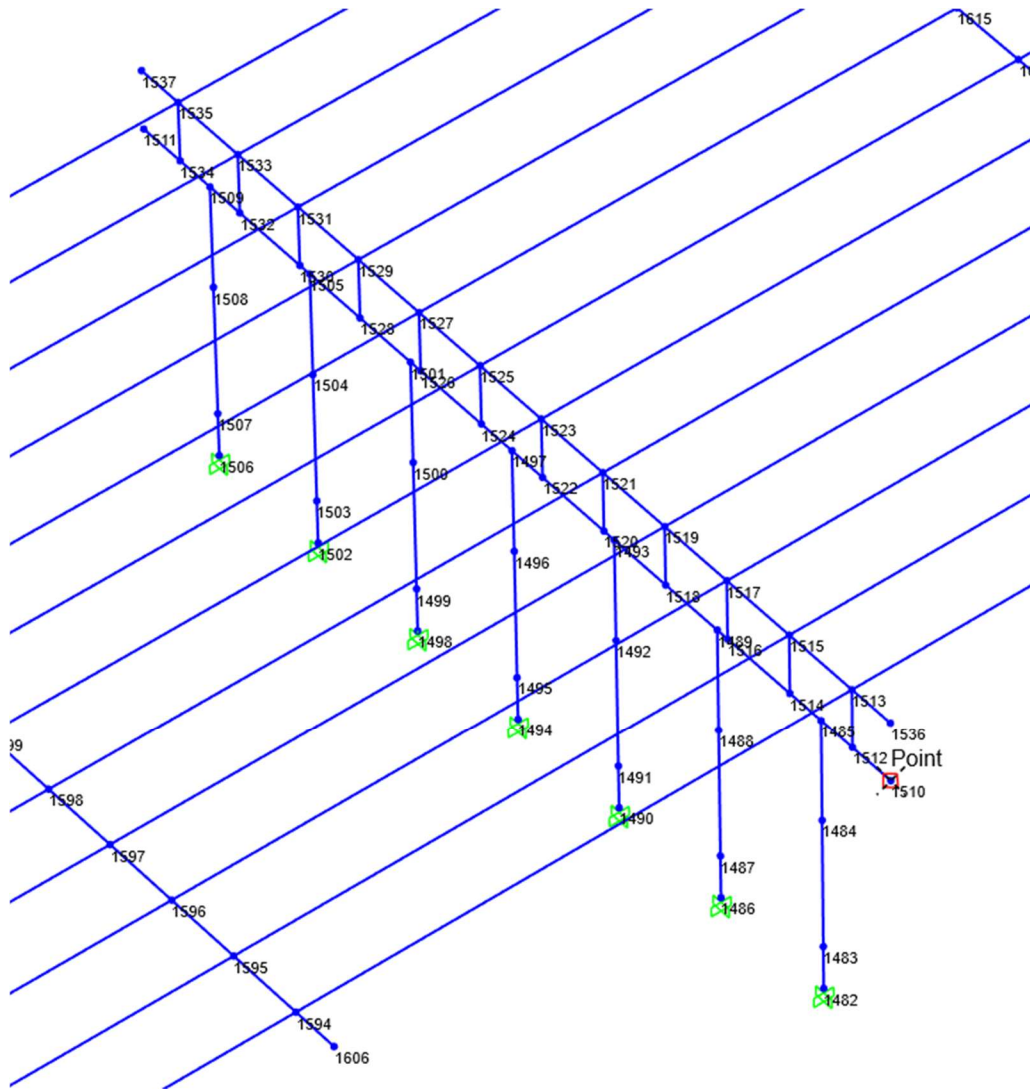


Figura 324: Selección del nodo de monitoreo en un marco central

Para guardar todos los resultados de los incrementos de carga, se utiliza múltiples estados con un mínimo de 40 puntos y máximo de 100 puntos.

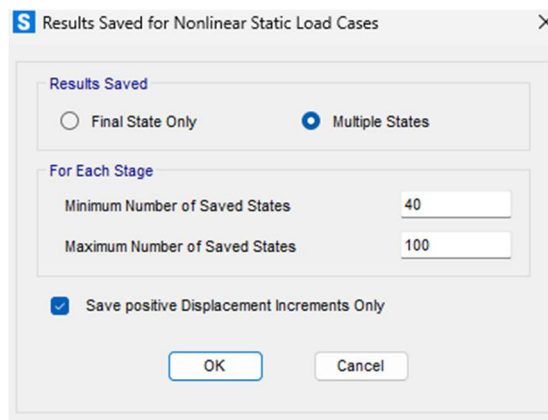


Figura 325: Selección del nodo de monitoreo en un marco central

Para los parámetros no lineales, se utiliza un esquema iterativo evento a evento con los valores por defecto que se muestran en la siguiente figura.

Figura 326: Parámetros no lineales para el análisis Push-Y

### 3.5.8 Definición de las combinaciones de carga

Se utilizan las siguientes combinaciones de cargas de acuerdo con el AASHTO LRFD 2020:

- Strength 1a:  $1.0[1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM+PL)]$
- Strength 1b:  $1.0[0.9DC+0.65DW+1.75(LL+IM+PL)]$
- Strength 2a:  $1.0[1.25DC+1.50DW+1.35(LL+IM+PL)]$
- Strength 2b:  $1.0[0.9DC+0.65DW+1.35(LL+IM+PL)]$
- Strength 3a:  $1.0[1.25DC+1.50DW]$
- Strength 3b:  $1.0[0.9DC+0.65DW]$
- Strength 4:  $1.0[1.50DC+1.50DW]$
- Extreme 1:  $1.0[1.0DC+1.0DW+0.5(LL+IM+PL)+1.0EQ]$
- Service 1:  $1.0[1.0DC+1.0DW+1.0(LL+IM+PL)]$
- Service 2:  $1.0[1.0DC+1.0DW+1.3(LL+IM+PL)]$
- Service 3:  $1.0(1.0DC+1.0DW+0.8(LL+IM+PL))$
- Service 4:  $1.0[1.0DC+1.0DW]$

Todas las combinaciones se usan para la fase de diseño del puente principalmente y servirá para revisar los esfuerzos de los elementos existentes.

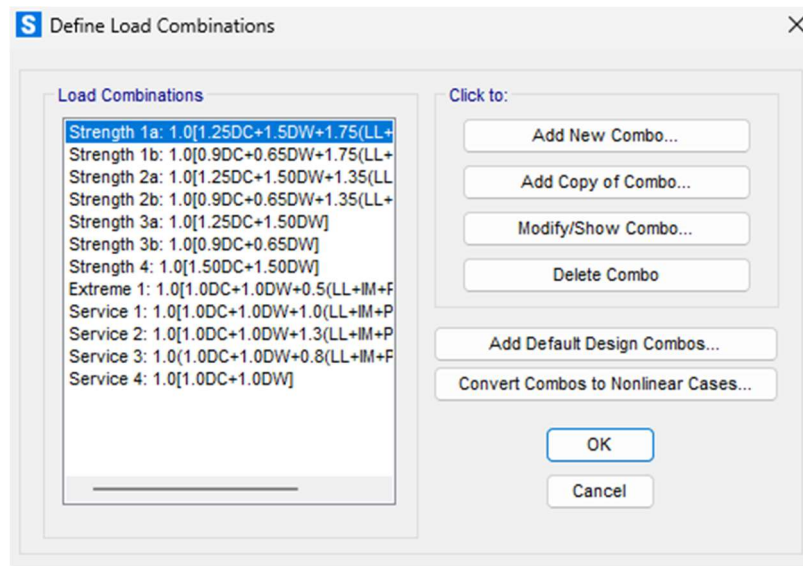


Figura 327: Definición de las combinaciones de carga

### 3.5.9 Asignación de las rótulas plásticas

En esta sección se muestra la asignación de rótulas plásticas dúctiles y frágiles a las columnas y cabezales de cada uno de los marcos del puente.

#### 3.5.9.1 Rótulas plásticas a los cabezales

Para cada uno de los cabezales, se considera una distancia relativa al 5% de la cara de las columnas, con la propiedad de momento M3 solamente utilizando la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17.

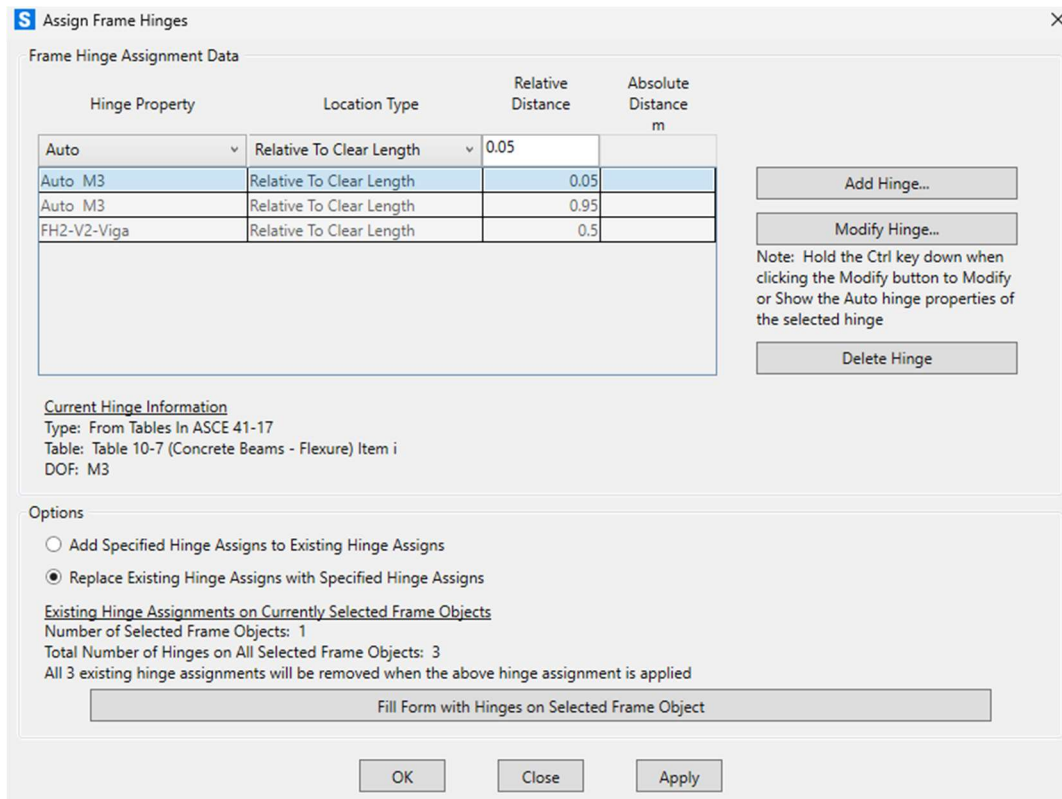


Figura 328: Definición de rótulas plásticas en cabezales

La siguiente figura se usan los siguientes factores:

- Auto Hinge Type*: From Tables in ASCE 41-17.
- Select a Hinghe Table*: Tabla 10-7 (vigas de concreto a flexión)
- Grados de libertad*: M3
- Refuerzo transversal*: Refuerzo es conforme (quiere decir que tiene estribos de confinamiento)
- Deformation Controlled Hinge*: Drops Load After Point E (quiere decir que después del punto E del diagrama momento-rotación cae en el punto E).
- V value from*: PushY (Modo 2)
- Reinforcing ratio  $\rho$* : Se obtiene del diseño.

**Figura 329: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en cabezales**

Para el caso de articulaciones de falla frágil, se usa el tipo “controlada por fuerza” y corte V2.

**Figura 330: Definición de rótulas plásticas controladas por fuerza en cabezales**

La siguiente figura muestra la generación de una articulación plástica controlada por deflexión (dúctil) para un cabezal, donde sus datos iniciales se obtienen del diagrama momento-rotación obtenida en la definición de los elementos del puente.

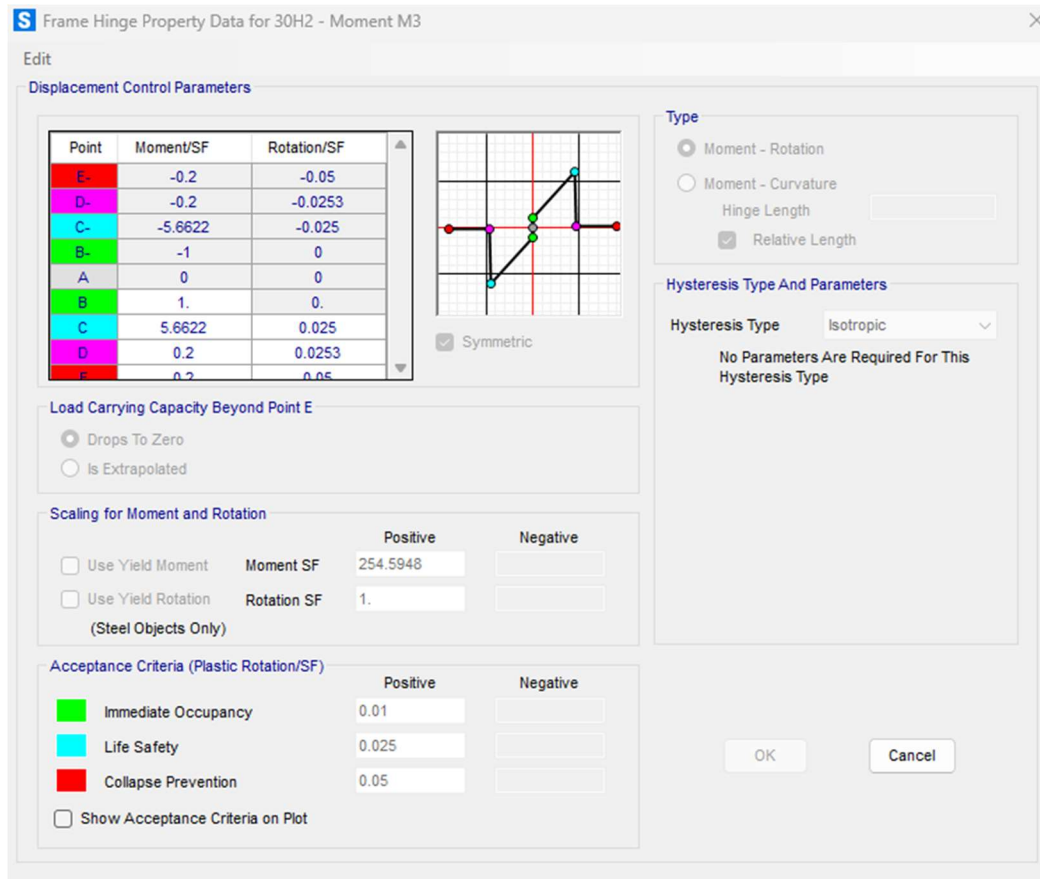


Figura 331: Ejemplo de rótula plástica controlada por deformación (dúctil) en cabezales

La siguiente figura muestra un ejemplo de articulación plástica controlada por fuerza (frágil).

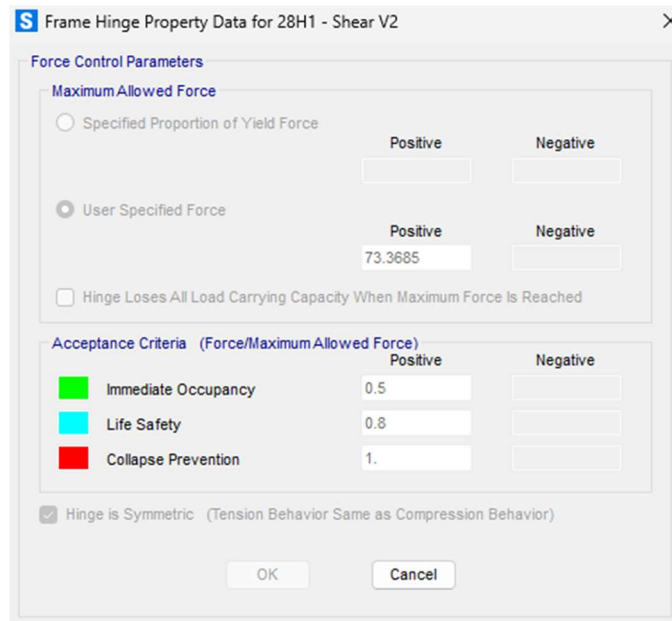


Figura 332: Ejemplo de rótulas plásticas controladas por fuerza en cabezales

### 3.5.9.2 Rótulas plásticas a las columnas

Para cada una de las columnas, se considera una distancia relativa al 1% en la base de las columnas y 5% a la distancia del cabezal, con la propiedad P-M2-M3 solamente utilizando las tablas 10-8 y 10-9 del ASCE/SEI 41-17.

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto P-M2-M3	Relative To Clear Length	0.01	

**Current Hinge Information**  
Type: From Tables In ASCE 41-17  
Table: Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)  
DOF: P-M2-M3

**Options**

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns  
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

**Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects**  
Number of Selected Frame Objects: 1  
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 1  
All 1 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

**Figura 333: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en columnas**

La siguiente figura se usan los siguientes factores:

- Auto Hinge Type*: From Tables in ASCE 41-17.
- Select a Hinghe Table*: Tabla 10-8 y Tabla 10-9 (columnas de concreto)
- Grados de libertad*: P-M2-M3
- Not controlled by inadequate development of splicing*: Not controlled by inadequate development or splicing.
- Shear reinforcing ratio*: Directo del diseño.
- Deformation controlled hinge load carrying capacity*: Drops load after point E.
- V values from*: Gravity PushY Modo2
- Shear demand flex tiel / shear capacity*: Program calculated.
- Shear reinforcement spacing ratio*: Directo del diseño.

**Figura 334: Definición de rótulas plásticas controladas por deformación en columnas**

Para el caso de articulaciones de falla frágil, se usa el tipo “controlada por fuerza” y corte V2.

**Figura 335: Definición de rótulas plásticas controladas por fuerza en columnas**

La siguiente figura muestra la generación de una articulación plástica controlada por deflexión (dúctil) para una columna, donde sus datos iniciales se obtienen del diagrama momento-rotación obtenida en la definición de los elementos del puente en conjunto con una carga axial asignada.

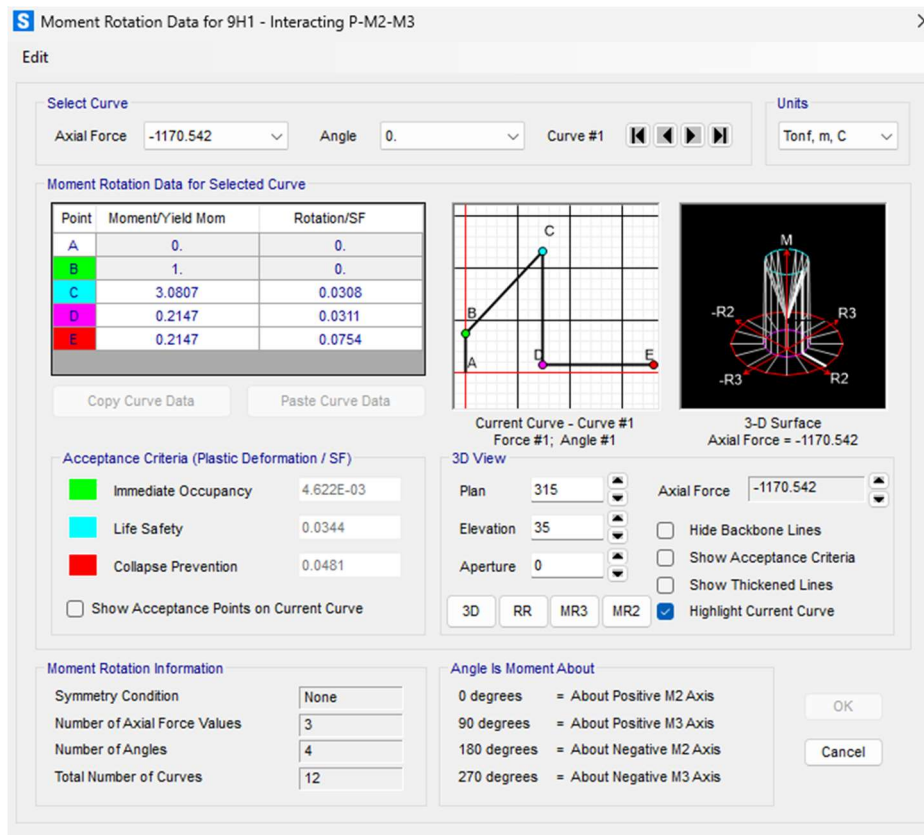
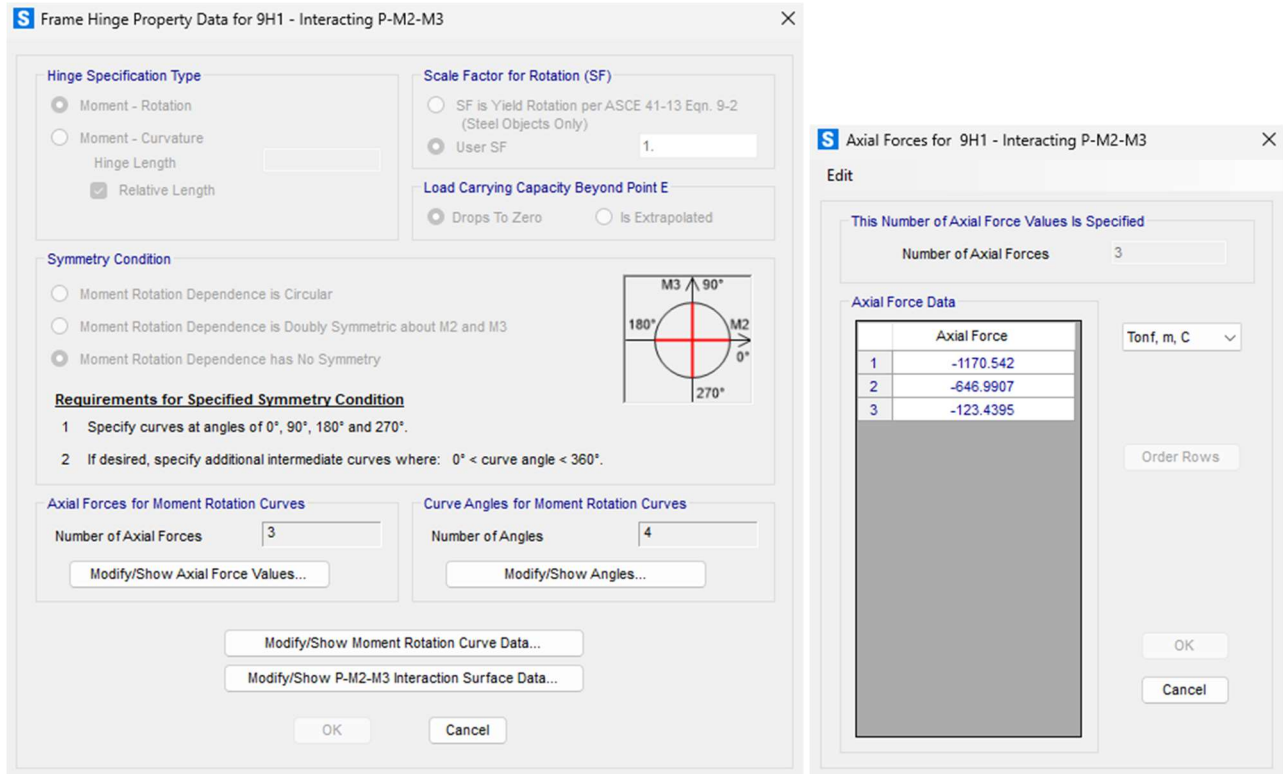


Figura 336: Ejemplo de rótula plástica controlada por deformación (dúctil) en cabezales

La siguiente figura muestra un ejemplo de articulación plástica controlada por fuerza (frágil).

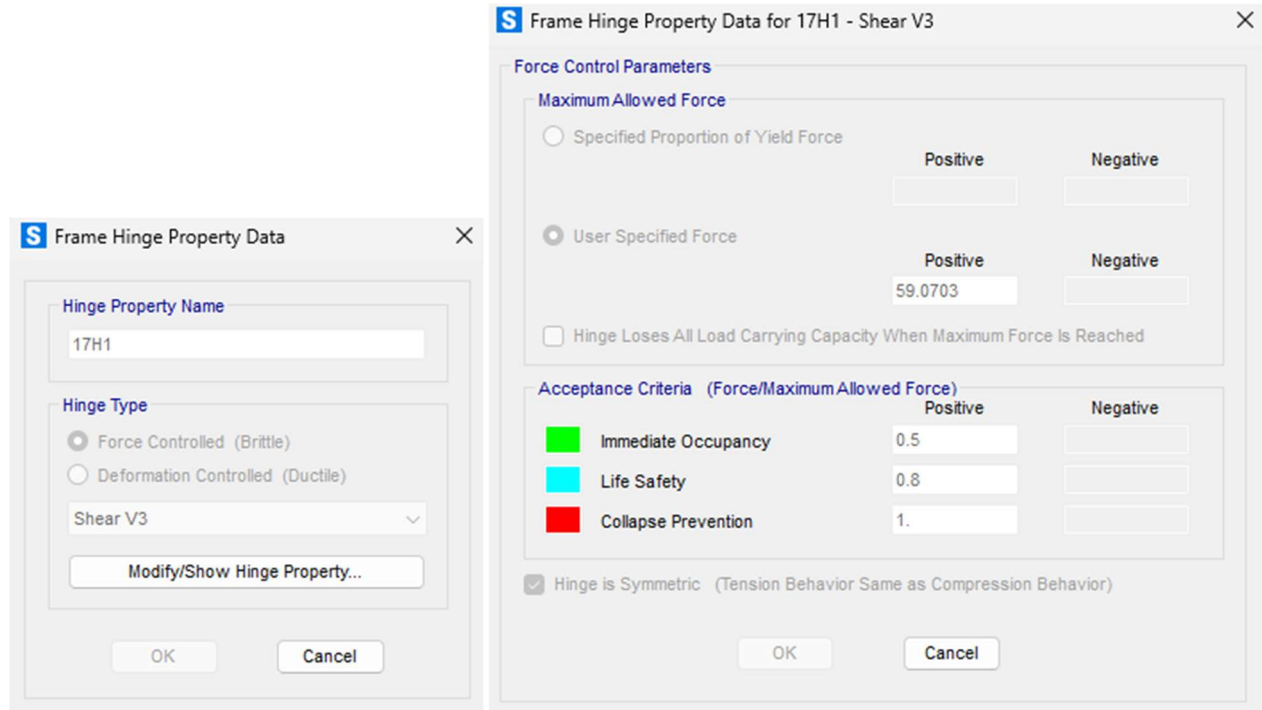


Figura 337: Ejemplo de rótulas plásticas controladas por fuerza en columnas

### 3.5.9.3 Aplicación de las rótulas a los marcos del puente

Las siguientes figuras muestran la ubicación de las rótulas plásticas dúctiles en los extremos de los elementos, mientras que se aplican las rótulas frágiles al centro de cada elemento.

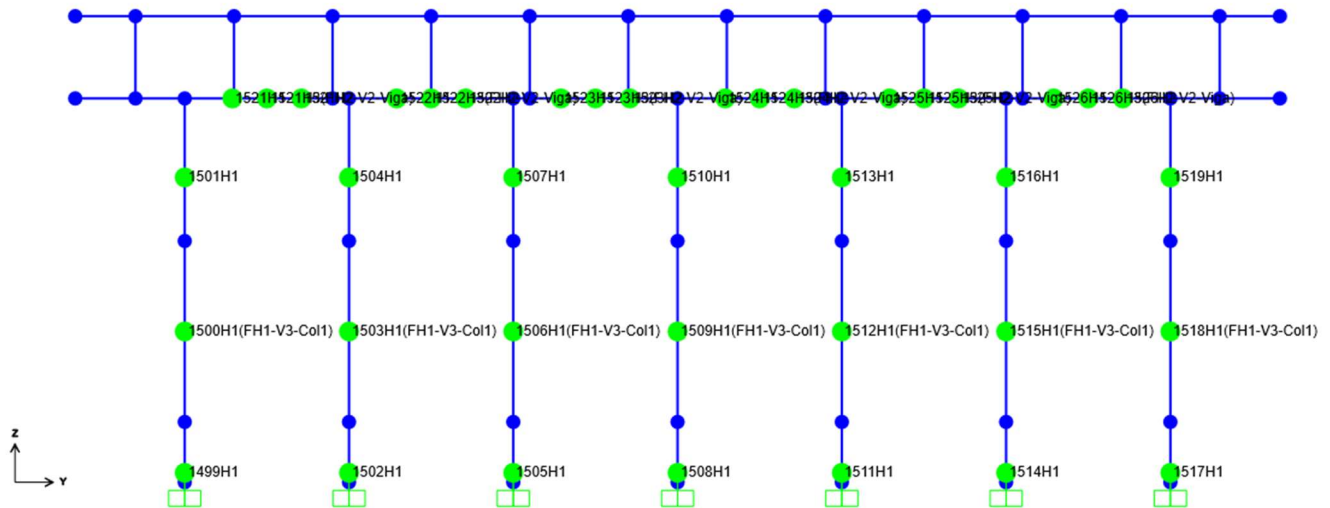


Figura 338: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-1 y M-3

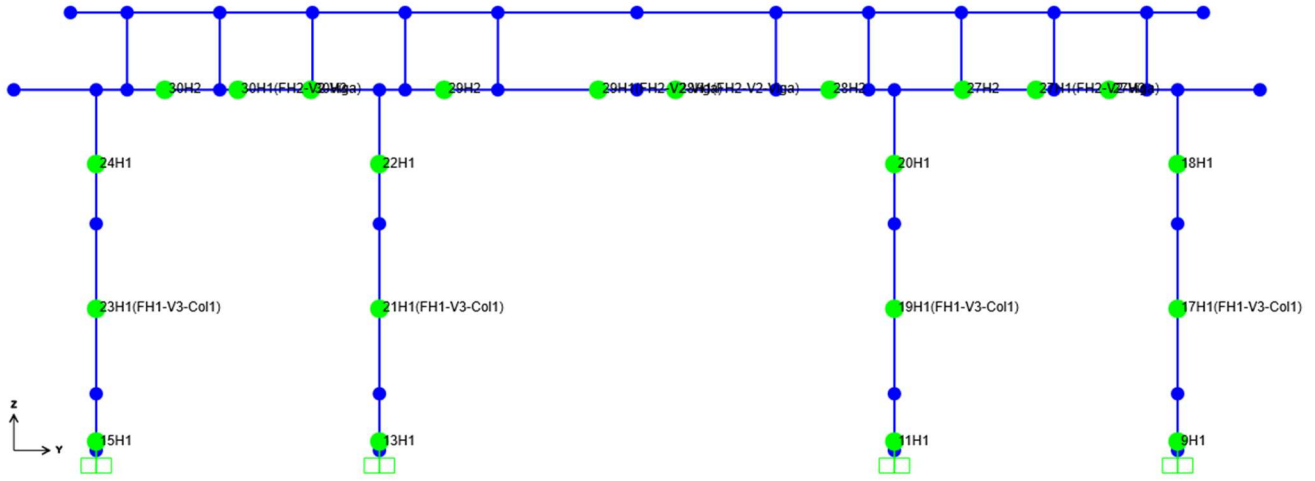


Figura 339: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-2

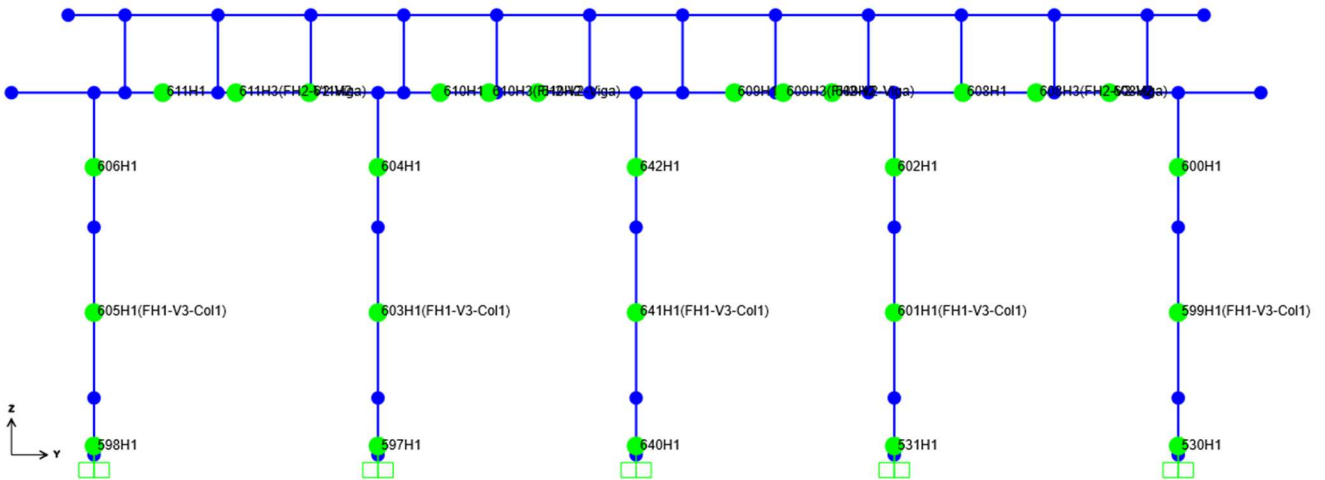


Figura 340: Aplicación de rótulas plásticas en marcos M-4

Define Frame Hinge Properties

Name	Type	Behavior	Generated	From
FH1-V3-Col1	Shear V3	Force Controlled	No	N.A.
FH2-V2-Viga	Shear V2	Force Controlled	No	N.A.
9H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
11H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
13H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
15H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
17H1	Shear V3	Force Controlled	Yes	FH1-V3-Col1
18H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
19H1	Shear V3	Force Controlled	Yes	FH1-V3-Col1
20H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
21H1	Shear V3	Force Controlled	Yes	FH1-V3-Col1
22H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
23H1	Shear V3	Force Controlled	Yes	FH1-V3-Col1
24H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
27H1	Shear V2	Force Controlled	Yes	FH2-V2-Viga
27H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	Auto

Click to:

- Add New Property...
- Add Copy of Property...
- Modify/Show Property...
- Delete Property
- Show Hinge Details
- Show Generated Props
- Convert Auto To User Prop

OK Cancel

Figura 341: Tabla de todas las articulaciones plásticas desarrolladas

### 3.5.10 Asignación de los apoyos del proyecto y grados de libertad del análisis

Cada una de las columnas se consideran empotradas en su base y no toman en cuenta la flexibilidad de las pilas.

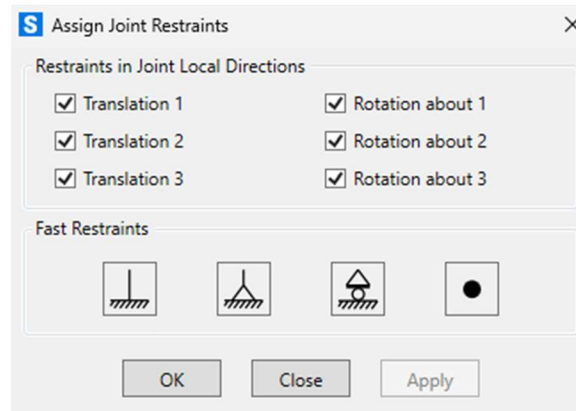
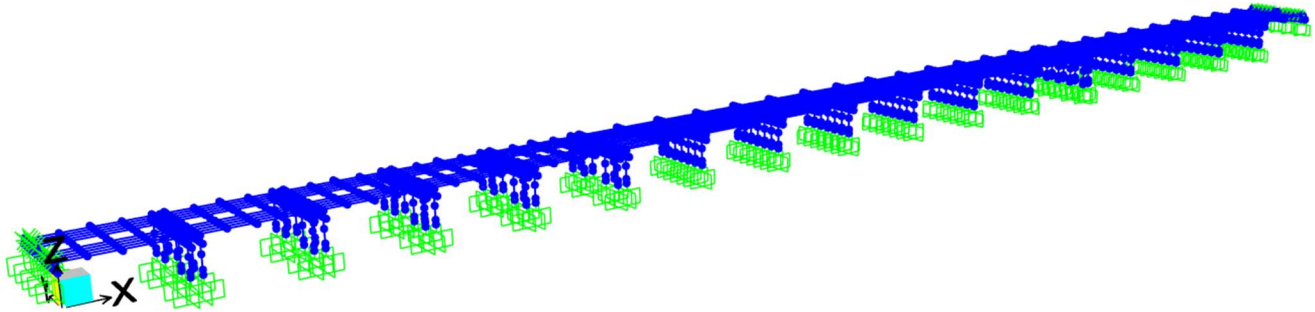


Figura 342: Apoyos empotrados en la base de las columnas

El análisis del modelo se considera en todos los grados de libertad.

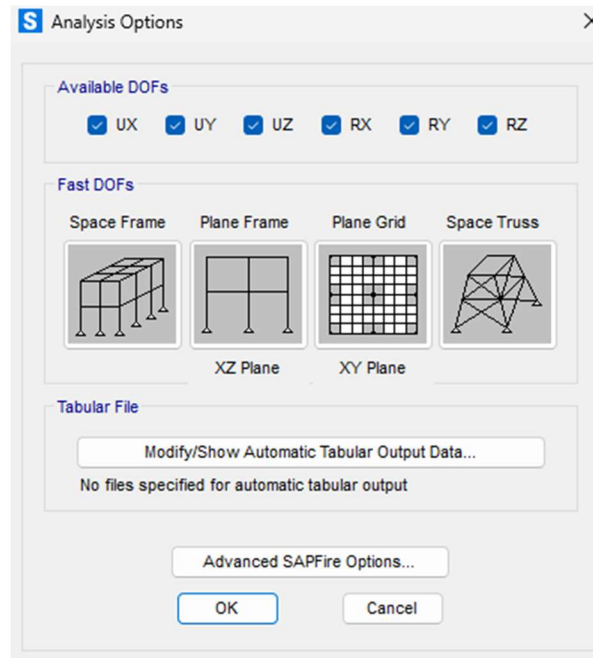


Figura 343: Análisis considerando todos los grados de libertad

### 3.5.11 Elementos del puente dañado

En este caso, un elemento de columna circular C-1A se elimina el recubrimiento y se obtiene las propiedades de los elementos. Por lo tanto, se considera un segundo modelo del puente con este cambio.

#### 3.5.11.1 Columna circular C-1A reducida

Se considera la columna con estribos de confinamiento muy juntos para los extremos del elemento de acuerdo con los siguientes datos generales:

- f) Material: Concreto  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- g) Design type = Concrete column (diámetro 92 cm)
- h) Concrete column Check/Design = Reinforcement to be checked.
- i) Modificadores: De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17, tabla 10-5, para considerar la sección agrietada en elementos columna, se deben reducir las rigideces a  $0.7E_cI_g$  para rigidez flexionante y  $0.4E_cA_w$  para rigidez por corte. La Figura 344 muestra la aplicación de los valores reductores.
- j) Section designer: Se dibuja la columna circular con diámetro de 92 cm, 24 Vs #8, Estribos Vs #4 @ 15 cms y un recubrimiento a centro de varillas de 2.25 cm. Además, se utiliza el modelo de Mander para el confinamiento del núcleo del concreto.

La Figura 344 muestra los parámetros iniciales para la definición de la columna y la Figura 345 muestra el desarrollo de la columna con el Section Designer.

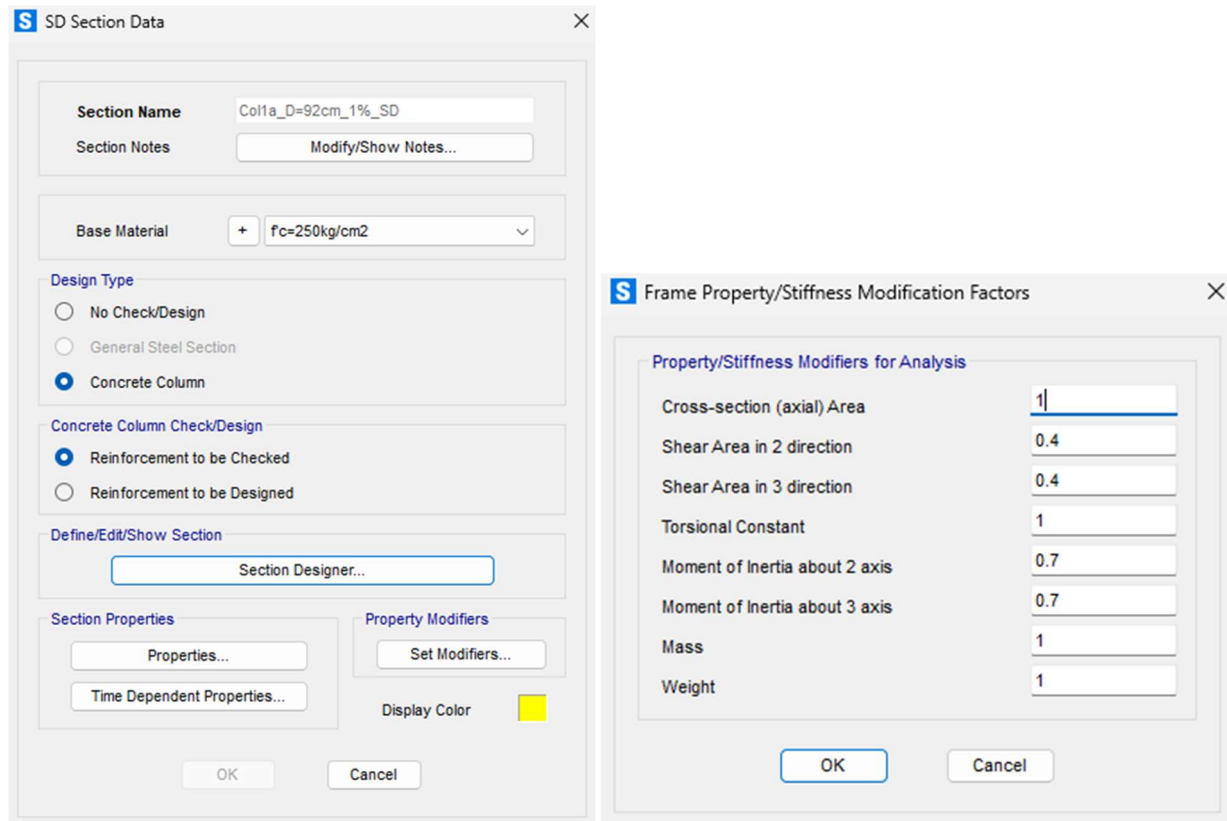


Figura 344: Parámetros iniciales y factores reductores de la columna C-1A reducida

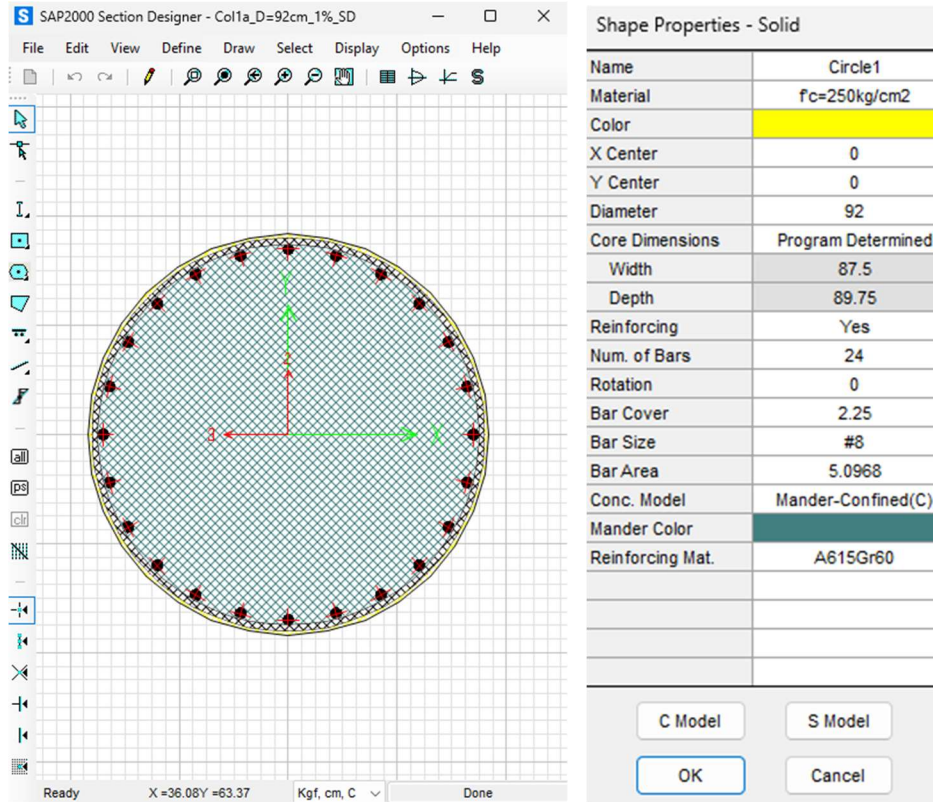


Figura 345: Section Designer de la columna C-1A reducida

Para considerar el confinamiento de los estribos, se utiliza el modelo de Mander con la separación de Est #4 @ 15 cms con 4 ramas en su altura y 10 ramas en su longitud, con 24 Vs #8, ofreciendo el diagrama esfuerzo-deformación de la Figura 346 en unidades de kg y cm, mientras que la Figura 347 muestra el diagrama del acero de refuerzo en unidades de kg y cm.

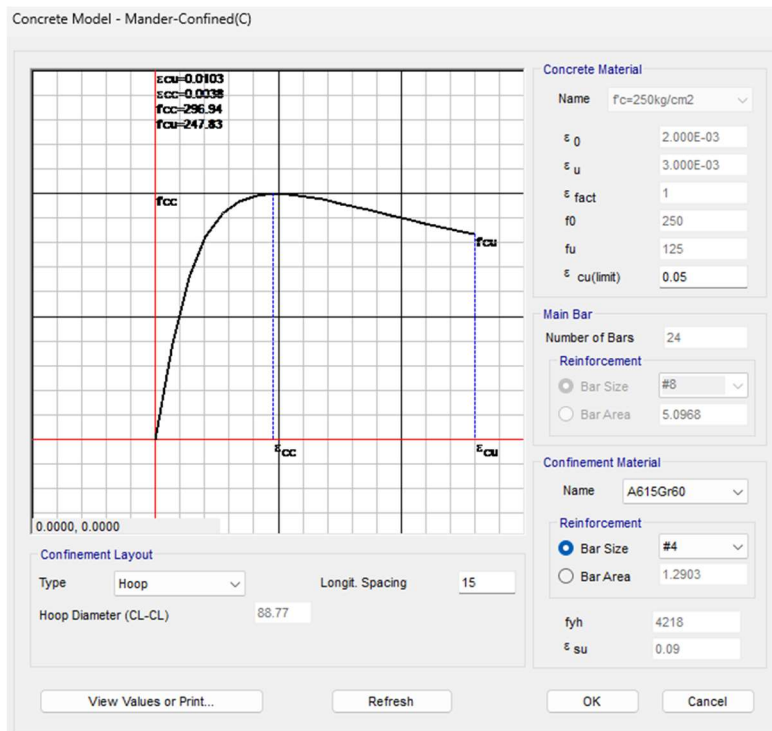


Figura 346: Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, modelo de Mander, columna C-1A reducida

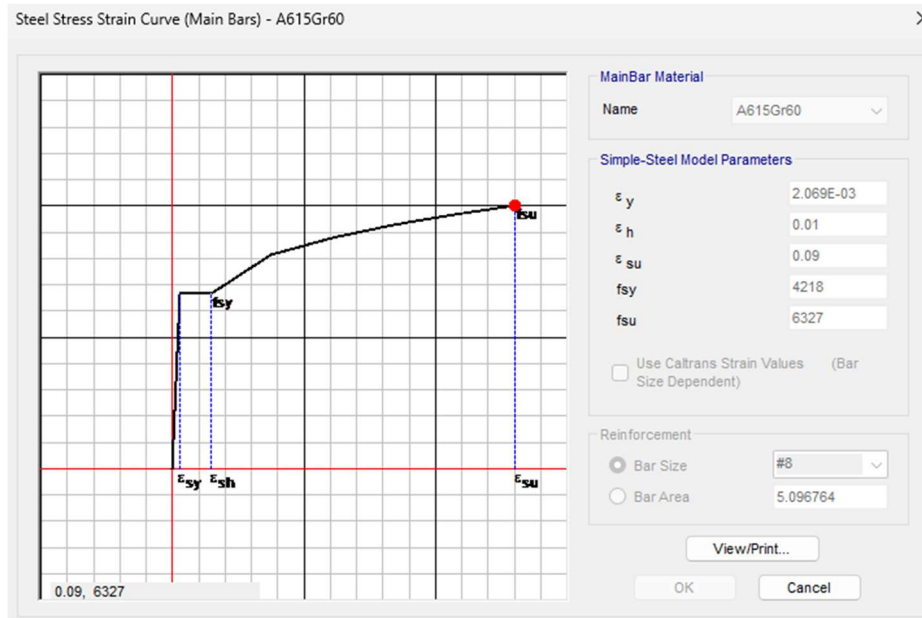


Figura 347: Diagrama esfuerzo deformación del acero de refuerzo, columna C-1A reducida

Al ser elemento de compresión, la Figura 348 muestra el diagrama P-M sin factores reductores  $\phi$  o el límite de  $0.80\phi$  en unidades de Mton y m. Además, el diagrama momento-curvatura depende de la carga axial y se muestra en la Figura 349 un caso utilizando una carga axial  $P = 1170 \text{ Mton}$ , utilizando un modelo bilineal y obteniendo las coordenadas  $(\phi_{cr}, M_{cr})$ ,  $(\phi_y, M_y)$  y  $(\phi_u, M_u)$ .

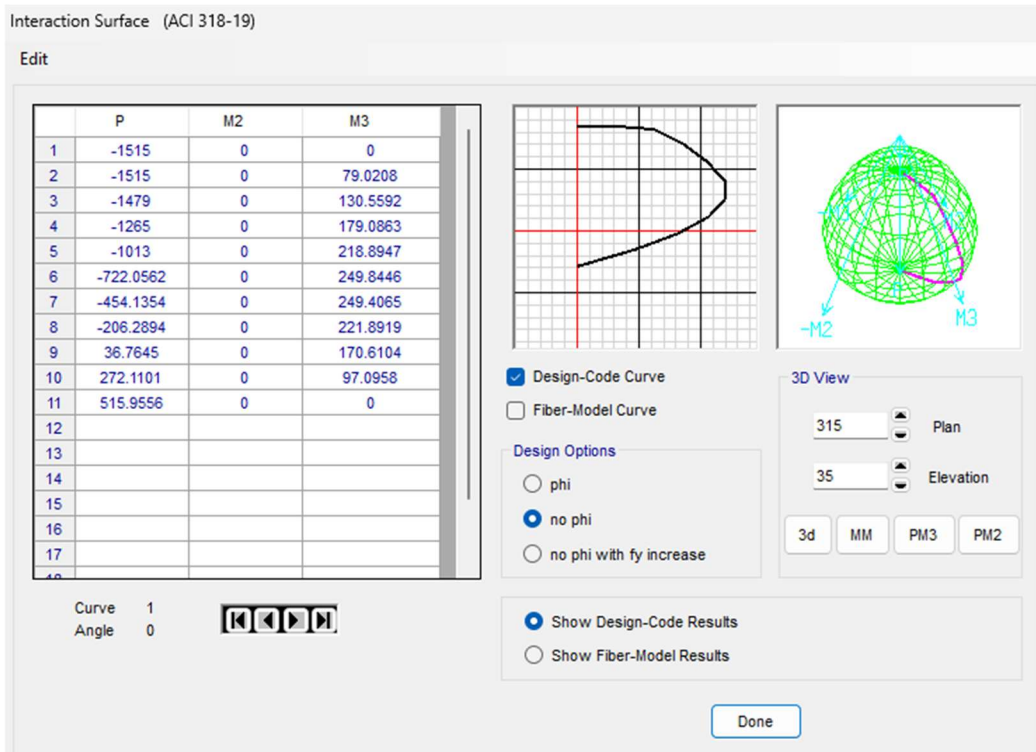


Figura 348: Diagrama carga axial – momento sin factores reductores, columna C-1A reducida

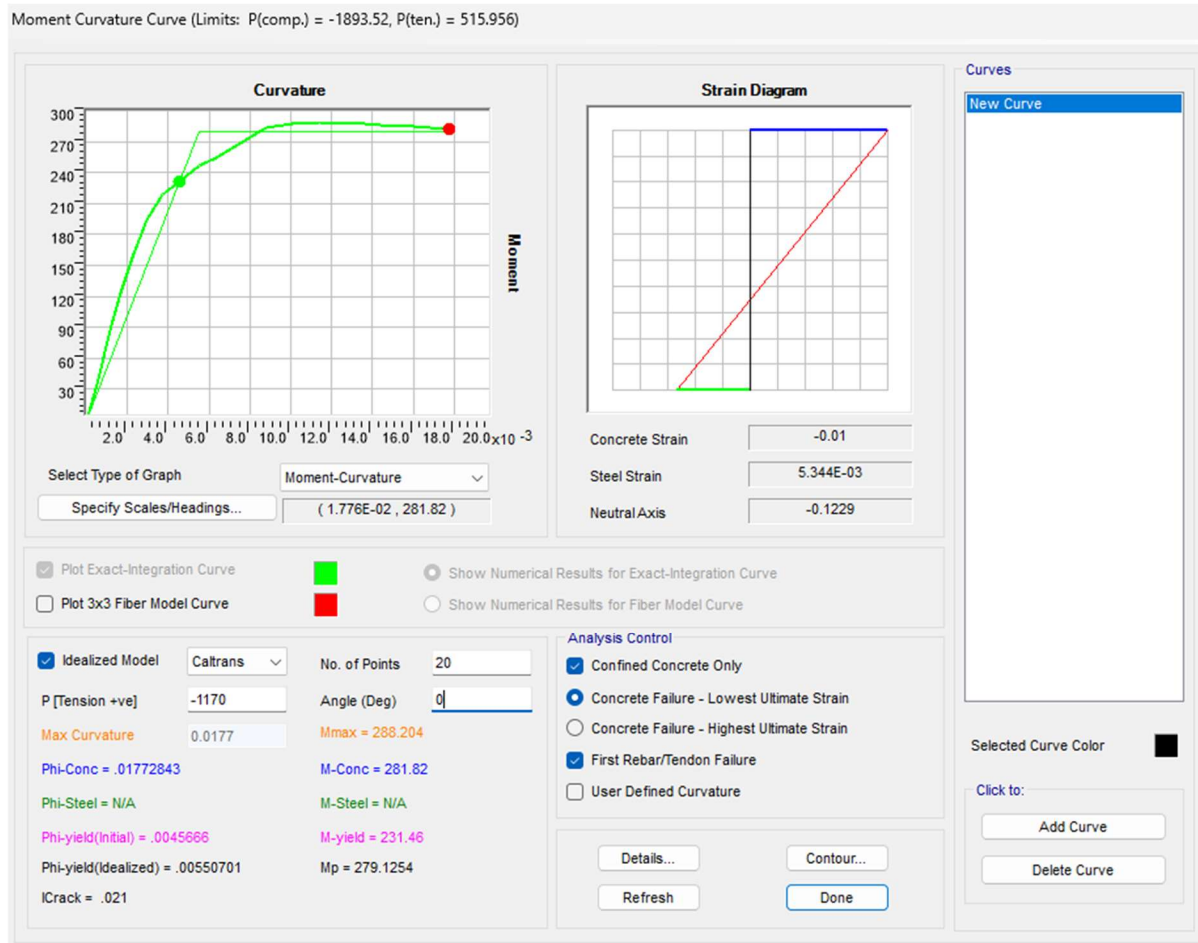


Figura 349: Diagrama momento-curvatura con P=1170 Mton, columna C-1A reducida

## 4.0 RESULTADOS DEL PROYECTO Y CONCLUSIONES

En esta sección se muestran los resultados obtenidos del análisis modal espectral y pushover para el puente bajo sus condiciones reales para revisar su nivel de desempeño bajo cada carga sísmica. Todas las condiciones usan el modelo del puente con el eje de columnas de sección transversal reducida.

### 4.1 Revisión del análisis modal-espectral

Las siguientes figuras muestran los resultados del análisis modal-espectral de la estructura

#### 4.1.1 Modos de vibrar

Se muestran los primeros 6 modos de vibrar de la estructura, mostrando sus periodos.

Modo de vibrar 1:  $T_{e1} = 0.3796 \text{ seg}$

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre en la dirección X del modelo, de forma longitudinal donde el diafragma trabaja de forma axial, deflexionando hacia arriba las vigas AASHTO y la losa.

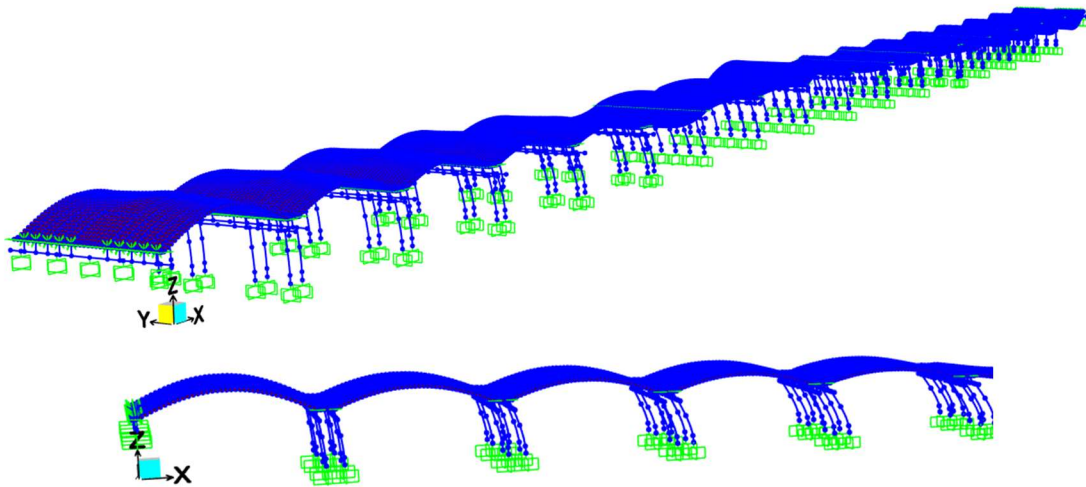


Figura 350: Modo de vibrar 1 del puente, periodo  $T_{e1} = 0.3796 \text{ seg}$

Modo de vibrar 2:  $T_{e2} = 0.3599 \text{ seg}$

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre en la dirección Y del modelo, de forma transversal donde se muestra una curvatura de la losa lateral.

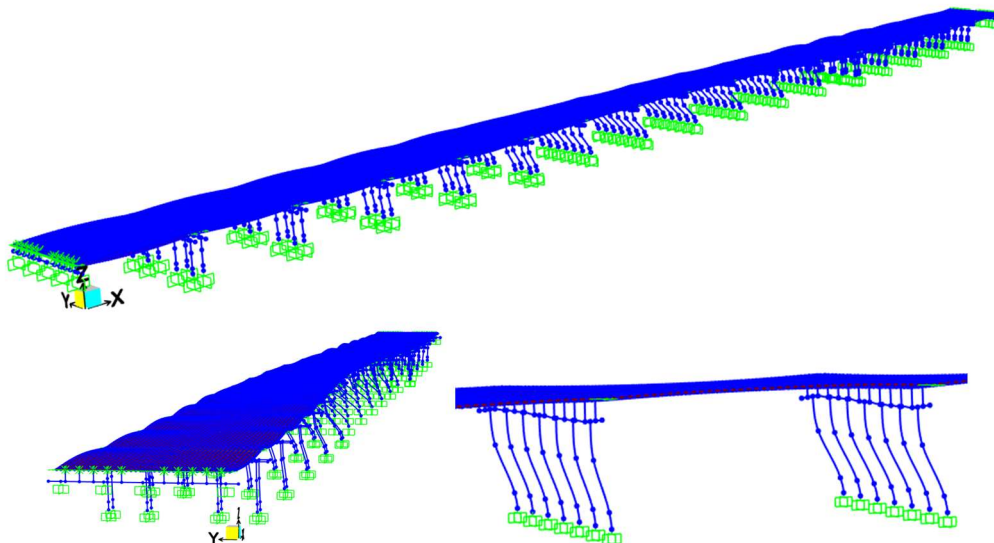


Figura 351: Modo de vibrar 2 del puente, periodo  $T_{e2} = 0.3599 \text{ seg}$

Modo de vibrar 3:  $T_{e3} = 0.3338 \text{ seg}$

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre en la dirección Y del modelo, de forma transversal donde se muestra una curvatura doble de la losa lateral.

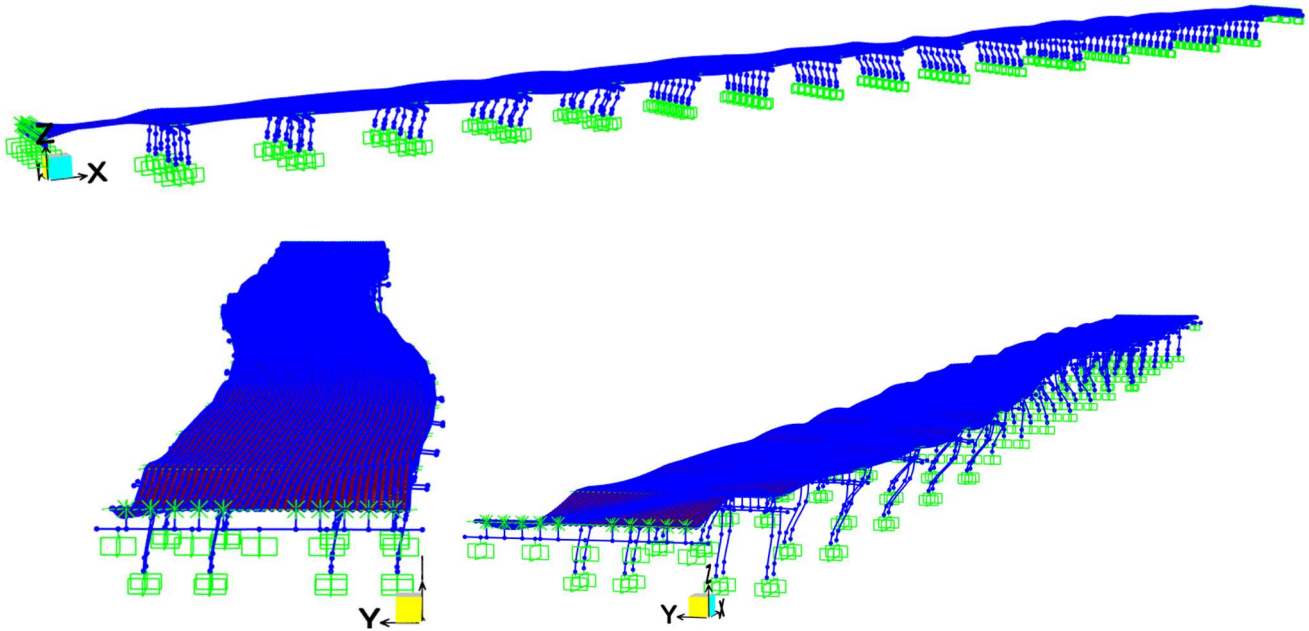


Figura 352: Modo de vibrar 3 del puente, periodo  $T_{e3} = 0.3338 \text{ seg}$

Modo de vibrar 4:  $T_{e4} = 0.3117 \text{ seg}$

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre en una combinación de la dirección X y Z del modelo, de forma longitudinal en el puente solamente en la sección final después del marco doble con la columna rectangular de grandes dimensiones. La vibración ocurre de forma lateral en las columnas y en forma vertical en la losa.

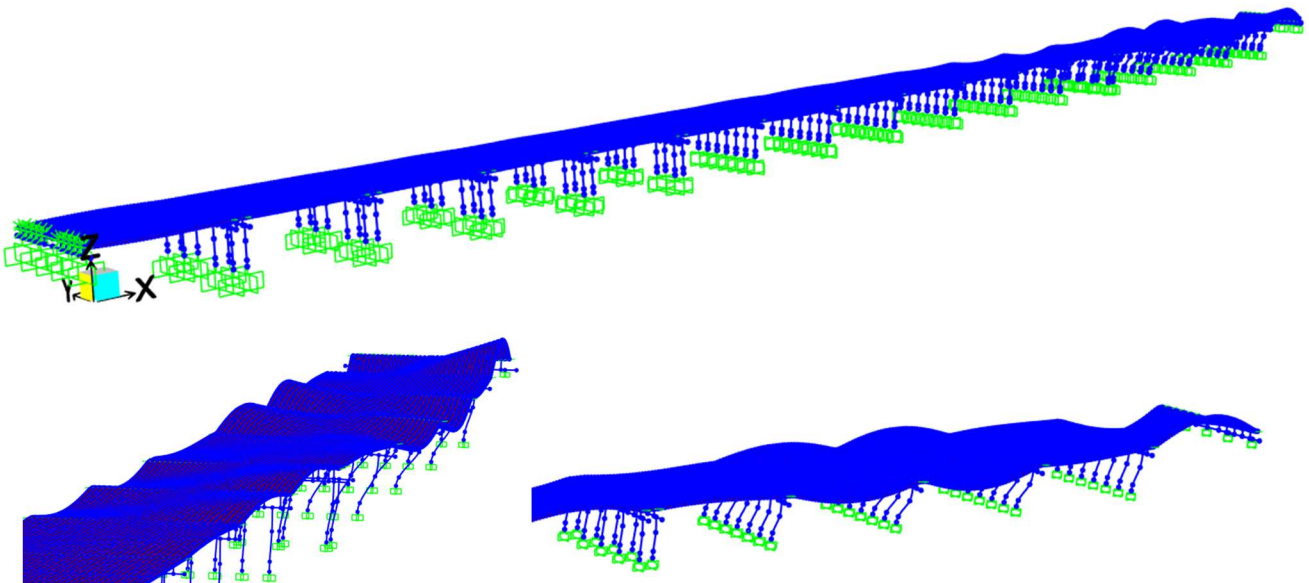


Figura 353: Modo de vibrar 4 del puente, periodo  $T_{e4} = 0.3117 \text{ seg}$

Modo de vibrar 5:  $T_{e5} = 0.3117 \text{ seg}$

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre con una combinación de ondulaciones en la losa en conjunto con una doble curvatura de la losa en la dirección Y, donde se aprecia las amplitudes más grandes en una sección de la losa localizada al centro del puente.

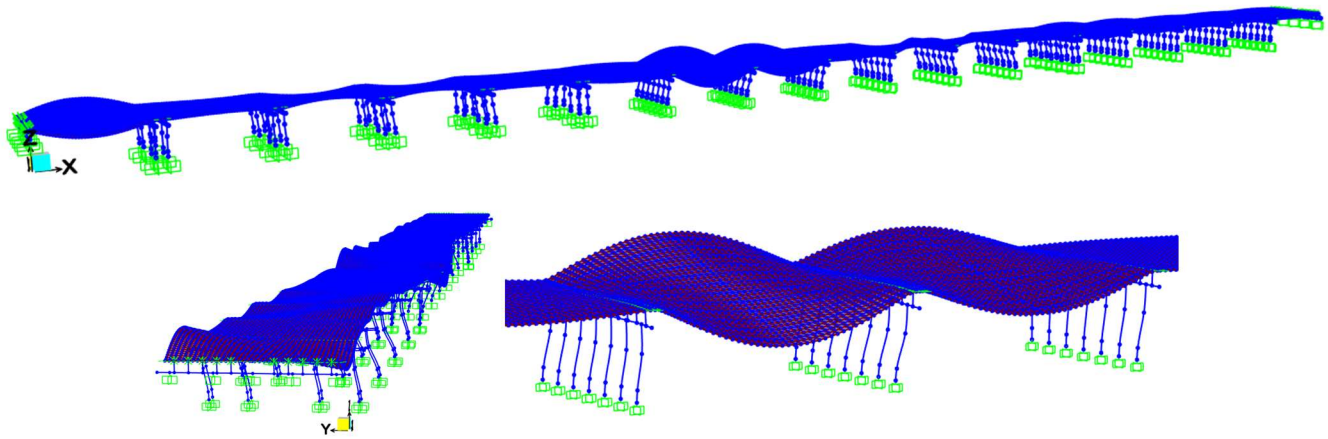


Figura 354: Modo de vibrar 5 del puente, periodo  $T_{e5} = 0.3117$  seg

Modo de vibrar 6:  $T_{e6} = 0.2954$  seg

Se observa en la siguiente figura que la forma de vibrar ocurre prácticamente en la losa, con ondulaciones marcadas en los extremos del puente y en la zona central en forma de deflexiones regulares verticales.

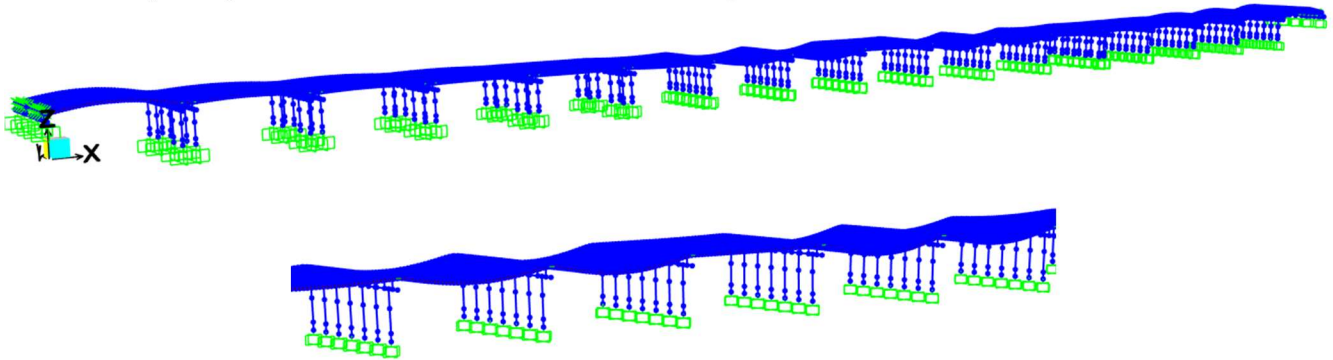


Figura 355: Modo de vibrar 6 del puente, periodo  $T_{e6} = 0.2954$  seg

Finalmente, la siguiente figura muestra la tabla de los 200 modos de vibrar obtenidos del puente, donde el primer modo tiene un periodo de 0.3796 seg y el modo 200 tiene un periodo de 0.0614 seg.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.37965	2.63400361...
MODAL	Mode	2	0.359892	2.77861110...
MODAL	Mode	3	0.333827	2.99556209...
MODAL	Mode	4	0.311722	3.20798631...
MODAL	Mode	5	0.297237	3.36431682...
MODAL	Mode	6	0.295405	3.38517907...
MODAL	Mode	7	0.288297	3.46864766...
MODAL	Mode	8	0.287219	3.48166878...
MODAL	Mode	9	0.285973	3.49683335...
MODAL	Mode	10	0.285716	3.49997360...
MODAL	Mode	11	0.285497	3.50266822...
MODAL	Mode	12	0.285392	3.50395299...
MODAL	Mode	13	0.278661	3.58859306...
MODAL	Mode	14	0.274357	3.64488618...
MODAL	Mode	15	0.274099	3.64831238...
MODAL	Mode	186	0.066085	15.1321369...
MODAL	Mode	187	0.065919	15.1701059...
MODAL	Mode	188	0.065855	15.1848805...
MODAL	Mode	189	0.065846	15.1869240...
MODAL	Mode	190	0.065613	15.2408858...
MODAL	Mode	191	0.06552	15.2624961...
MODAL	Mode	192	0.065105	15.3597865...
MODAL	Mode	193	0.064451	15.5156675...
MODAL	Mode	194	0.063573	15.7300032...
MODAL	Mode	195	0.063067	15.8561856...
MODAL	Mode	196	0.062599	15.9745928...
MODAL	Mode	197	0.06248	16.0051992...
MODAL	Mode	198	0.061675	16.2141317...
MODAL	Mode	199	0.061582	16.2384989...
MODAL	Mode	200	0.061448	16.2739954...

Figura 356: Tabla de los 200 modos de vibrar obtenidos del puente

### 4.1.2 Participación de masa

Considerando los 200 modos de vibrar calculados, la siguiente figura muestra el condensado de participación de masa para las tres direcciones ortogonales, donde se alcanza aproximadamente el 99% de participación para los análisis estáticos, que son los de interés en el proyecto.

	OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
▶	MODAL	Acceleration	UX	99.8949	90.6587
	MODAL	Acceleration	UY	99.9564	94.8828
	MODAL	Acceleration	UZ	98.9918	62.4128

Figura 357: Tabla de la participación de masa global

La siguiente figura muestra el porcentaje de participación utilizando para el análisis estático no lineal de empuje (PushY), donde cuenta con un valor de 0.433.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.37965	0.632	1.511E-07	0.001279	0.632	1.511E-07	0.001279	4.439E-07
	MODAL	Mode	2	0.359892	6.973E-08	0.433	8.368E-09	0.632	0.433	0.001279	0.0004627
	MODAL	Mode	3	0.333827	4.005E-07	0.046	2.89E-07	0.632	0.479	0.001279	0.0002325
	MODAL	Mode	4	0.311722	9.507E-09	0.23	2.38E-08	0.632	0.71	0.001279	0.0001803
	MODAL	Mode	5	0.297237	6.009E-07	0.113	1.907E-07	0.632	0.822	0.001279	0.0007075
	MODAL	Mode	6	0.295405	0.001064	0.0003251	0.001359	0.633	0.823	0.002639	5.221E-07
	MODAL	Mode	7	0.288297	0.001922	4.388E-06	0.001342	0.635	0.823	0.00398	1.096E-06
	MODAL	Mode	8	0.287219	6.107E-06	8.992E-07	6.291E-05	0.635	0.823	0.004043	2.932E-07
	MODAL	Mode	9	0.285973	5.482E-07	5.301E-09	3.012E-06	0.635	0.823	0.004046	2.406E-09
	MODAL	Mode	10	0.285716	4.924E-11	2.064E-08	4.262E-08	0.635	0.823	0.004046	9.094E-09
	MODAL	Mode	11	0.285497	5.274E-06	1.511E-07	2.064E-05	0.635	0.823	0.004067	6.765E-08
	MODAL	Mode	12	0.285392	1.208E-06	9.249E-12	8.106E-06	0.635	0.823	0.004075	3.008E-11
	MODAL	Mode	13	0.278661	5.487E-08	2.664E-05	0.046	0.635	0.823	0.05	3.685E-05
	MODAL	Mode	14	0.274357	5.683E-05	5.308E-05	0.000405	0.635	0.823	0.051	0.0002153
	MODAL	Mode	15	0.274099	0.005689	1.161E-06	0.032	0.641	0.823	0.083	1.727E-06

Figura 358: Tabla de participación de masa de los 200 modos de vibrar

### 4.2 Revisión por ingeniería sísmica por diseño

En esta sección se hace una comprobación de los armados en columnas del marco de la subestructura que cuenta con las articulaciones plásticas. La superestructura no se analiza por cuestión que no participa en el análisis por desempeño sísmico que se mostrará más adelante.

Para el caso de la combinación Extrema I, se considera un espectro sísmico específico de sitio, pero con un periodo de retorno óptimo  $T_r = 450$  años para un suelo tipo II, con una reducción de las ordenadas espectrales con un factor de reducción  $R = 3.0$ , tomado directamente del AASHTO LRFD 2020, ya que el MDOC Sismo CFE 2015 considera un  $\Omega = 1.5$  sin ductilidad, simulando un  $R = 1.5$  lo cual tiende a ser conservador.

### 4.2.1 Revisión de las columnas por diseño

Se revisan las columnas circulares C-1 y columnas rectangulares C-2 en la totalidad del puente y se muestran solamente los elementos críticos.

#### Columna C-1

La columna crítica C-1 (circular con  $d=100$  cm) se localiza en el marco M-1 aplicado para los ejes 7-10, 14-17, donde se muestra en la siguiente figura la relación de capacidad/carga más crítica.

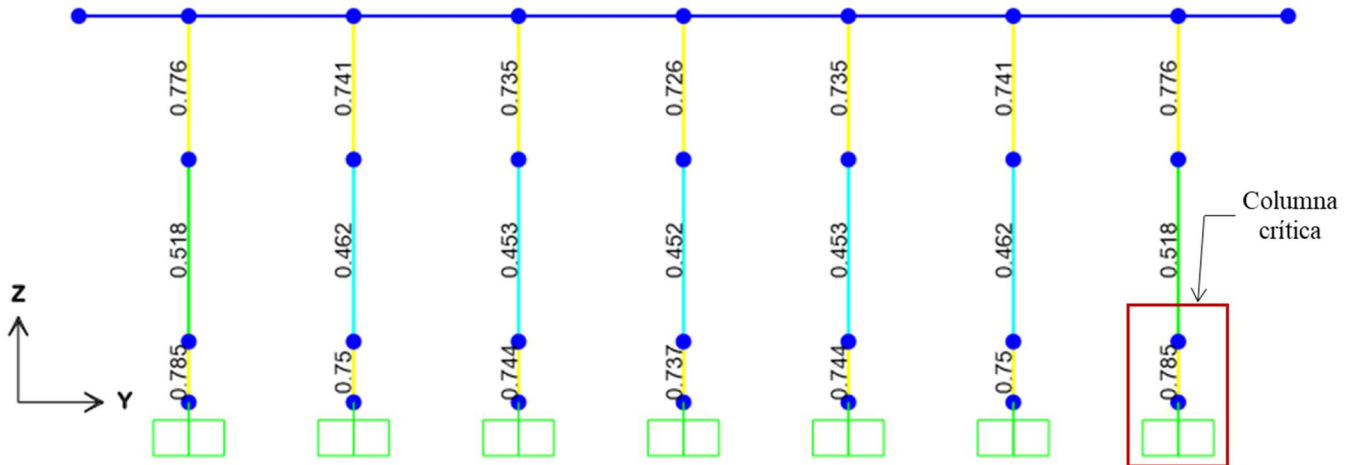


Figura 359: Columna crítica C-1 localizado el marco M-1

La siguiente figura muestra todas las combinaciones de carga analizadas para la columna, mostrando el caso crítico como la combinación Extreme 1.

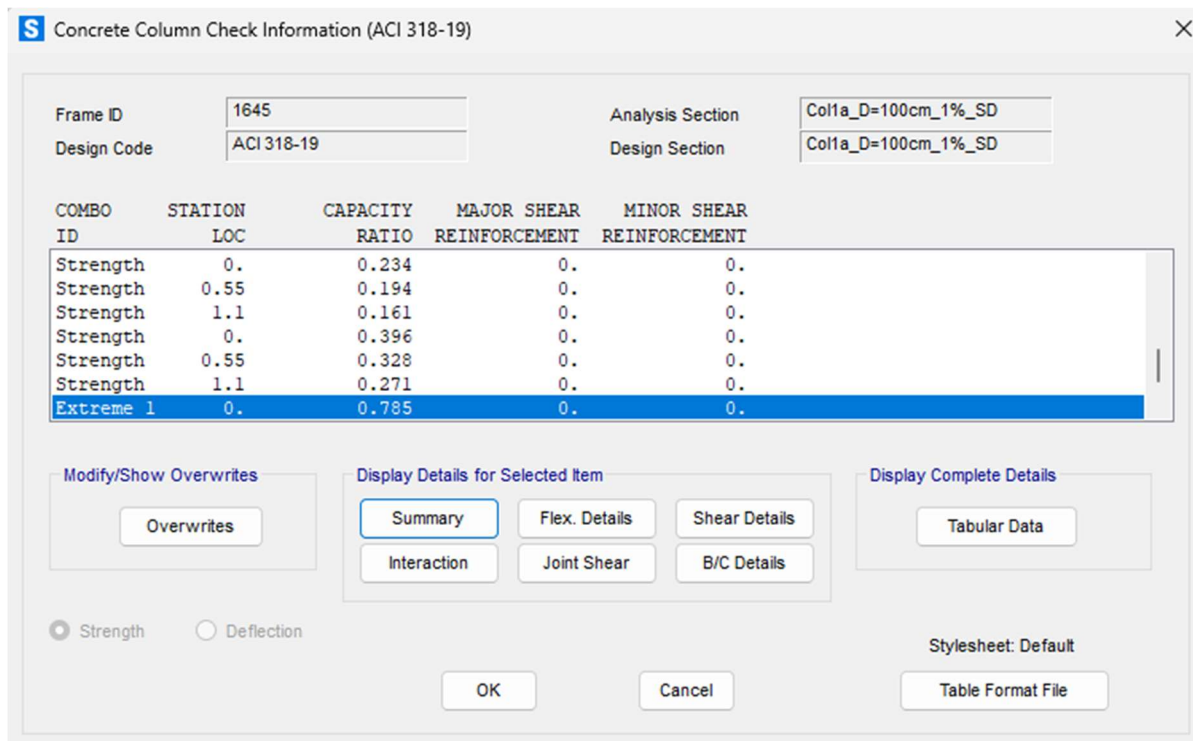


Figura 360: Combinación de carga para la columna crítica C-1

De acuerdo con el caso de carga crítico, la siguiente figura muestra la carga axial y momentos máximos que ocurren en la columna, siendo  $P_u = 108.78 \text{ Mton}$  y  $M_u = 112.16 \text{ Mton-m}$ .

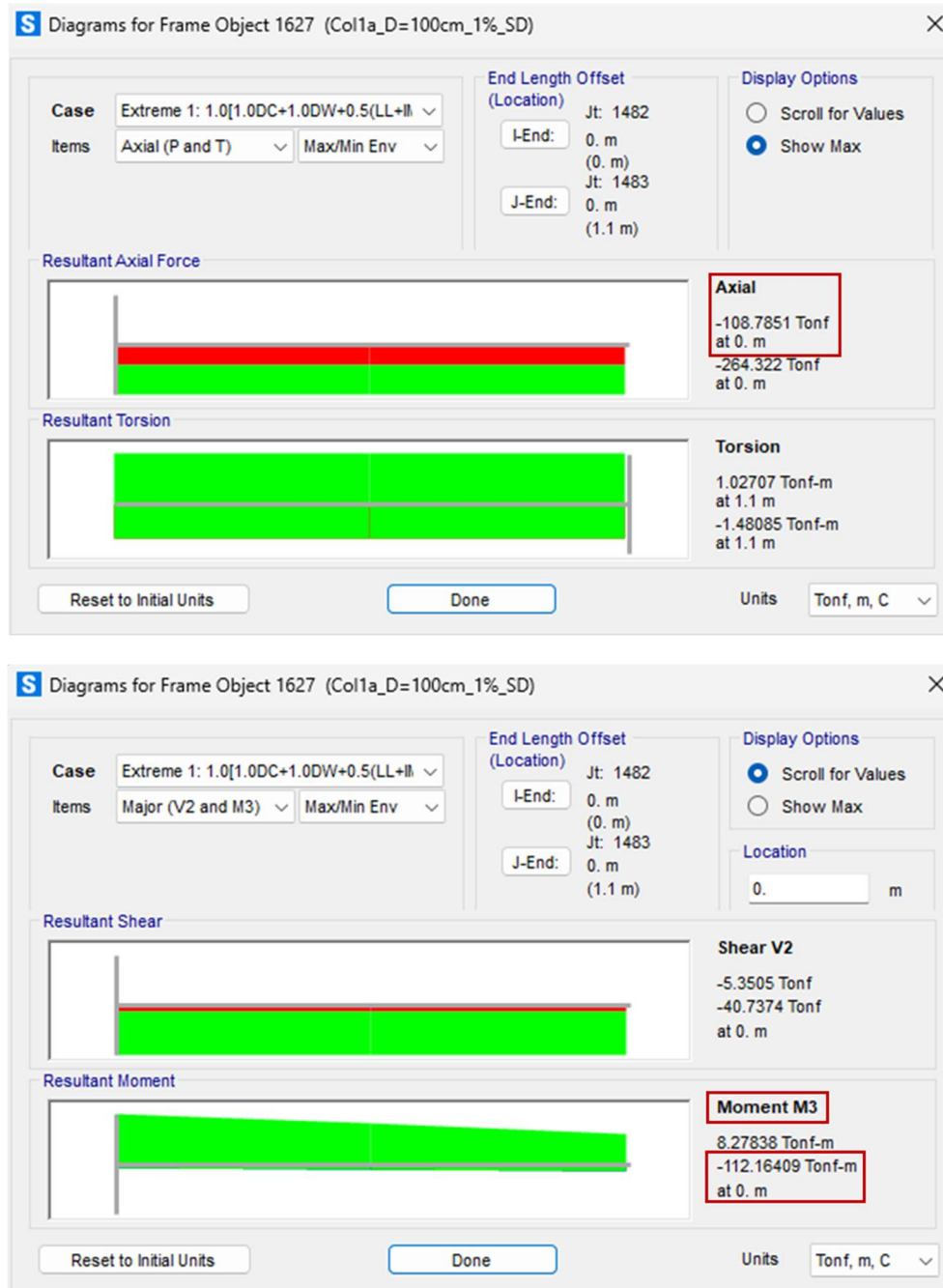


Figura 361: Carga axial y momentos máximos para la columna C-1

La siguiente figura muestra los resultados de diseño para la columna crítica, identificando la demanda/capacidad como 0.785 así como la carga axial y momentos máximos vistos en la figura anterior.

```

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 1627 B=1. D=1. dc=0.
Section ID : Col1a_D=100cm_14_SD E=2387520. fc=2500. Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : Extreme 1: 1.0(1.0) CL=1.1 Fy=42180. fys=42180.
Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75 Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity Design Design Design Minimum Minimum
Ratio Pu M2 M3 M2 M3
0.785 108.785 111.981 -112.164 4.921 4.921

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS
Cm Delta_ns Delta_s K L
Factor Factor Factor Factor Length
Major Bending(M3) 0.841 1. 1. 1. 1.1
Minor Bending(M2) 1. 1.02 1. 1. 5.5

SHEAR DESIGN FOR V2,V3
Rebar Shear Shear Shear Shear Shear
Av/s Vu phi*Vc phi*Vs Vp
Major Shear(V2) 8.334E-04 40.737 45.263 21.092 0.
Minor Shear(V3) 8.334E-04 39.156 45.263 21.092 0.

JOINT SHEAR DESIGN
Joint Shear Shear Shear Shear Joint
Ratio VuTop VuTot phi*Vc Area
Major Shear(V2) N/A N/A N/A N/A N/A
Minor Shear(V3) N/A N/A N/A N/A N/A

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS
Major Minor
Ratio Ratio
N/A N/A
  
```

Figura 362: Resultados de diseño para la columna C-1

Columna C-2

La columna crítica C-2 (rectangular de 80 x 300 cm) se localiza en el marco doble M-4 utilizado en el eje 13, mostrando en la siguiente figura la relación de capacidad/carga más crítica.

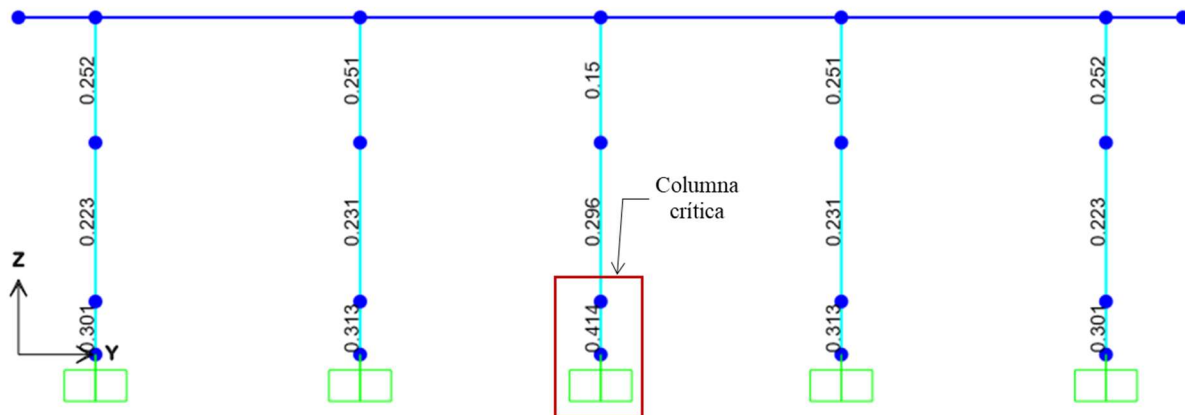


Figura 363: Columna crítica C-2 localizado el marco M-4

La siguiente figura muestra todas las combinaciones de carga analizadas para la columna, mostrando el caso crítico como la combinación Extreme 1.

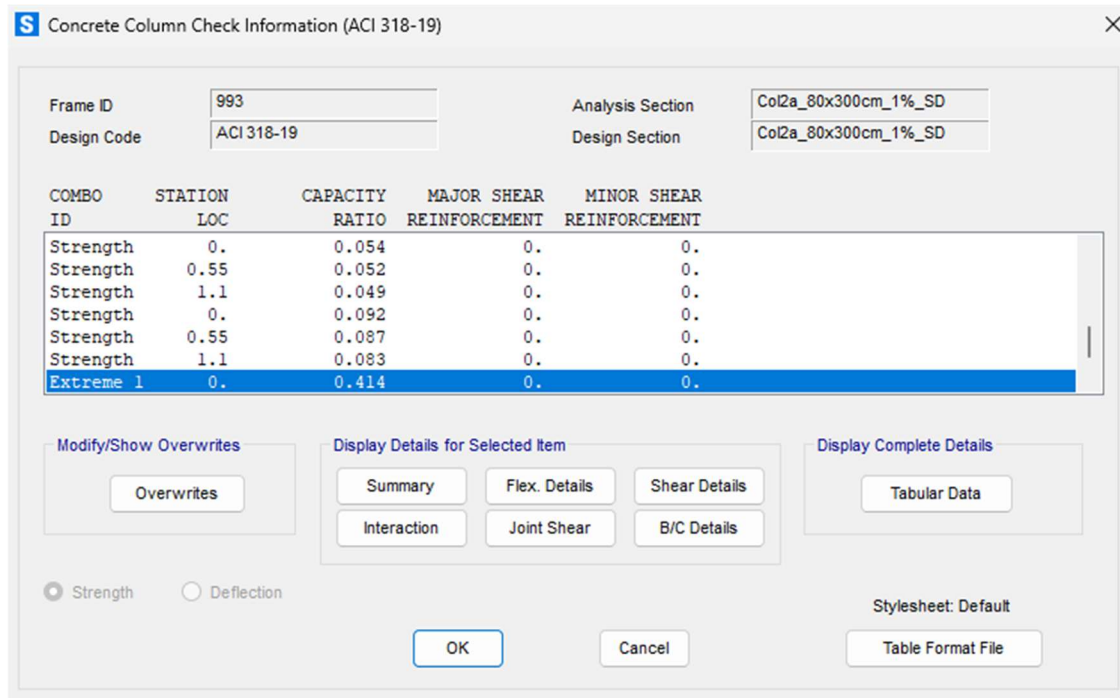


Figura 364: Combinación de carga para la columna crítica C-2

De acuerdo con el caso de carga crítico, la siguiente figura muestra la carga axial y momentos máximos que ocurren en la columna, siendo  $P_u = 173 \text{ Mton}$  y  $M_u = 604 \text{ Mton-m}$ .

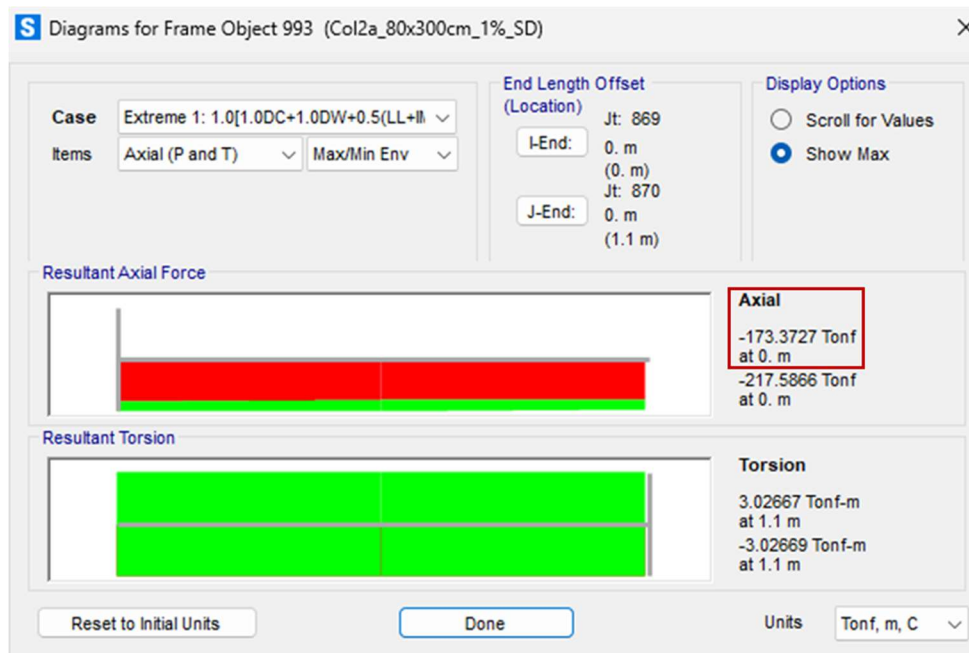


Figura 365: Carga axial máxima para la columna C-2

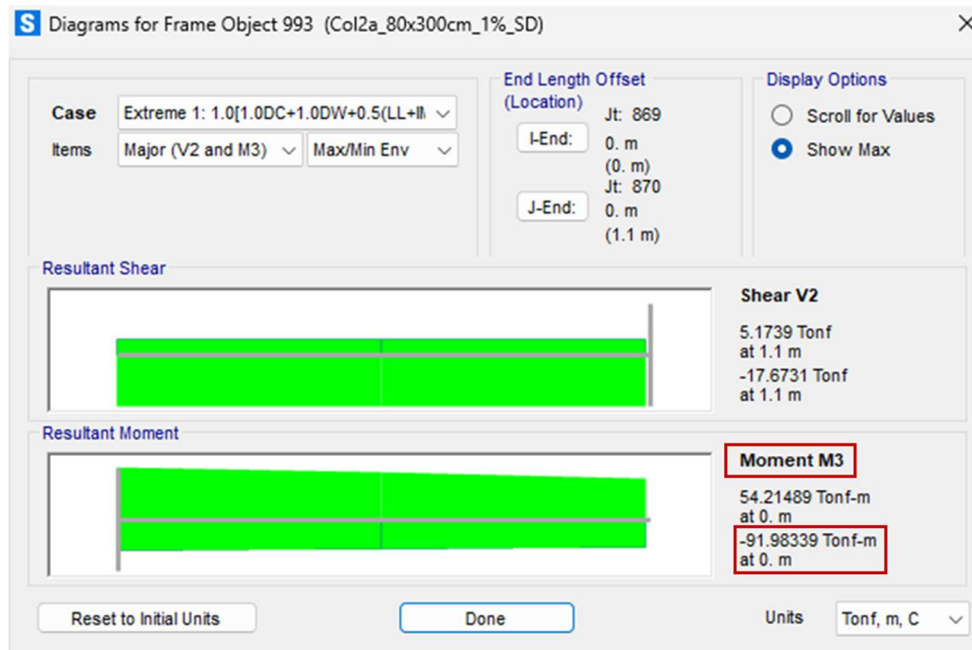
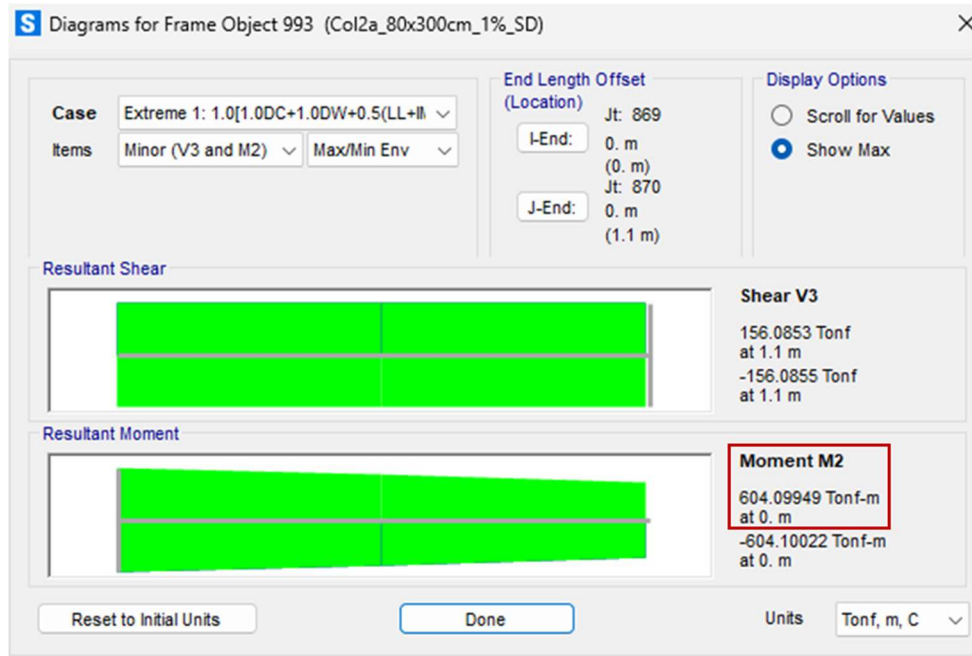


Figura 366: Momentos máximos para la columna C-2

La siguiente figura muestra los resultados de diseño para la columna crítica, identificando la demanda/capacidad como 0.414 así como la carga axial y momentos máximos vistos en la figura anterior.

```

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element      : 993          B=3.          D=0.8        dc=0.
Section ID   : Col2a_80x300cm_14_S E=2387520.     fc=2500.     Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : Extreme 1: 1.0(1.0D) L=1.1         Fy=42180.    fys=42180.
Station Loc : 0.          RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75      Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied) : 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):                0.75
Phi(Seismic Shear):        0.6
Phi(Joint Shear):          0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity      Design      Design      Design      Minimum      Minimum
Ratio         Pu         M2         M3         M2         M3
0.414        173.373   -604.599   -91.983    18.246     6.803

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS
Cm      Delta_ns      Delta_s      K      L
Factor  Factor      Factor      Factor Factor Length
Major Bending(M3) 0.916      1.          1.      1.      1.1
Minor Bending(M2) 1.          1.001      1.      1.      5.5

SHEAR DESIGN FOR V2,V3
Rebar    Shear    Shear    Shear    Shear
Av/s     Vu       phi*Vc  phi*Vs  Vp
Major Shear(V2) 0.        17.673  63.834  0.        0.
Minor Shear(V3) 6.667E-04 156.085 115.067 50.621    0.

JOINT SHEAR DESIGN
Joint Shear    Shear    Shear    Shear    Joint
Ratio          VuTop   VuTot   phi*Vc  Area
Major Shear(V2) N/A      N/A     N/A     N/A     N/A
Minor Shear(V3) N/A      N/A     N/A     N/A     N/A

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS
Major      Minor
Ratio      Ratio
N/A        N/A
  
```

Figura 367: Resultados de diseño para la columna C-2

### 4.3 Revisión por ingeniería sísmica por desempeño

En esta sección se muestra las revisiones de la matriz de desempeño visto en la sección 3.3.

#### 4.3.1 Curva de capacidad del puente y ductilidad

Primeramente, se muestra en la siguiente figura la comparativa entre curvas de capacidad del puente completamente sano y el puente con un eje de columnas reducidas. Se puede observar que el puente con daños en un eje de columnas tiene una muy ligera reducción en su cortante basal, pero con resultados muy similares.

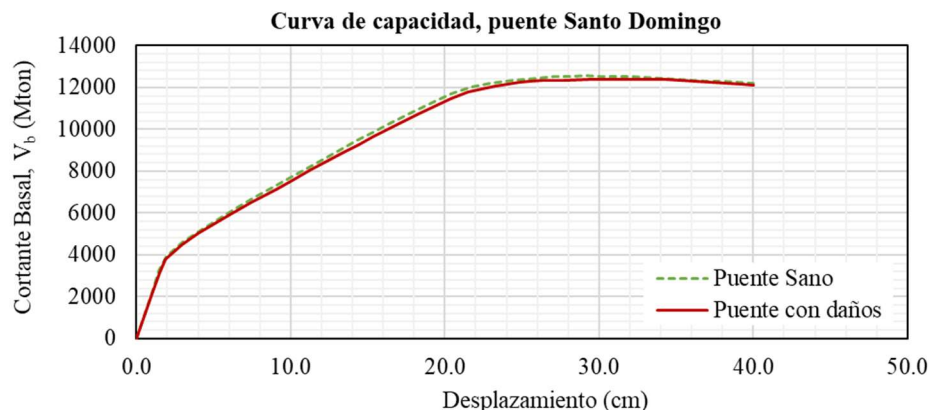
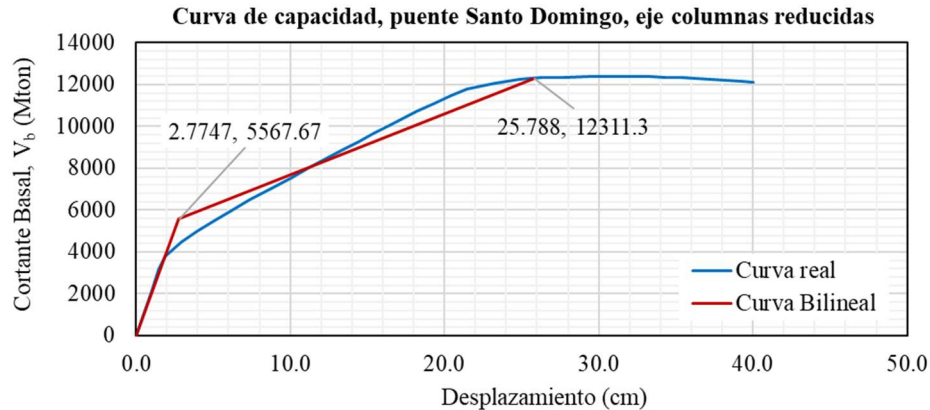


Figura 368: Curvas de capacidad del puente Santo Domingo

La siguiente figura muestra la curva real y la curva bilineal idealizada de acuerdo con el procedimiento de FEMA 440, donde se localiza el punto máximo de desplazamiento antes que inicie la degradación de la rigidez.



**Figura 369: Curvas de capacidad real y bilineal del puente Santo Domingo**

De acuerdo con la curva bilineal, se tiene el punto de fluencia como ( $D_y = 2.7747 \text{ cm}$ ,  $V_y = 5567.67 \text{ Mton}$ ) y el punto último como ( $D_u = 25.788 \text{ cm}$ ,  $V_u = 12311.3 \text{ Mton}$ ). Por lo tanto, la ductilidad del sistema es  $\mu_\Delta = D_u/D_y = 25.788\text{cm}/2.7747\text{cm} = 9.29$ ; la sobrerresistencia del sistema es  $\Omega = V_u/V_y = 12311.3\text{Mton}/5567.67\text{Mton} = 2.21$  y el factor de reducción  $R = \mu_\Delta \Omega = (9.29)(2.21) = 20.55$ .

### 4.3.2 Revisión del desplazamiento objetivo

Se obtienen los desplazamientos objetivo utilizando los espectros regionales y de sitio, así como su revisión de los límites de desempeño. De acuerdo con SEAOC 1999, los límites son:

- Operación Inmediata (IO) =  $\Delta_y + 0.3\Delta_p = 2.7747 \text{ cm} - (0.3)(25.788 \text{ cm} - 2.7727 \text{ cm}) = 9.67 \text{ cm}$
- Seguridad de vida (LS) =  $\Delta_y + 0.6\Delta_p = 2.7747 \text{ cm} - (0.6)(25.788 \text{ cm} - 2.7727 \text{ cm}) = 16.58 \text{ cm}$
- Prevención al colapso (CP) =  $\Delta_y + 0.8\Delta_p = 2.7747 \text{ cm} - (0.3)(25.788 \text{ cm} - 2.7727 \text{ cm}) = 21.18 \text{ cm}$

Además, las distorsiones máximas se revisan de acuerdo con FEMA 440:

- Operación inmediata (IO):  $\gamma_{total} = 0.01$
- Seguridad de vida (LS):  $\gamma_{total} = 0.02$ ,  $\gamma_{inelastica} = 0.01$
- Prevención al colapso (CP):  $\gamma_{total} = 0.04$ ,  $\gamma_{inelastica} = 0.04$

### 4.3.2.1 Operación Inmediata, espectro con periodo de retorno de 475 años

Se obtiene el desplazamiento objetivo para los espectros regionales y de sitio, así como su comparación con el nivel de desempeño de Operación Inmediata (IO).

#### *Espectro de sitio, suelo tipo I*

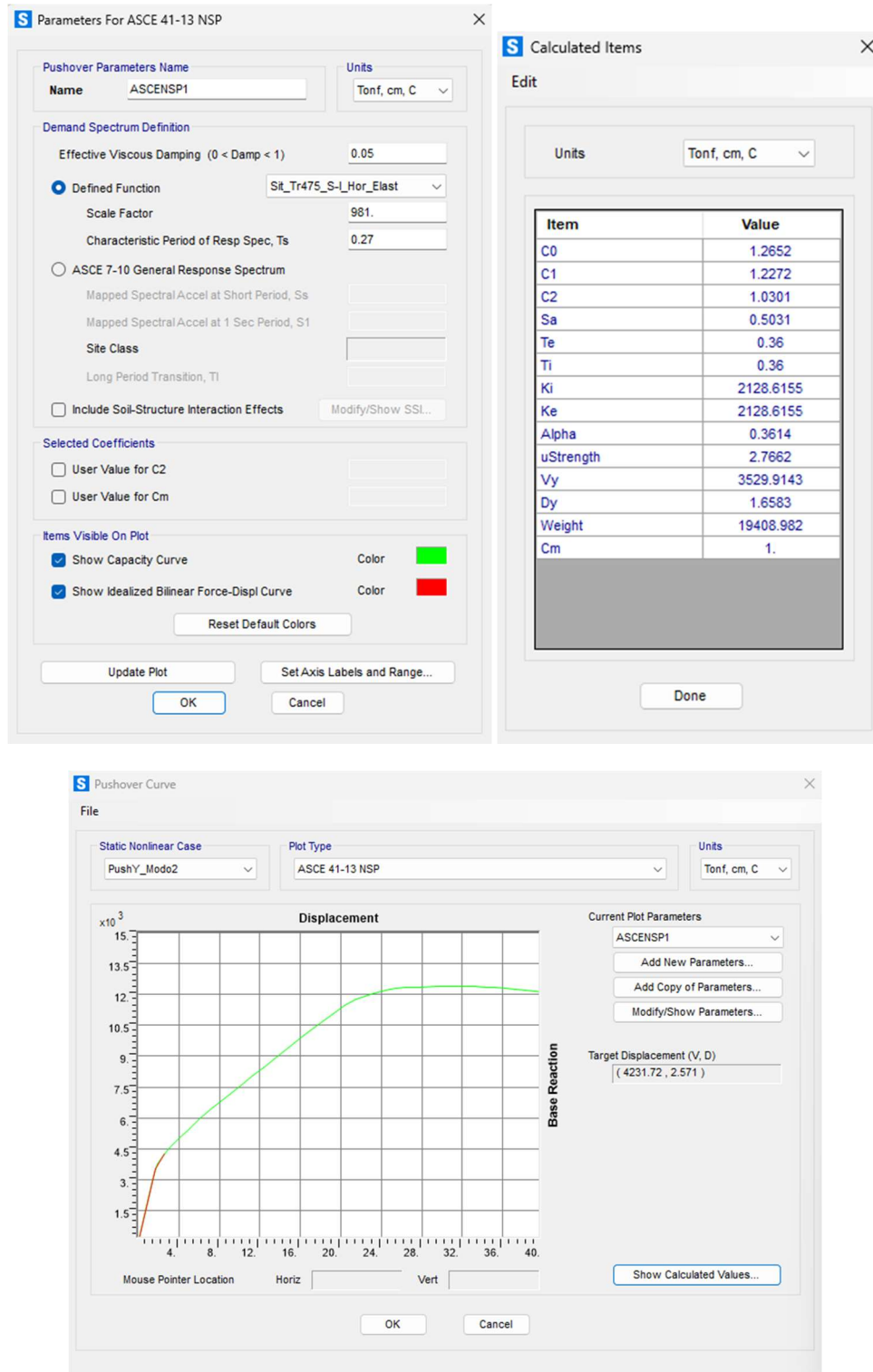


Figura 370: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 475$  años, suelo tipo I

Espectros de sitio, suelo tipo II

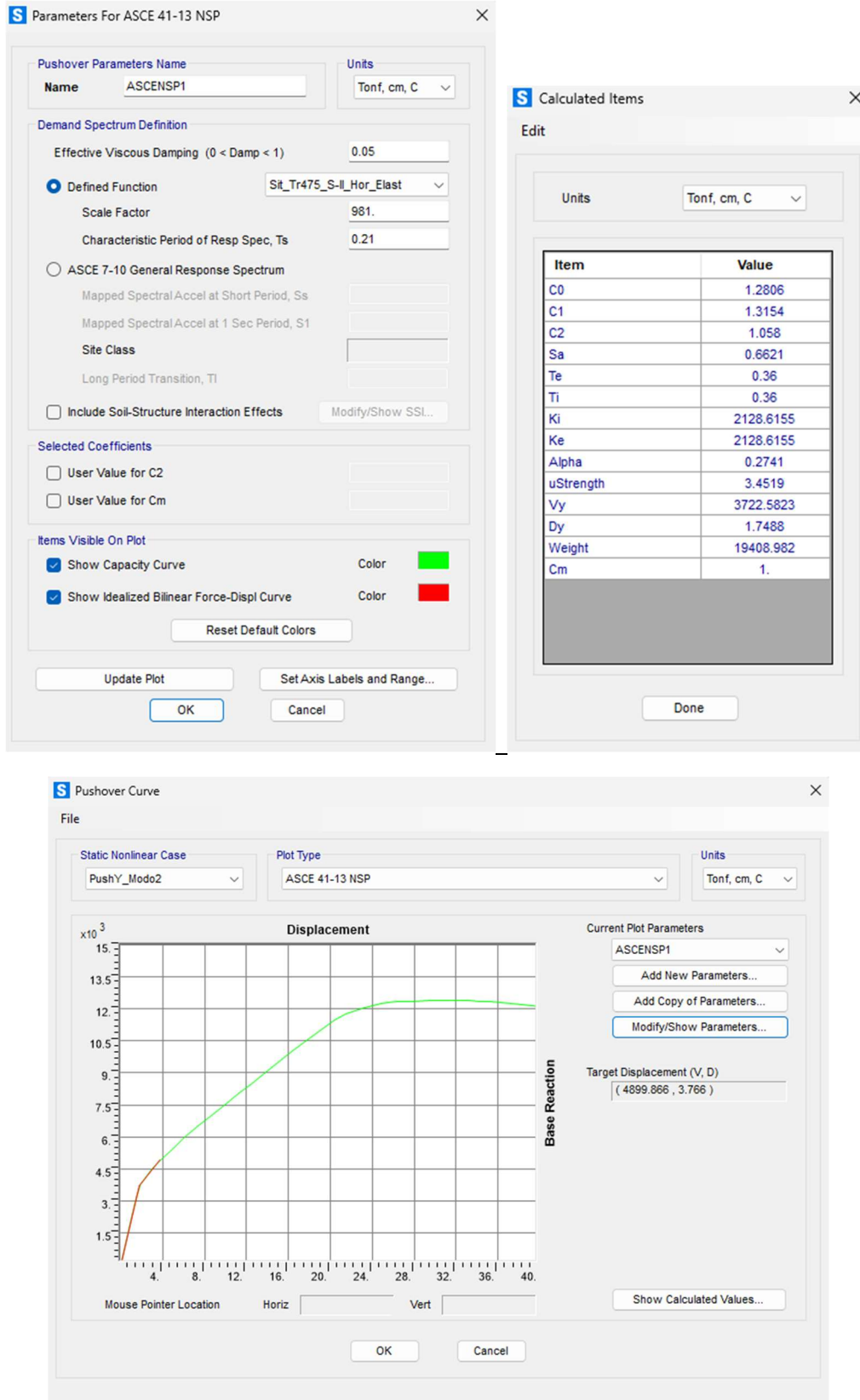


Figura 371: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio Tr = 475 años, suelo tipo II

*Espectros de sitio, suelo tipo III*

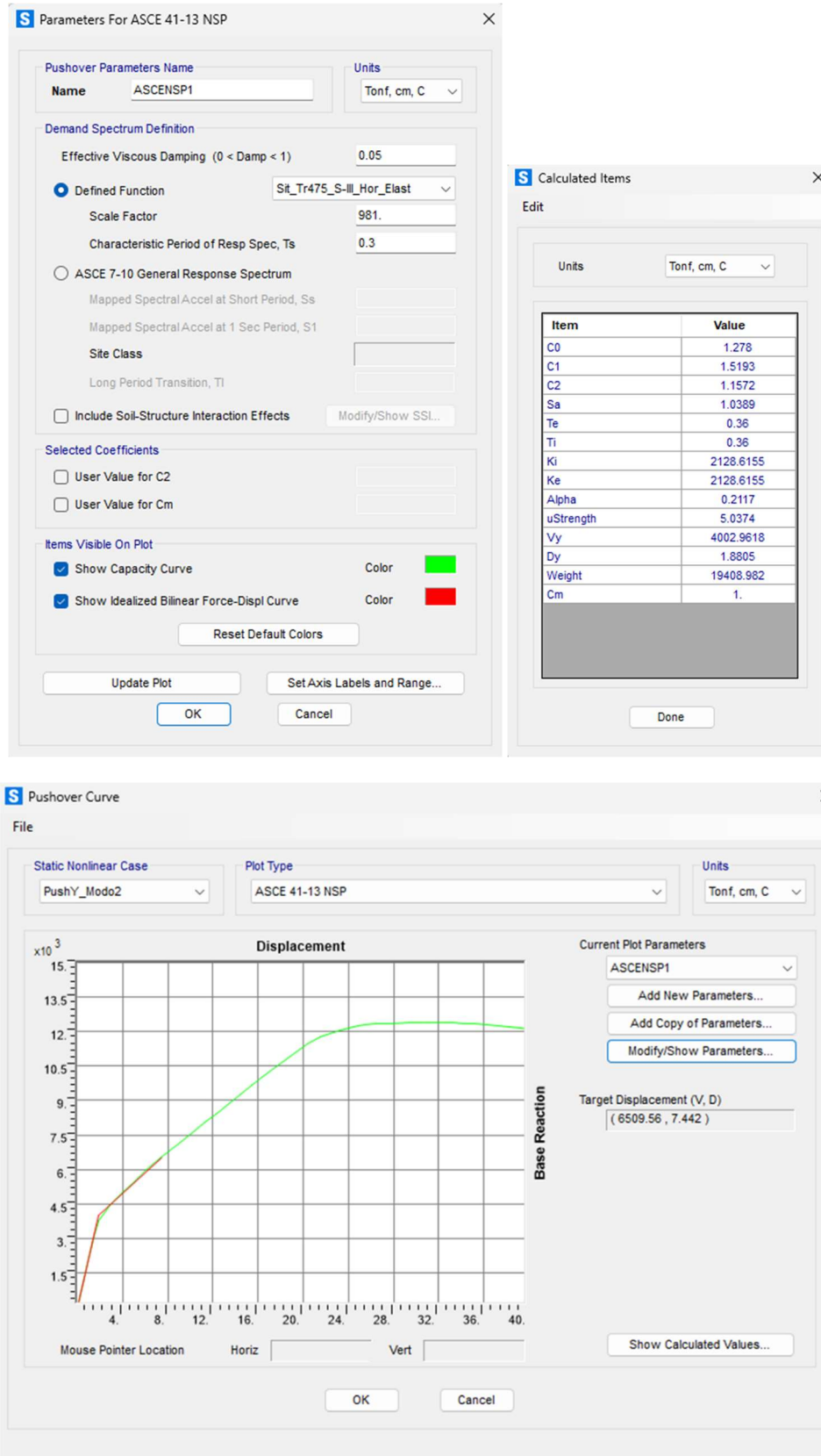


Figura 372: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 475$  años, suelo tipo III

*Espectros regionales, suelo tipo I*

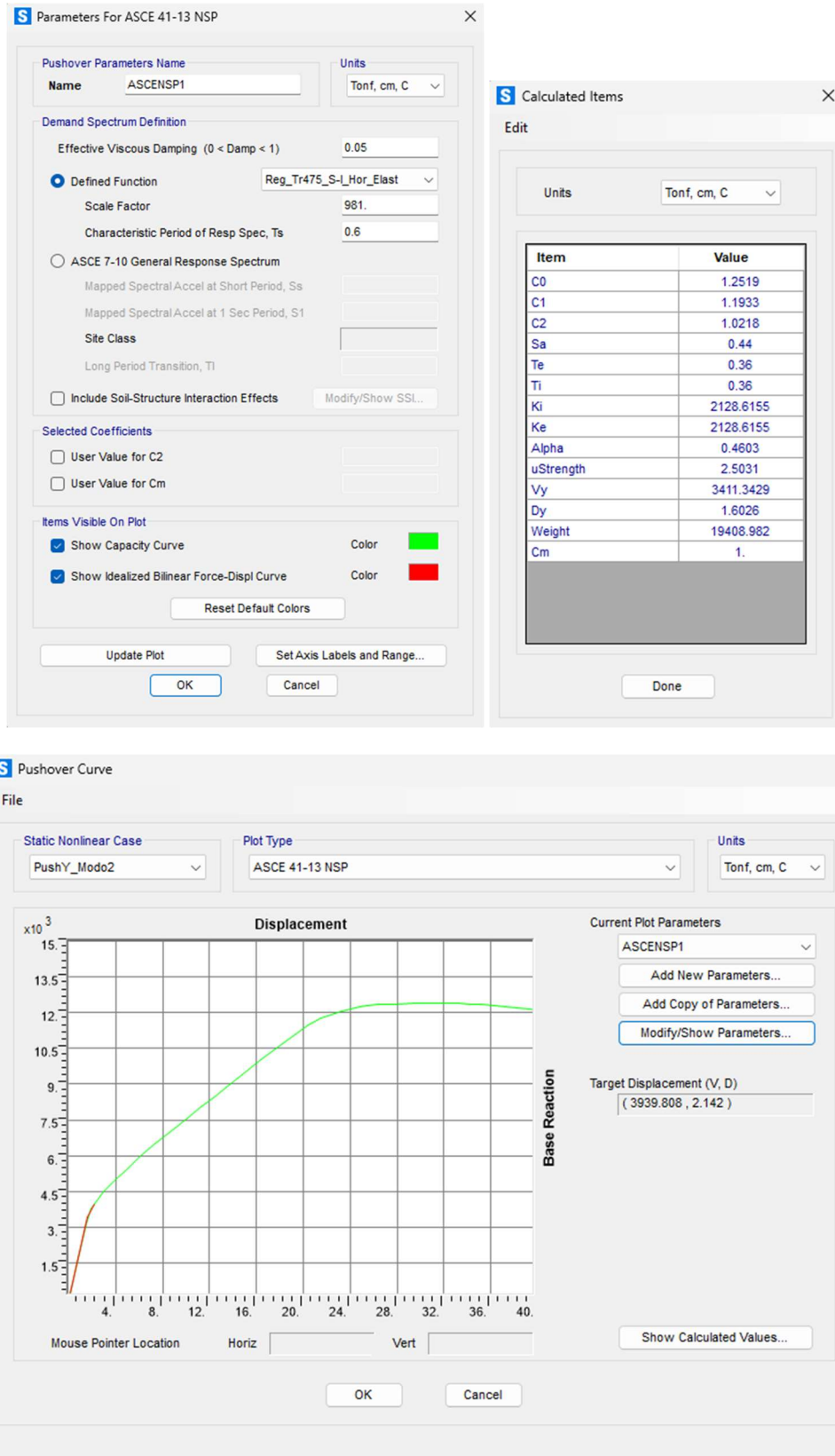
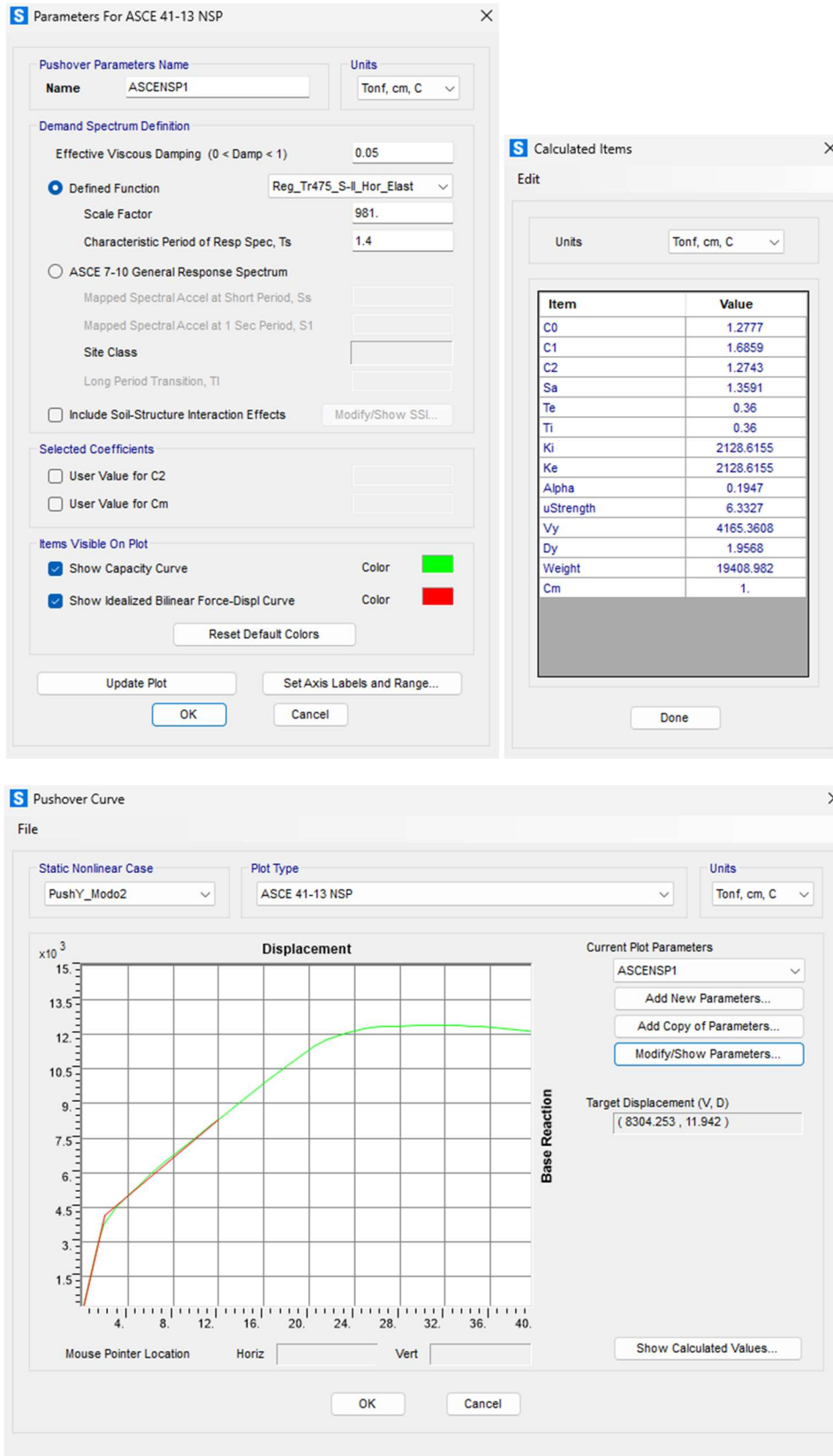


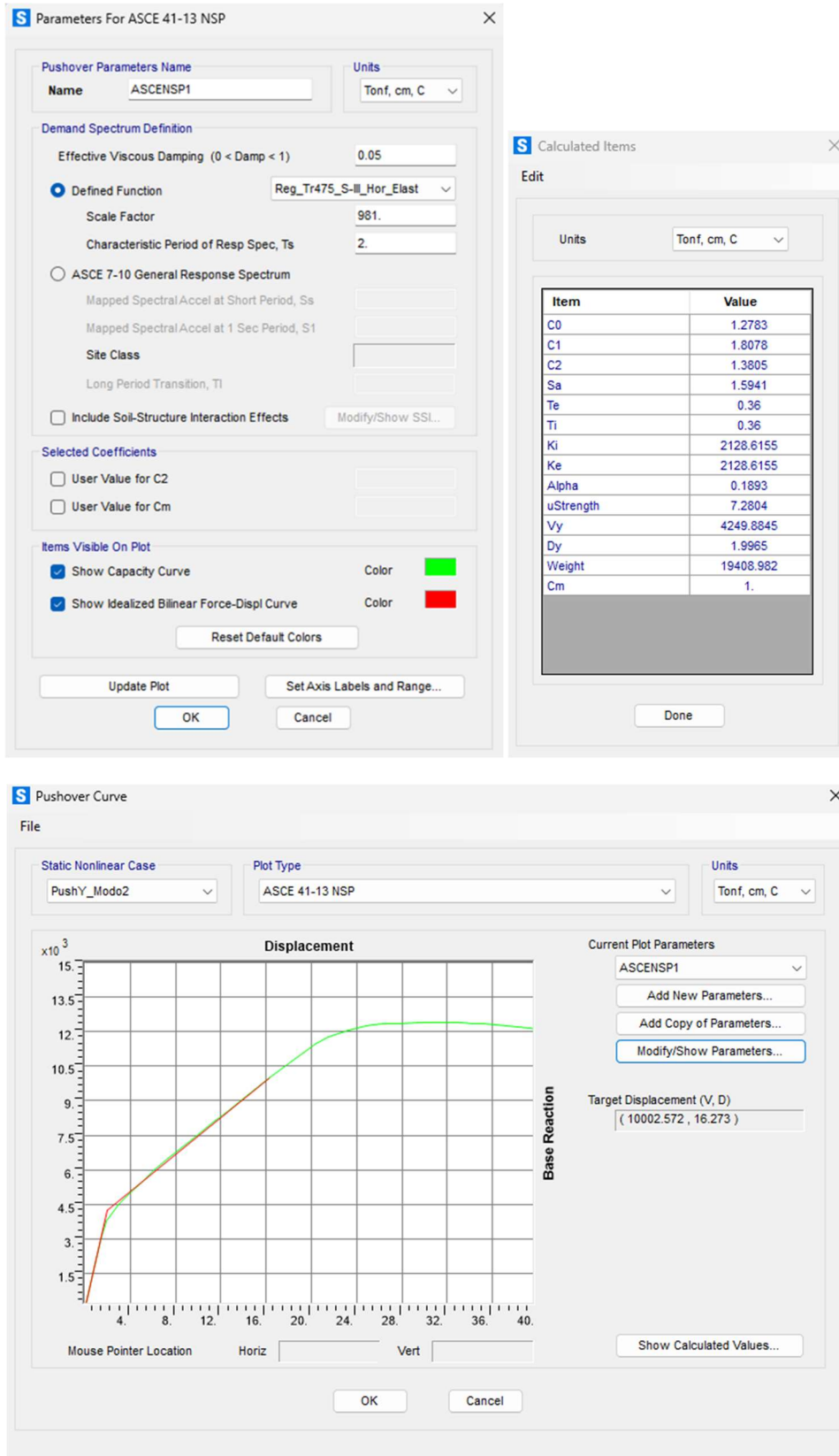
Figura 373: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 475$  años, suelo tipo I

*Espectros regionales, suelo tipo II*



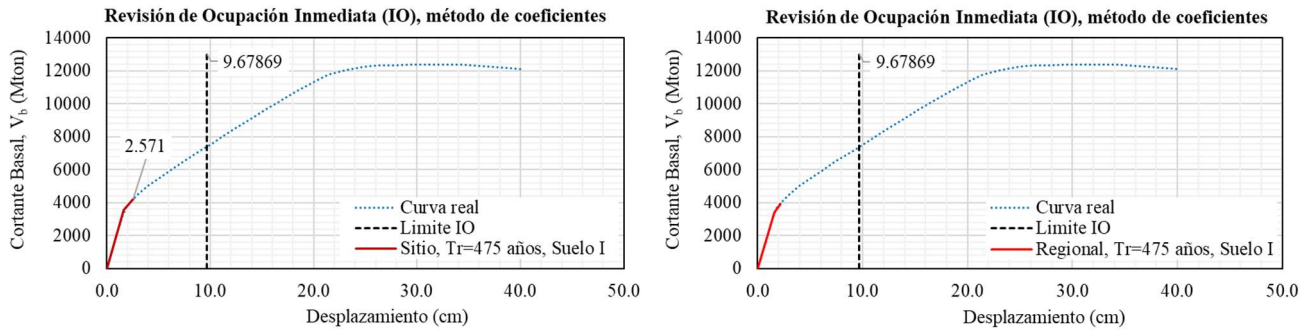
**Figura 374: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional Tr = 475 años, suelo tipo II**

*Espectros regionales, suelo tipo III*

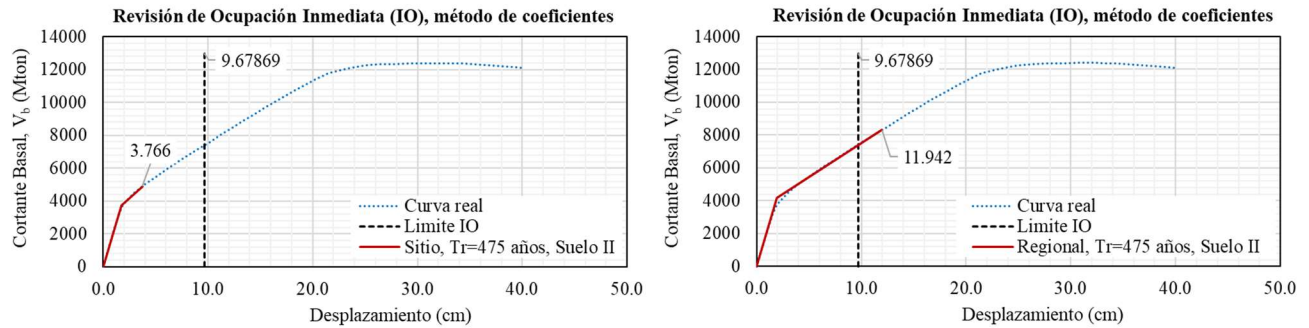


**Figura 375: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 475$  años, suelo tipo III**

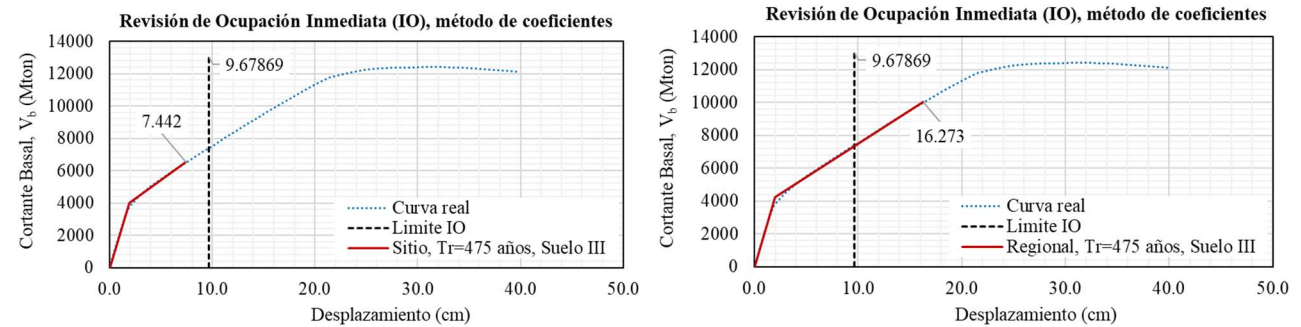
Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad



**Figura 376: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, Tr=475 años, Suelo I**



**Figura 377: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, Tr=475 años, Suelo II**



**Figura 378: Revisión del nivel de desempeño IO, curva de capacidad, Tr=475 años, Suelo III**

Se observa que los espectros regionales para suelo tipo II y suelo tipo III no cumple con el nivel de desempeño, mientras que los espectros de sitio cumplen en todos los casos.

Revisión del nivel de desempeño IO, Distorsiones

Las distorsiones se calculan con una altura total H=7m, obteniendo:

- a) Distorsión total, espectro de sitio
  - a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 2.571\text{cm}/700\text{cm} = 0.0037 < \gamma_{permisible} = 0.01$  (Cumple)
  - b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 3.766\text{cm}/700\text{cm} = 0.0054 < \gamma_{permisible} = 0.01$  (Cumple)
  - c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 7.442\text{cm}/700\text{cm} = 0.0106 > \gamma_{permisible} = 0.01$  (No cumple)
- b) Distorsión total, espectros regionales
  - a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 2.571\text{cm}/700\text{cm} = 0.0037 < \gamma_{permisible} = 0.01$  (Cumple)
  - b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 3.766\text{cm}/700\text{cm} = 0.0054 < \gamma_{permisible} = 0.01$  (Cumple)
  - c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 7.442\text{cm}/700\text{cm} = 0.0106 > \gamma_{permisible} = 0.01$  (No cumple)

### 4.3.2.2 Seguridad de vida, espectro con periodo de retorno de 975 años

Se obtiene el desplazamiento objetivo para los espectros regionales y de sitio, así como su comparación con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS).

#### Espectro de sitio, suelo tipo I

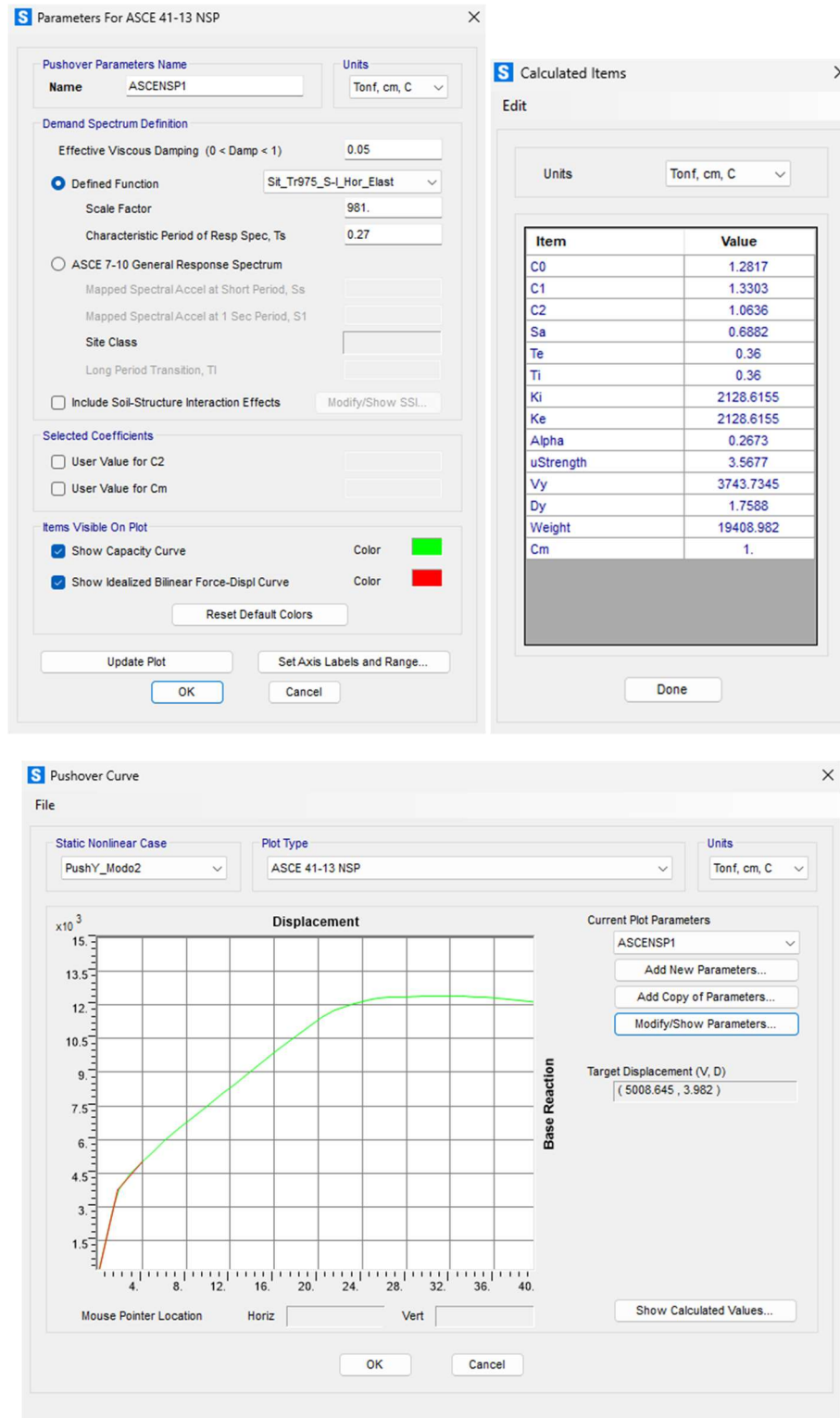


Figura 379: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 975$  años, suelo tipo I

Espectros de sitio, suelo tipo II

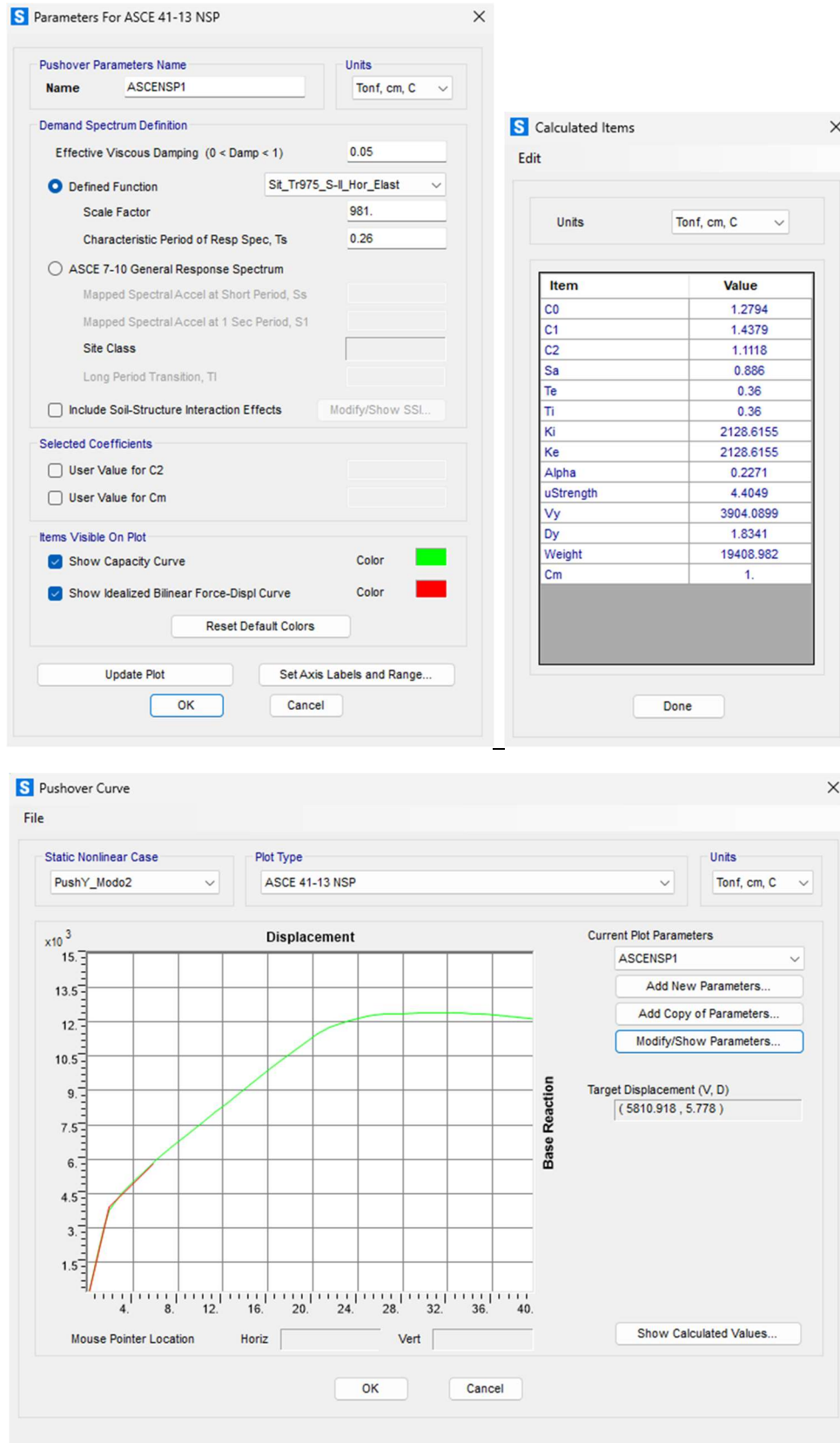


Figura 380: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 975$  años, suelo tipo II

*Espectros de sitio, suelo tipo III*

**S Parameters For ASCE 41-13 NSP**

Pushover Parameters Name  
Name: ASCENSP1 Units: Tonf, cm, C

Demand Spectrum Definition  
Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1): 0.05  
Defined Function: Sit\_Tr975\_S-III\_Hor\_Elast  
Scale Factor: 981.  
Characteristic Period of Resp Spec, Ts: 0.3

ASCE 7-10 General Response Spectrum  
Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss:   
Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1:   
Site Class:   
Long Period Transition, TI:

Include Soil-Structure Interaction Effects Modify/Show SSL...

Selected Coefficients  
 User Value for C2   
 User Value for Cm

Items Visible On Plot  
 Show Capacity Curve Color: ■  
 Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve Color: ■

Reset Default Colors

Update Plot      Set Axis Labels and Range...  
OK      Cancel

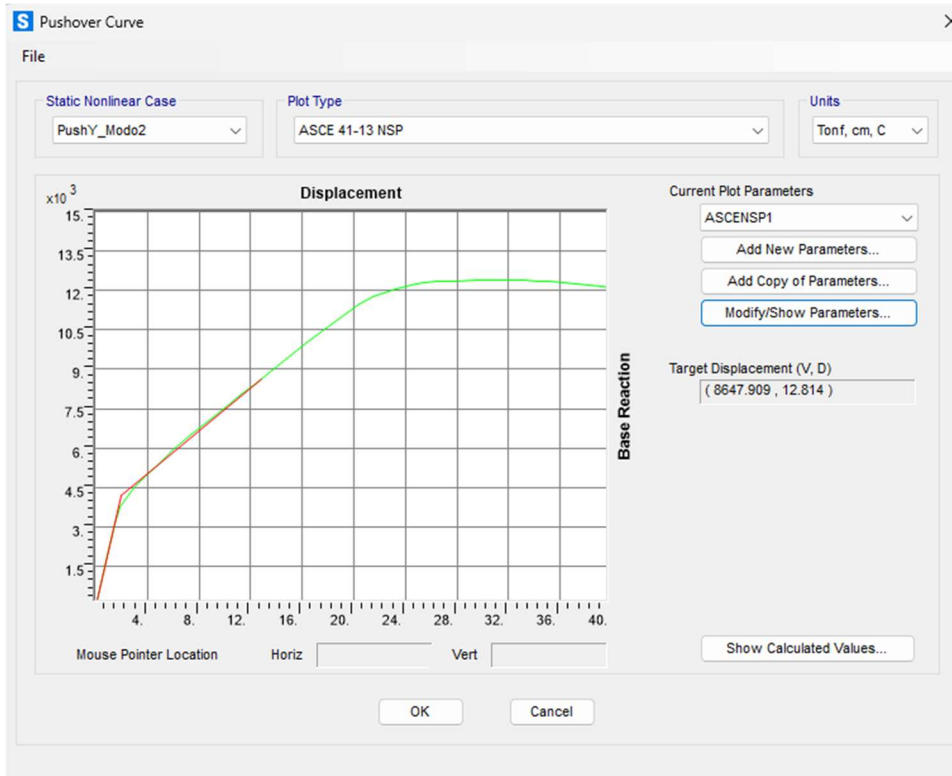
**S Calculated Items**

Edit

Units: Tonf, cm, C

Item	Value
C0	1.2776
C1	1.7129
C2	1.2963
Sa	1.411
Te	0.36
Ti	0.36
Ki	2128.6155
Ke	2128.6155
Alpha	0.1933
uStrength	6.5427
Vy	4185.7183
Dy	1.9664
Weight	19408.982
Cm	1.

Done



**Figura 381: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 975$  años, suelo tipo III**

*Espectros regionales, suelo tipo I*

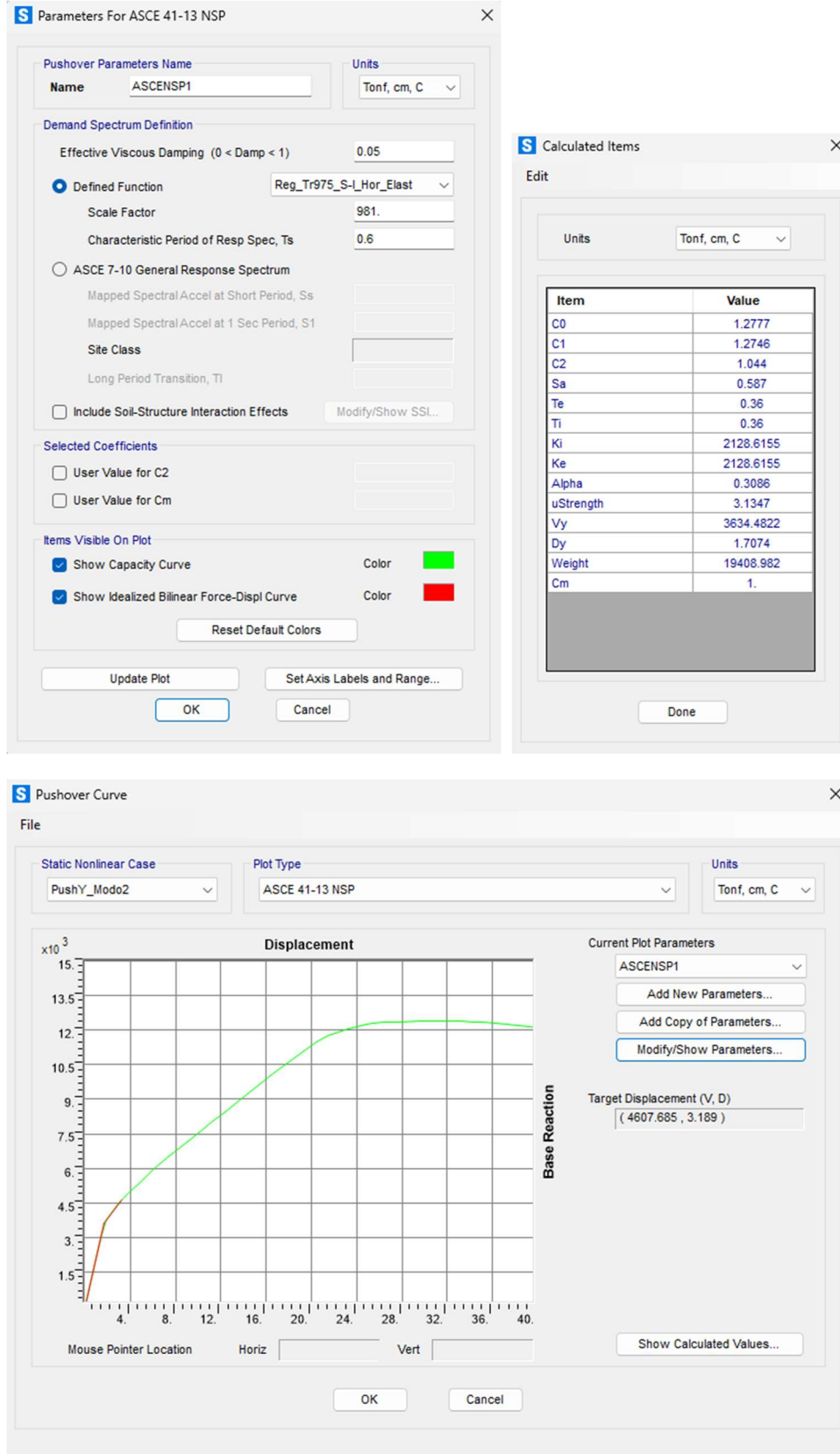
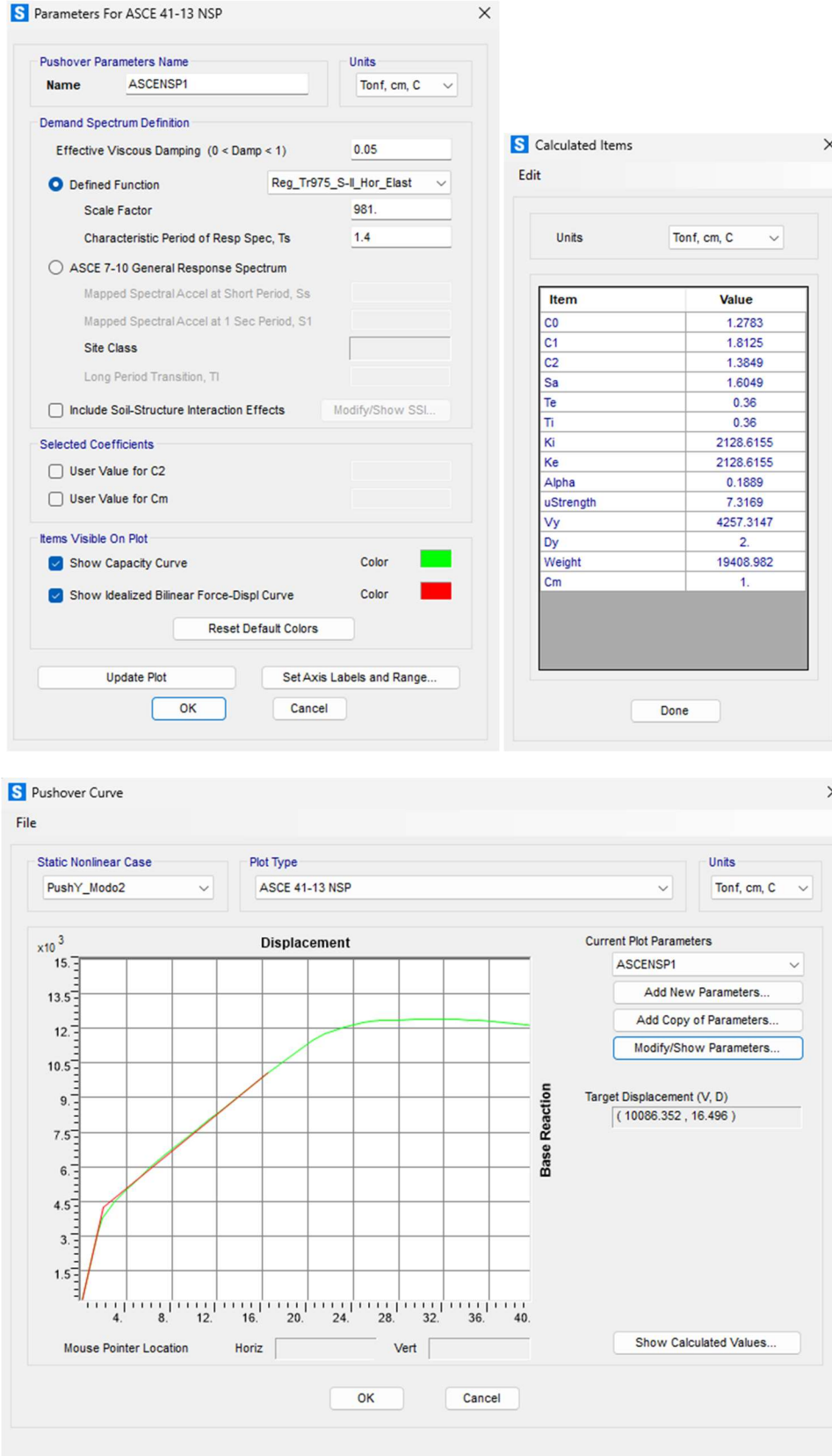


Figura 382: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional Tr = 975 años, suelo tipo I

*Espectros regionales, suelo tipo II*



**Figura 383: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 975$  años, suelo tipo II**

*Espectros regionales, suelo tipo III*

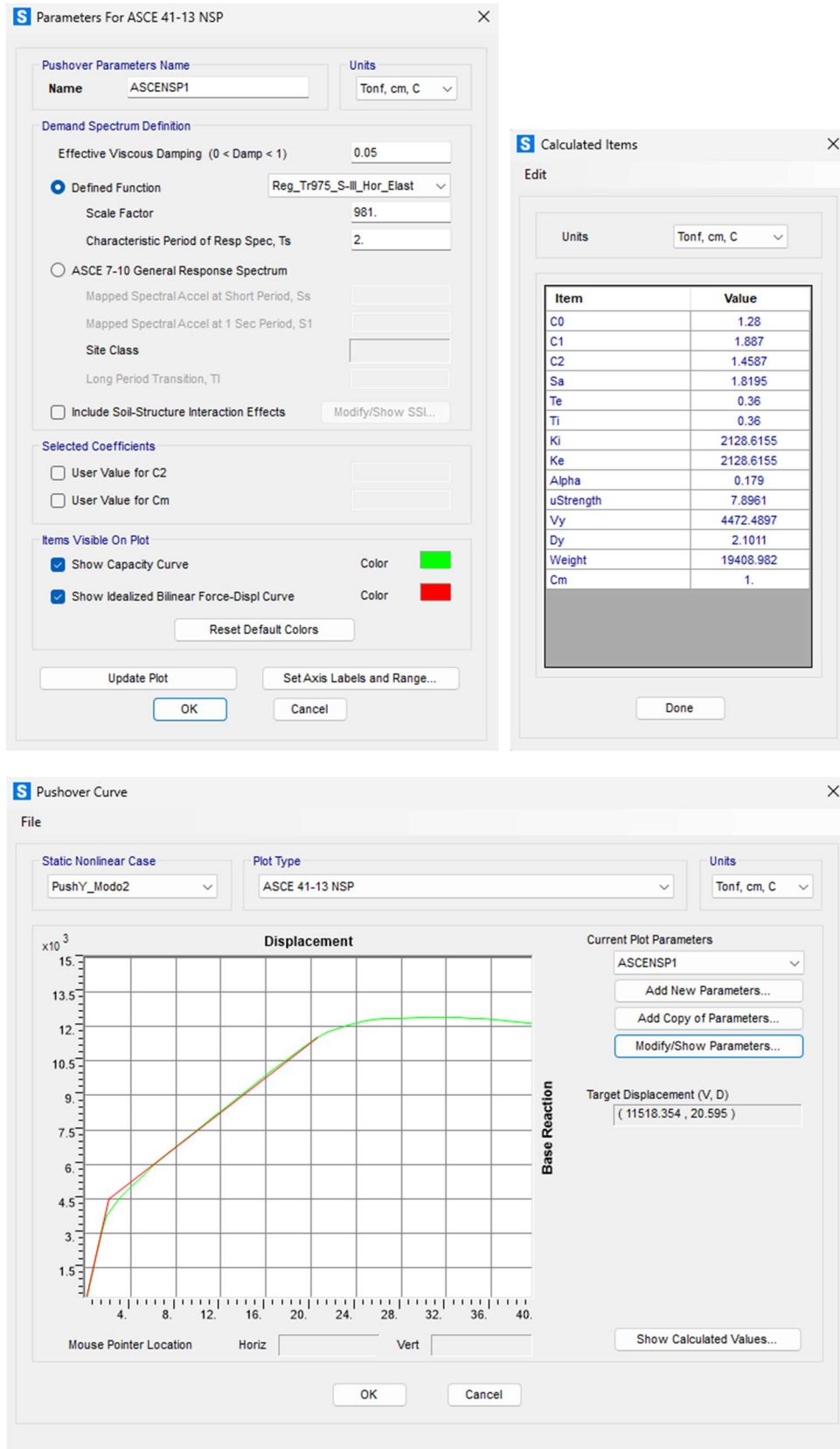
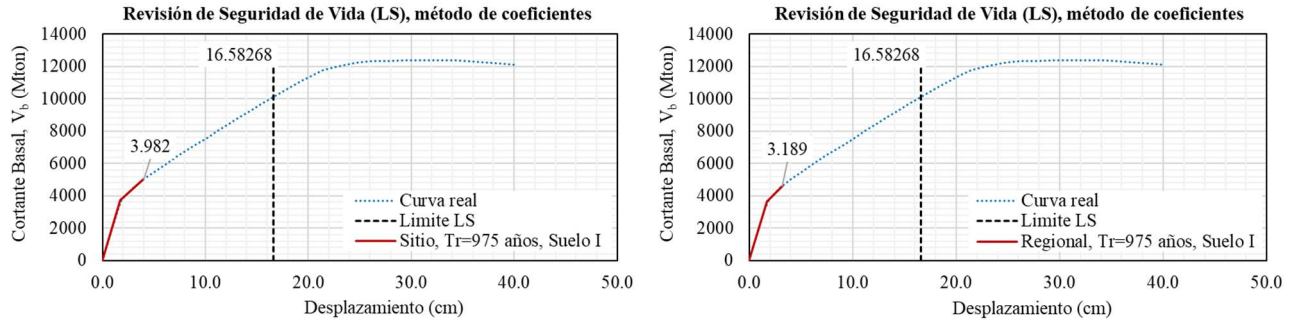
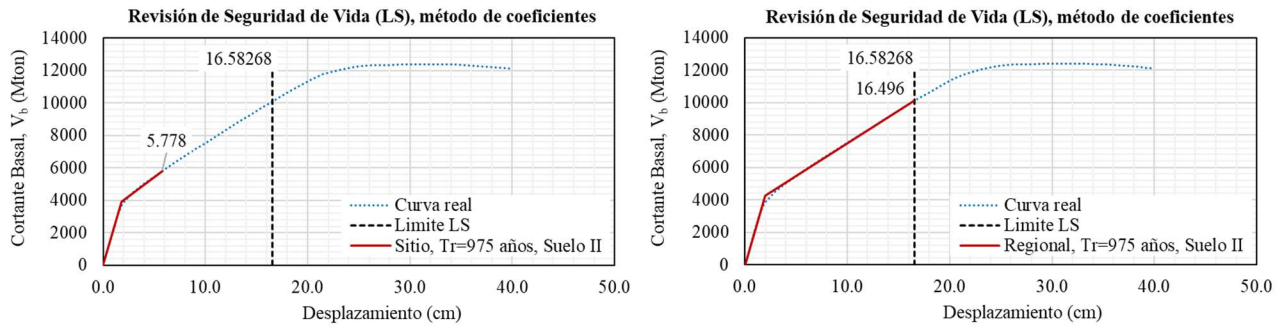


Figura 384: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 975$  años, suelo tipo III

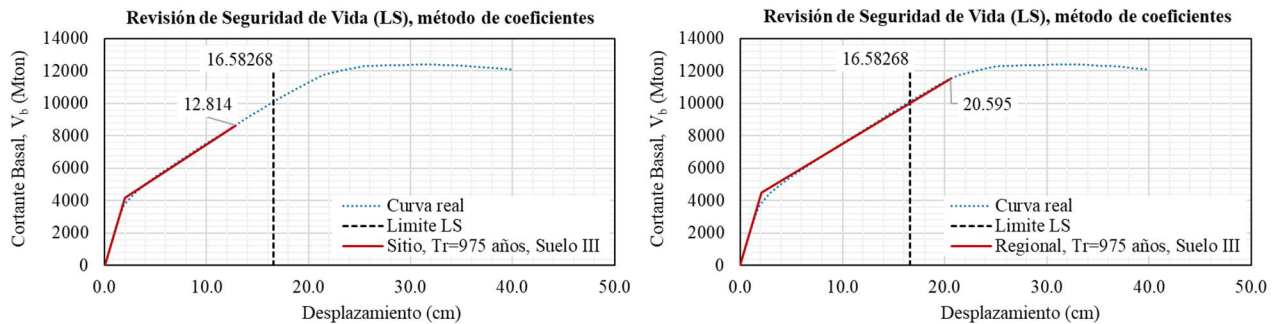
Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad



**Figura 385: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, Tr=975 años, Suelo I**



**Figura 386: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, Tr=975 años, Suelo II**



**Figura 387: Revisión del nivel de desempeño LS, curva de capacidad, Tr=975 años, Suelo III**

Se observa que los espectros regionales para suelo tipo III no cumple con el nivel de desempeño, mientras que los espectros de sitio cumplen en todos los casos.

Revisión del nivel de desempeño LS, Distorsiones

Las distorsiones se calculan con una altura total H=7m, obteniendo:

c) Distorsión total, espectro de sitio

- a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 3.982\text{cm}/700\text{cm} = 0.0057 < \gamma_{permissible} = 0.02$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (3.982\text{cm}-1.7588)/700\text{cm} = 0.0032 < \gamma_{permissible} = 0.01$  (Cumple)
- b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 5.778\text{cm}/700\text{cm} = 0.0083 < \gamma_{permissible} = 0.02$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (5.778\text{cm}-1.8341\text{cm})/700\text{cm} = 0.0056 < \gamma_{permissible} = 0.01$  (Cumple)
- c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 12.814\text{cm}/700\text{cm} = 0.0183 < \gamma_{permissible} = 0.02$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (12.814\text{cm}-1.9664\text{cm})/700\text{cm} = 0.0155 > \gamma_{permissible} = 0.01$  (No Cumple)

d) Distorsión total, espectros regionales

- a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 3.189\text{cm}/700\text{cm} = 0.0046 < \gamma_{permissible} = 0.02$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (3.189\text{cm}-1.7074\text{cm})/700\text{cm} = 0.0021 < \gamma_{permissible} = 0.01$  (Cumple)
- b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 16.496\text{cm}/700\text{cm} = 0.0236 > \gamma_{permissible} = 0.02$  (No cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (16.496\text{cm}-2.0\text{cm})/700\text{cm} = 0.0207 > \gamma_{permissible} = 0.01$  (No cumple)
- c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 20.595/700\text{cm} = 0.0294 > \gamma_{permissible} = 0.02$  (No cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (20.595\text{cm}-2.1011\text{cm})/700\text{cm} = 0.0264 > \gamma_{permissible} = 0.01$  (No cumple)

### 4.3.2.3 Prevención al colapso, espectro con periodo de retorno de 2475 años

Se obtiene el desplazamiento objetivo para los espectros regionales y de sitio, así como su comparación con el nivel de desempeño de Prevención al Colapso (CP).

#### Espectro de sitio, suelo tipo I

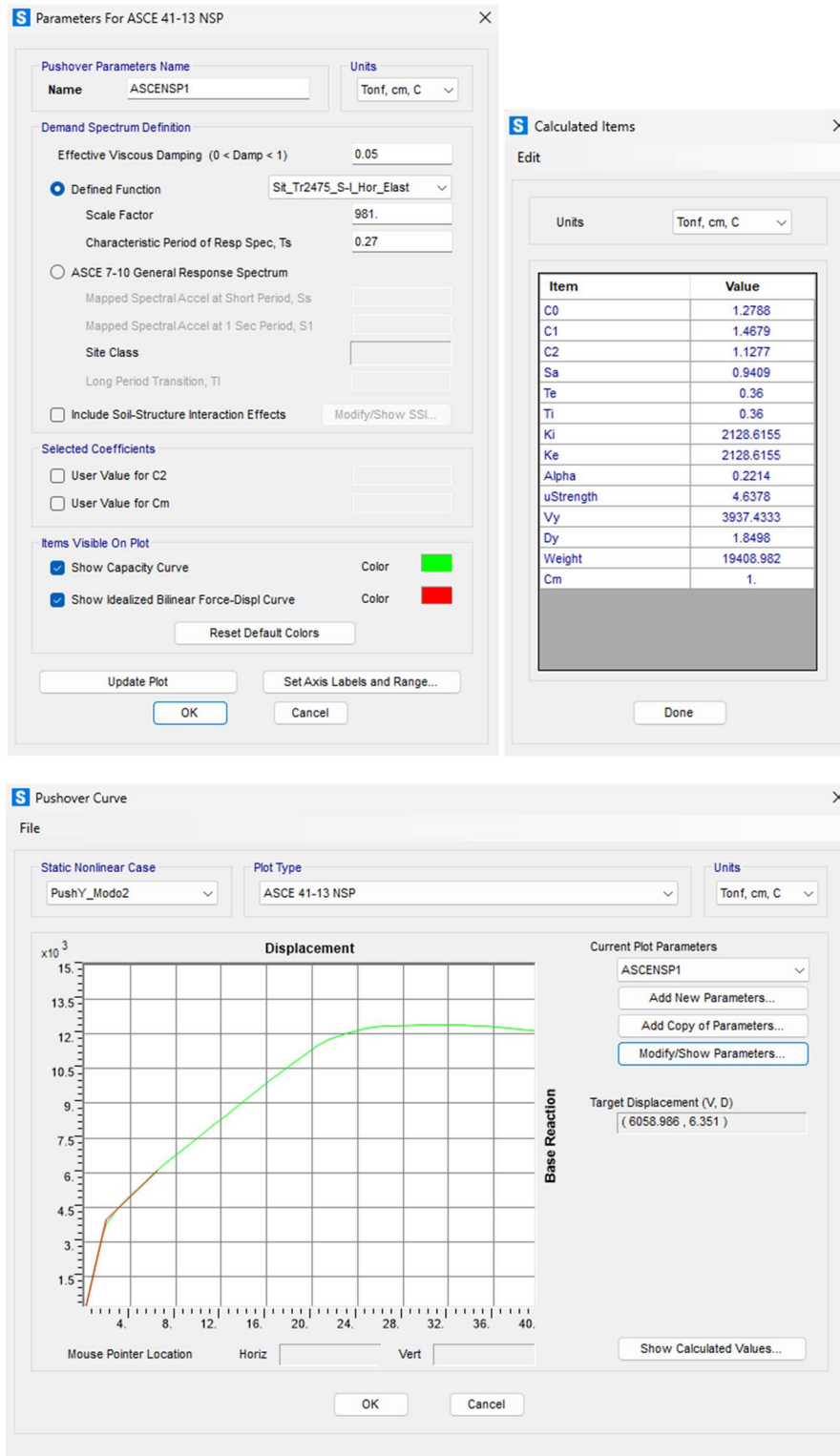


Figura 388: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 2475$  años, suelo tipo I

Espectros de sitio, suelo tipo II

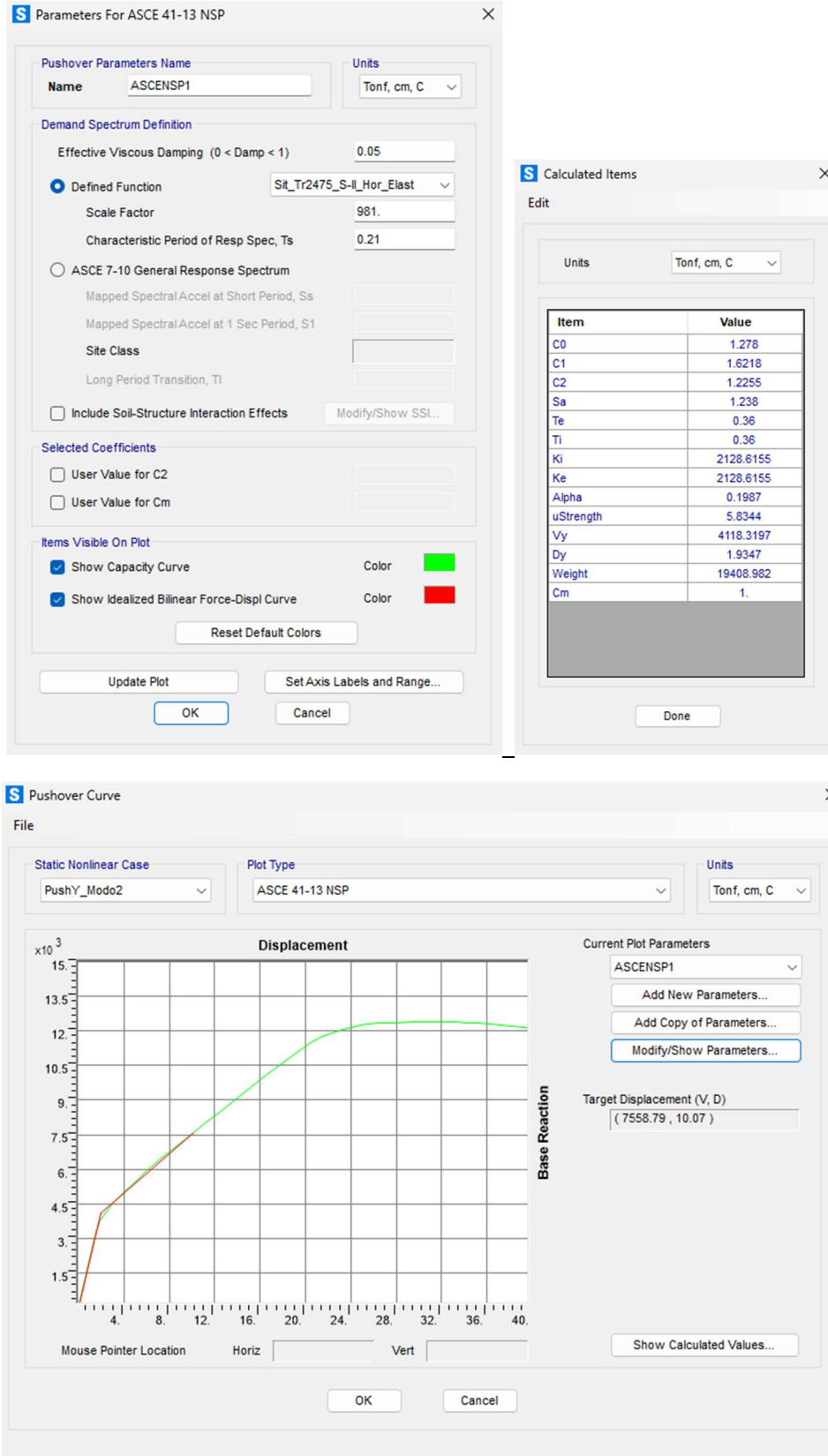


Figura 389: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 2475$  años, suelo tipo II

*Espectros de sitio, suelo tipo III*

**S Parameters For ASCE 41-13 NSP**

Pushover Parameters Name  
Name: ASCENSP1 Units: Tonf, cm, C

Demand Spectrum Definition  
Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1): 0.05  
 Defined Function: St\_Tr2475\_S-III\_Hor\_Elast  
 Scale Factor: 981  
 Characteristic Period of Resp Spec, Ts: 0.31  
 ASCE 7-10 General Response Spectrum  
 Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss:   
 Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1:   
 Site Class:   
 Long Period Transition, Tl:   
 Include Soil-Structure Interaction Effects Modify/Show SSI...

Selected Coefficients  
 User Value for C2   
 User Value for Cm

Items Visible On Plot  
 Show Capacity Curve Color: ■  
 Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve Color: ■  
 Reset Default Colors

Update Plot Set Axis Labels and Range...  
 OK Cancel

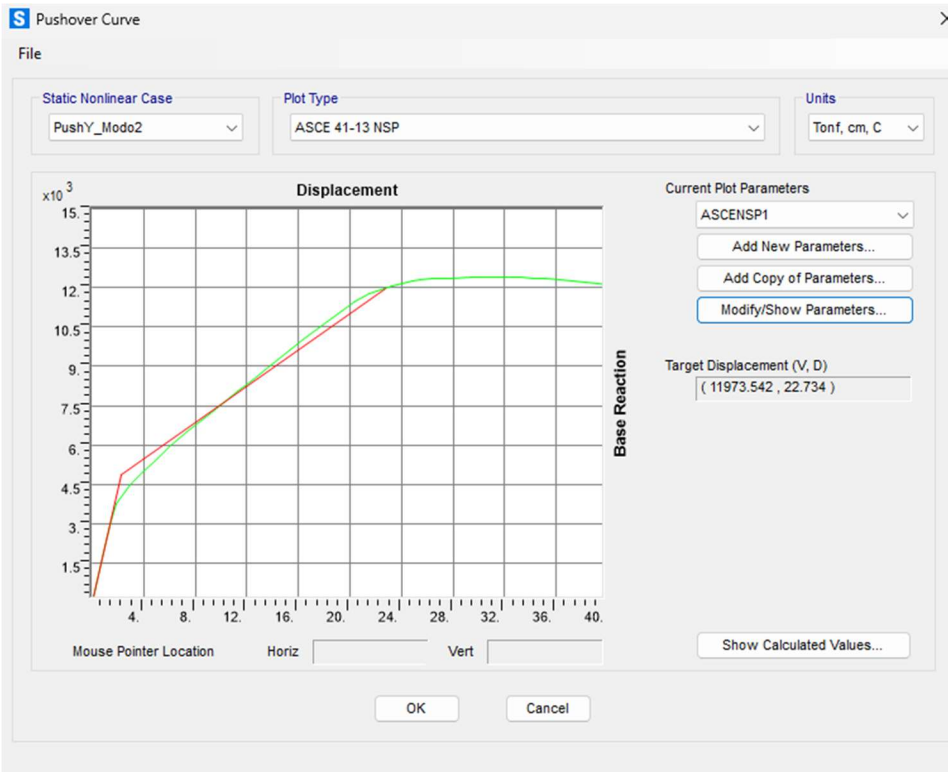
**S Calculated Items**

Edit

Units: Tonf, cm, C

Item	Value
C0	1.2838
C1	1.8886
C2	1.4604
Sa	1.9841
Te	0.36
Ti	0.36
Ki	2128.6155
Ke	2128.6155
Alpha	0.1632
uStrength	7.9089
Vy	4869.1762
Dy	2.2875
Weight	19408.982
Cm	1.

Done



**Figura 390: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro de sitio  $T_r = 2475$  años, suelo tipo III**

*Espectros regionales, suelo tipo I*

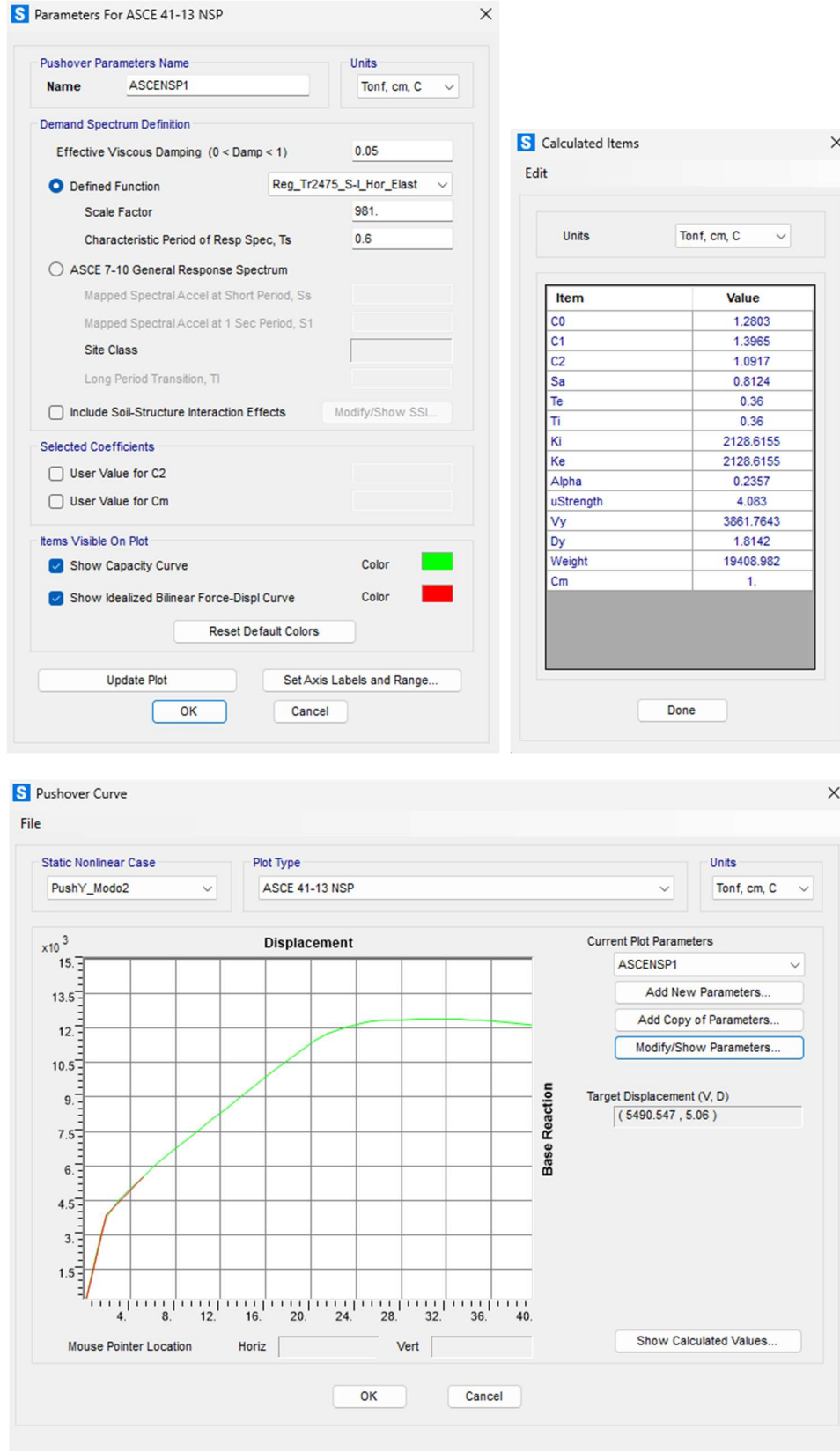
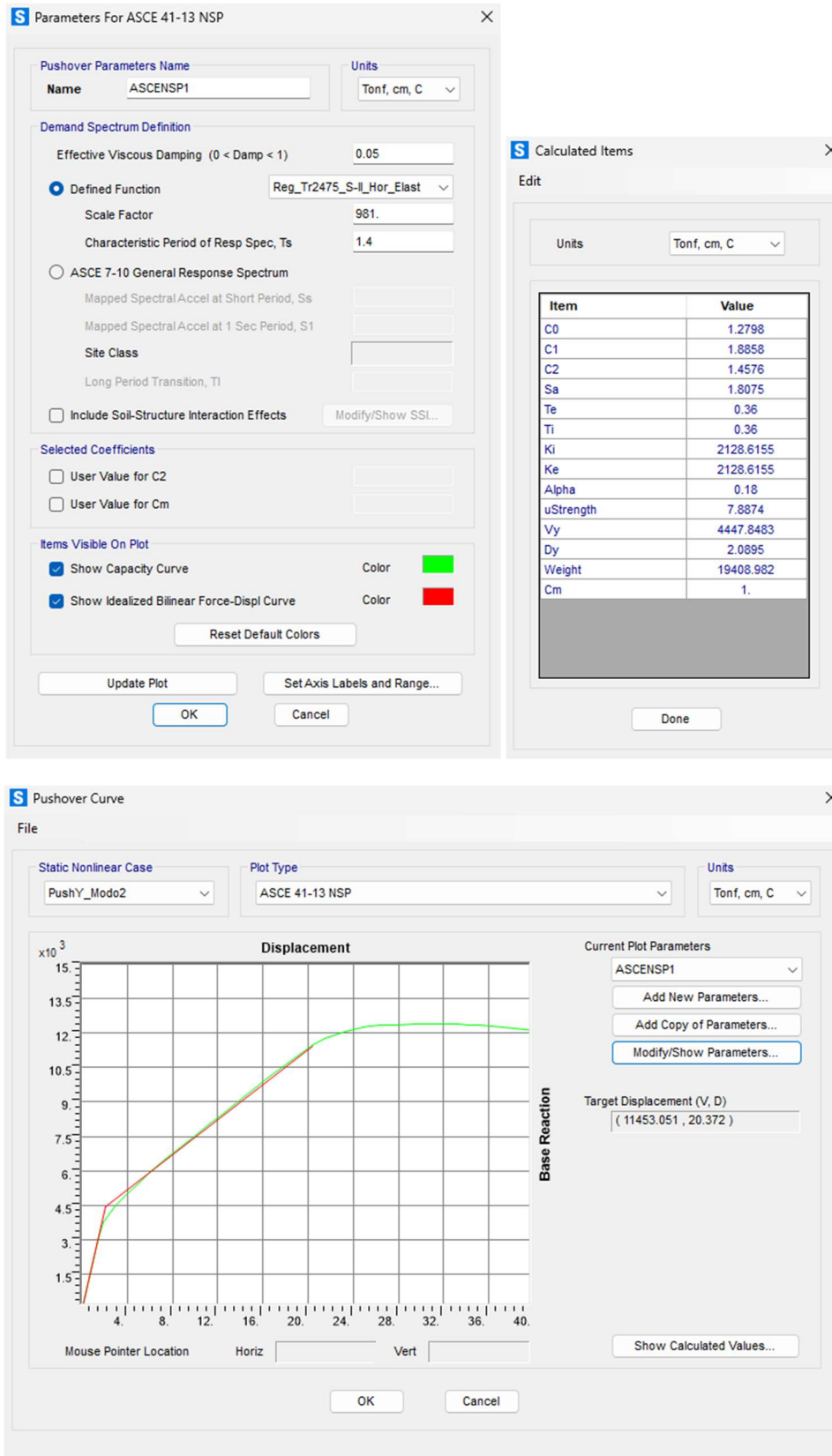


Figura 391: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional Tr = 2475 años, suelo tipo I

*Espectros regionales, suelo tipo II*



**Figura 392: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 2475$  años, suelo tipo II**

*Espectros regionales, suelo tipo III*

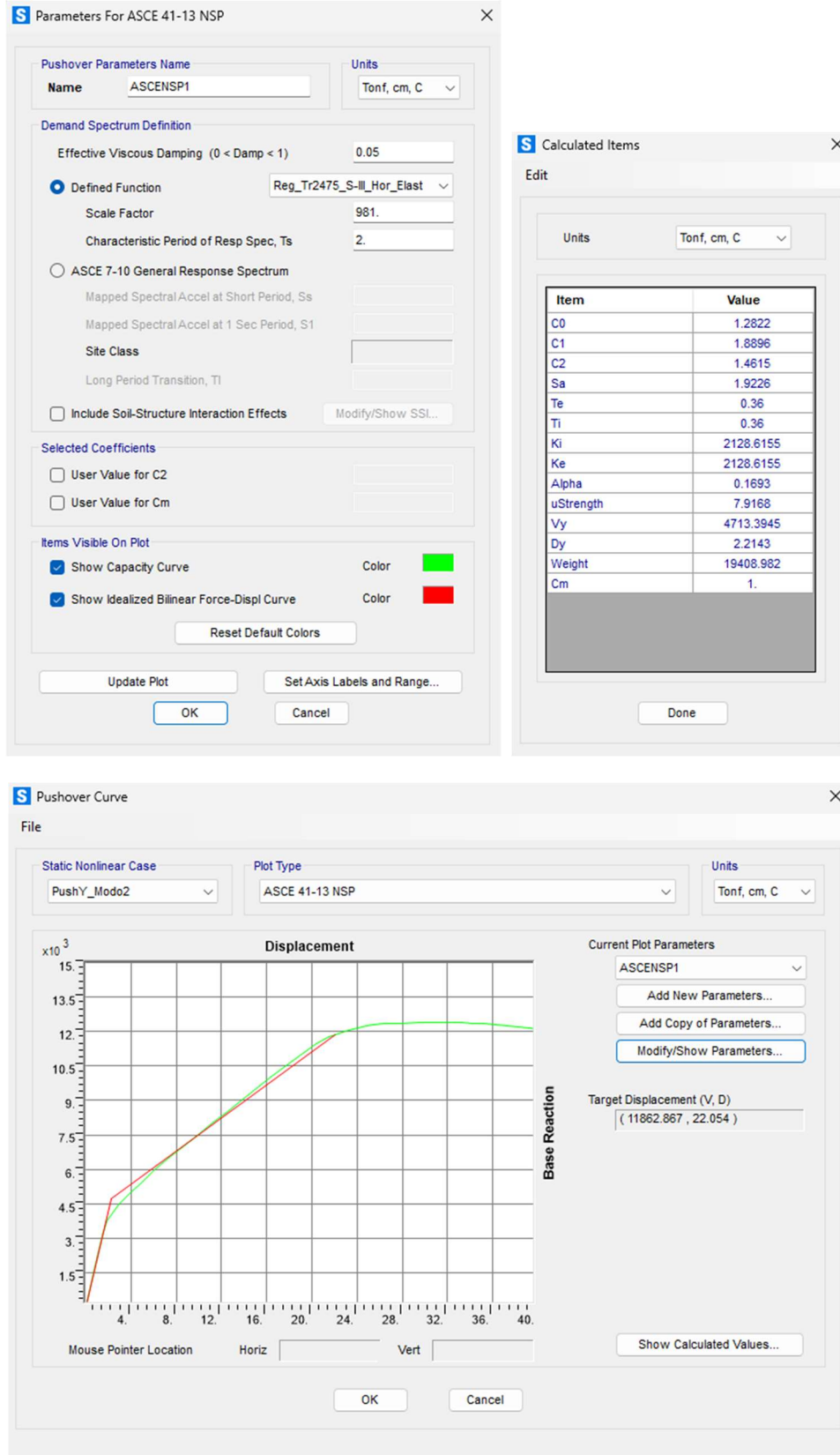
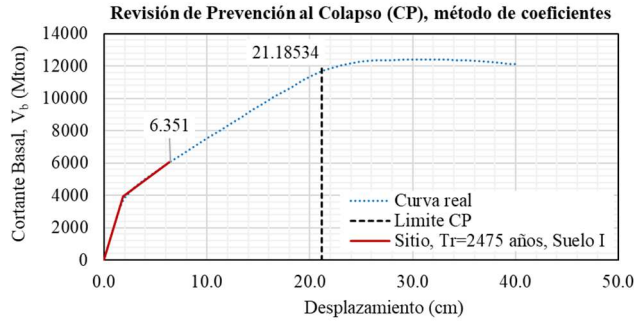
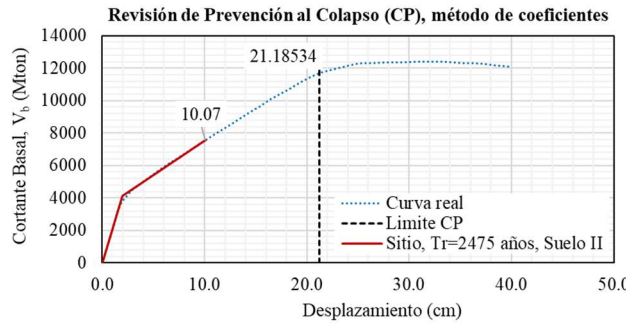
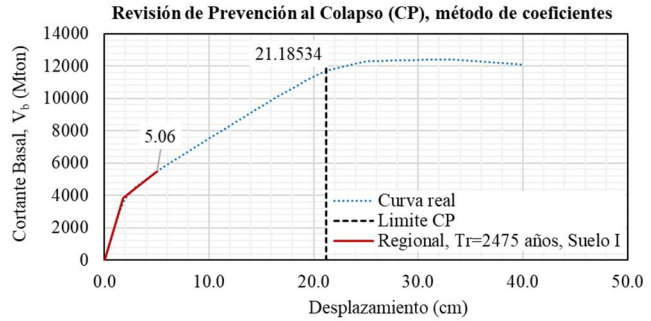


Figura 393: Espectro objetivo, método de coeficientes, espectro regional  $T_r = 2475$  años, suelo tipo III

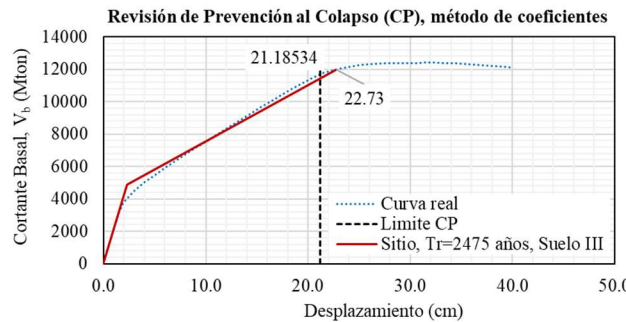
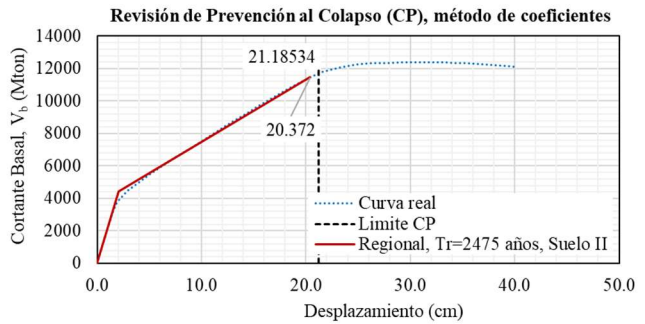
Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad



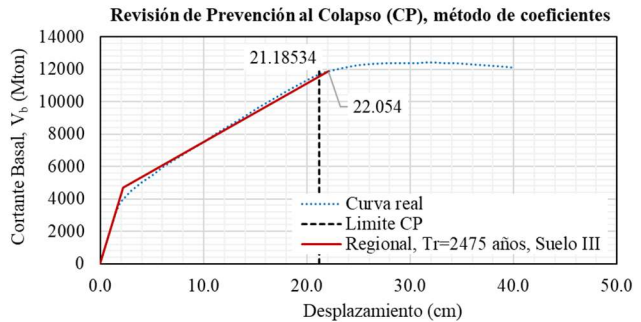
**Figura 394: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, Tr=2475 años, Suelo I**



**Figura 395: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, Tr=2475 años, Suelo II**



**Figura 396: Revisión del nivel de desempeño CP, curva de capacidad, Tr=2475 años, Suelo III**



Se observa que los espectros de sitio y regionales para suelo tipo III no cumplen con el nivel de desempeño, mientras que los espectros de sitio y regionales para suelo tipo I y II cumplen.

Revisión del nivel de desempeño LS, Distorsiones

Las distorsiones se calculan con una altura total H=7m, obteniendo:

e) Distorsión total, espectro de sitio

- a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 6.351\text{cm}/700\text{cm} = 0.0091 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (6.351\text{cm}-1.8498\text{cm})/700\text{cm} = 0.0064 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)
- b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 10.07\text{cm}/700\text{cm} = 0.0144 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (10.07\text{cm}-1.9347\text{cm})/700\text{cm} = 0.0116 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)
- c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 22.73\text{cm}/700\text{cm} = 0.0325 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (22.73\text{cm}-2.2875\text{cm})/700\text{cm} = 0.0292 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)

f) Distorsión total, espectros regionales

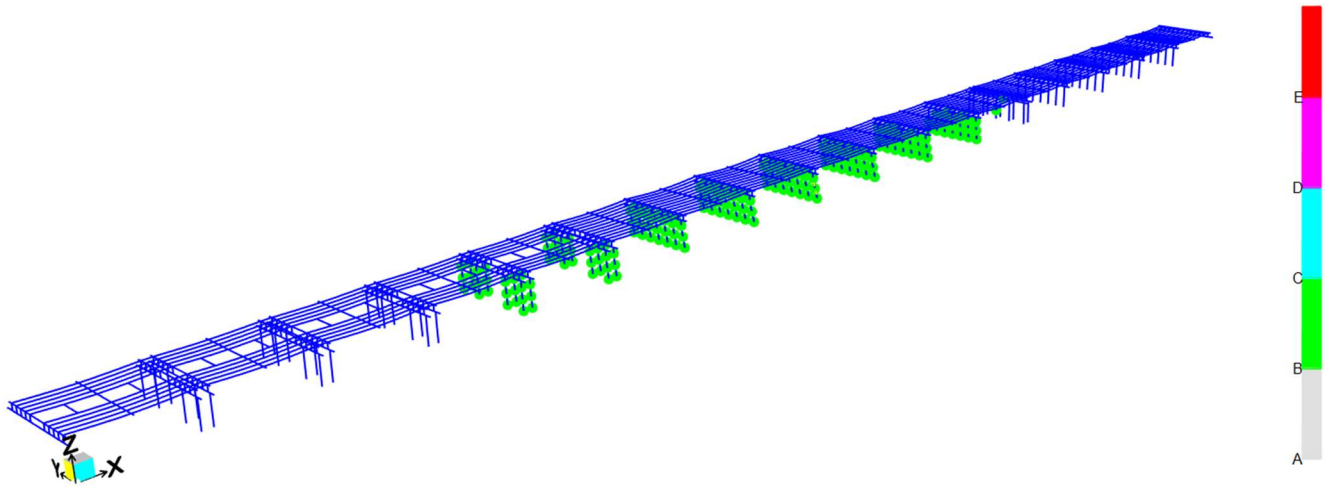
- a. Suelo tipo I:  $\gamma_{total} = 5.06\text{cm}/700\text{cm} = 0.0072 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (5.06\text{cm}-1.8142\text{cm})/700\text{cm} = 0.0046 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)
- b. Suelo tipo II:  $\gamma_{total} = 20.372\text{cm}/700\text{cm} = 0.0291 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (20.372\text{cm}-2.0895\text{cm})/700\text{cm} = 0.0261 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)
- c. Suelo tipo III:  $\gamma_{total} = 22.054/700\text{cm} = 0.0315 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)  
 $\gamma_{inelastico} = (22.054\text{cm}-2.2143\text{cm})/700\text{cm} = 0.0283 < \gamma_{permissible} = 0.04$  (Cumple)

### 4.3.3 Revisión de las articulaciones plásticas

En este caso, se revisa las articulaciones plásticas para comprobar si el nivel de desempeño cumple de forma local.

#### Revisión del nivel de desempeño IO, espectro de sitio

Se muestra el desplazamiento en el step 8 = 2.931cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.

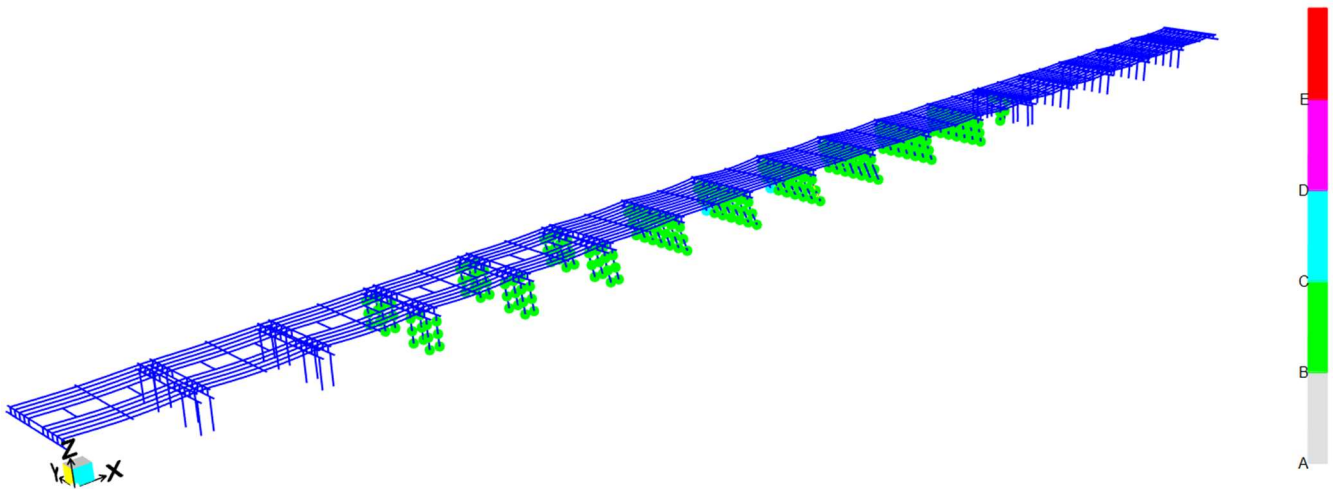


**Figura 397: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio  $T_r=475$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos B y C. Por lo tanto, cumple.

#### Revisión del nivel de desempeño IO, espectro regional

Se muestra el desplazamiento en el step 16 = 16.39cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.

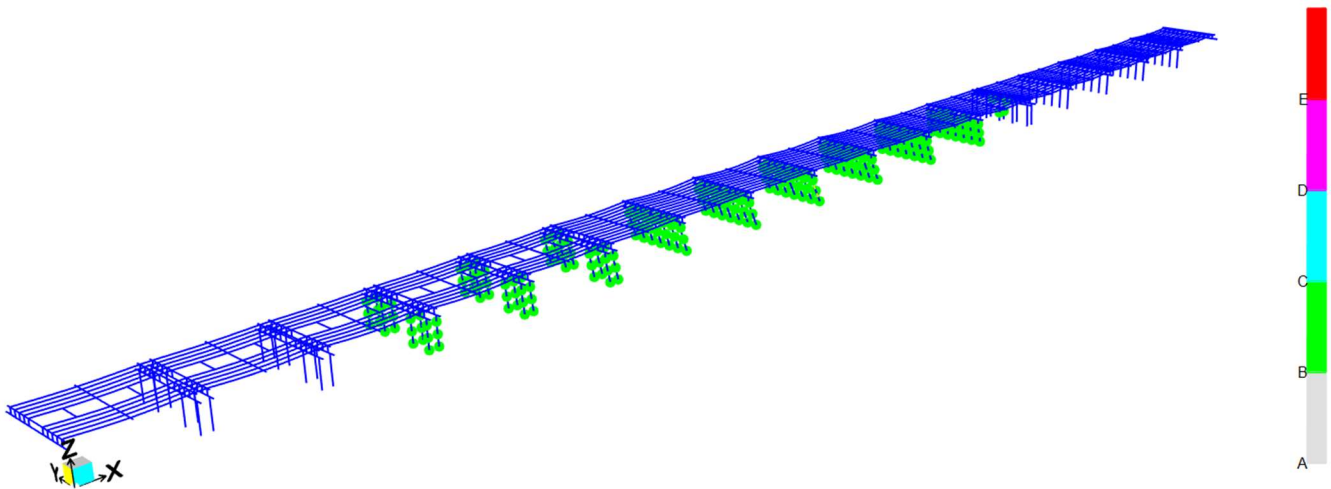


**Figura 398: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales  $T_r=475$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos C y D en algunas columnas. Por lo tanto, no cumple.

Revisión del nivel de desempeño LS, espectro de sitio

Se muestra el desplazamiento en el step 13 = 13.38cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.

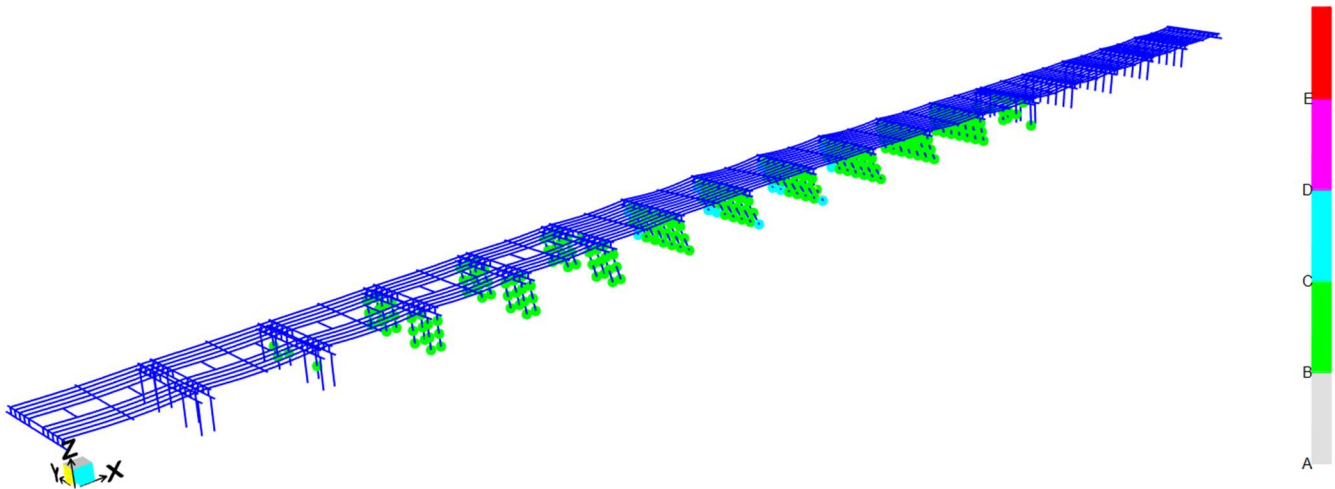


**Figura 399: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio  $T_r=975$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos B y C. Por lo tanto, cumple.

Revisión del nivel de desempeño LS, espectro regional

Se muestra el desplazamiento en el step 19 = 20.40cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.

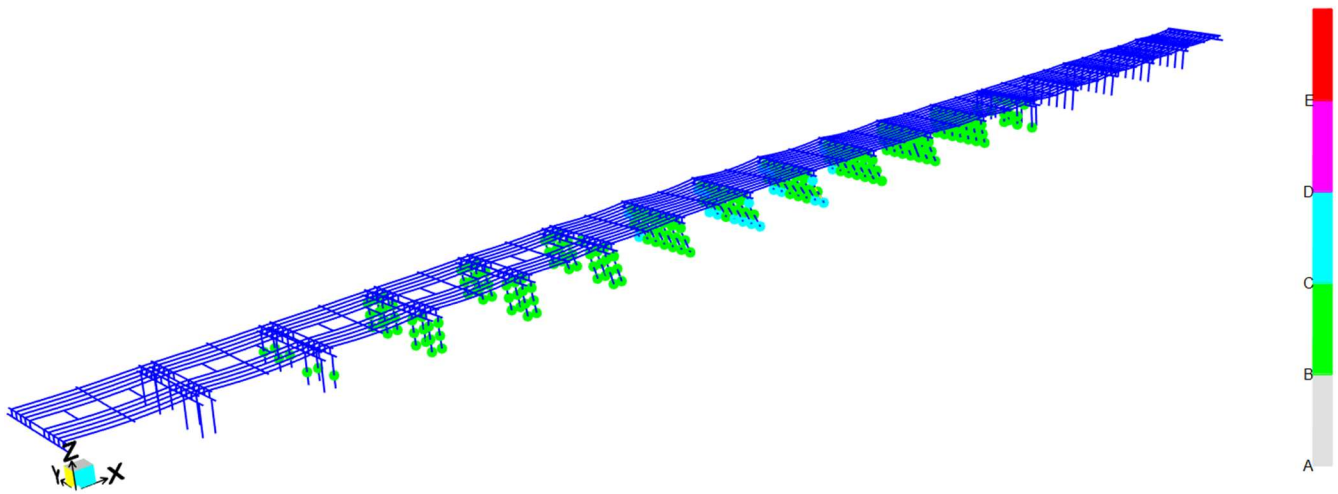


**Figura 400: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales  $T_r=975$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos C y D en algunas columnas. Por lo tanto, no cumple.

Revisión del nivel de desempeño CP, espectro de sitio

Se muestra el desplazamiento en el step 20 = 21.47cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.

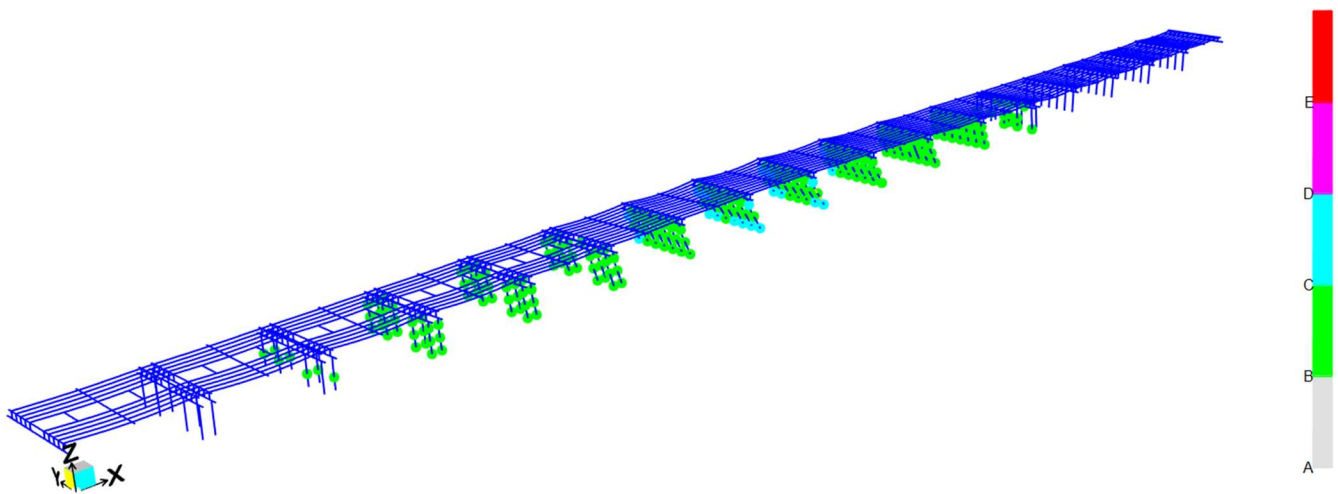


**Figura 401: Generación de las articulaciones plásticas, espectro de sitio  $T_r=2475$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos C y D en algunas columnas. Por lo tanto, no cumple.

Revisión del nivel de desempeño CP, espectro regional

Se muestra el desplazamiento en el step 20 = 21.47cm con las articulaciones plásticas en los colores mostrados en la figura.



**Figura 402: Generación de las articulaciones plásticas, espectros regionales  $T_r=2475$  años**

Se observa que, para este desplazamiento, cubre los suelos tipo III y las articulaciones plásticas están en fluencia entre puntos C y D en algunas columnas. Por lo tanto, no cumple.

### 4.3.4 Cumplimiento de la matriz de desempeño

Se revisa la matriz de desempeño para cada tipo de cargas sísmicas.

#### Matriz de desempeño, suelo I

Se observa que los espectros de sitio y los espectros regionales para suelos tipo I, el puente cumple con los tres niveles de desempeño.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				Cumple

**Figura 403: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo I**

Se observa que los espectros de sitio y los espectros regionales para suelos tipo I, el puente cumple con los tres niveles de desempeño.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				Cumple

**Figura 404: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo I**

#### Matriz de desempeño, suelo II

Se observa que los espectros de sitio para suelos tipo II, el puente cumple con los tres niveles de desempeño, mientras que, para los espectros regionales, no cumple con IO y LS.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				Cumple

**Figura 405: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo II**

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		No Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			No Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				Cumple

Figura 406: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo II

Matriz de desempeño, suelo III

Se observa que los espectros de sitio para suelos tipo III, el puente no cumple con los niveles de desempeño LS y CP, mientras que, para los espectros regionales, no cumple con ningún nivel de desempeño.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			No Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				No Cumple

Figura 407: Verificación de la matriz de desempeño, espectros de sitio, suelo III

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Operacional, OP (Operational)	Ocupación Inmediata, IO (Immediate Occupancy)	Seguridad de Vida, LS (Life Safety)	Prevención al Colapso, CP (Collapse Prevention)
FRECUENCIA DEL SISMO	Ocasional $T_r = 475$ años		No Cumple		
	Raro $T_r = 975$ años			No Cumple	
	Muy raro $T_r = 2475$ años				No Cumple

Figura 408: Verificación de la matriz de desempeño, espectros regionales, suelo III



#### 4.4 Conclusiones

El desarrollo de la ingeniería sísmica basada en desempeño utilizando los espectros de sitio, se aplicaron para la revisión estructural del puente Santo Domingo, mostrando las siguientes conclusiones:

- a) Se desarrollaron curvas de capacidad para el puente Santo Domingo en condiciones completamente sanas y con la condición actual, donde un eje de columnas cuenta con el recubrimiento desprendido, mostrando como resultados las cortantes basales y los desplazamientos en el nodo control con valores muy similares, indicando que el puente con ligeros daños tiene una menor capacidad a corte, pero sin afectar de forma importante.
- b) Considerando armados cercanos a los mínimos requeridos tanto en las columnas como en los cabezales, el puente tiene una ductilidad  $R$  muy alta, dando la oportunidad de contar con una buena liberación de energía para sismos. Sin embargo, el armado de refuerzo fue propuesto por la falta de información y si la evidencia muestra un armado superior, la ductilidad  $R$  se verá disminuida.
- c) La comprobación del diseño de los elementos se realizó utilizando un espectro ER con periodo de retorno  $T_r=450$  años, tal cual lo ofrece el software PRODISIS en su mapa de peligro sísmico probabilista. Sin embargo, se utilizó una sobrerresistencia de 3.0 de acuerdo con AASHTO LRFD en lugar de 1.5 como lo muestra el MDOC Sismo CFE 2015. Bajo esta condición, algunas columnas tuvieron una relación de demanda/capacidad superior a 0.7, indicando que se usaron las cargas sísmicas del MDOC Sismo CFE en su versión de 1993, siendo información obsoleta y con cargas sísmicas muy bajas en comparación con el reglamento actual.
- d) Los espectros regionales y de sitio que se desarrollaron en la sección 3.4.5 muestran reducciones en los valores de aceleración espectral y el tamaño de la meseta de forma considerablemente, a excepción de los suelos tipo I con todos los periodos de retorno y los suelos tipo III con periodos de retorno  $T_r = 2475$  años, mostrando aceleraciones espectrales mayores, lo que sugiere desarrollar una posible revisión de los parámetros de espectros regionales.
- e) Los resultados de la ingeniería sísmica basada en desempeño en conjunto con los espectros de sitio de la sección 4.3.4 muestran que, para los suelos tipo I y II, se cumplen con todos los niveles de desempeño, mientras que para los suelos tipo III, no cumplen para la condición de Prevención al Colapso (CP). Por otro lado, utilizando los espectros regionales, se cumple con los niveles de desempeño para los suelos tipo I; mientras que para los suelos tipo II, solamente cumple la condición de Prevención al Colapso (CP); finalmente para suelos tipo III, no cumple con ningún nivel de desempeño. Esto comprueba la mejora de utilizar espectros de sitio para el análisis del puente.
- f) Comparando los resultados de desempeño entre espectros sísmicos y regionales, la toma de decisiones para la rehabilitación estructural cambia considerablemente, ya que los espectros de sitio muestran unos resultados del puente que solo requieren acciones de rehabilitación para el caso más desfavorable, es decir, suelo tipo III y periodo de retorno  $T_r = 2475$  años, mientras que los espectros regionales muestran muchas condiciones de falla. Esto ayuda mucho a la economía y niveles operacionales del puente.
- g) El desarrollo de la matriz de desempeño en conjunto con las gráficas de curvas de capacidad, ayudan de forma sencilla en la toma de decisión para evidenciar si un puente está sano o si requiere alguna acción de rehabilitación, principalmente con técnicos o constructores que no están familiarizados con el proceso de ingeniería.
- h) Finalmente, se presentan diferentes escenarios de suelo demostrando que el puente se encuentra en condiciones óptimas para seguir operando con la condición actual de un eje de columnas reducidas. Sin embargo, es importante corroborar los resultados con un estudio de suelos real del sitio, ayudando a descartar la condición más desfavorable estudiada, es decir, suelo tipo III con  $T_r=2475$  años, siendo el nivel de desempeño de la prevención al colapso que no cumple por requerimiento del método, cumpliendo con la hipótesis desarrollada al inicio del documento.

## 5.0 Referencias

1. *Servicio Sismológico Nacional, SSN*. Disponible en línea: <http://www.ssn.unam.mx/> (ingresado el 30/Abril/2023).
2. *U.S. Geological Survey, USGS*. Earthquake Hazard Maps, Search Earthquake Catalog. Disponible en línea: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/> (ingresado el 30/Abril/2023).
3. Instituto de Investigaciones Eléctricas, IIE. *Programa de Diseño Sísmico, PRODISIS*. Comisión Federal de Electricidad: Ciudad de México, México, 2015.
4. Hernández, U.M.; Rocha, L.E.P. Aguilera, M.D.; Alarcón, M.A. MDOC CFE 2015. Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo, Recomendaciones. En el *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad: Ciudad de México, México, 2015.
5. Hernández, U.M.; Rocha, L.E.P. Aguilera, M.D.; Alarcón, M.A. MDOC CFE 2015. Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo, Comentarios. En el *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad: Ciudad de México, México, 2015.
6. Hernández, U.M.; Rocha, L.E.P. Aguilera, M.D.; Alarcón, M.A. MDOC CFE 2015. Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo, Ayudas de Diseño. En el *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad: Ciudad de México, México, 2015.
7. *ACI 318-19*. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2019.
8. *AASHTO LRFD 2020*. LRFD Bridge Design Specification. American Association of State Highway and Transportation Officials: Washington, DC, USA, 2020.
9. *FEMA 440*. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 2005.
10. *ASCE/SEI 41-17*. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers: Reston, VA, USA, 2017.
11. *Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT*. Dirección General de Conservación de Carreteras. Puentes de la Red Federal de Carreteras. Disponible en línea: <https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/puentes-de-la-red-federal-de-carreteras/> (ingresado el 2/Mayo/2023).
12. *La Jornada de Baja California*. Reportan posible daño por lluvias en puente del sur de Ensenada. Disponible en línea: <https://jornadabc.mx/tijuana/15-02-2019/reportan-posible-dano-por-lluvias-en-puente-del-sur-de-ensenada> (ingresado el 2/Mayo/2023).
13. *Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales*. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Ciclones tropicales 2022, Huracán Kay del Océano Pacífico del 4 al 9 de septiembre de 2022. Disponible en línea: <https://smn.conagua.gob.mx/tools/DATA/Ciclones%20Tropicales/Ciclones/2022-Kay.pdf> (ingresado el 2/Mayo/2023).
14. *Servicio Sismológico Nacional, SSN*. Reporte especial: Sismo del 22 de noviembre de 2022, Baja California (M 6.2). Disponible en línea: [http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2022/SSNMX\\_rep\\_esp\\_20221122\\_BajaCalifornia\\_M62.pdf](http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2022/SSNMX_rep_esp_20221122_BajaCalifornia_M62.pdf) (ingresado el 2/Mayo/2023).
15. *ASCE/SEI 7-16*. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA, USA, 2017.
16. *FEMA P-58-1*. Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, 2nd Edition. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 2018.
17. Rodríguez Serquén, A. *Puentes con AASHTO LRFD 2020*. 9na Edición, Prometeo Editores Desencadenado: Perú, Perú, 2022.
18. Barker, R.M.; Puckett, J.A. *Design of Highway Bridges, An LRFD Approach*. 3rd Edition, John Wiley & Sons: Hoboken, NJ, USA, 2013.
19. Gonzalez, A.; Schorr, M.; Valdez, B.; Mungaray, A. Chapter 6: Bridges: Structures and Materiales, Ancient and Modern. In *Infrastructure Management and Construction*. Intechopen: London, UK, 2020.
20. López, A.; Muñoz, C.J.; Navarro, D.P.; Pérez, L.E.; Fernández, M.A. MDOC CFE 2015. Capítulo C.1.4: Diseño por Viento, Sección C: Estructuras Tema 1: Criterios Generales de Análisis y Diseño. En el *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad: Ciudad de México, México, 2020.
21. Wright, J.K.; MacGregor, J.G. *Reinforced Concrete Mechanics & Design*. 6 Edition, Pearson Education Inc: Upper Saddle River, NJ, USA, 2012.
22. Tena Colunga, A. *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. 1 Edición, Limusa: Ciudad de México, México, 2007.
23. Yang, T.Y. *Finite Element Structural Analysis*. 1st Edition, Prentice Hall: MI, USA, 1984.
24. McGuire, W.; Gallagher, R.H.; Ziemian, R.D. *Matrix Structural Analysis*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc: NY, USA, 2000.
25. Paz, M.; Leigh, W. *Structural Dynamics, Theory and Computation*. 5th Edition, Kluwer Academic Publishers: Orlando, FL, USA, 2004.



26. Chopra, A.K. Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4th Edition, Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ, USA, 2012.
27. Rao, S.S. Mechanical Vibrations. 5th Edition, Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ, USA, 2011.
28. Chapra, S.C.; Canale, R.P. *Métodos numéricos para ingenieros*. 5 Edición, McGraw Hill: Ciudad de México, México, 2007.
29. Kreyszig, E.; Kreyszig, H.; Norminton, E.F. *Advanced Engineering Mathematics*. 10 Edition, John Wiley & Sons Inc: NY, USA, 2020.
30. The MathWorks, Inc. *MATLAB version 9.13.3 (R2022b)*. Disponible en línea: <https://www.mathworks.com/> (Ingresado el 19/Mayo/2023).
31. Dassault Systems, Scilab. *Scilab version 2023.0.0*. Disponible en línea: <https://www.scilab.org/> (Ingresado el 19/Mayo/2023).
32. PTC Mathcad. PTC Mathcad versión prime 9. Disponible en línea: <https://www.mathcad.com/en> (Ingresado el 19/Mayo/2023).
33. Clough, R.W.; Penzien, J. Dynamics of Structures. 3rd Edition, Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA, USA, 1995.
34. Gonzalez, A.; Calderon, J. *An Overview of the Seismic Elastic Response Spectra and Their Application According to Mexican, U.S., and International Building Codes*. MDPI Applied Science, 2022, 12, 3472. <https://doi.org/10.3390/app12073472>
35. Earthquake Engineering Software Solutions, SEISMOSOFT. *Earthquake Software for Artificial Accelerograms Generations, SeismoArtif*. Disponible en línea: <https://seismosoft.com/products/seismoartif/> (Ingresado el 22/Mayo/2023).
36. Computers and Structures, Inc. Structural Analysis Program, *SAP2000 version 2024.0.0*. Disponible en línea: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000> (Ingresado el 22/Mayo/023).
37. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER. *Peer Ground Motion Database*. Disponible en línea: <https://ngawest2.berkeley.edu/site> (Ingresado el 22/Mayo/2023).
38. Kramer, S.L. Chapter 7: Ground Response Analysis. In *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1st Edition, Prentice Hall: Hoboken, NJ, USA; pp. 254-307.
39. Hashash, Y.; Musgrove M.; Harmon, J.; Ilhan, O.; Xing, G.; Numanoglu, O.; Groholski, D.; Phillips, C.; Park, D. DEEPSOIL 7.0, User Manual: Urbana, IL, USA, 2020. Disponible en línea: <http://deepsoil.cee.illinois.edu/> (Ingresado el 22/Mayo/2023).
40. *ANSI/AISC 341-16*. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA, 2016.
41. American Society of Civil Engineers, ASCE. *ASCE 7 Hazard Tool*. Disponible en línea: <https://asce7hazardtool.online/> (Ingresado el 25/Mayo/2023).
42. *ASCE/SEI 7-22*. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA, USA, 2022.
43. AASHTO 2009. *AASHTO 2009 Web Service Documentation*. Disponible en línea: <https://earthquake.usgs.gov/ws/designmaps/aashto-2009.html> (Ingresado el 26/Mayo/2023).
44. Naeim, F. Chapter 10: Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, In *the Seismic Design Handbook*. 2nd Edition, Springer: Switzerland, AG, 2001.
45. California Department of Transportation. *CALTRANS Seismic Design Criteria*, version 2.0. Sacramento, CA, USA, 2019.
46. Paulay, T.; Priestley, M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1st Edition, John Wiley & Sons, Inc: NY, USA, 1992.
47. Gere J.M.; Goodno, B.J. *Mecánica de Materiales*. 8va Edición, Cengage Learning: Ciudad de México, México, 2013.
48. Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August 1988.
49. *ATC-40*. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1. Applied Technology Council: Redwood City, CA, USA, 1996.
50. *FEMA 273*. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 1997.
51. *FEMA 274*. NEHRP Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 1997.
52. *SEAOC-1999 Blue Book*. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. Structural Engineers Association of California: Sacramento, CA, USA, 1999.