



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN APLICADA**

**PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**  
**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**SISMO RESISTENTES**

**TEMA:**  
**DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ANÁLISIS NO LINEAL DE**  
**UN EDIFICIO DE GRAN ALTURA EN LA CIUDAD DE QUITO.**

**AUTOR:**  
**ING. SAMANTHA ELIZABETH PAUCARINA BUSTAMANTE**

**TUTOR:**  
**ING. MSC. NICOLAS BOWEN MORA PEREZ**

**QUITO, AGOSTO DEL 2024**

### **Dedicatoria**

Ante todo, gracias a mis padres Jhony y Amanda por su amor y apoyo incondicional. Ellos son el pilar fundamental para culminar con éxito esta etapa de mi vida.

Y a mi hermana Camila, quien me ha llenado de alegrías y apoyo en todo momento.

### **Agradecimientos**

Quiero agradecer profundamente a mi tutor, el Ing. Msc. Nicolás Mora Bowen, por compartir conmigo su vasto conocimiento, su valiosa guía y su constante motivación, sin los cuales este trabajo de titulación no habría sido posible.

Y también quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Ing. Geovanni Gallegos, quien me brindó su apoyo y paciencia en mi proceso de aprendizaje, contribuyendo de manera significativa al desarrollo de este trabajo.

## Contenido

CAPÍTULO I .....	14
Introducción .....	14
Justificación .....	16
Planteamiento del problema.....	19
Objetivos .....	20
Objetivo General .....	20
Objetivos Específicos .....	20
Alcance .....	20
Metodología .....	21
Marco Teórico y Conceptual .....	21
CAPITULO II.....	23
Propiedades Geométricas y Características de la edificación.....	23
Códigos usados para el Análisis y Diseño .....	27
Ingreso de materiales .....	28
Ingreso de secciones .....	30
Vigas.....	30
Columnas.....	32
Losa .....	38
Agrietamiento utilizado .....	39
Cargas Establecidas .....	39
Cargas Gravitacionales.....	40
Definición de cargas .....	41
Carga Sísmica .....	48
Análisis Estructural.....	48
Generalidades .....	48
Factor de reducción R .....	49
Factor de importancia.....	50
Determinación de los valores de movimiento sísmico en el suelo.....	51
Determinación Coeficientes de sitio .....	52
Determinación espectro de respuesta en base al código ASCE 7-10.....	53

Determinación de irregularidades horizontales de acuerdo con la norma ASCE/SE 7-22, Sección 12.3.1. ....	57
Determinación de irregularidades verticales de acuerdo con la norma ASCE/SE 7-22, Sección 12.3.2. ....	60
Análisis estructural seleccionado. ....	61
Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de fuerza estática equivalente, sección 12.8 ASCE/SEI 7-10. ....	61
Cortante basal dinámico .....	66
Análisis modal espectral.....	67
Aplicación de Cargas Sísmicas .....	68
Derivas de Piso.....	72
CAPITULO III .....	75
Combinaciones de Carga Usadas para el Diseño por Resistencia. ....	75
Diseño de Muros .....	77
Consideraciones de diseño .....	78
Diseño Muro 1.....	84
Diseño Muro 2.....	104
Diseño Muro 3.....	125
Resumen Geometría y Armados de Muros.....	145
Muro 1 .....	145
Muro 2.....	145
Muro 3.....	148
Diseño Vigas de Acople .....	149
Consideraciones de Diseño .....	149
Viga de Acople Tipo A .....	153
Viga de Acople Tipo B.....	161
Viga de Acople Tipo C.....	169
CAPITULO IV .....	178
Análisis Estático No Lineal .....	178
Objetivos de Desempeño .....	178
Espectros Sísmicos Normativos.....	181
Curvas Constitutivas del Material.....	182
• Acero de Refuerzo .....	183

• Hormigón No Confinado .....	184
• Hormigón Confinado .....	187
Modelo definido para Análisis No lineal Estático en Muros .....	192
Aplicación .....	194
Muro 1 .....	197
Muro 2 .....	200
Muro 3 .....	203
Definición de Casos de Carga .....	204
Validación del Modelo .....	207
Muro 1 .....	208
Muro 2 .....	209
Muro 3 .....	210
Curvas de Capacidad .....	212
Modo de Falla .....	224
Muro 1 .....	224
Muro 2 .....	224
Muro 3 .....	224
Verificación de Desempeño .....	225
BSE2-N .....	226
Muro 1 .....	226
Muro 2 .....	226
Muro 3 .....	227
BSE1-N .....	228
Muro 1 .....	228
Muro 2 .....	229
Muro 3 .....	229
CAPITULO V .....	231
Conclusiones .....	231
Recomendaciones .....	232
Referencias .....	234

## Índice de Figuras

Figura No. 1 Vista 3D .....	23
Figura No. 2 Planta Subsuelo .....	24
Figura No. 3 Planta Baja .....	24
Figura No. 4 Planta Tipo N+5.20 a N+27.88 .....	25
Figura No. 5 Planta Tipo N+31.12 a N+40.84 .....	25
Figura No. 6 Planta Tipo N+44.08 a N+57.04 .....	26
Figura No. 7 Planta Terraza.....	26
Figura No. 8 Planta Cubierta .....	27
Figura No. 9 Definición Hormigón 280 kg/cm <sup>2</sup> .....	29
Figura No. 10 Definición Hormigón 350 kg/cm <sup>2</sup> .....	29
Figura No. 11 Viga 30x55 .....	30
Figura No. 12 Viga 40x55 .....	30
Figura No. 13 Agrietamiento de vigas .....	31
Figura No. 14 Columna 40x100- 2.70% .....	32
Figura No. 15 Columna 50x80-1.40% .....	32
Figura No. 16 Columna 50x78-2.09% .....	33
Figura No. 17 Columna 50x100-3.86% .....	33
Figura No. 18 Columna 50x100-4.18% .....	34
Figura No. 19 Columna 50x120-3.49% .....	34
Figura No. 20 Columna 60X80-1.17%.....	35
Figura No. 21 Columna 60x80-1.90% .....	35
Figura No. 22 Columna 60x100-2.29% .....	36
Figura No. 23 Columna 60x100-3.75% .....	36
Figura No. 24 Columna 60x120-3.57% .....	37
Figura No. 25 Agrietamiento Columnas .....	37
Figura No. 26 Losa N25 .....	38
Figura No. 27 Agrietamiento Losa.....	38
Figura No. 28 Agrietamiento ACI 318-19 .....	39
Figura No. 29 Cargas Vivas ASCE 7-22.....	40
Figura No. 30 Carga Comercial.....	41
Figura No. 31 Carga Cubierta Accesible.....	41
Figura No. 32 Carga Cubierta Inaccesible.....	42
Figura No. 33 Carga Entrepiso.....	42
Figura No. 34 Carga Parqueadero .....	43
Figura No. 35 Carga Piscina.....	43
Figura No. 36 Carga Terrazas Exteriores .....	44
Figura No. 37 Carga Planta Subsuelo.....	44
Figura No. 38 Carga Planta Baja.....	45
Figura No. 39 Carga Entrepiso N+5.20 a N+27.88.....	45
Figura No. 40 Carga Entrepiso N+31.12 a N+40.84.....	46
Figura No. 41 Carga Entrepiso N+44.08 a N+57.04.....	46
Figura No. 42 Carga Cubierta Accesible-Piscina N+60.28.....	47

Figura No. 43 Carga Cubierta Inaccesible N+64.24 .....	47
Figura No. 44 Factor de Importancia .....	50
Figura No. 45 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo Ss y S1 (IGEPN, 2023).....	51
Figura No. 46 Coeficiente de Sitio Fa .....	52
Figura No. 47 Coeficiente de Sitio Fv.....	52
Figura No. 48 Espectro de Respuesta ASCE 7-10 .....	55
Figura No. 49 Espectro de diseño Etabs.....	56
Figura No. 50 Irregularidades Horizontales .....	57
Figura No. 51 Factor de amplificación torsional, Ax.....	58
Figura No. 52 Irregularidades Verticales .....	60
Figura No. 53 Procedimientos analíticos permitidos.....	61
Figura No. 54 Carga Muerta y Peso Propio .....	62
Figura No. 55 Ct y x para el cálculo del Periodo Aproximado .....	63
Figura No. 56 Coeficiente para el límite superior del Período Calculado.....	64
Figura No. 57 Periodo Fundamental obtenido en Etabs.....	64
Figura No. 58 Deriva de Piso Permisible .....	69
Figura No. 59 Ajuste Cortante Basal en x .....	70
Figura No. 60 Ajuste Cortante Basal en y .....	71
Figura No. 61 Esquema Muros.....	82
Figura No. 62 Esquema Muro 1 .....	82
Figura No. 63 Esquema Muro 2 .....	83
Figura No. 64 Esquema Muro 3 .....	83
Figura No. 65 Espesor mínimo del muro .....	85
Figura No. 66 Diseño que gobierna.....	86
Figura No. 67 Cuantía Mínima Acero Longitudinal .....	87
Figura No. 68 No. de capas de Refuerzo Provistas en el Muro.....	87
Figura No. 69 Armado Mínimo.....	88
Figura No. 70 Esfuerzos Muro 1 .....	89
Figura No. 71 Definición de Zonas de Confinamiento .....	89
Figura No. 72 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde.....	90
Figura No. 73 Cuantía Mínima Refuerzo Longitudinal en Cabezales .....	90
Figura No. 74 Cuantía Mínima Acero Longitudinal Cabezales .....	91
Figura No. 75 Sección Muro 1 .....	92
Figura No. 76 Combinación Crítica .....	93
Figura No. 77 Diagrama de Interacción Muro 1 .....	93
Figura No. 78 Datos Muro 1.....	94
Figura No. 79 Refuerzo Horizontal Propuesto Muro 1 .....	95
Figura No. 80 Resistencia a Corte del Concreto .....	95
Figura No. 81 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica.....	96
Figura No. 82 Corte de Acero de Refuerzo.....	96
Figura No. 83 Cortante Nominal .....	96
Figura No. 84 Cortante Máximo Permitido.....	97

Figura No. 85 Cortante Último de Diseño.....	97
Figura No. 86 Cabezal Muro 1 .....	98
Figura No. 87 Datos Cabezal.....	98
Figura No. 88 Distancias de confinamiento .....	99
Figura No. 89 Espaciamiento Refuerzo Transversal .....	101
Figura No. 90 Cuantía de Acero Transversal en Elementos de Borde .....	102
Figura No. 91 Diseño Cabezal Muro 1 .....	104
Figura No. 92 Espesor Mínimo Muro .....	105
Figura No. 93 Diseño que Gobierna.....	106
Figura No. 94 Cuantía Mínima Requerida .....	107
Figura No. 95 No. de Capas de Refuerzo .....	107
Figura No. 96 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal en el Alma .....	108
Figura No. 97 Definición de Zonas de Confinamiento .....	108
Figura No. 98 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde.....	109
Figura No. 99 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal en Cabezales.....	109
Figura No. 100 Cuantía Mínima.....	110
Figura No. 101 Sección Muro 2 .....	111
Figura No. 102 Diagrama de Interacción P-M3 Muro 2 .....	113
Figura No. 103 Diagrama de Interacción M2-M3 Muro 2.....	114
Figura No. 104 Datos Muro 2.....	115
Figura No. 105 Refuerzo Horizontal Propuesto .....	115
Figura No. 106 Corte en el Concreto.....	116
Figura No. 107 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica.....	116
Figura No. 108 Corte de Acero de Refuerzo .....	117
Figura No. 109 Corte Calculado.....	117
Figura No. 110 Corte Máximo Permitido.....	117
Figura No. 111 Cortante Último de Diseño.....	118
Figura No. 112 Cabezal Muro 2 .....	119
Figura No. 113 Datos Cabezal.....	119
Figura No. 114 Distancias de Confinamiento .....	120
Figura No. 115 Espaciamiento Refuerzo Transversal .....	122
Figura No. 116 Cuantía Acero Transversal .....	123
Figura No. 117 Diseño Cabezal Muro 2.....	125
Figura No. 118 Diseño que Gobierna.....	126
Figura No. 119 Cuantía Mínima Requerida en el Alma.....	127
Figura No. 120 No. de Capas de Refuerzo .....	128
Figura No. 121 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal.....	128
Figura No. 122 Esfuerzos Muro 3 .....	129
Figura No. 123 Definición de Zonas de Confinamiento .....	129
Figura No. 124 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde .....	130
Figura No. 125 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal.....	130
Figura No. 126 Cuantía Mínima.....	131
Figura No. 127 Sección Muro 3 .....	132

Figura No. 128 Combinación de Carga Critica .....	133
Figura No. 129 Diagrama de Interacción Muro 3 .....	133
Figura No. 130 Datos Muro 3.....	134
Figura No. 131 Refuerzo Horizontal Propuesto .....	134
Figura No. 132 Corte en el Concreto.....	135
Figura No. 133 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica .....	135
Figura No. 134 Corte de Acero de Refuerzo .....	136
Figura No. 135 Corte Calculado.....	136
Figura No. 136 Corte Máximo Permitido.....	136
Figura No. 137 Cortante último de Diseño .....	137
Figura No. 138 Cabezal Muro 3 .....	138
Figura No. 139 Datos Cabezal.....	138
Figura No. 140 Distancias de Confinamiento .....	139
Figura No. 141 Espaciamiento de Refuerzo Transversal .....	141
Figura No. 142 Cuantía de Acero Transversal .....	142
Figura No. 143 Diseño Cabezal Muro 3.....	144
Figura No. 144 Armado Diagonal con Confinamiento Individual en las Diagonales [Figura 18.10.7a ACI318-19].....	151
Figura No. 145 Armado Diagonal con Confinamiento Individual en las Diagonales [Figura 18.10.7b ACI318-19].....	151
Figura No. 146 Características Geométricas Viga de Acople A .....	153
Figura No. 147 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople .....	154
Figura No. 148 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo A .....	156
Figura No. 149 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo A.....	157
Figura No. 150 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople A.....	157
Figura No. 151 Refuerzo Transversal Viga de Acople A.....	158
Figura No. 152 Espaciamiento Estribos Viga de Acople A .....	159
Figura No. 153 Estribos en h Viga de Acople A .....	159
Figura No. 154 Estribos en b Viga de Acople A .....	160
Figura No. 155 Detalle Acero Longitudinal, Transversal y Diagonal Viga de Acople A..	160
Figura No. 156 Características Geométricas Viga de Acople B .....	162
Figura No. 157 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople .....	162
Figura No. 158 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo B.....	164
Figura No. 159 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo B .....	165
Figura No. 160 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople B.....	165
Figura No. 161 Refuerzo Transversal Viga de Acople B.....	166
Figura No. 162 Espaciamiento Estribos Viga de Acople B .....	167
Figura No. 163 Estribos en h Viga de Acople B .....	167
Figura No. 164 Estribos en b Viga de Acople B .....	168
Figura No. 165 Detalle Acero Longitudinal, Transversal y Diagonal Viga de Acople B..	168
Figura No. 166 Características Geométricas Viga de Acople C .....	170
Figura No. 167 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople .....	170
Figura No. 168 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo C.....	172

Figura No. 169 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo C .....	173
Figura No. 170 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople C.....	173
Figura No. 171 Refuerzo Transversal Viga de Acople C.....	174
Figura No. 172 Espaciamiento Estribos Viga de Acople C .....	175
Figura No. 173 Estribos en h Viga de Acople C .....	175
Figura No. 174 Estribos en b Viga de Acople C .....	176
Figura No. 175 Detalle Acero Longitudinal y Transversal Viga de Acople C .....	176
Figura No. 176 Categoría de Riesgo .....	180
Figura No. 177 Objetivos de Desempeño.....	180
Figura No. 178 Acero de Refuerzo.....	184
Figura No. 179 Hormigón No Confinado.....	186
Figura No. 180 Hormigón No Confinado Etabs.....	186
Figura No. 181 Hormigón Confinado.....	191
Figura No. 182 Hormigón Confinado.....	192
Figura No. 183 Practical Shear-Wall Model (CSI Manual) .....	193
Figura No. 184 Propiedad Tipo Layered Muro 1 Alma .....	198
Figura No. 185 Alma Muro 1 .....	198
Figura No. 186 Propiedad Tipo Layered Muro 1 Cabezal .....	199
Figura No. 187 Cabezal Muro 1 .....	199
Figura No. 188 Alma Muro 2-40cm.....	200
Figura No. 189 Cabezal Muro 2-40cm.....	200
Figura No. 190 Alma Muro 2-35cm.....	201
Figura No. 191 Alma Muro 2-30cm.....	201
Figura No. 192 Cabezal Muro 2-30cm.....	202
Figura No. 193 Alma Muro 2-20cm.....	202
Figura No. 194 Alma Muro 3 .....	203
Figura No. 195 Cabezal Muro 3 .....	203
Figura No. 196 Caso de Carga No Lineal Gravitacional.....	205
Figura No. 197 Caso de Carga Pushover X.....	205
Figura No. 198 Caso de Carga Pushover Y.....	206
Figura No. 199 Capacidad Muro Etabs .....	207
Figura No. 200 Momento Curvatura Muro 1 .....	208
Figura No. 201 Momento Curvatura Muro 2 .....	209
Figura No. 202 Momento Curvatura Muro 3 .....	211
Figura No. 203 Curva de Capacidad en X.....	212
Figura No. 204 Curva de Capacidad en Y.....	213
Figura No. 205 Desplazamiento Objetivo X .....	214
Figura No. 206 Desplazamiento Objetivo Y .....	215
Figura No. 207 Desplazamiento Objetivo X .....	219
Figura No. 208 Desplazamiento Objetivo Y .....	220

## Índice de Tablas

Tabla No. 1 Materiales .....	28
Tabla No. 2 Cargas Gravitacionales .....	40
Tabla No. 3 Coeficientes y factores de diseño para tipología estructural usada .....	49
Tabla No. 4 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo Ss y S1 .....	51
Tabla No. 5 Valores de Movimiento Sísmico del Suelo .....	55
Tabla No. 6 Irregularidad Torsional Sx .....	58
Tabla No. 7 Irregularidad Torsional Sy .....	59
Tabla No. 8 Masa Sísmica Total .....	62
Tabla No. 9 Ct, x y hn para el cálculo del Periodo Aproximado .....	63
Tabla No. 10 Cortante Basal Estático-ETABS .....	66
Tabla No. 11 Cortante Basal Dinámico .....	67
Tabla No. 12 Participación de Masa .....	67
Tabla No. 13 Cortante Basal Estático .....	69
Tabla No. 14 Cortante Basal Dinámico .....	70
Tabla No. 15 Ajuste Cortante Basal .....	70
Tabla No. 16 Derivas Sentido X .....	73
Tabla No. 17 Derivas Sentido Y .....	74
Tabla No. 18 Datos Muro 1 .....	84
Tabla No. 19 Relación Altura largo Muro 1 .....	86
Tabla No. 20 Relación Altura/Largo .....	105
Tabla No. 21 Espesor Mínimo .....	125
Tabla No. 22 Relación Altura/Largo .....	126
Tabla No. 23 Resumen Muro 1 .....	145
Tabla No. 24 Resumen Muro 2 .....	145
Tabla No. 25 Resumen Muro 2 Cabezales .....	147
Tabla No. 26 Resumen Muro 3 .....	148
Tabla No. 27 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople Tipo A .....	161
Tabla No. 28 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople Tipo B .....	169
Tabla No. 29 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople C .....	177
Tabla No. 30 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo Ss y S1 [Tr=2500 años] .....	181
Tabla No. 31 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo Ss y S1 [Tr=475 años] .....	181
Tabla No. 32 Modo de Falla Muro 1 .....	224
Tabla No. 33 Modo de Falla Muro 2 .....	224
Tabla No. 34 Modo de Falla Muro 3 .....	224
Tabla No. 35 Recomendación de Deformaciones Límites (Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2020) .....	225
Tabla No. 36 Deformación Unitaria X Muro 1 .....	226
Tabla No. 37 Deformación Unitaria Y Muro 1 .....	226
Tabla No. 38 Deformación Unitaria X Muro 2 .....	226
Tabla No. 39 Deformación Unitaria Y Muro 2 .....	227

Tabla No. 40 Deformación Unitaria X Muro 3 .....	227
Tabla No. 41 Deformación Unitaria Y Muro 3 .....	227
Tabla No. 42 Deformación Unitaria X Muro 1 .....	228
Tabla No. 43 Deformación Unitaria Y Muro 1 .....	228
Tabla No. 44 Deformación Unitaria X Muro 2 .....	229
Tabla No. 45 Deformación Unitaria Y Muro 2 .....	229
Tabla No. 46 Deformación Unitaria X Muro 3 .....	229
Tabla No. 47 Deformación Unitaria Y Muro 3 .....	230

# CAPÍTULO I

## Introducción

En el presente trabajo se plantea el análisis y diseño estructural en hormigón armado de una edificación de 18 pisos y 5 subsuelos en el sector Rumipamba al norte de la ciudad de Quito. La edificación presenta un sistema estructural dual, compuesto por muros de corte y pórticos especiales. El diseño estructural se realiza en base a la normativa vigente en Ecuador y normativa Internacional. Además, se determinará el desempeño de la estructura a través del uso de procedimientos no lineales.

Al enfrentar el desafío de diseñar una edificación de gran altura, es crucial considerar detalladamente la configuración estructural. En este contexto, el sistema de pórticos de hormigón armado, ampliamente utilizado en Ecuador, ha mostrado un alto potencial de daño no estructural y posibles inconsistencias en su comportamiento debido a la compatibilidad de deformaciones entre el sistema resistente lateral y los elementos no estructurales. Este enfoque destaca la importancia de implementar diversos sistemas estructurales que complementen los pórticos de hormigón armado, mejorando así la resistencia y estabilidad de la estructura ante eventos sísmicos de alta intensidad. La integración de estos sistemas refuerza la capacidad de la edificación para absorber y disipar energía, reduciendo de manera significativa las deformaciones y daños potenciales en situaciones de alta demanda sísmica. (Ozkul, et al. 2019).

En este contexto, el objetivo del proyecto es analizar el comportamiento del sistema estructural dual, que combina muros de corte y pórticos especiales. Este enfoque busca equilibrar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación, considerando las fortalezas y

debilidades inherentes del material y la configuración estructural con el fin de alcanzar los objetivos de desempeño propuestos.

Adicionalmente, el análisis no lineal ha cobrado alta relevancia en el diseño estructural, ya que permite evaluar de manera explícita el desempeño de una edificación bajo la acción de cargas laterales, como los sismos. A diferencia de los enfoques tradicionales de diseño, en donde se asume un comportamiento lineal-elástico, el análisis no lineal considera los efectos inelásticos y sus respectivas deformaciones, reflejando de manera más realista el comportamiento estructural ante un sismo.

El análisis no lineal, al incorporar los efectos de deformaciones inelásticas, los mecanismos de falla progresiva y la redistribución de cargas después del límite elástico, se vuelve fundamental para identificar los puntos críticos de la estructura, prever el grado de daño aceptable y garantizar que las edificaciones cumplan con los estándares de diseño basados en el desempeño.

La omisión de este tipo de análisis compromete la capacidad de predecir y controlar de manera más efectiva los daños estructurales que pueden ocurrir durante un evento sísmico. Además, limita la precisión en la evaluación del comportamiento real de la estructura, lo que a su vez resulta en un desempeño insatisfactorio de la edificación y un mayor riesgo de daños inesperados en los elementos estructurales.

Bajo este enfoque, la implementación de procedimientos no lineales se convierte en una herramienta esencial para garantizar un comportamiento estructural adecuado, cumpliendo con los estándares de seguridad necesarios para salvaguardar la vida de los ocupantes y prevenir el colapso estructural. En este sentido, el análisis no lineal no solo ofrece

una representación más precisa de la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas, sino que también permite identificar los puntos críticos y posibles fallas del sistema.

Por consiguiente, el enfoque de este proyecto se centra en la necesidad de adoptar nuevas metodologías de diseño que faciliten la comprensión del comportamiento estructural. Esto implica contrastar los resultados obtenidos a través de diseño tradicional con la evaluación del desempeño, lo que proporcionará una perspectiva más completa y realista de la efectividad del diseño estructural propuesto.

### **Justificación**

La problemática del diseño estructural de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica, como Quito, Ecuador es evidente. En los últimos 460 años, se han detectado en Ecuador un gran número de sismos de magnitud considerable tanto en Quito, como en otros lugares del país (Cabezas, 2016). Además, considerando lo sucedido en Pedernales en abril de 2016, se ha obtenido información útil a partir de las edificaciones que colapsaron o que presentaron un grado de daño significativo. Se observó que varias estructuras fueron construidas sin criterios estructurales adecuados, además de no cumplir con las normas pertinentes y malas prácticas de construcción. Lo que se tradujo en una escasa previsión respecto a los daños estructurales que podrían producirse en caso de un sismo de gran magnitud (Fernández et al., 2018).

Por otro lado, la ubicación geográfica de la ciudad de Quito la expone a sismos corticales superficiales de alta intensidad, similares a los que han ocurrido en Turquía los últimos años, como el devastador terremoto de Kahramanmaraş el 6 de febrero de 2023, que alcanzó magnitudes de 7.8 y 7.5. (EERI, 2023). Estos eventos tienen un potencial altamente destructivo, lo que resalta la necesidad de adoptar medidas efectivas para garantizar el

desempeño adecuado de las edificaciones y alcanzar la resiliencia frente a sismos de esta naturaleza.

Adicionalmente, la historia sísmica de Ecuador es significativa; el país ha enfrentado numerosos eventos sísmicos a lo largo del tiempo, muchos de los cuales han sido de gran intensidad y han provocado daños severos y numerosas víctimas (Fernández et al., 1995). En Quito, el riesgo sísmico es particularmente alto debido a la presencia de sismos denominados “Near Field” o de campo cercano, que representan una amenaza considerable. Por esta razón, resulta fundamental implementar estrategias que mitiguen los efectos adversos de estos sismos, incluyendo la realización de estudios que evalúen el comportamiento estructural probable ante tales eventos. Dichos análisis permitirán verificar como la correcta integración del diseño estructural tradicional se ajusta a los objetivos de desempeño establecidos en las normativas, recalcando la importancia de garantizar que las edificaciones respondan de manera óptima antes escenarios sísmicos extremos.

La justificación de este proyecto radica en la necesidad urgente de enfrentar los desafíos específicos asociados al uso adecuado de la normativa. El desafío clave es asegurar que el diseño estructural tradicional cumpla con los objetivos de desempeño establecidos por las normativas, garantizando que las edificaciones tengan la resistencia necesaria ante la demanda sísmica impuesta. Esto implica la correcta aplicación de los requisitos normativos y la necesidad de contrastar el enfoque de diseño tradicional con el diseño basado en desempeño. Se busca evaluar hasta qué punto el comportamiento estructural es adecuado o si es necesario ajustar los criterios de diseño para aumentar la capacidad de la estructura ante las demandas sísmicas, garantizando así mayor seguridad y resiliencia.

A su vez, el hormigón armado es reconocido por su durabilidad, resistencia y numerosas ventajas, haciendo que su uso sea generalizado en el Ecuador para la construcción de edificaciones. Además, es importante destacar que los sistemas estructurales normados han demostrado ser efectivos en términos de seguridad y prevención de colapsos.

Sin embargo, a pesar de las ventajas del hormigón armado y de los sistemas estructurales normados, una de las causas principales del daño en las estructuras durante un evento sísmico es el comportamiento inadecuado de las edificaciones, razón por la cual es importante determinar la vulnerabilidad que presentan de acuerdo a la configuración estructural. (Fernández et al.,2018).

Por lo tanto, este proyecto propone la aplicación de nuevas herramientas que garanticen la seguridad y la resiliencia de las edificaciones en zonas sísmicas. La evaluación del desempeño de la estructura a través de metodologías de análisis no lineal permite lograr este objetivo, ya que permitirá examinar un comportamiento más realista del sistema. Esto permitirá mejorar la capacidad de la edificación, reduciendo los daños potenciales de la estructura y por ende salvaguardando la vida de los ocupantes, a través de una respuesta adecuada ante eventos sísmicos.

## **Planteamiento del problema**

El diseño estructural de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica, como Quito, Ecuador, representa un desafío fundamental para resistir sismos de alta intensidad de manera efectiva. Los sismos recientes, como el de 2016, han puesto en manifiesto la vulnerabilidad de estas estructuras, evidenciada por números casos de daños graves e incluso colapsos (Fernández et al.,2018). Esta situación, resalta la necesidad urgente de adoptar nuevas metodologías de análisis y diseño estructural para evaluar de manera explícita el desempeño de las edificaciones que los código asumen de forma implícita.

Ecuador, es reconocido por su exposición a un peligro sísmico permanente, lo que conlleva el riesgo de eventos que pueden resultar en pérdidas de vidas, así como en daños materiales y económicos. Por lo tanto, es fundamental implementar medidas que ayuden a minimizar los efectos adversos ante un sismo. Esto incluye realizar análisis más cautelosos para evaluar el comportamiento probable de una estructura ante un sismo, lo que facilitará la toma de decisiones y sobre todo la mitigación de consecuencias severas. (Fernández et al., 1995).

Además, en la ciudad de Quito, el riesgo sísmico es particularmente alto debido a la presencia de sismos denominados “Near Field” o de campo cercano. Estos sismos tienen su epicentro a menos de 15 km respecto al sitio de interés y cuentan con condiciones particulares que representan una alta amenaza sísmica (Brown & Saiid , 2008). En este contexto, la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras se vuelve esencial, ya que los sismos de cercanía de sitio subrayan la vulnerabilidad de la región, lo que debería incentivar a la adopción de nuevos enfoques que promuevan criterios de resiliencia. Por lo que, la evaluación explícita del desempeño es un paso hacia ese objetivo. Al integrar el análisis de

desempeño, se busca desarrollar soluciones estructurales innovadores que mejoren la capacidad de las edificaciones y minimicen los daños potenciales de las mismas.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Diseñar y evaluar el desempeño de una edificación de 18 pisos y 5 subsuelos mediante análisis no lineal estático.

### **Objetivos Específicos**

- Implementar técnicas de modelado en un software de análisis estructural (ETABS) para analizar el comportamiento de la estructura.
- Diseñar la estructura utilizando la normativa ASCE 7-22.
- Evaluar el desempeño sísmico del edificio para verificar su cumplimiento con los estándares de seguridad, a través de metodologías implementadas en la normativa ASCE 41-17.

### **Alcance**

En este proyecto se diseñará un sistema dual para un edificación de 18 pisos y 5 subsuelos ubicado en el sector Rumipamba al norte de la ciudad de Quito. Por lo que, en primer lugar, se modelará la estructura en ETABS y se evaluará las alternativas de diseño finales tanto de muros como de vigas de acople de acuerdo con el comportamiento de la estructura. Finalmente, se determina el desempeño de la estructura a través del uso de procedimientos estáticos no lineales.

## **Metodología**

La metodología del estudio propuesto abarcará lo siguiente:

- a. Revisión bibliográfica de metodologías de análisis no lineal.
- b. Uso de Normativa Nacional e internacional vigente.
- c. Modelación de la edificación utilizando el software de análisis estructural (ETABS) para la evaluación del comportamiento estructural.

## **Marco Teórico y Conceptual**

En Ecuador, los sistemas estructurales compuestos por pórticos especiales a momento son de gran demanda en el ámbito de la construcción, sin embargo, en la actualidad ha incrementado el interés en la construcción de edificios de gran altura viéndose la necesidad de adoptar sistemas duales para su diseño. Un sistema estructural dual está compuesto tanto de pórticos especiales como de muros estructurales adecuadamente dispuestos y especialmente diseñados para resistir fuerzas sísmicas.

Por otra parte, Ecuador se encuentra ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, en donde se presenta la subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana, lo que provoca sismos de gran intensidad y de forma recurrente (Yepes, Chatelain & Guillier, 1994). Entre las fallas geológicas que tiene el Ecuador está la falla de Quito, la cual es una falla inversa que tiene una extensión de 45 kilómetros y una velocidad de desplazamiento que varía entre 0.5 a 1mm por año, con un periodo de retorno de 1500 a 4000 años (Soulas, Eguez, Yepes, & Perez, 1991).

Por esta razón, se ha considerado la necesidad de desarrollar un diseño estructural con su respectiva evaluación de desempeño. En él, se hará uso de las normativas y códigos

nacionales e internacionales pertinentes para el diseño de estructuras en hormigón armado, tales como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), y las normas ACI y ASCE. Estos documentos proporcionarán los lineamientos y criterios necesarios para llevar a cabo el diseño estructural del edificio.

Este análisis se llevará a cabo en una edificación de 18 pisos y 5 subsuelos de hormigón armado ubicada en la ciudad de Quito. El objetivo es proporcionar una base sólida para el diseño estructural y la evaluación de su desempeño. De esta manera, será posible la toma de decisiones acertadas al momento de diseñar, enriqueciendo el conocimiento disponible y contribuyendo a una mayor comprensión del diseño estructural.

## CAPITULO II

### Propiedades Geométricas y Características de la edificación

La edificación cuenta con 18 pisos y 5 subsuelos en el sector Rumipamba al norte de la ciudad de Quito. La edificación será de uso residencial y el sistema estructural seleccionado está compuesto por muros de corte y pórticos especiales de hormigón armado.

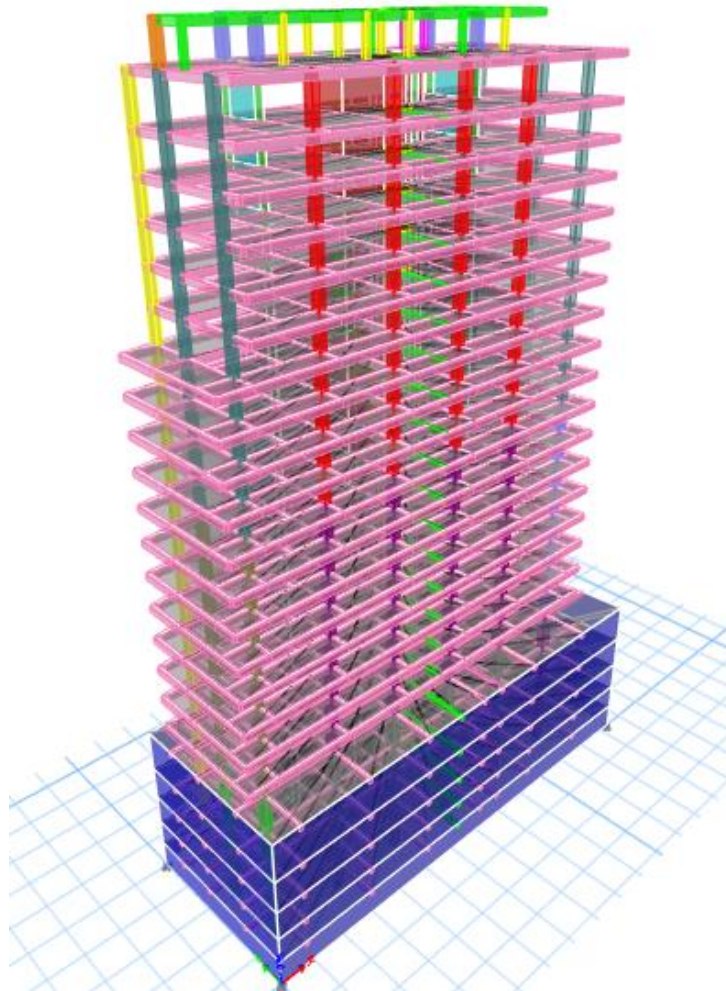


Figura No. 1 Vista 3D

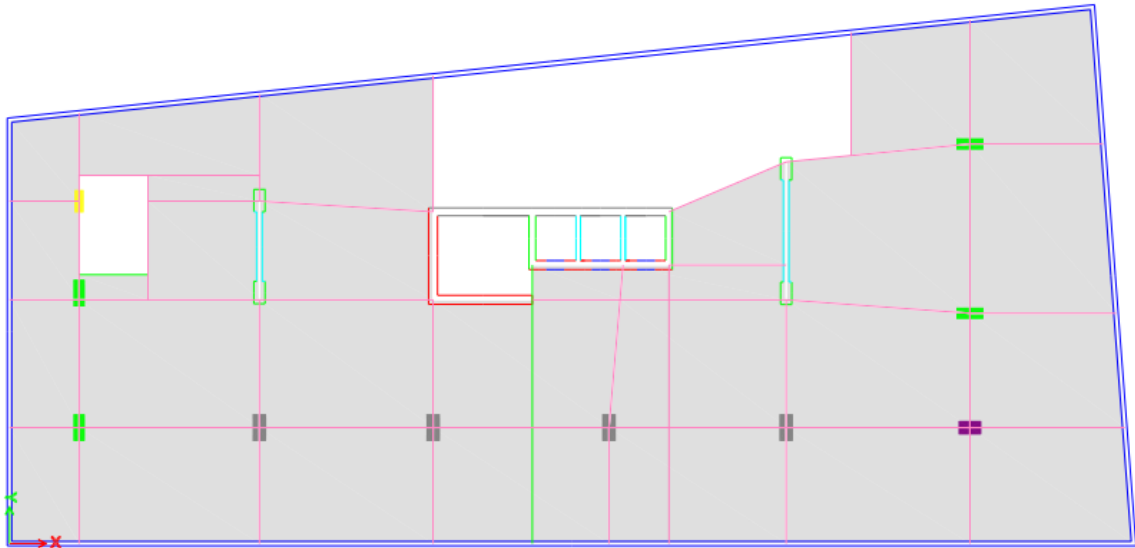


Figura No. 2 Planta Subsuelo

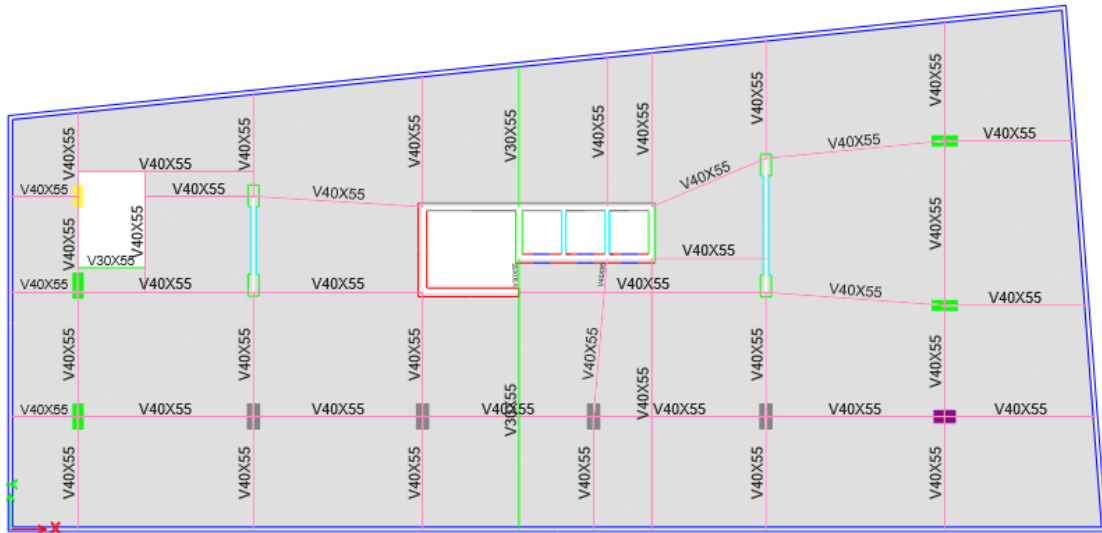


Figura No. 3 Planta Baja

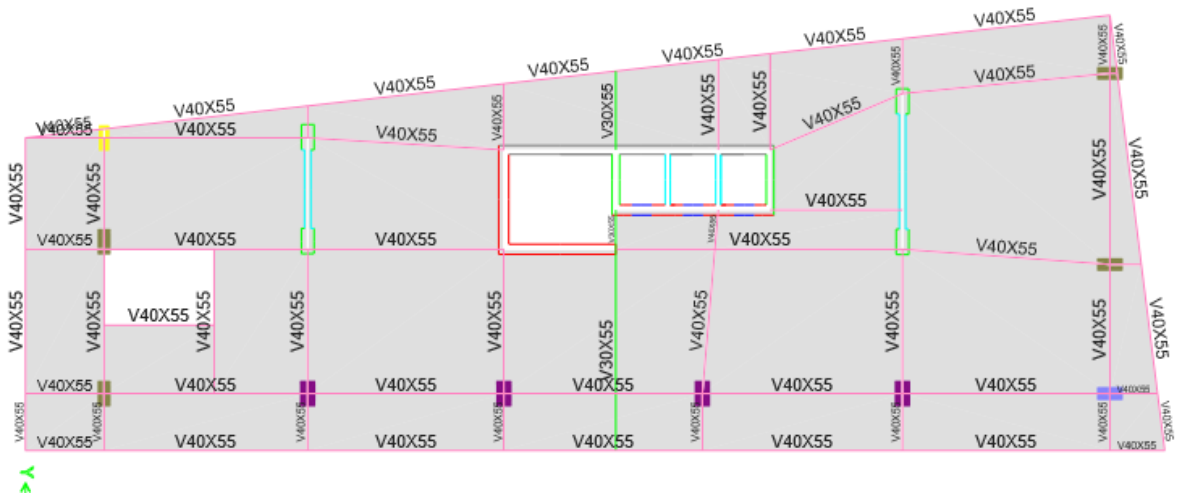


Figura No. 4 Planta Tipo N+5.20 a N+27.88

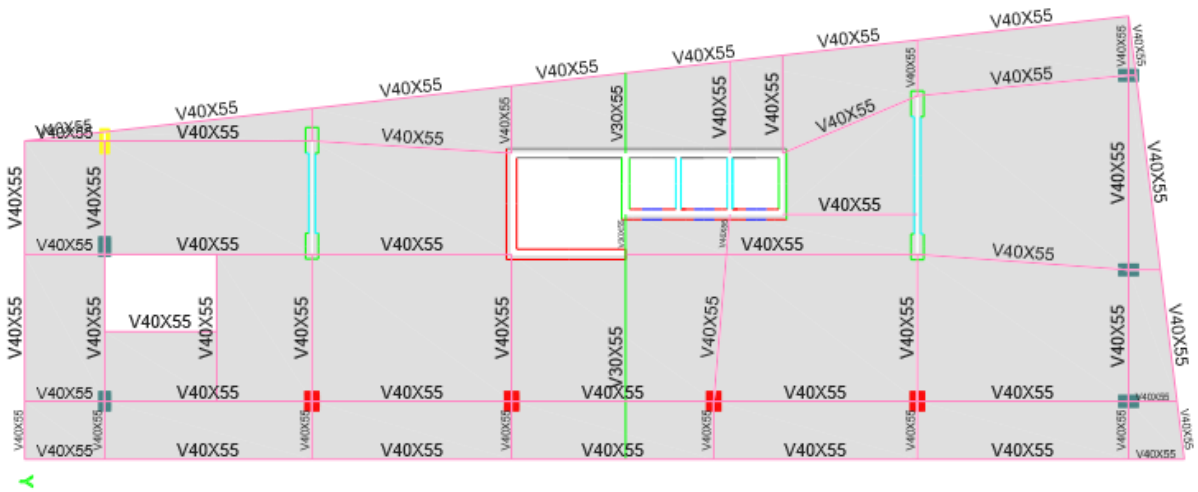


Figura No. 5 Planta Tipo N+31.12 a N+40.84

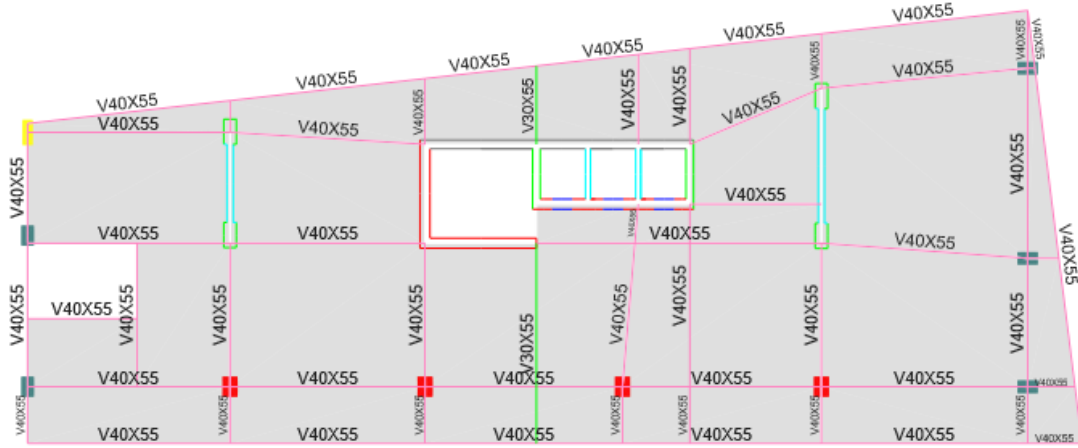


Figura No. 6 Planta Tipo N+44.08 a N+57.04

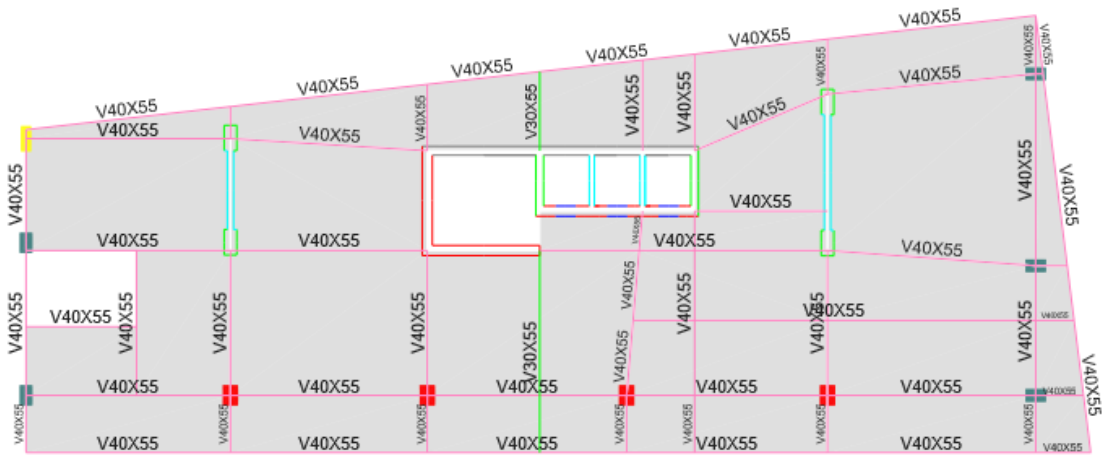


Figura No. 7 Planta Terraza

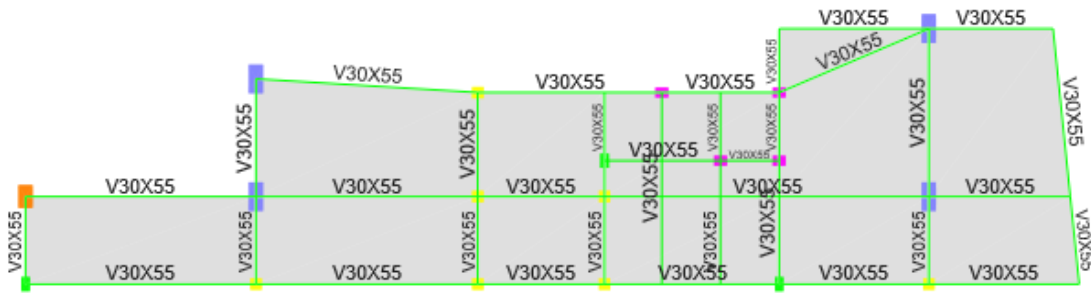


Figura No. 8 Planta Cubierta

### Códigos usados para el Análisis y Diseño

Para el análisis se utilizó el código ASCE7-22 en el cual se basa la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

A continuación, se detallan todos los códigos usados:

- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Building and Other Structures. (ASCE/SEI 7-10 – ASCE/SEI 7.16)
- American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete. (ACI 318-19)
- American Society of Civil Engineers, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. (ASCE/SEI 41-17)

### Ingreso de materiales

Los materiales que componen a la estructura son:

Tabla No. 1 Materiales

Elemento Estructural	Material	Resistencia a la compresión a los 28 días $f'c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de Elasticidad [kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso Específico [tf/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Poisson
Columnas	Hormigón Armado	280-350	250000 - 282495	2.40	0.20
Vigas	Hormigón Armado	280-350			
Losa Nervada	Hormigón Armado	280			
Muros	Hormigón Armado	350			

Acero Estructural	$F_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de Elasticidad [kg/cm <sup>2</sup> ]
	3515	4596	2.38E6

The image shows two overlapping windows from a software application. The main window on the left is titled 'General Data' and contains the following fields:

- Material Name: HORMIGÓN 280KG/CM2
- Material Type: Concrete
- Directional Symmetry Type: Isotropic
- Material Display Color: A green color swatch with a 'Change...' button.
- Material Notes: A 'Modify/Show Notes...' button.

Below this is the 'Material Weight and Mass' section with radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. It includes input fields for:

- Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m<sup>3</sup>
- Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

The 'Mechanical Property Data' section contains:

- Modulus of Elasticity, E: 2500000 tonf/m<sup>2</sup>
- Poisson's Ratio, U: 0.2
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
- Shear Modulus, G: 1041666.67 tonf/m<sup>2</sup>

The smaller window on the right is titled 'Material Property Design Data' and contains:

- Material Name and Type: HORMIGÓN 280KG/CM2, Concrete, Isotropic
- Grade: f<sub>c</sub> 280
- Design Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 2800 tonf/m<sup>2</sup>

Figura No. 9 Definición Hormigón 280 kg/cm<sup>2</sup>

The image shows two overlapping windows from a software application. The main window on the left is titled 'General Data' and contains the following fields:

- Material Name: HORMIGÓN 350KG/CM2
- Material Type: Concrete
- Directional Symmetry Type: Isotropic
- Material Display Color: A blue color swatch with a 'Change...' button.
- Material Notes: A 'Modify/Show Notes...' button.

Below this is the 'Material Weight and Mass' section with radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. It includes input fields for:

- Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m<sup>3</sup>
- Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

The 'Mechanical Property Data' section contains:

- Modulus of Elasticity, E: 2824950 tonf/m<sup>2</sup>
- Poisson's Ratio, U: 0.2
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
- Shear Modulus, G: 1177062.5 tonf/m<sup>2</sup>

The smaller window on the right is titled 'Material Property Design Data' and contains:

- Material Name and Type: HORMIGÓN 350KG/CM2, Concrete, Isotropic
- Grade: f<sub>c</sub> 350
- Design Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 3500 tonf/m<sup>2</sup>

Figura No. 10 Definición Hormigón 350 kg/cm<sup>2</sup>

## Ingreso de secciones

### Vigas

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: V30X55

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 550 mm

Width: 300 mm

Property Modifiers: Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

Reinforcement: Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

Figura No. 11 Viga 30x55

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: V40X55

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 550 mm

Width: 400 mm

Property Modifiers: Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

Reinforcement: Modify/Show Rebar...

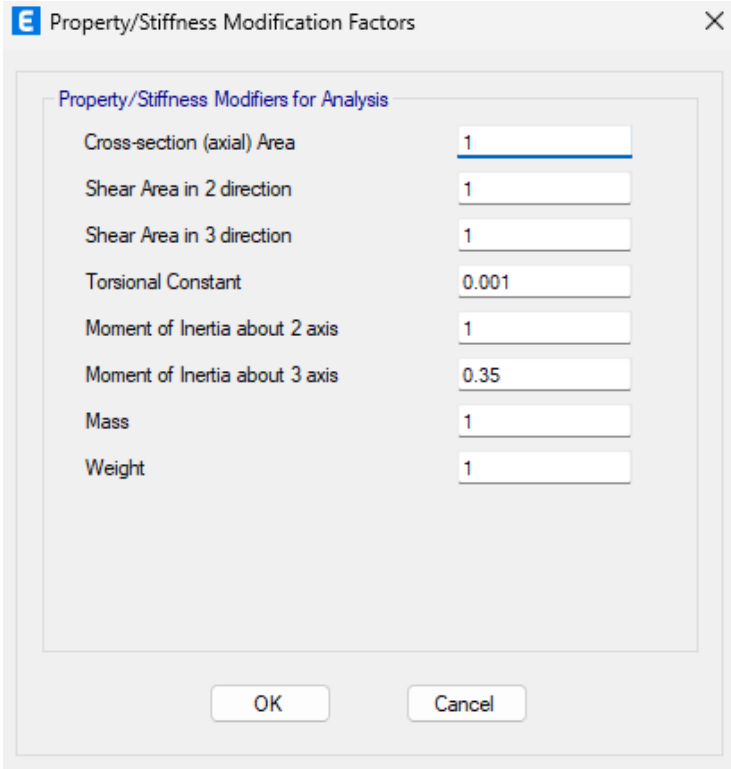
Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

Figura No. 12 Viga 40x55

Todas las vigas se agrietaron con los siguientes modificadores:



Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0.001
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	1
Weight	1

*Figura No. 13 Agrietamiento de vigas*

## Columnas

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C40x100 Fc350-2.70%

Material: H00RMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1000 mm

Width: 400 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK  
Cancel



Figura No. 14 Columna 40x100- 2.70%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50x80 Fc280-1.40%

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 800 mm

Width: 500 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK  
Cancel

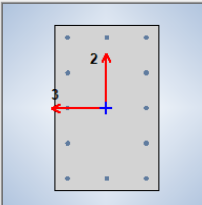


Figura No. 15 Columna 50x80-1.40%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50x80 fc280-2.09%

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 800 mm

Width: 500 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

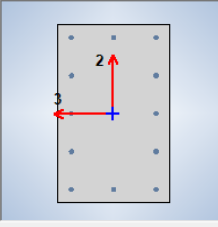


Figura No. 16 Columna 50x78-2.09%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50x100 fc350-3.86%

Material: HORMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1000 mm

Width: 500 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

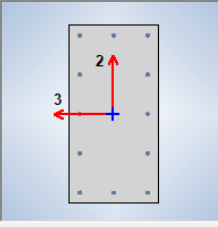


Figura No. 17 Columna 50x100-3.86%


**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50x100 Fc350-4.18%

Material: HOORMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1000 mm

Width: 500 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

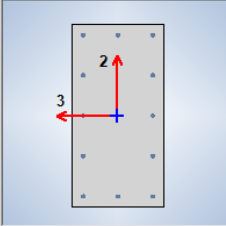


Figura No. 18 Columna 50x100-4.18%


**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50x120 Fc350-3.49%

Material: HOORMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1200 mm

Width: 500 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

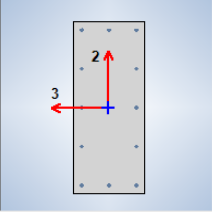


Figura No. 19 Columna 50x120-3.49%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C60x80 fc280-1.17%

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 800 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

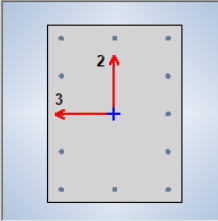


Figura No. 20 Columna 60X80-1.17%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C60x80 fc280-1.90%

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 800 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

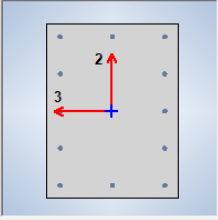


Figura No. 21 Columna 60x80-1.90%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C60x100 Fc280-2.29%

Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1000 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

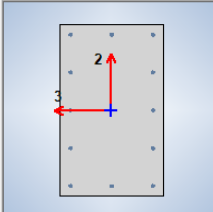


Figura No. 22 Columna 60x100-2.29%

**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C60x100 Fc350-3.75%

Material: HOORMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1000 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

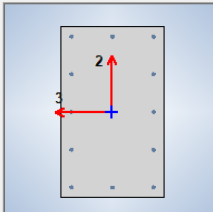


Figura No. 23 Columna 60x100-3.75%

**E Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name: C60x120 f<sub>c</sub>350-3.57%

Material: HOORMIGÓN 350KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 1200 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

Figura No. 24 Columna 60x120-3.57%

Todas las columnas se agrietaron con los siguientes modificadores:

**E Property/Stiffness Modification Factors**

**Property/Stiffness Modifiers for Analysis**

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK  
Cancel

Figura No. 25 Agrietamiento Columnas

## Losa

**Slab Property Data**

**General Data**

Property Name: N25

Slab Material: HORMIGÓN 280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

**Property Data**

Type: Waffle

Overall Depth: 250 mm

Slab Thickness: 50 mm

Stem Width at Top: 100 mm

Stem Width at Bottom: 100 mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 500 mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 500 mm

OK Cancel

Figura No. 26 Losa N25

La losa se agrieto con los siguientes modificadores:

**Property/Stiffness Modification Factors**

**Property/Stiffness Modifiers for Analysis**

Membrane f11 Direction: 1

Membrane f22 Direction: 1

Membrane f12 Direction: 1

Bending m11 Direction: 0.25

Bending m22 Direction: 0.25

Bending m12 Direction: 0.25

Shear v13 Direction: 1

Shear v23 Direction: 1

Mass: 1

Weight: 1

OK Cancel

Figura No. 27 Agrietamiento Losa

### Agrietamiento utilizado

El agrietamiento que se usó previamente se lo obtuvo a partir de lo indicado en ACI 318-19, tabla 6.6.3.1.1:

**Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level**

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

*Figura No. 28 Agrietamiento ACI 318-19*

### Cargas Establecidas

Para el análisis de cargas se consideran cargas gravitacionales, es decir, carga viva y muerta y cargas laterales originadas por el sismo. La carga muerta constituye el peso propio de los elementos estructurales. Por otro lado, la carga viva se asigna de acuerdo con la ocupación que se le va a dar a la estructura.

A continuación, se muestra el análisis de cargas gravitacionales que se realizó para el diseño de la estructura:

## Cargas Gravitacionales

Tabla No. 2 Cargas Gravitacionales

	Carga Muerta [tf/m <sup>2</sup> ]	Carga Viva [tf/m <sup>2</sup> ]
Cubierta Inaccesible	0.20	0.10
Entrepiso	0.25	0.20
Parqueadero	0.20	0.35
Piscina	0.20	1
Cubierta Accesible y Terrazas Exteriores	0.20	0.48
Comercial	0.25	0.25

Es importante mencionar que las cargas vivas fueron seleccionadas en base a la ocupación del edificio a través de la tabla 4-3-1, encontrada en ASCE7-22

Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
<b>Residential</b>					
One- and two-family dwellings					
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.1
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.2
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other areas except stairs	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other residential occupancies					
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Public rooms	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Corridors serving public rooms	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Roofs</b>					
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Roof areas used for occupants	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Vegetative and landscaped roofs					
Roof areas not intended for occupancy	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for other occupancies	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
<b>Awnings and canopies</b>					
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24)	No (4.8.2)	—		
Screen enclosure support frame	5 (0.24) based on the tributary area of the roof	No (4.8.2)	—	200 (0.89)	

Figura No. 29 Cargas Vivas ASCE 7-22

## Definición de cargas

The dialog box 'Shell Uniform Load Set Data' has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The 'Uniform Load Set Name' field contains the text 'Comercial'. Below this, the 'Load Set Loads' section contains a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (kgf/m²)'. The table has two rows: 'Carga Muerta' with a value of 250, and 'Carga Viva' with a value of 250. The 'Carga Muerta' row is highlighted in blue. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons. A note at the bottom reads: 'Note: Loads are in the gravity direction.'

Load Pattern	Load Value (kgf/m²)
Carga Muerta	250
Carga Viva	250

Figura No. 30 Carga Comercial

The dialog box 'Shell Uniform Load Set Data' has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The 'Uniform Load Set Name' field contains the text 'Cubierta accesible'. Below this, the 'Load Set Loads' section contains a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (kgf/m²)'. The table has two rows: 'Carga Muerta' with a value of 200, and 'Carga Viva' with a value of 480. The 'Carga Muerta' row is highlighted in blue. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons. A note at the bottom reads: 'Note: Loads are in the gravity direction.'

Load Pattern	Load Value (kgf/m²)
Carga Muerta	200
Carga Viva	480

Figura No. 31 Carga Cubierta Accesible

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name: Cubierta Inaccesible

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m <sup>2</sup> )
Carga Muerta	200
Carga Viva	100

Add

Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Figura No. 32 Carga Cubierta Inaccesible

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name: Entrepiso

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m <sup>2</sup> )
Carga Muerta	250
Carga Viva	200

Add

Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Figura No. 33 Carga Entrepiso

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m <sup>2</sup> )
Carga Muerta	200
Carga Viva	350

Add  
Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Figura No. 34 Carga Parqueadero

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m <sup>2</sup> )
Carga Muerta	200
Carga Viva	1000

Add  
Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Figura No. 35 Carga Piscina

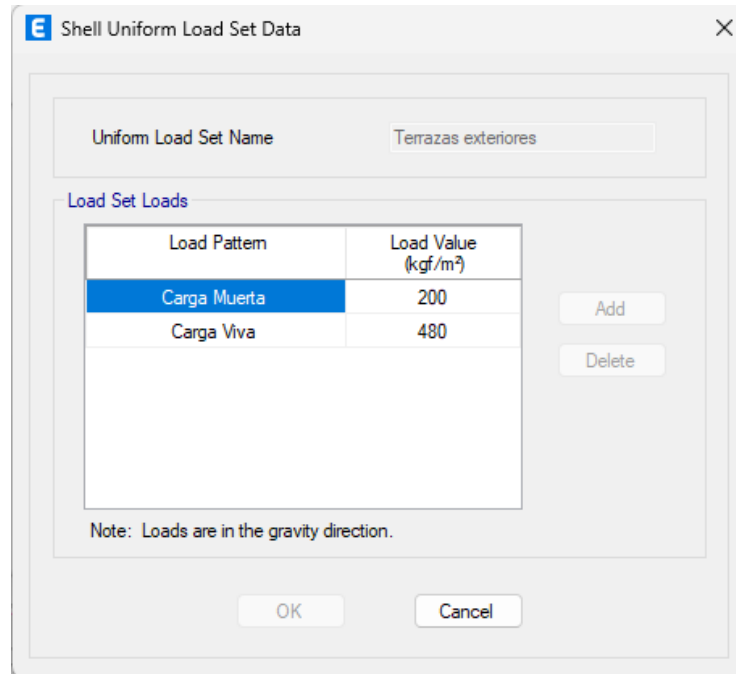


Figura No. 36 Carga Terrazas Exteriores

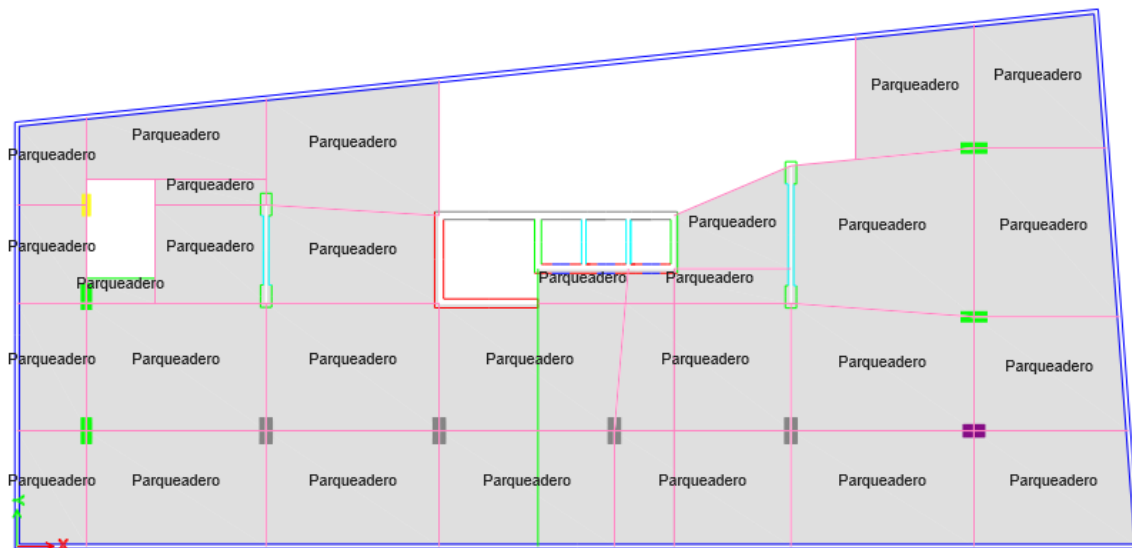


Figura No. 37 Carga Planta Subsuelo

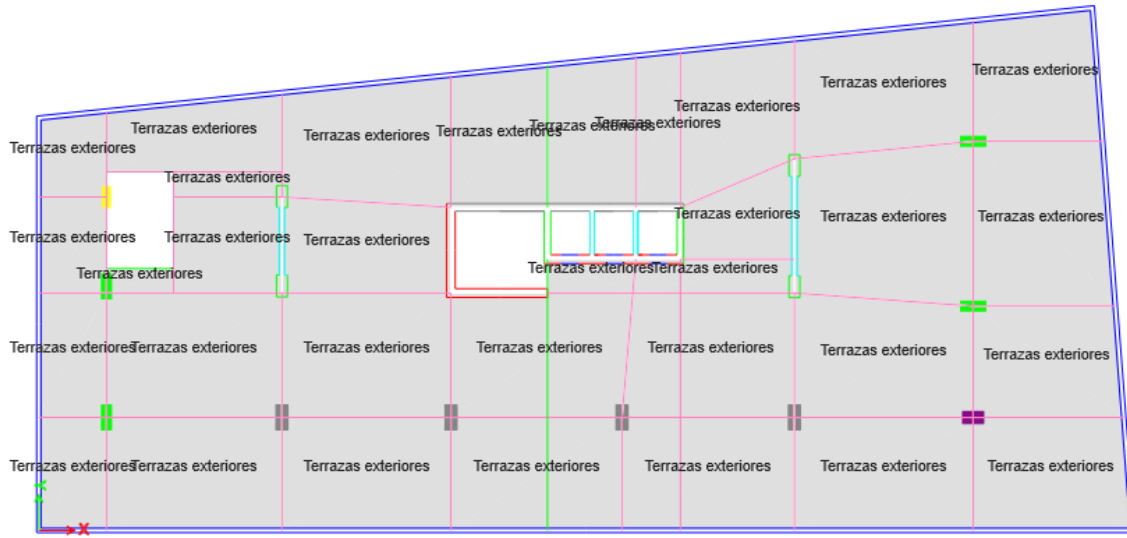


Figura No. 38 Carga Planta Baja

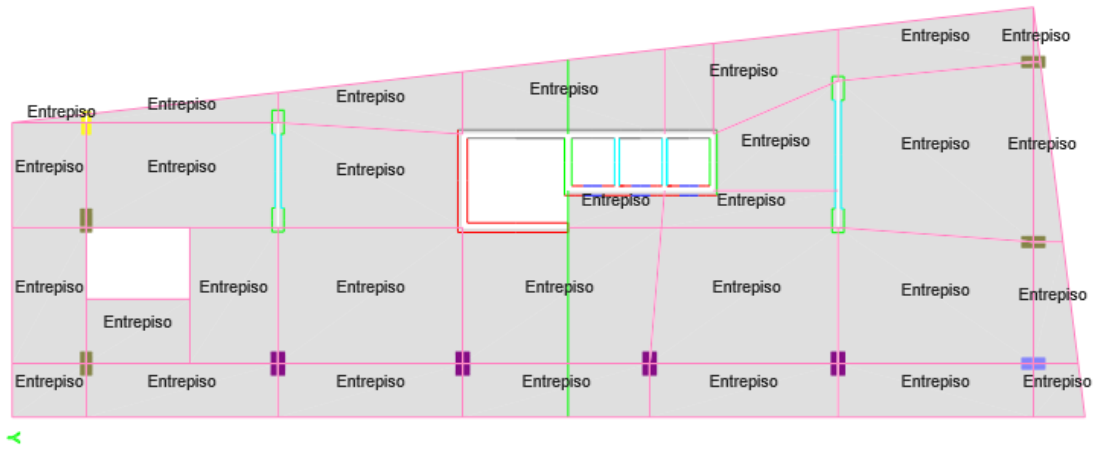


Figura No. 39 Carga Entrepiso N+5.20 a N+27.88

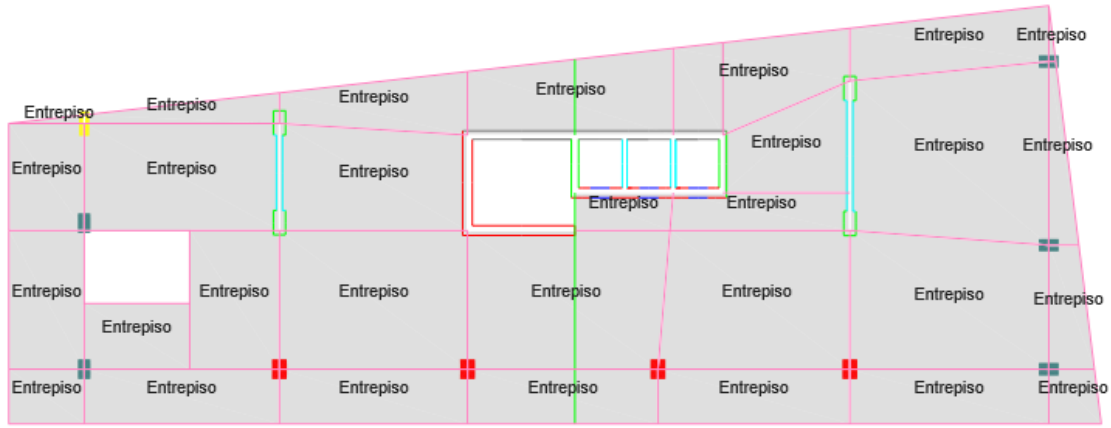


Figura No. 40 Carga Entrepiso N+31.12 a N+40.84

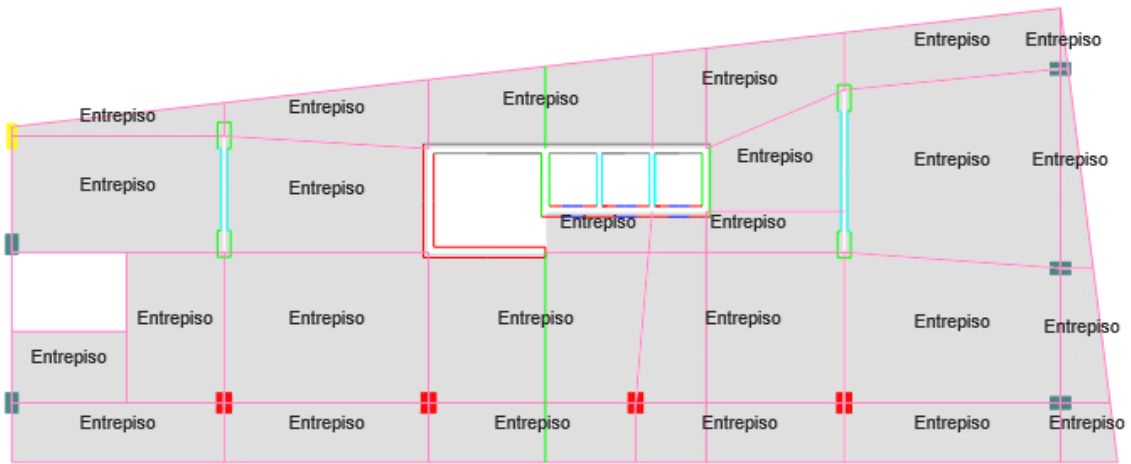


Figura No. 41 Carga Entrepiso N+44.08 a N+57.04

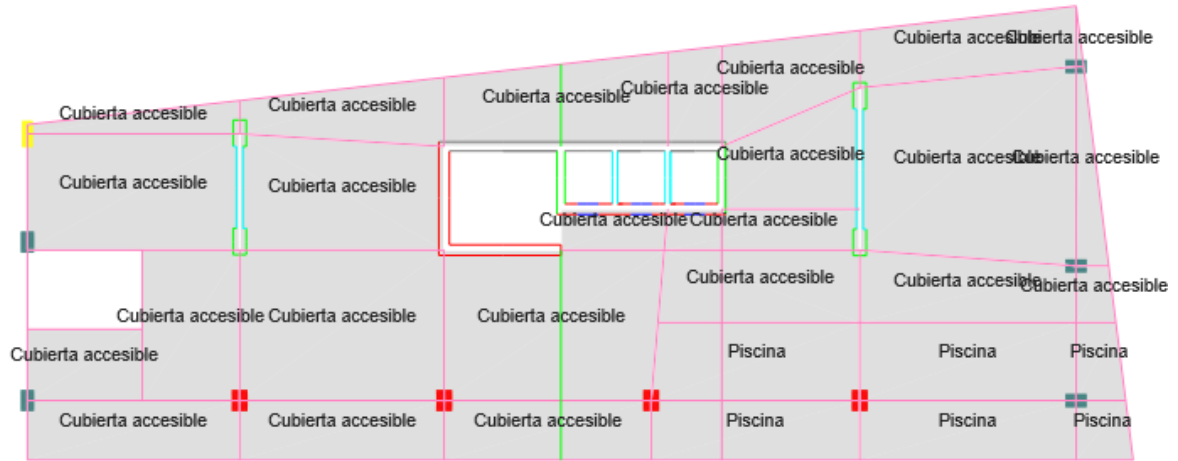


Figura No. 42 Carga Cubierta Accesible-Piscina N+60.28

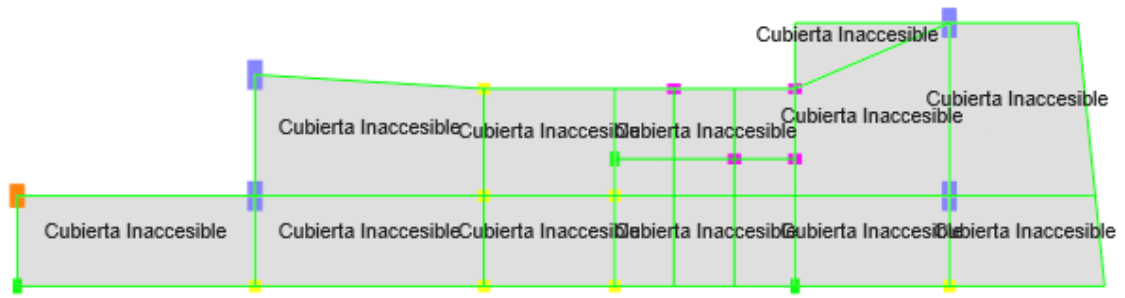


Figura No. 43 Carga Cubierta Inaccesible N+64.24

## **Carga Sísmica**

Para la definición de carga sísmica se usará como referencia el código ASCE7-22 y su definición será presentada a continuación.

## **Análisis Estructural**

### **Generalidades**

La ASCE 7-22 y la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-15) establece diferentes métodos de diseño para estructuras. De esta manera, la norma hace uso del diseño basado en fuerzas (DBF) para todo tipo de estructuras, en el cual se necesita realizar un análisis tanto estático como dinámico.

Este proceso se lo realizará en base a los requerimientos de la norma ASCE7-22 e implica en primer lugar la determinación del espectro para el sismo máximo considerado (MCER). Este espectro se basa en la determinación de la aceleración sísmica en base a la definición de los parámetros  $S_s$  (Aceleración espectral para periodo cortos) y  $S_1$  (Aceleración espectral en 1 segundo). Estos parámetros representan las expectativas de aceleración sísmica máxima para un sitio específico relacionado a un periodo de retorno de 2500 años. Estos valores se los obtienen a partir de mapas sísmicos o a través de un Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico (PSHA) que reflejan la peligrosidad sísmica del lugar de emplazamiento de la estructura.

Una vez obtenidos  $S_s$  y  $S_1$  se tendrá que ajustar según el tipo de suelo en donde estará emplazada la estructura mediante los factores  $F_a$  (para periodos cortos) y  $F_v$  (para periodos de 1 segundo). De esta manera, se obtienen las aceleraciones espectrales ajustadas para periodos cortos ( $S_{MS}$ ) y para un periodo de 1 segundo ( $S_{M1}$ ). Por último, para obtener las

aceleraciones espectrales de diseño se aplican factores de reducción los cuales se basan en un nivel de confiabilidad del 2% de probabilidad de excedencia en 50 años.

Finalmente, se calculará el cortante basal, el cual será comparado con el cortante basal obtenido a través del método dinámico. Volviéndose necesario mencionar que el cortante basal dinámico debe ser escalado al 100% del cortante basal del método pseudo-estático. Además, el análisis espectral debe considerar todos los modos de vibración que contribuyan a la respuesta total del sistema, por lo que, en la dirección horizontal se debe involucrar la participación de masa modal de mínimo 90% de la masa total de la estructura. Finalmente, la carga sísmica es determinada para un periodo de retorno de 475 años y se considerará el factor de reducción R. Además, se deberá considerar los valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales.

### Factor de reducción R

De acuerdo con la Norma ASCE/SEI 7-22 Sección 12, el factor de reducción de resistencia sísmica, sobre resistencia y factor de amplificación de desplazamiento son:

D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES		12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>a,b</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>c</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite special plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	NL

Tabla No. 3 Coeficientes y factores de diseño para tipología estructural usada

Factor de reducción R	Factor de Sobre resistencia	Factor de amplificación de desplazamiento
7	3	5.5

### Factor de importancia

El factor de importancia tiene como objetivo incrementar la demanda sísmica de diseño de acuerdo con las características e importancia de la estructura. Para que de esta manera puedan permanecer operativas o tener mínimos daños o fallas durante y después del sismo.

El factor de importancia fue determinado de acuerdo con la tabla 1.5-2 del capítulo 1 del código ASCE/SEI 7-22:

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads**

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_i$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

*Figura No. 44 Factor de Importancia*

## Determinación de los valores de movimiento sísmico en el suelo

Los parámetros de aceleración espectral a periodo corto (0.2s) y a 1 segundo para el sismo máximo considerado (MCE). De acuerdo al mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 2500 años establecido por el instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional en el año 2023 son los siguientes:

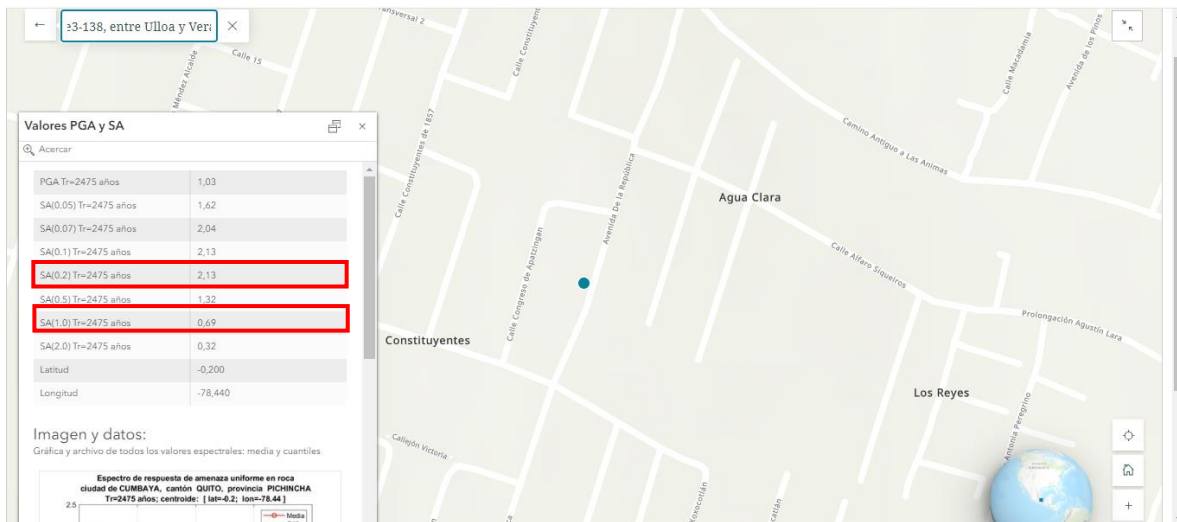


Figura No. 45 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo  $S_s$  y  $S_1$  (IGEPN, 2023)

Tabla No. 4 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo  $S_s$  y  $S_1$

$S_s$ [g]	2.13
$S_1$ [g]	0.69

## Determinación Coeficientes de sitio

Los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  son determinados a través de las tablas 11.4-1 y 11.4-2 para un suelo tipo D:

**Table 11.4-1 Site Coefficient,  $F_a$**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

*Figura No. 46 Coeficiente de Sitio  $F_a$*

**Table 11.4-2 Site Coefficient,  $F_v$**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .

*Figura No. 47 Coeficiente de Sitio  $F_v$*

### Determinación espectro de respuesta en base al código ASCE 7-10.

Los coeficientes de sitio y parámetros de aceleraciones espectrales se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{MS} = 1 \times 2.13$$

$$S_{MS} = 2.13 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

$$S_{M1} = 1.5 \times 0.69$$

$$S_{M1} = 1.04 \text{ g}$$

Y lo parámetros de aceleración espectral de diseño a partir de las siguientes expresiones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 2.13$$

$$S_{DS} = 1.42 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1.04$$

$$S_{D1} = 0.69 \text{ g}$$

Los periodos límites de vibración del espectro elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño  $T_0$  y  $T_s$  se calculan a partir de las siguientes expresiones:

$T_0$ :

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)$$

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{0.69}{1.42} \right)$$

$$T_0 = 0.097$$

$T_s$ :

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0.69}{1.42}$$

$$T_s = 0.49$$

Tabla No. 5 Valores de Movimiento Sísmico del Suelo

Suelo	D
$S_S$	2.13
$S_I$	0.69
$F_a$	1.00
$F_v$	1.50
$S_{MS}$	2.13
$S_{MI}$	1.04
$S_{DS}$	1.42
$S_{DI}$	0.69
$T_0$	0.097
$T_S$	0.49
$T_L$	8

A través de los parámetros descritos en la Tabla No. 5 se obtiene el espectro de diseño:

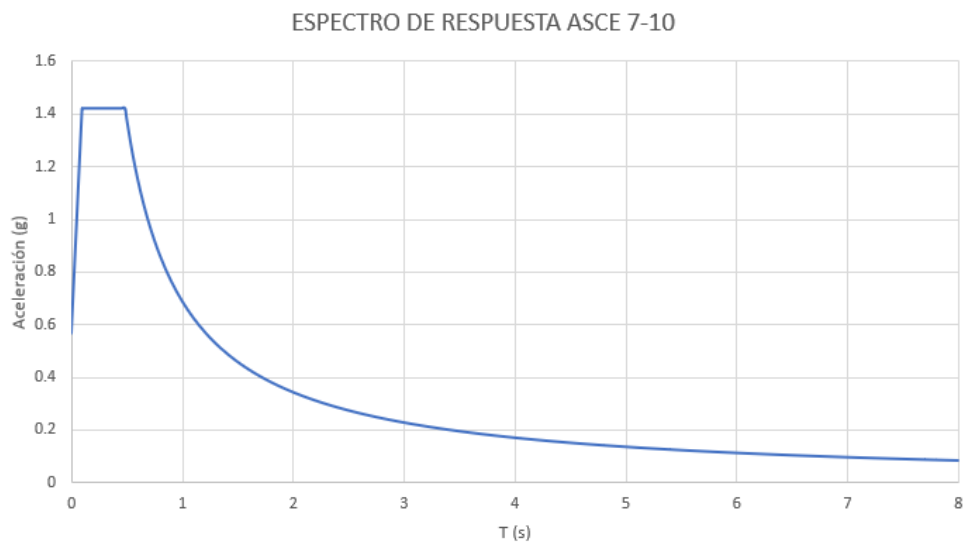


Figura No. 48 Espectro de Respuesta ASCE 7-10

De igual manera, el espectro es definido en ETABS:

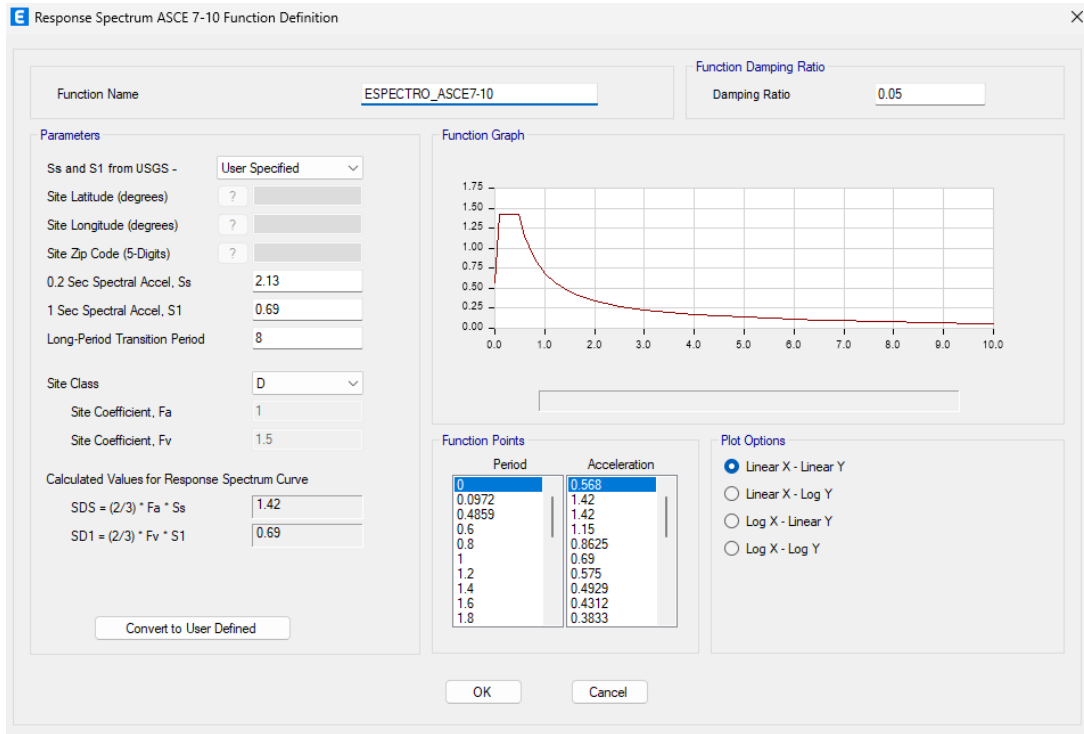


Figura No. 49 Espectro de diseño Etabs

## Determinación de irregularidades horizontales de acuerdo con la norma ASCE/SE 7-22, Sección 12.3.1.

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.3.4.2 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	E and F D D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Figura No. 50 Irregularidades Horizontales

La estructura es regular, no existen irregularidades horizontales.

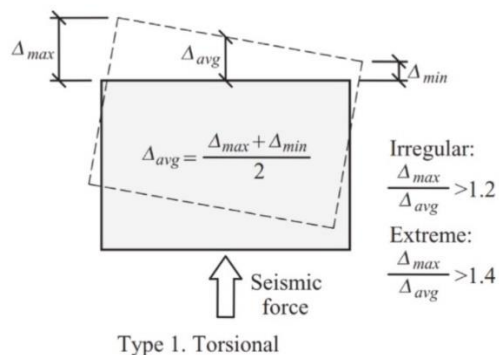


Figura No. 51 Factor de amplificación torsional, Ax

Tabla No. 6 Irregularidad Torsional Sx

Piso	Estado de carga	Deriva Xa	Deriva Xb	Deriva AVG	1.20 D_AVG	1.40 D_AVG	Deriva Max	Check	Ax
N+60.28	Sx	0.002642	0.003531	0.0031	0.0037	0.0043	0.0035	Cumple	0.91
N+57.04	Sx	0.00265	0.003594	0.0031	0.0037	0.0044	0.0036	Cumple	0.92
N+53.80	Sx	0.002649	0.003661	0.0032	0.0038	0.0044	0.0037	Cumple	0.94
N+50.56	Sx	0.002643	0.003733	0.0032	0.0038	0.0045	0.0037	Cumple	0.95
N+47.32	Sx	0.002625	0.003797	0.0032	0.0039	0.0045	0.0038	Cumple	0.97
N+44.08	Sx	0.002595	0.003823	0.0032	0.0039	0.0045	0.0038	Cumple	0.99
N+40.84	Sx	0.002565	0.003843	0.0032	0.0038	0.0045	0.0038	Cumple	1.00
N+37.60	Sx	0.002405	0.00335	0.0029	0.0035	0.0040	0.0034	Cumple	0.94
N+34.36	Sx	0.00233	0.003301	0.0028	0.0034	0.0039	0.0033	Cumple	0.95
N+31.12	Sx	0.002231	0.003213	0.0027	0.0033	0.0038	0.0032	Cumple	0.97
N+27.88	Sx	0.002132	0.00312	0.0026	0.0032	0.0037	0.0031	Cumple	0.98
N+24.64	Sx	0.002014	0.002998	0.0025	0.0030	0.0035	0.0030	Cumple	0.99
N+21.40	Sx	0.001979	0.002857	0.0024	0.0029	0.0034	0.0029	Cumple	0.97
N+18.16	Sx	0.001823	0.002631	0.0022	0.0027	0.0031	0.0026	Cumple	0.97
N+14.92	Sx	0.001638	0.002389	0.0020	0.0024	0.0028	0.0024	Cumple	0.98
N+11.68	Sx	0.001586	0.002242	0.0019	0.0023	0.0027	0.0022	Cumple	0.95
N+8.44	Sx	0.001263	0.001893	0.0016	0.0019	0.0022	0.0019	Cumple	1.00
N+5.20	Sx	0.001083	0.001216	0.0011	0.0014	0.0016	0.0012	Cumple	0.78

N+60.28	Sx+	0.002703	0.003402	0.0031	0.0037	0.0043	0.0034	Cumple	0.86
N+57.04	Sx+	0.002714	0.003458	0.0031	0.0037	0.0043	0.0035	Cumple	0.87
N+53.80	Sx+	0.002717	0.003516	0.0031	0.0037	0.0044	0.0035	Cumple	0.88
N+50.56	Sx+	0.002715	0.003578	0.0031	0.0038	0.0044	0.0036	Cumple	0.90
N+47.32	Sx+	0.002701	0.003631	0.0032	0.0038	0.0044	0.0036	Cumple	0.91
N+44.08	Sx+	0.002675	0.003668	0.0032	0.0038	0.0044	0.0037	Cumple	0.93
N+40.84	Sx+	0.002635	0.003686	0.0032	0.0038	0.0044	0.0037	Cumple	0.94
N+37.60	Sx+	0.002581	0.003682	0.0031	0.0038	0.0044	0.0037	Cumple	0.96
N+34.36	Sx+	0.002509	0.00365	0.0031	0.0037	0.0043	0.0037	Cumple	0.98
N+31.12	Sx+	0.002419	0.003585	0.0030	0.0036	0.0042	0.0036	Cumple	0.99
N+27.88	Sx+	0.002132	0.00312	0.0026	0.0032	0.0037	0.0031	Cumple	0.98
N+24.64	Sx+	0.002014	0.002998	0.0025	0.0030	0.0035	0.0030	Cumple	0.99
N+21.40	Sx+	0.001979	0.002837	0.0024	0.0029	0.0034	0.0028	Cumple	0.96
N+18.16	Sx+	0.001823	0.002631	0.0022	0.0027	0.0031	0.0026	Cumple	0.97
N+14.92	Sx+	0.001638	0.002389	0.0020	0.0024	0.0028	0.0024	Cumple	0.98
N+11.68	Sx+	0.001586	0.002242	0.0019	0.0023	0.0027	0.0022	Cumple	0.95
N+8.44	Sx+	0.001218	0.00178	0.0015	0.0018	0.0021	0.0018	Cumple	0.98
N+5.20	Sx+	0.001067	0.001161	0.0011	0.0013	0.0016	0.0012	Cumple	0.75

N+60.28	Sx-	0.002581	0.003659	0.0031	0.0037	0.0044	0.0037	Cumple	0.96
N+57.04	Sx-	0.002585	0.003731	0.0032	0.0038	0.0044	0.0037	Cumple	0.97
N+53.80	Sx-	0.002581	0.003806	0.0032	0.0038	0.0045	0.0038	Cumple	0.99
N+50.56	Sx-	0.002535	0.003146	0.0028	0.0034	0.0040	0.0031	Cumple	0.85
N+47.32	Sx-	0.002534	0.003219	0.0029	0.0035	0.0040	0.0032	Cumple	0.87
N+44.08	Sx-	0.002523	0.003279	0.0029	0.0035	0.0041	0.0033	Cumple	0.89
N+40.84	Sx-	0.002499	0.003324	0.0029	0.0035	0.0041	0.0033	Cumple	0.91
N+37.60	Sx-	0.002459	0.003349	0.0029	0.0035	0.0041	0.0033	Cumple	0.92
N+34.36	Sx-	0.002405	0.00335	0.0029	0.0035	0.0040	0.0034	Cumple	0.94
N+31.12	Sx-	0.00233	0.003301	0.0028	0.0034	0.0039	0.0033	Cumple	0.95
N+27.88	Sx-	0.002231	0.003213	0.0027	0.0033	0.0038	0.0032	Cumple	0.97
N+24.64	Sx-	0.002132	0.00312	0.0026	0.0032	0.0037	0.0031	Cumple	0.98
N+21.40	Sx-	0.002014	0.002998	0.0025	0.0030	0.0035	0.0030	Cumple	0.99
N+18.16	Sx-	0.001979	0.002857	0.0024	0.0029	0.0034	0.0029	Cumple	0.97
N+14.92	Sx-	0.001823	0.002631	0.0022	0.0027	0.0031	0.0026	Cumple	0.97
N+11.68	Sx-	0.001638	0.002389	0.0020	0.0024	0.0028	0.0024	Cumple	0.98
N+8.44	Sx-	0.001586	0.002242	0.0019	0.0023	0.0027	0.0022	Cumple	0.95
N+5.20	Sx-	0.00106	0.001271	0.0012	0.0014	0.0016	0.0013	Cumple	0.83

Tabla No. 7 Irregularidad Torsional Sy

Piso	Estado de carga	Deriva Ya	Deriva Yb	Deriva AVG	1.20 D_AVG	1.40 D_AVG	Deriva Max	Check	Ax
N+60.28	Sy	0.006243	0.007377	0.0068	0.0082	0.0095	0.0074	Cumple	0.81
N+57.04	Sy	0.006338	0.007458	0.0069	0.0083	0.0097	0.0075	Cumple	0.81
N+53.80	Sy	0.006383	0.007545	0.0070	0.0084	0.0097	0.0075	Cumple	0.82
N+50.56	Sy	0.006417	0.007632	0.0070	0.0084	0.0098	0.0076	Cumple	0.82
N+47.32	Sy	0.006428	0.007699	0.0071	0.0085	0.0099	0.0077	Cumple	0.83
N+44.08	Sy	0.00641	0.007733	0.0071	0.0085	0.0099	0.0077	Cumple	0.83
N+40.84	Sy	0.006253	0.007719	0.0070	0.0084	0.0098	0.0077	Cumple	0.85
N+37.60	Sy	0.006161	0.007647	0.0069	0.0083	0.0097	0.0076	Cumple	0.85
N+34.36	Sy	0.006021	0.007508	0.0068	0.0081	0.0095	0.0075	Cumple	0.86
N+31.12	Sy	0.005828	0.007297	0.0066	0.0079	0.0092	0.0073	Cumple	0.86
N+27.88	Sy	0.00557	0.007003	0.0063	0.0075	0.0088	0.0070	Cumple	0.86
N+24.64	Sy	0.005261	0.006622	0.0059	0.0071	0.0083	0.0066	Cumple	0.86
N+21.40	Sy	0.004883	0.006146	0.0055	0.0066	0.0077	0.0061	Cumple	0.86
N+18.16	Sy	0.004434	0.005566	0.0050	0.0060	0.0070	0.0056	Cumple	0.86
N+14.92	Sy	0.003911	0.004876	0.0044	0.0053	0.0062	0.0049	Cumple	0.86
N+11.68	Sy	0.003305	0.004062	0.0037	0.0044	0.0052	0.0041	Cumple	0.84
N+8.44	Sy	0.002605	0.003132	0.0029	0.0034	0.0040	0.0031	Cumple	0.83
N+5.20	Sy	0.001733	0.001929	0.0018	0.0022	0.0026	0.0019	Cumple	0.77

N+60.28	Sy+	0.005697	0.007956	0.0068	0.0082	0.0096	0.0080	Cumple	0.94
N+57.04	Sy+	0.005762	0.008067	0.0069	0.0083	0.0097	0.0081	Cumple	0.95
N+53.80	Sy+	0.005772	0.00819	0.0070	0.0084	0.0098	0.0082	Cumple	0.96
N+50.56	Sy+	0.005767	0.008317	0.0070	0.0085	0.0099	0.0083	Cumple	0.97
N+47.32	Sy+	0.005737	0.008424	0.0071	0.0085	0.0099	0.0084	Cumple	0.98
N+44.08	Sy+	0.005679	0.008497	0.0071	0.0085	0.0099	0.0085	Cumple	1.00
N+40.84	Sy+	0.00616	0.008517	0.0073	0.0088	0.0103	0.0085	Cumple	0.94
N+37.60	Sy+	0.006131	0.008474	0.0073	0.0088	0.0102	0.0085	Cumple	0.94
N+34.36	Sy+	0.006056	0.008359	0.0072	0.0086	0.0101	0.0084	Cumple	0.93
N+31.12	Sy+	0.005914	0.008163	0.0070	0.0084	0.0099	0.0082	Cumple	0.93
N+27.88	Sy+	0.005723	0.007869	0.0068	0.0082	0.0095	0.0079	Cumple	0.93
N+24.64	Sy+	0.005503	0.007479	0.0065	0.0078	0.0091	0.0075	Cumple	0.92
N+21.40	Sy+	0.00523	0.006976	0.0061	0.0073	0.0085	0.0070	Cumple	0.91
N+18.16	Sy+	0.004898	0.006351	0.0056	0.0067	0.0079	0.0064	Cumple	0.89
N+14.92	Sy+	0.004525	0.005594	0.0051	0.0061	0.0071	0.0056	Cumple	0.85
N+11.68	Sy+	0.004185	0.004685	0.0044	0.0053	0.0062	0.0047	Cumple	0.77
N+8.44	Sy+	0.004025	0.003629	0.0038	0.0046	0.0054	0.0040	Cumple	0.77
N+5.20	Sy+	0.00349	0.002334	0.0029	0.0035	0.0041	0.0035	Cumple	1.00

N+60.28	Sy-	0.006788	0.006798	0.0068	0.0082	0.0095	0.0068	Cumple	0.70
N+57.04	Sy-	0.006913	0.006849	0.0069	0.0083	0.0096	0.0069	Cumple	0.70
N+53.80	Sy-	0.006994	0.006901	0.0069	0.0083	0.0097	0.0070	Cumple	0.70
N+50.56	Sy-	0.007068	0.006947	0.0070	0.0084	0.0098	0.0071	Cumple	0.71
N+47.32	Sy-	0.007119	0.006973	0.0070	0.0085	0.0099	0.0071	Cumple	0.71
N+44.08	Sy-	0.00714	0.00697	0.0071	0.0085	0.0099	0.0071	Cumple	0.71
N+40.84	Sy-	0.007141	0.006921	0.0070	0.0084	0.0098	0.0071	Cumple	0.72
N+37.60	Sy-	0.007084	0.006819	0.0070	0.0083	0.0097	0.0071	Cumple	0.72
N+34.36	Sy-	0.006971	0.006657	0.0068	0.0082	0.0095	0.0070	Cumple	0.73
N+31.12	Sy-	0.006795	0.006432	0.0066	0.0079	0.0093	0.0068	Cumple	0.73
N+27.88	Sy-	0.00654	0.006136	0.0063	0.0076	0.0089	0.0065	Cumple	0.74
N+24.64	Sy-	0.006221	0.005766	0.0060	0.0072	0.0084	0.0062	Cumple	0.75
N+21.40	Sy-	0.005815	0.005316	0.0056	0.0067	0.0078	0.0058	Cumple	0.76
N+18.16	Sy-	0.005319	0.004781	0.0051	0.0061	0.0071	0.0053	Cumple	0.77
N+14.92	Sy-	0.004724	0.004158	0.0044	0.0053	0.0062	0.0047	Cumple	0.79
N+11.68	Sy-	0.004016	0.003439	0.0037	0.0045	0.0052	0.0040	Cumple	0.81
N+8.44	Sy-	0.003177	0.002635	0.0029	0.0035	0.0041	0.0032	Cumple	0.83
N+5.20	Sy-	0.002092	0.001994	0.0020	0.0025	0.0029	0.0021	Cumple	0.73

## Determinación de irregularidades verticales de acuerdo con la norma ASCE/SE 7-22, Sección 12.3.2.

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Figura No. 52 Irregularidades Verticales

La estructura es regular no existen irregularidades verticales.

### Análisis estructural seleccionado.

De acuerdo a lo especificado en el ASCE/SEI 7-22, tabla 12.6.1 y sección 12.7.3 se eligió el procedimiento de análisis modal espectral.

**Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures**

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8*	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2*	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16*
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

\*P: Permitted; NP: Not Permitted;  $T_s = S_{D1}/S_{D5}$ .

Figura No. 53 Procedimientos analíticos permitidos

### Determinación de las fuerzas sísmicas para el análisis de fuerza estática equivalente, sección 12.8 ASCE/SEI 7-10.

De acuerdo a el código, el periodo fundamental de la estructura para el cálculo de la fuerza estática lateral equivalente puede ser obtenida usando las propiedades estructurales y las deformaciones características de los elementos del sistema resistente lateral mediante el análisis estructural o a través de las ecuaciones expresadas en el código de donde se obtendrá un periodo fundamental aproximado.

Es importante mencionar que el periodo fundamental de la estructura no puede exceder el límite  $C_u \times T_a$  para el diseño de los elementos. Este límite no aplica en el chequeo de derivas según el código usado.

Por otro lado, se destaca que el cortante basal estático será calculado desde el nivel N+0.88, que corresponde a la superestructura (sin subsuelos).

A continuación, se describe el proceso para el cálculo del cortante basal estático:

En primer lugar, se determina el peso sísmico total de la estructura, el cual incluye el peso propio y carga muerta:

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
	Peso Propio	LinStatic			0	0	9036.6209	97105.4541	-212983.4926	0
	Carga Viva	LinStatic			0	0	2290.2431	22668.9952	-55270.832	0
▶	Carga Muerta	LinStatic			0	0	2593.0453	25880.7271	-81664.5162	0

Figura No. 54 Carga Muerta y Peso Propio

Por lo que, se obtiene una masa sísmica total de:

Tabla No. 8 Masa Sísmica Total

Peso Propio [tf]	9036.62
Carga Muerta [tf]	2593.05
Masa sísmica total [tf]	11629.67

Además, se calcula el periodo fundamental aproximado a través de la siguiente expresión:

$$T_a = C_t h_n^x$$

$C_t$  y  $x$ , son obtenidos a través de la tabla 12.8-2 de ASCE/SEI 7-22:

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

Figura No. 55  $C_t$  y  $x$  para el cálculo del Periodo Aproximado

Tabla No. 9  $C_t$ ,  $x$  y  $h_n$  para el cálculo del Periodo Aproximado

$C_t$	0.0488
$X$	0.75
$h_n$ [m]	62.28

Por lo tanto, se obtiene un periodo fundamental aproximado de:

$$T_a = 0.0488 \times 62.28^{0.75}$$

$$T_a = 1.082 \text{ s}$$

Una vez, obtenido el periodo fundamental aproximado se calcula el periodo máximo a través de la siguiente expresión:

$$T_{max} = C_u T_a$$

En donde  $C_u$  se determina a través de la tabla 12.8-1 de ASCE/SEI 7-22:

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, $S_{D1}$	Coefficient $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

*Figura No. 56 Coeficiente para el límite superior del Periodo Calculado*

Obteniéndose un periodo máximo de:

$$T_{max} = 1.4 \times 1.082$$

$$T_{max} = 1.515 \text{ s}$$

A través de Etabs se ha obtenido un periodo fundamental de:

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 2.81170175277495

*Figura No. 57 Periodo Fundamental obtenido en Etabs*

$$T = 2.812 \text{ s}$$

Por lo que, el periodo usado para el cálculo del cortante basal pseudo-estático, usado para el diseño de los elementos, será el periodo máximo calculado, es decir:

$$T_{max} = 1.515 \text{ s}$$

De esta manera, se calcula el coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  a través de las siguientes ecuaciones y se escoge el valor máximo entre las mismas:

Para  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{0.69}{1.515 \left( \frac{7}{1} \right)}$$

$$C_s = 0.065$$

En donde  $C_s$  no puede ser menor que:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

$$C_s = 0.044 \times 1.42 \times 1$$

$$C_s = 0.062$$

y

$$C_s = \frac{0.5 S_{D1}}{\left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{0.5 \times 0.69}{\left( \frac{7}{1} \right)}$$

$$C_s = 0.049$$

Es así como el coeficiente de respuesta sísmica usado es:

$$C_s = 0.065$$

Y el cortante basal será igual a:

$$V = C_s W$$

$$V = 0.065 \times 11629.67$$

$$V = 756.85 \text{ tf}$$

Este mismo proceso lo realiza el software Etabs, por lo tanto, se verificará con el valor obtenido en el programa:

Tabla No. 10 Cortante Basal Estático-ETABS

Name	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Stor	Ct and X	Ss And S1 From	Ss	S1	TL	Site Class	Fa	Fv	SDS	SD1	R	Omega	Cd	I	Period Used	Coeff Used	Weight Used	Base Shear
								sec										sec		tonf	tonf
Sx-	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118
Sx	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118
Sx+	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118
Sy-	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118
Sy	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118
Sy+	0.05	N+64.24	N+0.88	0.02; 0.75	User Defined	2.13	0.69	8	D	1	1.5	1.42	0.69	7	3	5.5	1	1.513	0.06514	11665.9585	759.9118

El valor es cercano al obtenido, por lo tanto, el cálculo es correcto. Por lo que, el cortante basal usado para diseño fue de 759.91 tf.

### Cortante basal dinámico

El cortante basal dinámico es la fuerza lateral que actúa en la base de una estructura como respuesta ante un sismo. A diferencia del enfoque estático, que es más simplificado, el cortante basal dinámico se obtiene mediante un análisis que considera cómo la estructura vibra en sus diferentes modos a través de la definición del espectro de diseño. Este método captura con mayor precisión la respuesta de la estructura a las vibraciones sísmicas, proporcionando una evaluación más detallada y realista de las fuerzas que la estructura necesita resistir.

A través de la definición del espectro de diseño en ETABS, se obtuvo el siguiente cortante basal dinámico:

Tabla No. 11 Cortante Basal Dinámico

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
							tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
N+0.88	Ex/R	Combinatio n	Max			Top	0	554.9299	109.1365	8041.6702	1897.804	12602.206
N+0.88	Ey/R	Combinatio n	Max			Top	0	113.6473	531.5136	13238.9146	10933.7883	2171.2056

## Análisis modal espectral

El análisis modal espectral toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo de respuesta. Este método tiene como objetivo reproducir con la mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas. (Donobhan. G, 2007).

El código indica que el análisis deberá contener suficientes modos de vibración de tal manera que el porcentaje de masas sea mayor que el 90%. Para este modelo se seleccionaron 25 modos de vibración:

Tabla No. 12 Participación de Masa

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	3.14	0.0021	0.4813	0	0.0021	0.4813	0	0.4906	0.0023	0.0037	0.4906	0.0023	0.0037
Modal	2	2.542	0.2239	0.0009	0	0.226	0.4822	0	0.0003	0.2149	0.2246	0.4909	0.2172	0.2282
Modal	3	1.793	0.2701	0.0089	0	0.496	0.4911	0	0.0058	0.2764	0.1842	0.4968	0.4935	0.4124
Modal	4	0.72	0.0235	0.0096	0	0.5195	0.5007	0	0.0024	0.0065	0.0522	0.4992	0.5001	0.4647
Modal	5	0.654	0.0072	0.1393	0	0.5268	0.64	0	0.0448	0.0014	0.0037	0.544	0.5015	0.4684
Modal	6	0.382	0.1101	0.0024	0	0.6369	0.6424	0	0.0012	0.0409	0.0285	0.5452	0.5423	0.4969
Modal	7	0.334	0.0174	0.0018	0	0.6543	0.6441	0	0.0008	0.0072	0.0234	0.546	0.5495	0.5203
Modal	8	0.268	0.003	0.0806	0	0.6573	0.7247	0	0.0474	0.0014	0.0005	0.5934	0.5509	0.5208
Modal	9	0.227	0.0078	0.0003	0	0.6651	0.725	0	0.0002	0.0033	0.0066	0.5937	0.5542	0.5274
Modal	10	0.193	0.009	0.0033	0	0.6742	0.7284	0	0.0025	0.0056	0.0162	0.5962	0.5598	0.5436
Modal	11	0.163	2.50E-05	0.0676	0	0.6742	0.796	0	0.064	3.55E-05	0.0025	0.6602	0.5598	0.5461
Modal	12	0.154	0.0613	0.0013	0	0.7355	0.7973	0	0.0014	0.0439	0.0093	0.6615	0.6038	0.5554
Modal	13	0.138	0.0059	0.0239	0	0.7414	0.8212	0	0.0252	0.0046	0.0083	0.6868	0.6084	0.5637
Modal	14	0.127	0.0027	0.0303	0	0.7441	0.8515	0	0.0349	0.0025	0.0088	0.7216	0.6109	0.5725
Modal	15	0.111	2.48E-05	0.0238	0	0.7441	0.8753	0	0.0301	3.48E-05	0.0179	0.7517	0.6109	0.5904
Modal	16	0.1	0.0004	0.0375	0	0.7445	0.9128	0	0.0531	0.0003	0.0065	0.8048	0.6112	0.5968
Modal	17	0.097	0.0893	2.86E-05	0	0.8339	0.9128	0	1.26E-05	0.0927	0.0001	0.8049	0.7039	0.5969
Modal	18	0.089	0.0001	0.0037	0	0.834	0.9165	0	0.0055	0.0001	0.0815	0.8103	0.7041	0.6784
Modal	19	0.077	0.0156	0.0036	0	0.8496	0.9201	0	0.0069	0.0204	0.1141	0.8172	0.7245	0.7925
Modal	20	0.076	0.0119	0.0165	0	0.8615	0.9366	0	0.0285	0.0151	0.0273	0.8457	0.7396	0.8198
Modal	21	0.072	0.0509	0.0001	0	0.9125	0.9367	0	0.0002	0.0663	0.0581	0.846	0.806	0.8779
Modal	22	0.065	0.0034	0.0002	0	0.9159	0.937	0	0.0005	0.0053	0.0396	0.8465	0.8112	0.9175
Modal	23	0.058	0.0008	0.0099	0	0.9167	0.9469	0	0.0213	0.0013	0.0002	0.8679	0.8125	0.9176
Modal	24	0.057	0.0227	0.0001	0	0.9394	0.9469	0	0.0002	0.0368	0.0068	0.868	0.8493	0.9244
Modal	25	0.054	0.0017	0.0006	0	0.9411	0.9475	0	0.0014	0.0031	0.0064	0.8694	0.8524	0.9308

## Aplicación de Cargas Sísmicas

Para verificar las derivas, se analiza la estructura aplicando las cargas sísmicas en cada dirección de forma independiente, considerando también las excentricidades correspondientes.

En el diseño de los elementos estructurales, se aplican las cargas sísmicas combinando un 100% de la carga en la dirección principal con un 30% de la carga en la dirección perpendicular, incluyendo las excentricidades respectivas.

Para la evaluación de las derivas de piso, se utilizará el valor máximo de la respuesta inelástica en desplazamientos, denotado como  $\Delta_M$ .

Según la norma ASCE/SEI 7-22, la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse de manera específica, siguiendo los lineamientos establecidos en la normativa mediante:

$$\Delta_M = C_d \Delta_E$$

Donde:

$C_d$  – Factor de amplificación de desplazamiento = 5.5 en ambas direcciones

Y  $\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos de la tabla 12.12-1:

Table 12.12-1 Allowable Story Drift,  $\Delta_d^{a,b}$ 

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

Figura No. 58 Deriva de Piso Permissible

Por lo que,

$$0.02 > 5.5\Delta_E$$

Además, se vuelve fundamental mencionar que se tendrá que realizar un ajuste de cortante basal en el caso que el cortante basal dinámico sea menor que el cortante basal estático.

En este caso, sucede lo mencionado anteriormente. Por lo que, los factores de escala usados son los siguientes:

AJUSTE CORTANTE BASAL		
Factor	100	%

Tabla No. 13 Cortante Basal Estático

CORTANTE BASAL ESTÁTICO		
V <sub>x</sub>	759.9118	ton
V <sub>x</sub> *1	759.91	ton
V <sub>y</sub>	759.9118	ton
V <sub>y</sub> *1	759.91	ton

Tabla No. 14 Cortante Basal Dinámico

<b>CORTANTE BASAL DINÁMICO</b>		
Vx	554.9299	ton
Vy	531.5136	ton

Tabla No. 15 Ajuste Cortante Basal

<b>AJUSTE CORTANTE BASAL</b>	
Vx	Ajustar
Factor Vx	1.37
Vy	Ajustar
Factor Vy	1.43

**Load Combination Data**

**General Data**

Load Combination Name: Ex/R\_Scaled

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Ex/R	1.37

Add

Delete

OK Cancel

Figura No. 59 Ajuste Cortante Basal en x

**Load Combination Data**

**General Data**

Load Combination Name: Ey/R\_Scaled

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Ey/R	1.43

Add

Delete

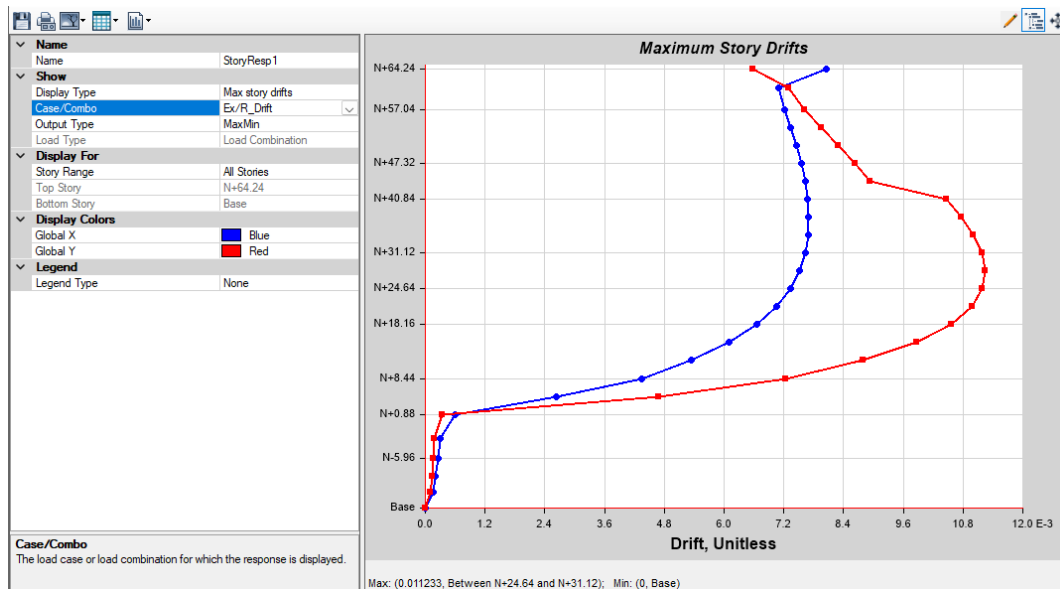
OK Cancel

*Figura No. 60 Ajuste Cortante Basal en y*

## Derivas de Piso

Para el chequeo de derivas, se permite determinar la deriva elástica liberando el periodo. Es decir, sin el límite del periodo fundamental calculado ( $C_u T_a$ ).

Derivas en sentido x:



Derivas en sentido y:

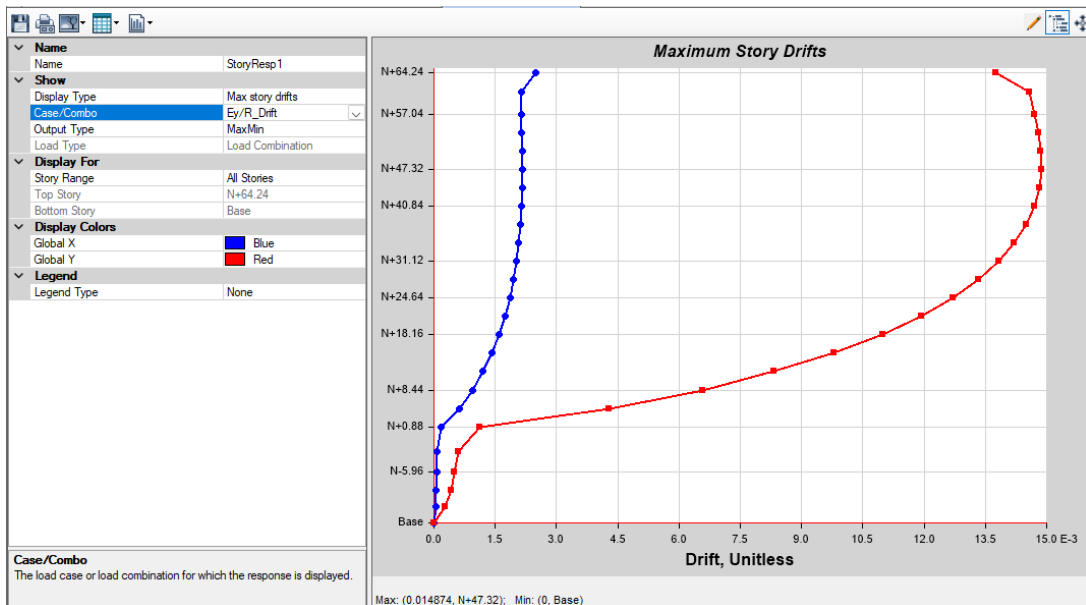


Tabla No. 16 Derivas Sentido X

<b>TABLE: Story Response</b>					
<b>Story</b>	<b>Elevation</b>	<b>Location</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>	<b>CHECK</b>
	m				0.02
N+64.24	79.2	Top	0.008059	0.006579	Ok
N+60.28	75.96	Top	0.007091	0.007288	Ok
N+57.04	72	Top	0.00722	0.007613	Ok
N+53.8	68.76	Top	0.00734	0.00795	Ok
N+50.56	65.52	Top	0.007459	0.008297	Ok
N+47.32	62.28	Top	0.007558	0.008624	Ok
N+44.08	59.04	Top	0.007627	0.00893	Ok
N+40.84	55.8	Top	0.007671	0.010469	Ok
N+37.60	52.56	Top	0.007696	0.010764	Ok
N+34.36	49.32	Top	0.007687	0.011005	Ok
N+31.12	46.08	Top	0.007635	0.011181	Ok
N+27.88	42.84	Top	0.007512	0.011233	Ok
N+24.64	39.6	Top	0.007328	0.011192	Ok
N+21.40	36.36	Top	0.007049	0.010985	Ok
N+18.16	33.12	Top	0.006653	0.010566	Ok
N+14.92	29.88	Top	0.006102	0.009869	Ok
N+11.68	26.64	Top	0.00535	0.008786	Ok
N+8.44	23.4	Top	0.004337	0.007233	Ok
N+5.20	20.16	Top	0.002633	0.004681	Ok
N+0.88	16.92	Top	0.000604	0.000341	Ok
N-2.72	12.6	Top	0.000302	0.000183	Ok
N-5.96	9	Top	0.000249	0.000166	Ok
N-8.84	5.76	Top	0.000208	0.000142	Ok
N-11.72	2.88	Top	0.000164	0.000106	Ok
Base	0	Top	0	0	Ok

Tabla No. 17 Derivas Sentido Y

<b>TABLE: Story Response</b>					
<b>Story</b>	<b>Elevation</b>	<b>Location</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>	<b>CHECK</b>
	m				0.02
N+64.24	79.2	Top	0.002494	0.013745	Ok
N+60.28	75.96	Top	0.002138	0.014574	Ok
N+57.04	72	Top	0.002135	0.014691	Ok
N+53.8	68.76	Top	0.002147	0.014792	Ok
N+50.56	65.52	Top	0.002156	0.01486	Ok
N+47.32	62.28	Top	0.00216	0.014874	Ok
N+44.08	59.04	Top	0.002158	0.014825	Ok
N+40.84	55.8	Top	0.002145	0.014701	Ok
N+37.60	52.56	Top	0.002118	0.014497	Ok
N+34.36	49.32	Top	0.002078	0.014209	Ok
N+31.12	46.08	Top	0.002023	0.013828	Ok
N+27.88	42.84	Top	0.00195	0.013332	Ok
N+24.64	39.6	Top	0.001857	0.012715	Ok
N+21.40	36.36	Top	0.00174	0.011944	Ok
N+18.16	33.12	Top	0.001594	0.010984	Ok
N+14.92	29.88	Top	0.001414	0.009797	Ok
N+11.68	26.64	Top	0.001198	0.008329	Ok
N+8.44	23.4	Top	0.000959	0.006574	Ok
N+5.20	20.16	Top	0.000613	0.004294	Ok
N+0.88	16.92	Top	0.000164	0.001132	Ok
N-2.72	12.6	Top	0.000086	0.00061	Ok
N-5.96	9	Top	0.000064	0.000493	Ok
N-8.84	5.76	Top	0.000051	0.000411	Ok
N-11.72	2.88	Top	0.000038	0.000274	Ok
Base	0	Top	0	0	Ok

## CAPITULO III

### Combinaciones de Carga Usadas para el Diseño por Resistencia.

De acuerdo a ASCE7-22 2.3.1 las estructuras se diseñarán de modo que la resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas mayoradas a partir de las siguientes combinaciones. Además, que se deberá considerar los efectos de la carga sísmica las cuales se combinarán de acuerdo con la sección 2.3.6.

1.  $1.4D$
2.  $1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ or } S \text{ or } R)$
3.  $1.2D+1.6(Lr \text{ or } S \text{ or } R)+(L \text{ or } 0.5W)$
4.  $1.2D+L+1.0E$
5.  $0.9D+1.0E$

En cuanto a la consideración de la carga sísmica la sección 2.3.6 recalca que la estructura debe estar sujeta a los efectos provocados por la misma, por lo que, se deberán considerar las siguientes combinaciones, las cuales serán incluidas en las combinaciones básicas mencionadas anteriormente. Es importante mencionar que se deben investigar los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas cuando corresponda según la sección 12.4.2.

$$E=E_h+E_v$$

$$E=E_h-E_v$$

Obteniéndose las siguientes combinaciones, en donde  $Q_e$  son los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales  $V$  y  $F_p$ , en donde dichos efectos resultan de la aplicación de las fuerzas horizontales de manera simultánea en cada una de las direcciones.

- $E= \rho Q_e+0.2S_{DS}D$

- $E = \rho Q_e - 0.2 S_{DS} D$

Donde:

$$\rho = 1$$

$$S_{DS} = 1.42$$

Reducción  $L = 0.5$

- $E = 1 Q_e + 0.284 D$

- $E = 1 Q_e - 0.284 D$

A continuación, se presentan las combinaciones de diseño usadas:

- $1.4 D$

- $1.2 D + 1.6 L$

- $(1.2 + 0.284) D + 0.5 L \pm Q_e$

$$1.484 D + 0.5 L \pm Q_e$$

- $(1.2 - 0.284) D + 0.5 L \pm Q_e$

$$0.916 D + 0.5 L \pm Q_e$$

- $(0.9 + 0.284) D \pm Q_e$   $(0.9 + 0.284)$

$$1.184 D \pm Q_e$$

- $(0.9 - 0.284) D \pm Q_e$

$$0.616 D \pm Q_e$$

Donde  $Q_e$  representa las fuerzas laterales en cada dirección X o Y.

## Diseño de Muros

Los muros de corte son elementos verticales de una estructura que están diseñados para resistir fuerzas laterales provocadas generalmente por sismos. Este tipo de elemento contribuye significativamente a la estabilidad global de la estructura al proporcionar rigidez lateral, reduciendo las derivas de entrepiso y limitando las deformaciones.

Es relevante mencionar que el desarrollo de edificios de gran altura no se hubiera logrado sin nuevas tecnologías y el uso de este tipo de elementos permite incrementar en forma importante la rigidez lateral de la estructura para resistir cargas horizontales al absorber un gran porcentaje de fuerza cortante horizontal. Por lo que, en la práctica se vuelve común combinar sistemas duales de pórticos y muros en estructuras de hormigón armado, pues permite que la estructura cuente con una mayor resistencia y estabilidad (Briceño & Carreras, 2013).

Este tipo de elementos estructurales están diseñados principalmente para resistir solicitaciones de corte y la normativa considera una serie de parámetros clave en sus ecuaciones de diseño para garantizar que el muro pueda cumplir con su función estructural de manera eficiente y segura, resistiendo las solicitaciones impuestas y asegurando que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad y desempeño establecidos en las normativas de diseño.

Por otro lado, los muros esbeltos ( $h/l > 2$ ), como es el caso de los muros propuestos a continuación, pueden considerarse como un sistema de una viga vertical en voladizo, la cual se encuentra sujeta a la acción de momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan por cargas laterales, además de fuerzas axiales de compresión debido a cargas gravitacionales. Es por esto que, para evitar el pandeo y aplastamiento del hormigón en el

extremo comprimido del muro, se vuelve necesario confinar el refuerzo longitudinal formando cabezales con sus respectivos estribos.

Como ya se mencionó anteriormente se vuelve esencial un adecuado diseño del refuerzo, ya que estos elementos están expuestos a fuerzas laterales significativas, por lo que, si no se detalla adecuadamente el refuerzo, el muro puede fallar cuando las fuerzas de corte excedan su capacidad. En este contexto, la falla suele manifestarse mediante la aparición de grietas de tensión diagonal, típicamente causadas por el esfuerzo de cortante.

No obstante, cuando se diseña y se detalla correctamente el refuerzo, asegurando un confinamiento adecuado y un correcto uso de acero longitudinal, se puede mejorar la ductilidad del muro haciendo que la estructura mejore su capacidad para soportar deformaciones significativas antes de fallar, lo que se traduce en que el muro pueda absorber más energía sin colapsar y por ende ofrecer un mejor desempeño ante cargas laterales.

### **Consideraciones de diseño**

En el diseño de hormigón armado, los elementos deben diseñarse para que cuenten con una resistencia adecuada de acuerdo a cada una de las disposiciones de la normativa, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia  $\Phi$ .

Lo que se realiza en primer lugar es la determinación del uso de elementos de borde, este requisito se lo verifica a través de dos aproximaciones listadas a continuación:

1. Aproximación Basada en Desplazamientos [ACI318-19, 18.10.6.2]
2. Aproximación Basada en Esfuerzos [ACI318-19, 18.10.6.3]

La primera aproximación se la realiza en base a la distancia al eje neutro ( $c$  y  $c$  limite); mientras que la segunda aproximación se la realiza a través del esfuerzo a compresión

máxima al que se encuentra sometido el muro [ $20\% f'c$ ]. Al cumplirse cualquiera de estas dos condiciones es necesario incorporar elementos de borde para mayor confinamiento del muro.

Por otro lado, también es necesario verificar el uso de doble capa de acero en el alma del muro, que según la normativa para un Cortante último ( $V_u$ ) mayor a  $0.53\lambda\sqrt{f'c} * A_{cv}$  o para una relación de esbeltez  $hw/lw \geq 2$  se necesita proveer de dos capas de acero de refuerzo.

Además, se determina la cuantía mínima de acero transversal y longitudinal para el diseño. Siendo esta de 0.0025 cuando  $V_u$  sea mayor a  $0.27\lambda\sqrt{f'c} * A_{cv}$ .

Una vez diseñado el acero longitudinal del muro se puede verificar la demanda/capacidad del mismo, es decir, si el muro soporta las cargas y momentos últimos de todas las combinaciones de diseño. Para este caso se identifica el  $P_u$  y  $M_u$  más crítico y se lo grafica en el diagrama de interacción construido a través del software CSI-COL en base a la configuración de acero distribuido en todo el muro.

En cuanto al diseño de acero transversal, el cual será colocado a una separación no mayor a 45cm, se basa en el cortante último de diseño  $V_e$ . Según la sección 18.10.3.1 del ACI318-19, se hará uso de factores de sobrerresistencia, los cuales amplifican el cortante último resultante del análisis estructural, lo que asegura que el diseño sea conservador y capaz de resistir las demandas sísmicas impuestas. Además, estos factores tienen como objetivo aumentar la capacidad resistente del elemento para garantizar un margen de seguridad adecuado y un diseño óptimo en donde las fuerzas resistentes del sistema estructural sean mayores que las fuerzas actuantes.

A continuación, se detallan cada una de las ecuaciones usadas para el diseño.

Sección 18.10.3.1:

$$V_e = \Omega \omega V_u \leq 3V_u$$

$$\Omega = \left( \frac{M_{pr}}{M_u} \right)$$

$$\Omega = 0.9 + \frac{ns}{10} \quad ns \leq 6$$

$$\Omega = 1.3 + \frac{ns}{30} \quad ns > 6$$

En donde  $\Omega$  es un coeficiente de sobrerresistencia que depende de la relación entre el momento probable y el momento último obtenido a través del análisis estructural.

Sección 11.5:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Sección 22.5:

$$V_n = V_c + V_s$$

En donde:

El cortante del concreto será calculado en base a la sección 11.5.4.5 y 22.5.5.1:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} A_{cv}$$

Y el cortante del acero en base a la sección 11.5.4.8 y 22.5:

$$V_s = \frac{Avfyd}{s}$$

Además, se calculará el cortante en zonas de alta peligrosidad sísmica de acuerdo a la sección 11.5.4.3 y 18.10.4.1:

$$V_n \leq (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + p_t f_{yt}) A_{cv}$$

En donde:

$$\alpha_c = 0.8 \text{ para } \frac{hw}{lw} \leq 5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

En cuanto al acero transversal de los elementos de borde en caso de ser requeridos, se determinarán en base al mayor valor entre:

$$A_{sh} = 0.3 \cdot s \cdot b_c \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot s \cdot b_c \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Y la separación de los estribos deberá escogerse entre el mínimo valor entre:

$$a) \frac{\text{Dimensión mínima del elemento}}{4}$$

b)  $6 \cdot$  diámetro de la varilla de refuerzo longitudinal menor

$$c) s_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right)$$

En donde el valor de  $s_o$  no debe ser mayor a 150mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

A continuación, se presenta un esquema de los muros de corte propuestos:

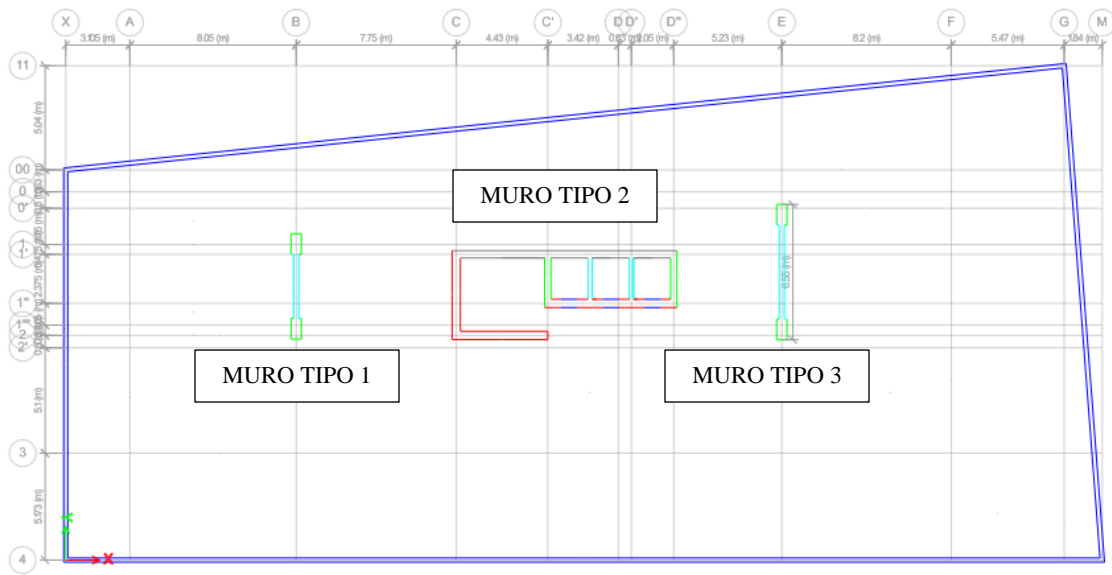


Figura No. 61 Esquema Muros

MURO TIPO 1-EJE B:



Figura No. 62 Esquema Muro 1

### MURO TIPO 2-EJE C-C'-D'-D''/ 1-1''-2

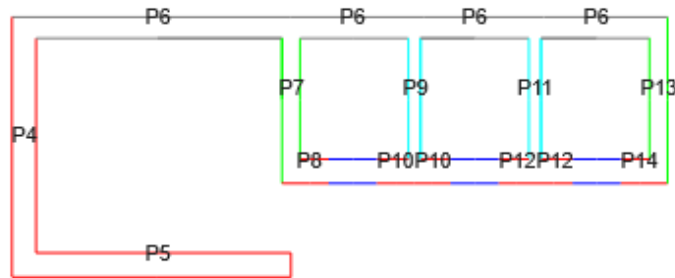


Figura No. 63 Esquema Muro 2

### MURO TIPO 3-EJE E:



Figura No. 64 Esquema Muro 3

En cuanto al desarrollo del diseño se presentará los resultados obtenidos para cada uno de los muros. Es importante resaltar que se ha realizado todo el proceso mediante cada una de las ecuaciones indicadas en la sección “consideraciones de diseño” en donde se presenta cada ecuación conjuntamente con la sección de la normativa usada, en este caso ACI318-19.

Por otro lado, se inicia con la determinación de la geometría del muro, se verifica la relación de esbeltez para identificar que diseño gobierna y de esta manera identificar la cuantía mínima a usar tanto para acero longitudinal y transversal. Adicionalmente, se identifica si es necesario el uso de elementos de borde y se determina la longitud mínima que deberá tener el elemento de borde y la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en dichos elementos.

Una vez determinados los armados mínimos se procede a realizar procesos iterativos a través del diagrama de interacción para verificar la demanda/capacidad del muro y así calcular las cuantías finales a usarse en dicho muro.

Finalmente, se realiza el diseño a corte en donde se verifica que el cortante último amplificado es menor o igual al cortante límite de diseño.

### Diseño Muro 1

Se presenta en la siguiente tabla los datos requeridos para el diseño del muro.

*Tabla No. 18 Datos Muro 1*

<b>Datos</b>		
<b>fc'</b>	350	<b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>fy'</b>	4200	<b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
<b><math>\Lambda</math></b>	1	-
<b>Lw</b>	5.1	<b>(m)</b>
<b>Bw</b>	0.25	<b>(m)</b>
<b>Hw</b>	63.36	<b>(m)</b>
<b>Vu</b>	152.4	<b>(Ton f)</b>

En donde:

$L_w$ : Longitud del muro

$B_w$ : Espesor del muro

$H_w$ : Altura del muro medido desde la base

$V_u$ : Cortante último obtenido de Etabs

**Geometría:**

En primer lugar, lo que se realiza es determinar la geometría del muro a través de la tabla 11.3.1.1 en donde se propone un mínimo espesor de muro a utilizar:

**Table 11.3.1.1—Minimum wall thickness  $h$**

Wall type	Minimum thickness $h$		
Bearing <sup>[1]</sup>	Greater of:	4 in.	(a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height	(b)
Nonbearing	Greater of:	4 in.	(c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height	(d)
Exterior basement and foundation <sup>[1]</sup>		7.5 in.	(e)

<sup>[1]</sup>Only applies to walls designed in accordance with the simplified design method of 11.5.3.

*Figura No. 65 Espesor mínimo del muro*

De esta manera, se obtiene que el espesor mínimo a usarse será de 10cm, sin embargo, para este caso se ha escogido un espesor de 25cm.

### Relación Esbeltez

La relación entre la altura y largo del muro sirve para identificar el tipo de muro con el que se está trabajando y de esta manera definir con que sección del código ACI318-19 se diseñará el mismo.

Tabla No. 19 Relación Altura largo Muro 1

<b>hw/lw</b>	12.42	<b>INF</b>
<b>lw/bw</b>	20.4	<b>DER</b>

<b>Diseño que gobierna</b>	<b>WALL</b>
----------------------------	-------------

**Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments<sup>1)</sup>**

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, ( $h_w/\ell_w$ )	Length of vertical wall segment/wall thickness ( $\ell_w/b_w$ )		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

<sup>1)</sup> $h_w$  is the clear height,  $\ell_w$  is the horizontal length, and  $b_w$  is the width of the web of the wall segment.

Figura No. 66 Diseño que Gobierna

Al identificar el diseño que gobierna, se puede determinar la cuantía mínima en el alma a través de la sección 18.10.2.1 de ACI318-19.

En donde, en el caso que  $V_u$  sea mayor a la ecuación presentada, la cuantía mínima de acero longitudinal será de 0.0025 tal como lo indica el capítulo 18 de ACI:

$$V_u > 0.27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \Rightarrow [\rho_l \geq 0.0025]$$

Figura No. 67 Cuantía Mínima Acero Longitudinal

Cuantia minima requerida en almas de muro 18.10.2.1		
<b>Vu_lim</b>	64.403	<b>(Ton f)</b>
<b>Criterio Usado</b>	pl>=0.0025	
<b><math>\rho_l \geq 0.0025</math></b>		
<b>pl&gt;=</b>	0.0025	
<b>bw</b>	0.25	<b>m</b>
<b>lw</b>	5.1	<b>m</b>
<b>Cada m</b>	1	<b>m</b>
<b>Asl</b>	6.25	<b>cm2 @ m</b>
<b>Ast</b>	6.25	<b>cm2 @ m</b>
<b>A_cv</b>	12750	<b>(cm2)</b>
<b>Smax permitido</b>	45	<b>cm</b>

Espacimientto max permitido

Además, la normativa indica cuantas capas de refuerzo que tiene que ser provisto el muro:

*For  $V_u > 0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2$ ,  
provide two curtains of reinforcement*

No. De Capas de refuerzo		
<b>Vu_lim</b>	126.421	<b>(Ton f)</b>
<b>hw/lw</b>	12.42352941	
<b>Check</b>	<b>Usar 2 Capas</b>	

Figura No. 68 No. de capas de Refuerzo Provistas en el Muro

De esta manera, a partir de la cuantía mínima, el espaciamiento y el No. De capas se determina que diámetro de varilla se usará para cumplir con este criterio mínimo. Sin embargo, es importante mencionar que más adelante esta selección mínima cambiará debido al proceso iterativo para el diseño por flexo-compresión.

2. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EL ALMA					
Espesor	25	(cm)			
Espaciamiento	20	(cm)			
Capas	2	#			
Espesor	# capas	$\Phi$	Espaciamiento (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	pl
25	2	8	10	1.005309649	0.004021239
25	2	10	20	1.570796327	0.003141593
25	2	12	20	2.261946711	0.004523893
25	2	14	20	3.078760801	0.006157522
25	2	16	20	4.021238597	0.008042477
25	2	18	20	5.089380099	0.01017876
25	2	20	20	6.283185307	0.012566371
25	2	22	20	7.602654222	0.015205308
25	2	24	20	9.047786842	0.018095574
25	2	26	20	10.61858317	0.021237166
25	2	28	20	12.3150432	0.024630086
25	2	30	20	14.13716694	0.028274334
25	2	32	20	16.08495439	0.032169909

Armado Mínimo

Figura No. 69 Armado Mínimo

### Definición de zonas de confinamiento

Los extremos de un muro pueden estar sujetos a grandes fuerzas de compresión donde el muro estará sujeto a deformaciones causadas por el sismo de diseño. Es por esto que ACI entrega dos aproximaciones de diseño para evaluar la necesidad de elementos especiales o también denominados como zonas de confinamiento.

1. Aproximación Basada en Desplazamientos [ACI318-19, 18.10.6.2]
2. Aproximación Basada en Esfuerzos [ACI318-19, 18.10.6.3]

La primera aproximación es aplicable para muros esbeltos o muros con aberturas, mientras que la segunda puede ser usada para evaluar la necesidad de elementos de borde o zonas de confinamiento para cualquier tipo de muro. Este método está sujeto tanto a carga

gravitacional como al máximo momento flector y cortante debido al sismo en una dirección dada, en donde los elementos de borde serán necesarios cuando el esfuerzo sea mayor a  $0.2f'_c$ , además cuando el esfuerzo sea menor a  $0.15f'_c$  los elementos de borde podrán ser discontinuados.

En este caso se hizo uso de la segunda aproximación, en donde, a través del modelo de ETABS se obtuvo el esfuerzo bajo el cual se encuentra el muro.

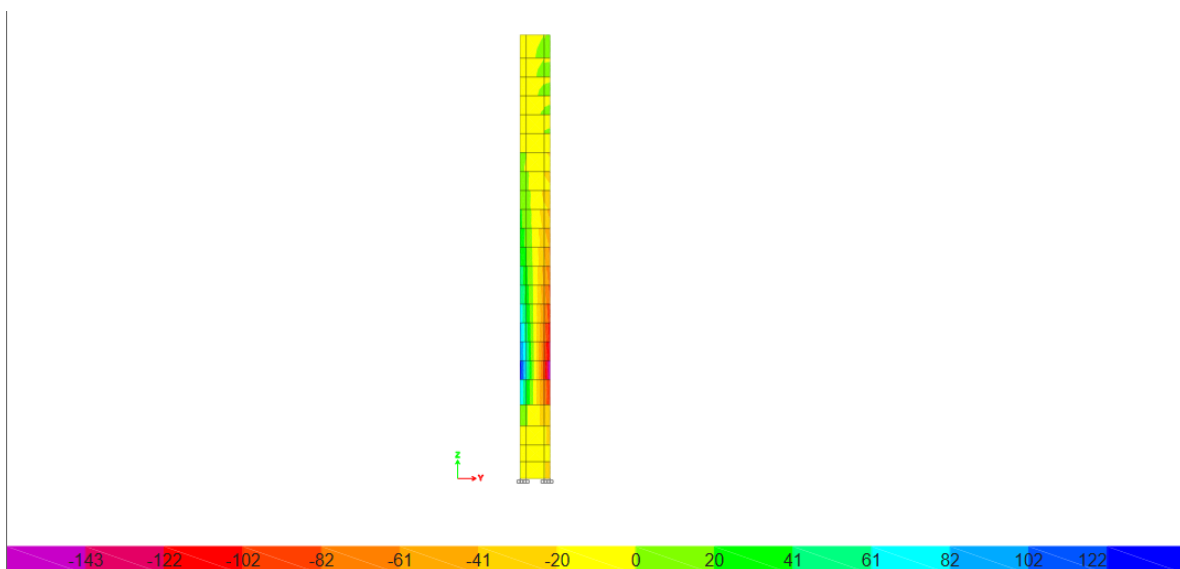


Figura No. 70 Esfuerzos Muro 1

A continuación, se presenta los resultados obtenidos:

3. DEFINICIÓN DE ZONAS DE CONFINAMIENTO	
<b>f<sub>cu</sub></b>	122
$f_{cu} > 0.20f'_c$	Los Elementos de Borde en los muros son requeridos
$f_{cu} < 0.15f'_c$	No Cumple

Figura No. 71 Definición de Zonas de Confinamiento

De esta manera, al definir que los elementos de borde en el muro son requeridos y no pueden ser descontinuados se determina la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en estos elementos y además se verifica si la longitud escogida para el elemento de borde es la adecuada respecto a la mínima presentada por la normativa.

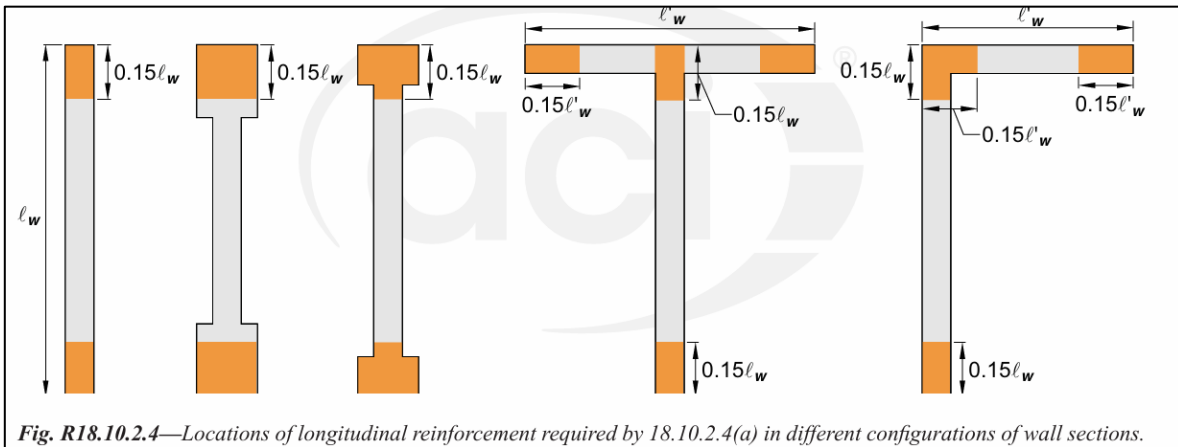


Figura No. 72 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde

4. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL (CABEZALES)			
0.15lw	0.765	m	Longitud del elemento de borde mínima calculada Longitud del elemento de borde escogida
lc	1	m	
Check	Cumple		
e	0.5	m	
hw/lw	12.42352941		$\rho_{min} = 1.60 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
Check	pe=1.6*(fc)^0.5/fy		
pmin	0.007126966		Cuantía mínima de elemento de borde
Asl_e	35.63483225	cm2	Área de acero longitudinal mínimo en los extremos

Figura No. 73 Cuantía Mínima Refuerzo Longitudinal en Cabezales

Es así como se determina un área de acero longitudinal mínimo que se le tendrá que proporcionar a los cabezales del muro, sin embargo, como se mencionó anteriormente más adelante esta selección cambiará debido al diseño por flexo-compresión.

Varillas		
$\Phi$	As (cm2)	
8	0.502654825	
10	0.785398163	
12	1.130973355	
14	1.5393804	
16	2.010619298	
18	2.544690049	
20	3.141592654	
22	3.801327111	
24	4.523893421	
26	5.309291585	
28	6.157521601	
30	7.068583471	
32	8.042477193	
# Varillas en B	7	
# Varillas en H	2	
# Varillas usadas	18	
Área total de varilla usada	1.979712903	cm2
$\Phi_{min}$	15.87655112	mm
$\Phi_{min\_seleccionado}$	16	mm
p_usado	0.007126966	

Figura No. 74 Cuantía Mínima Acero Longitudinal Cabezales

### ***Diseño a Flexo-compresión:***

Una vez determinados los armados mínimos, se realiza un proceso iterativo para la selección del armado final del muro. Este proceso se lo realizo a través del programa CSI-COL en donde a través de las solicitaciones del muro obtenidas de ETABS se identifica si las mismas se encuentran dentro del diagrama de interacción del muro y por ende cumple con la demanda requerida por flexo compresión.

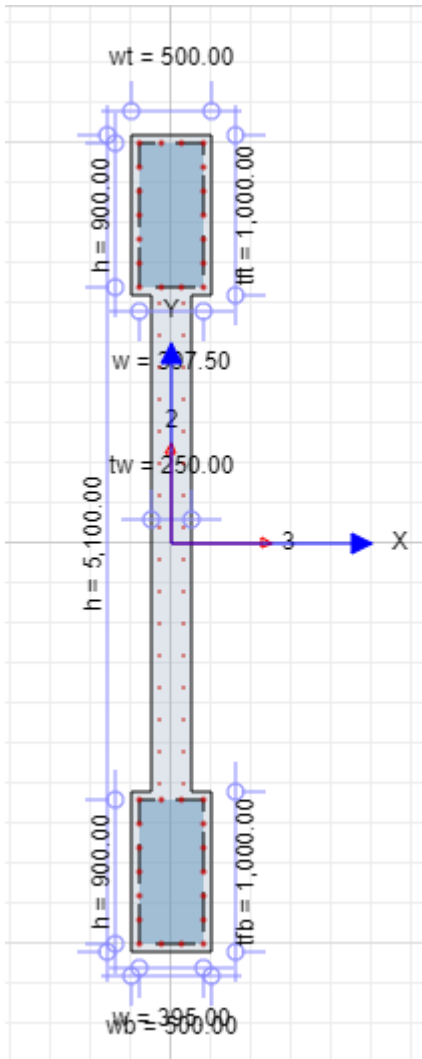


Figura No. 75 Sección Muro 1

#### SHAPE

Name	Concrete I 1
Material	fc 35MPa
Stress-Strain Curve	Mander, Unconfined
Confinement Zone 1	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 2	Mander, Rectangular Confined

#### SECTION PROPERTIES

Total Width, $W_{total}$	500.00 (mm)
Total Height, $H_{total}$	5100.00 (mm)
Area, A	1,775,000.00 (mm <sup>2</sup> )
Inertia, $I_{22}$	2.49e+10 (mm <sup>4</sup> )
Inertia, $I_{33}$	4.91e+12 (mm <sup>4</sup> )
Centroid, $\bar{x}$	250.00 (mm)
Centroid, $\bar{y}$	2,550.00 (mm)

#### REBARS

Rebars	36-d 28 + 32-d 12
Rebar Area	25,786.19 (mm <sup>2</sup> )
Rebar Ratio	1.45%

#### COLUMN MATERIALS

##### Concrete

Name	fc 35MPa
Elastic Modulus	27,703.30 (MPa)
Compressive Strength	35.00 (MPa)

##### Base Rebar

Name	A706Gr60
Stress-Strain Curve	Park Strain Hardening
Elastic Modulus	199,948.04 (MPa)
Minimum Yield Stress	413.69 (MPa)
Minimum Tensile Stress	551.58 (MPa)

**GOVERNING LOAD**

Name	Combination 1
Axial Load, $P_u$	21,954.78 (kN)
Moment Top, $M_{ux}$	30,775.97 (kN-m)
Moment Bottom, $M_{ux}$	22,798.46 (kN-m)
Moment Top, $M_{uy}$	0.81 (kN-m)
Moment Bottom, $M_{uy}$	102.71 (kN-m)
Design Moment, $M_c$ Design	30,775.97 (kN-m)
Max Capacity Ratio	0.96

Figura No. 76 Combinación Crítica

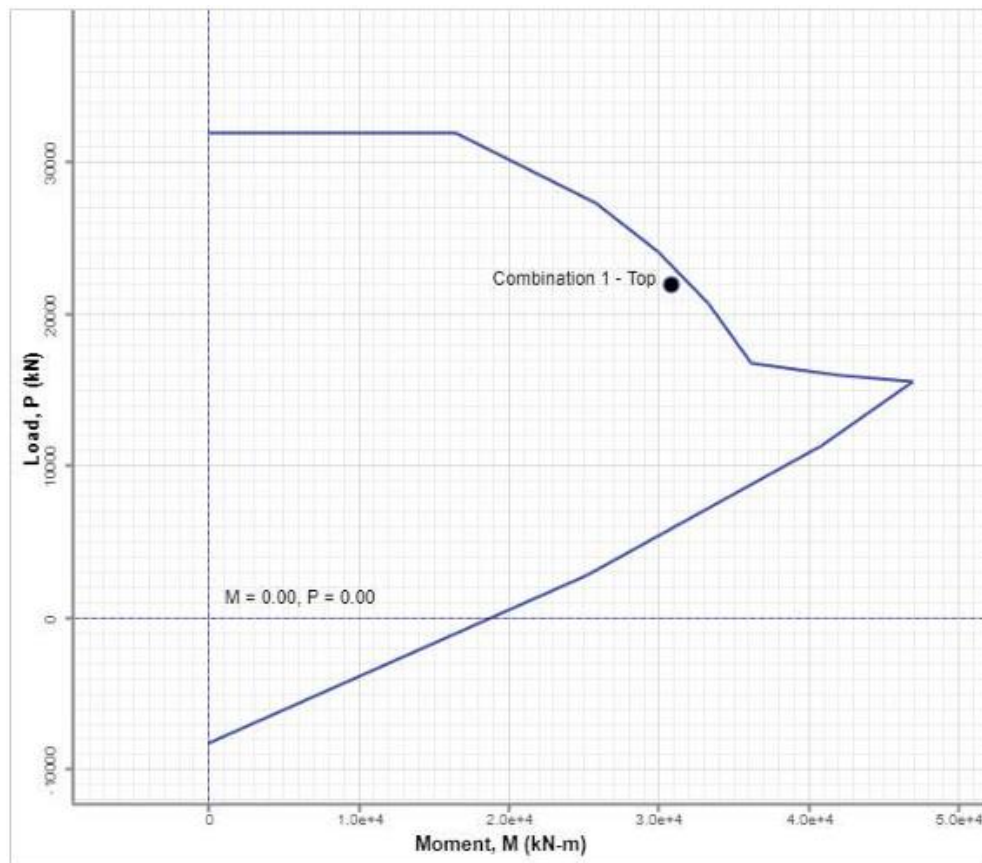


Figura No. 77 Diagrama de Interacción Muro 1

Se observa que la combinación más crítica se encuentra dentro del diagrama de interacción, por lo que, el diseño es adecuado. Además, se observa que el muro con su respectivo armado tiene un ratio de demanda/capacidad de 96%.

### ***Diseño a Corte***

El diseño de muros a corte se realiza a través de la determinación de las fuerzas de corte obtenidas de ETABS, esta fuerza será comparada con la capacidad del muro a corte, es decir mediante la resistencia nominal a corte reducida mediante un factor de reducción de resistencia  $\phi$ . Esta resistencia nominal se calcula a partir de la resistencia del hormigón  $f'c$  y las dimensiones del muro.

Es así como en primer lugar se determina los datos, geometría y el cortante ultimo obtenido de ETABS.

Datos			
$f'c$	350	(kgf/cm <sup>2</sup> )	
$f'y'$	4200	(kgf/cm <sup>2</sup> )	
$\lambda$	1	-	
$\Phi$	0.75		
Geometría			
$lw$	5.1	(m)	Longitud del muro
$bw$	0.25	(m)	Espesor del muro
$hw$	63.36	(m)	altura de muro medido desde la base
Cortante último Etabs			
$Vu$	152.4	(Ton f)	cortante ultimo Etabs

*Figura No. 78 Datos Muro 1*

Además, se parte de un refuerzo horizontal propuesto en donde el mismo debe tener una cuantía del al menos 0.0025.

Refuerzo Horizontal		
2Φ12 @ 10cm		
Φ	12	cm
s	10	cm
As	1.130973355	cm <sup>2</sup>
No. De Capas	2	-
A unitaria	2500	cm <sup>2</sup>
No. De varillas	20	-
pt	0.009047787	-
Check	Ok	

Figura No. 79 Refuerzo Horizontal Propuesto Muro 1

Se determina el corte en el concreto a través de la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

Corte del Concreto		
Φ Estribo preeliminar	12	cm
h	25	cm
d	408	cm
Nu	0	
lw	5.1	
1. Vc	167.9255835	(Ton f)
ΦVc	125.9441876	(Ton f)

Figura No. 80 Resistencia a Corte del Concreto

Se determina además el corte en zonas de alta peligrosidad sísmica, en donde a través de la relación de esbeltez se determina  $\alpha_c$ , que será usado en la siguiente ecuación:

$$\alpha_c = 0.80 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.50 \quad \alpha_c = 0.53 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} > 2.00$$

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

Corte en Zonas de alta peligrosidad Sísmica Calculado		
hw/lw	12.42352941	
$\alpha_c$	0.53	
$A_{cv}$	12750	cm <sup>2</sup>
$V_n$	126.421249	(Ton f)
$\Phi V_n$	94.81593672	(Ton f)

Figura No. 81 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica

El cortante proporcionado por el acero de refuerzo utilizado:

Corte de Acero de Refuerzo		
$\Phi$ refuerzo horizontal	1.2	cm
No. De refuerzos	2	-
Espaciamiento	10	cm
$A_v$	2.261946711	cm <sup>2</sup>
$A_v/s$	0.226194671	cm <sup>2</sup> /cm
$V_s$	484.5089854	(Ton f)
$\Phi V_s$	363.3817391	(Ton f)

Figura No. 82 Corte de Acero de Refuerzo

Se determina el cortante nominal a partir del corte en el acero y el corte en el concreto:

$$V_n = V_c + V_s$$

Corte Calculado		
$\Phi V_n$	489.3259267	(Ton f)

Figura No. 83 Cortante Nominal

Se calcula el corte máximo total permitido, a través de la siguiente ecuación:

$$V_{n,max} = 2.65 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Corte Máximo total permitido		
Vn_max	632.1062448	(Ton f)
$\Phi Vn_{max}$	474.0796836	(Ton f)

Figura No. 84 Cortante Máximo Permitido

Se calcula el cortante último esperado, el cual se obtiene al multiplicar el cortante último por el factor de sobre resistencia y el factor de amplificación dinámica. Que para este caso como valor conservador será usado como 3.

Cortante Último Esperado		
Carga última		
Vu	152.4	(Ton f)
hwc/lw	12.42352941	
$\Omega v$	1.5	Factor de sobre resistencia
ns	18	No. De pisos
$0.0028^*h_wcs$	17.7408	
Check ns	18	
Check	Usar 2	
$\omega v$	1.8	Factor para tomar en cuenta la amplificación dinámica por corte
$\omega v \Omega v$	3	Se toma como valor conservador 3
Ve	457.2	(Ton f) Cortante último de diseño

Figura No. 85 Cortante Último de Diseño

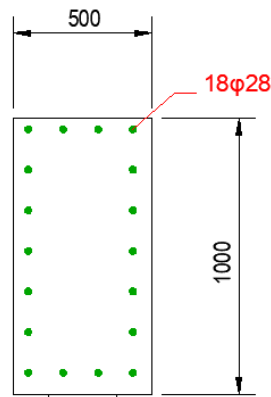
Finalmente, se chequea si el cortante último de diseño  $V_e$  es menor o igual al cortante máximo total permitido:

Check
Cumple

### ***Diseño Refuerzo Transversal en Cabezales***

El refuerzo transversal en los cabezales, según ACI318-19, es crucial para garantizar la resistencia y la ductilidad de los muros a corte, pues ayudan a distribuir cargas además de proporcionar un soporte adicional contra el pandeo de las varillas longitudinales proveyendo de confinamiento.

En primer lugar, se define los datos de geometría y área bruta del cabezal del muro 1 además del número de varillas longitudinales con su respectivo diámetro colocados en el cabezal.



*Figura No. 86 Cabezal Muro 1*

#### **DATOS:**

$$f'_c := 35 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Recubrimiento} := 4 \text{ cm}$$

$$\lambda := 1$$

Hormigón normal

#### **CABEZAL:**

$$a := 100 \text{ cm}$$

$$n_{\text{varillas\_col}} := 18$$

$$b := 50 \text{ cm}$$

$$\phi := 28 \text{ mm}$$

$$A_g := a \cdot b = 5000 \text{ cm}^2$$

*Figura No. 87 Datos Cabezal*

De esta manera, se calcula las distancias de confinamiento:

$$\text{confinamiento}_1 := a - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 92 \text{ cm}$$

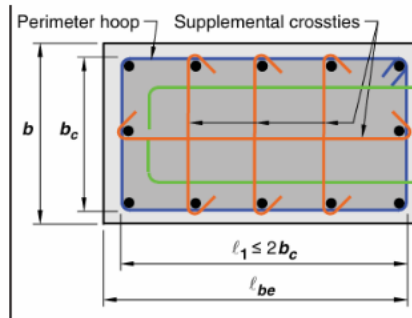
$$\text{confinamiento}_2 := b - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 42 \text{ cm}$$

Figura No. 88 Distancias de confinamiento

Y el área de confinamiento:

$$A_{ch} := \text{confinamiento}_1 \cdot \text{confinamiento}_2 = 3864 \text{ cm}^2$$

Según ACI318-19 se debe determinar distancias máxima a las que se debe encontrar el confinamiento, de esta manera:



$$\text{max}_{xi1} := 14 \text{ in} = 35.56 \text{ cm}$$

$$\text{max}_{xi2} := \frac{2}{3} \cdot b = 33.333 \text{ cm}$$

$$\text{max}_{xi} := \min(\text{max}_{xi1}, \text{max}_{xi2}) = 33.333 \text{ cm}$$

$$xi1 := \frac{a - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) - (2 \cdot \phi_{\text{estribos}}) - \phi}{1} = 86.8 \text{ cm}$$

$$xi2 := \frac{b - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) - 2 \cdot \phi_{\text{estribos}} - \phi}{1} = 36.8 \text{ cm}$$

Evidenciándose a continuación que el cabezal necesita más de un ramal para su confinamiento, pues las distancias calculadas de confinamiento en ambos sentidos son mayores a la máxima permitida por la normativa:

```

Check_xi_1 := if xi1 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_1 = "No Cumple, Usar más ramales"**

```

Check_xi_2 := if xi2 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_2 = "No Cumple, Usar más ramales"**

Por lo que es necesario el uso de más ramales, pues se excede la distancia máxima a la que se puede encontrar el confinamiento. Más adelante se calculará el número de ramales necesarios para proveer de confinamiento al cabezal.

Además, la normativa menciona el espaciamiento que deberá cumplir el refuerzo transversal del elemento.

**21.6.4.3** — La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y

(c)  $s_v$ , según lo definido en la ecuación (21-2).

$$s_v = 100 + \left( \frac{350 - h_v}{3} \right) \quad (21-2)$$

El valor de  $s_v$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Figura No. 89 Espaciamiento Refuerzo Transversal

$$s1 := \frac{1}{4} \cdot a = 25 \text{ cm}$$

$$s1' := \frac{1}{4} \cdot b = 12.5 \text{ cm}$$

$$s2 := 6 \cdot \phi = 16.8 \text{ cm}$$

$$s0 := 4 \text{ in} + \left( \frac{14 \text{ in} - \max_{xi}}{3} \right) = 10.902 \text{ cm}$$

$$s_{col} := \min(s1, s1', s2, s0) = 10.902 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } s0 < 6 \text{ in} \\ \parallel \\ s0 \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{if } s0 > 4 \text{ in} \\ \parallel \\ s0 \\ \text{else} \\ \parallel \\ 6 \text{ in} \end{cases} = 10.902 \text{ cm}$$

El espaciamiento propuesto en estribos cumple con los espaciamientos mínimos obtenidos en estas tres condiciones, por lo que, se usará un espaciamiento conservador de 10cm.

$$s_{col\_conservador} := 10 \text{ cm}$$

También se calcula la cuantía de acero transversal según la sección 18.10.6.4 (g):

**Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements**

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_s$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (d)

Figura No. 90 Cuantía de Acero Transversal en Elementos de Borde

$$ecuación\_a := 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.007$$

$$ecuación\_b := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$Valor\_cuantía := \max(ecuación\_a, ecuación\_b) = 0.008$$

$$Ash\_cuantía\_a := Valor\_cuantía \cdot s_{col\_conservador} \cdot confinamiento\_1 = 6.9 \text{ cm}^2$$

A partir de la cuantía se define el número de ramales a usar en cada dirección del cabezal:

$$\phi\_estribos := 12 \text{ mm}$$

$$\#\_Ramales\_a := 7$$

$$Ash\_dato\_a := \#\_Ramales\_a \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 7.917 \text{ cm}^2$$

```
Ash_ok_a := if Ash_cuantía_a < Ash_dato_a
|| "Cumple"
else
|| "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"
```

**Ash\_ok\_a = "Cumple"**

$$Ash\_cuantía\_b := Valor\_cuantía \cdot s\_col\_conservador \cdot confinamiento\_2 = 3.15 \text{ cm}^2$$

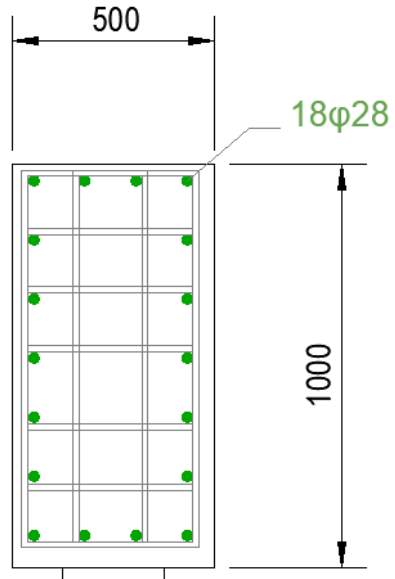
$$\#\_Ramales\_b := 4$$

$$Ash\_dato\_b := \#\_Ramales\_b \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \text{ cm}^2$$

```
Ash_ok := if Ash_cuantía_b < Ash_dato_b
|| "Cumple"
else
|| "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"
```

**Ash\_ok = "Cumple"**

Por lo que, se ha obtenido un diseño de refuerzo transversal en los cabezales de 7 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm y 4 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm.



*Figura No. 91 Diseño Cabezal Muro 1*

Es importante mencionar que este proceso se repite exactamente para todos los muros, por lo que, para el muro 2 y 3 únicamente se mostrarán los resultados obtenidos.

### **Diseño Muro 2**

Como se puede observar el muro 2 está dividido en 11 partes y para cada parte del muro se analiza geometría, cuantía en el alma y requerimiento de elementos de borde. Sin embargo, para la flexo compresión se analizará al muro como uno solo. Es importante destacar que el proceso mostrado se lo hará para una de las partes del muro puesto que el proceso es repetitivo para el resto de las partes que conforman el muro 2.

**Geometría:**

En primer lugar, lo que se realiza es determinar la geometría del muro a través de la tabla 11.3.1.1 en donde se propone un mínimo espesor de muro a utilizar:

**Table 11.3.1.1—Minimum wall thickness  $h$** 

Wall type	Minimum thickness $h$		
Bearing <sup>[1]</sup>	Greater of:	4 in.	(a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height	(b)
Nonbearing	Greater of:	4 in.	(c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height	(d)
Exterior basement and foundation <sup>[1]</sup>		7.5 in.	(e)

<sup>[1]</sup>Only applies to walls designed in accordance with the simplified design method of 11.5.3.

*Figura No. 92 Espesor Mínimo Muro*

De esta manera, se obtiene que el espesor mínimo a usar será de 10cm, sin embargo, para este caso se ha escogido un espesor de 40cm.

**Relación de Esbeltez**

La relación entre la altura y largo del muro sirve para identificar el tipo de muro con el que se está trabajando y de esta manera definir con que sección del código ACI318-19 se diseñará el mismo.

*Tabla No. 20 Relación Altura/Largo*

<b>hw/lw</b>	13.25523013	<b>INF</b>
<b>lw/bw</b>	11.95	<b>DER</b>

<b>Diseño que gobierna</b>	<b>WALL</b>
----------------------------	-------------

**Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments<sup>[1]</sup>**

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, ( $h_w/\ell_w$ )	Length of vertical wall segment/wall thickness ( $\ell_w/b_w$ )		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

<sup>[1]</sup> $h_w$  is the clear height,  $\ell_w$  is the horizontal length, and  $b_w$  is the width of the web of the wall segment.

*Figura No. 93 Diseño que Gobierna*

Al identificar el diseño que gobierna, se puede determinar la cuantía mínima en el alma a través de la sección 18.10.2.1 de ACI318-19:

En donde, en el caso que  $V_u$  sea mayor a la ecuación presentada, la cuantía mínima de acero longitudinal será de 0.0025 tal como lo indica el capítulo 18 de ACI:

$$V_u > 0.27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \Rightarrow [\rho_t \geq 0.0025]$$

Cuantía mínima requerida en almas de muro 18.10.2.1		
Vu_lim	48.088	(Ton f)
Criterio Usado	pl>=0.0025	
$\rho_l \geq 0.0025$		
pl>=	0.0025	
pt>=	0.0025	
bw	0.4	m
lw	2.38	m
Cada m	1	m
Asl	10	cm2 @ m
Ast	10	cm2 @ m
A_cv	9520	(cm2)
Smax permitido	45	cm

Espacimientto max permitido

Figura No. 94 Cuantía Mínima Requerida

Además, la normativa indica cuantas capas de acero tiene que ser provisto:

*For  $V_u > 0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2$ ,  
provide two curtains of reinforcement*

No. De Capas de refuerzo		
Vu_lim	94.395	(Ton f)
hw/lw	26.62184874	
Check	Usar 2 Capas	

Figura No. 95 No. de Capas de Refuerzo

De esta manera, a partir de la cuantía mínima, el espaciamiento y el No. De capas se determina que diámetro de varilla se usará para cumplir con este criterio mínimo. Sin embargo, es importante mencionar que más adelante esta selección cambiará debido al diseño por flexo-compresión.

2. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EL ALMA					
Espesor	40	(cm)			
Espaciamiento	20	(cm)			
Capas	2	#			
Espesor	# capas	$\Phi$	Espaciamiento (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_l$
40	2	8	10	1.005309649	0.002513274
40	2	10	20	1.570796327	0.001963495
40	2	12	20	2.261946711	0.002827433
40	2	14	20	3.078760801	0.003848451
40	2	16	20	4.021238597	0.005026548
40	2	18	20	5.089380099	0.006361725
40	2	20	20	6.283185307	0.007853982
40	2	22	20	7.602654222	0.009503318
40	2	24	20	9.047786842	0.011309734
40	2	26	20	10.61858317	0.013273229
40	2	28	20	12.3150432	0.015393804
40	2	30	20	14.13716694	0.017671459
40	2	32	20	16.08495439	0.020106193

Figura No. 96 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal en el Alma

### Definición de zonas de confinamiento

A continuación, se presenta los resultados obtenidos:

3. DEFINICIÓN DE ZONAS DE CONFINAMIENTO	
f <sub>cu</sub>	75
$f_{cu} > 0.20f'_c$	Los Elementos de Borde en los muros son requeridos
$f_{cu} < 0.15f'_c$	No Cumple

Figura No. 97 Definición de Zonas de Confinamiento

De esta manera, al definir que los elementos de borde en el muro son requeridos se determina la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en estos elementos y además se verifica si la longitud escogida para el elemento de borde es la adecuada respecto a la mínima presentada por la normativa.

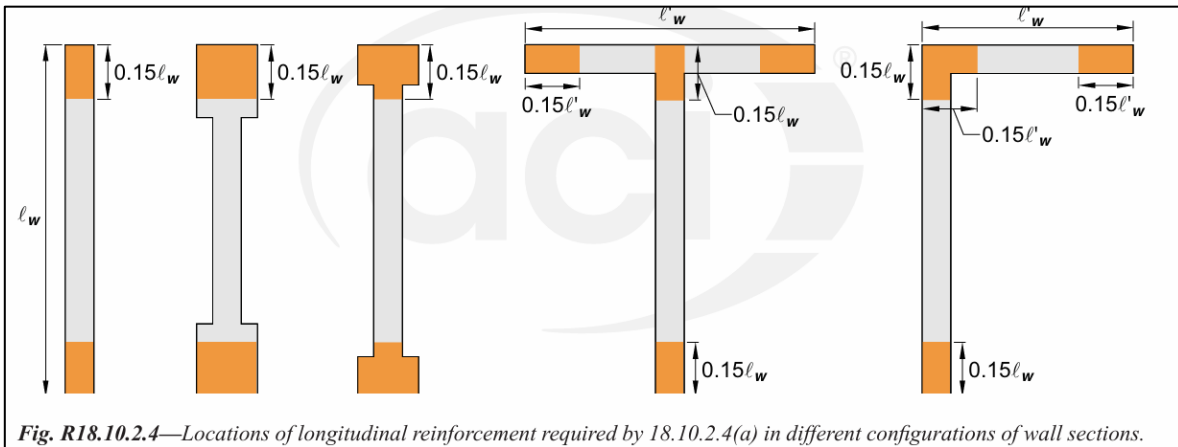


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

Figura No. 98 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde

4. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL (CABEZALES)			
0.15lw	0.717	m	Longitud del elemento de borde minima calculada Longitud del elemento de borde escogida
lc	1.2	m	
Check	Cumple		
e	0.4	m	
hw/lw	13.25523013		$\rho_{min} = 1.60 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
Check	pe=1.6*(fc)^0.5/fy		
pmin	0.007126966		Cuantía minima de elemento de borde
Asl_e	34.20943896	cm2	Área de acero longitudinal minimo en los extremos

Figura No. 99 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal en Cabezales

Es así como se determina un área de acero longitudinal mínimo que se le tendrá que proporcionar a los cabezales del muro, sin embargo, como se mencionó anteriormente más adelante esta selección cambiará debido al diseño por flexo-compresión.

$\Phi$	As (cm2)	
8	0.502654825	
10	0.785398163	
12	1.130973355	
14	1.5393804	
16	2.010619298	
18	2.544690049	
20	3.141592654	
22	3.801327111	
24	4.523893421	
26	5.309291585	
28	6.157521601	
30	7.068583471	
32	8.042477193	
36	10.1787602	
# Varillas en B	8	
# Varillas en H	2	
# Varillas usadas	20	
Área total de varilla usada	1.710471948	cm2
$\Phi_{min}$	14.75750834	mm
$\Phi_{min\_seleccionado}$	16	mm
p_MIN	0.007126966	

Figura No. 100 Cuantía Mínima



SHAPE	
Name	Polygon
Material	fc 35MPa
Stress-Strain Curve	Mander, Unconfined
Confinement Zone 1	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 2	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 3	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 4	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 5	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 6	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 7	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 8	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 9	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 10	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 11	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 12	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 13	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 14	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 15	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 16	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 17	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 18	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 19	Mander, Rectangular Confined

SECTION PROPERTIES		REBARS	
Total Width, $W_{total}$	10880.00 (mm)	Rebars	258-d 20 + 178-d 12
Total Height, $H_{total}$	4300.00 (mm)	Rebar Area	101,184.42 (mm <sup>2</sup> )
Area, A	10,740,000.00 (mm <sup>2</sup> )	Rebar Ratio	0.94%
Inertia, $I_{22}$	1.32e+14 (mm <sup>4</sup> )		
Inertia, $I_{33}$	2.38e+13 (mm <sup>4</sup> )		
Centroid, $\bar{x}$	4,965.29 (mm)		
Centroid, $\bar{y}$	2,595.80 (mm)		

COLUMN MATERIALS		GOVERNING LOAD	
<b>Concrete</b>		Name	Combination 1
Name	fc 35MPa	Axial Load, $P_u$	62,695.51 (kN)
Elastic Modulus	27,703.30 (MPa)	Moment Top, $M_{ux}$	95,050.42 (kN-m)
Compressive Strength	35.00 (MPa)	Moment Bottom, $M_{ux}$	93,614.78 (kN-m)
<b>Base Rebar</b>		Moment Top, $M_{uy}$	204,332.52 (kN-m)
Name	A615Gr60	Moment Bottom, $M_{uy}$	190,931.92 (kN-m)
Stress-Strain Curve	Park Strain Hardening	Design Moment, $M_c$ Design	204,332.52 (kN-m)
Elastic Modulus	199,948.04 (MPa)	Max Capacity Ratio	0.71
Minimum Yield Stress	413.69 (MPa)		
Minimum Tensile Stress	620.53 (MPa)		

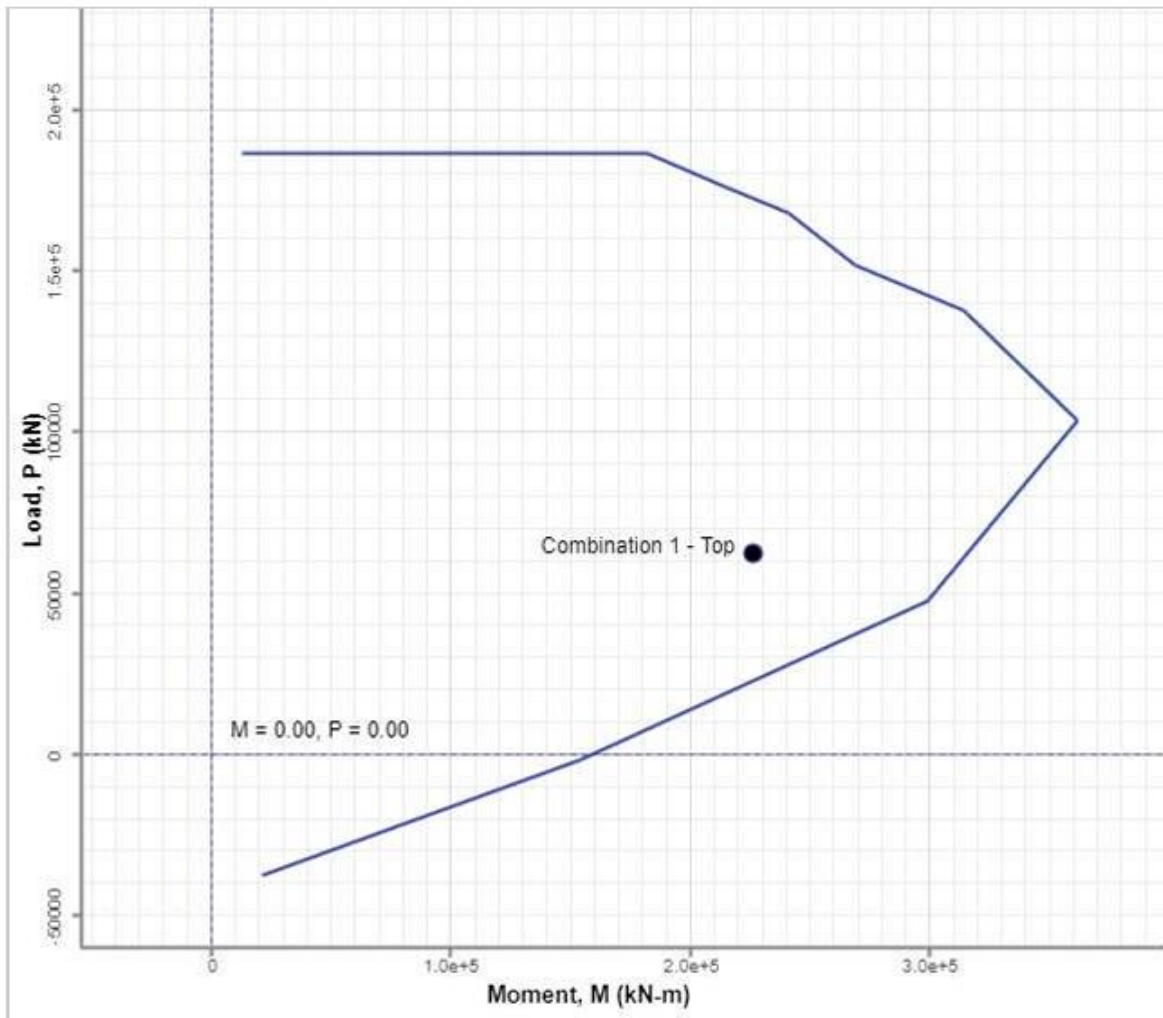


Figura No. 102 Diagrama de Interacción P-M3 Muro 2

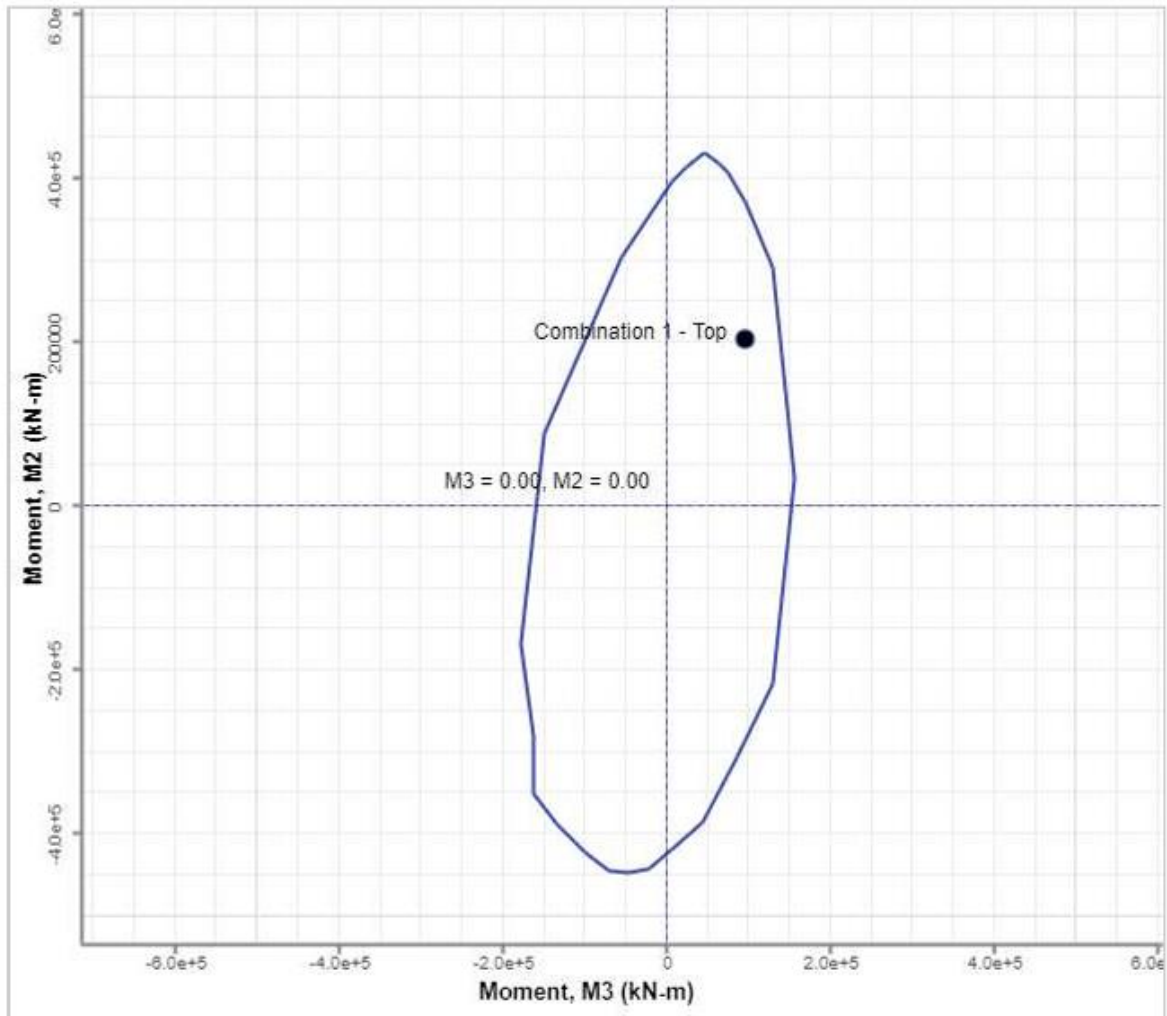


Figura No. 103 Diagrama de Interacción M2-M3 Muro 2

Se observa que la combinación más crítica se encuentra dentro del diagrama de interacción, por lo que, el diseño es adecuado. Además, se observa que el muro con su respectivo armado tiene un ratio de demanda/capacidad de 71%.

*Diseño a Corte*

Datos		
$f_c'$	350	(kgf/cm <sup>2</sup> )
$f_y'$	4200	(kgf/cm <sup>2</sup> )
$\lambda$	1	-
$\Phi$	0.75	
Geometría		
$l_w$	4.78	(m)
$b_w$	0.4	(m)
$h_w$	63.36	(m)
		Longitud del muro
		Espesor del muro
		altura de muro medido desde la base
Cortante último Etabs		
$V_u$	177.66	(Ton f)
		cortante ultimo Etabs

Figura No. 104 Datos Muro 2

Además, se parte de un refuerzo horizontal propuesto en donde el mismo debe tener una cuantía del al menos 0.0025.

Refuerzo Horizontal		
<b>2Φ14 @ 10cm</b>		
$\Phi$	14	cm
$s$	10	cm
$A_s$	1.5393804	cm <sup>2</sup>
No. De Capas	2	-
A unitaria	4000	cm <sup>2</sup>
No. De varillas	20	-
$\rho_t$	0.007696902	-
Check	Ok	

Figura No. 105 Refuerzo Horizontal Propuesto

Se determina el corte en el concreto a través de la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

Corte del Concreto		
$\Phi$ Estribo preeliminar	14	cm
h	40	cm
d	382.4	cm
Nu	0	
lw	4.78	
<b>1. Vc</b>	<b>251.8225221</b>	<b>(Ton f)</b>
<b><math>\Phi Vc</math></b>	<b>188.8668916</b>	<b>(Ton f)</b>

Figura No. 106 Corte en el Concreto

El corte en zonas de alta peligrosidad sísmica, en donde a través de la relación de esbeltez se determina  $\alpha$ , que será usado en la siguiente ecuación:

$$\alpha_c = 0.80 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.50 \quad \alpha_c = 0.53 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} > 2.00$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Corte en Zonas de alta peligrosidad Sísmica Calculado		
hw/lw	13.25523013	
$\alpha_c$	0.53	
<b>Acv</b>	<b>19120</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>Vn</b>	<b>189.5822965</b>	<b>(Ton f)</b>
<b><math>\Phi Vn</math></b>	<b>142.1867224</b>	<b>(Ton f)</b>

Figura No. 107 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica

El cortante proporcionado por el acero de refuerzo utilizado:

Corte de Acero de Refuerzo		
Ø refuerzo horizontal	1.4	cm
No. De refuerzos	2	-
Espaciamiento	10	cm
Av	3.078760801	cm <sup>2</sup>
Av/s	0.30787608	cm <sup>2</sup> /cm
Vs	618.0920183	(Ton f)
ØVs	463.5690137	(Ton f)

Figura No. 108 Corte de Acero de Refuerzo

Se determina el cortante nominal a partir del corte en el acero y el corte en el concreto:

$$V_n = V_c + V_s$$

Corte Calculado		
ØVn	605.7557361	(Ton f)

Figura No. 109 Corte Calculado

Se calcula el corte máximo total permitido, a través de la siguiente ecuación:

$$V_{n,max} = 2.65A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

Corte Máximo total permitido		
Vn_max	947.9114824	(Ton f)
ØVn_max	710.9336118	(Ton f)

Figura No. 110 Corte Máximo Permitido

Se calcula el cortante último esperado, el cual se obtiene al multiplicar el cortante último por el factor de sobre resistencia y el factor de amplificación dinámica. Que para este caso como valor conservador será usado como 3.

Corte Máximo total permitido		
Vn_max	947.9114824	(Ton f)
$\Phi Vn_{max}$	710.9336118	(Ton f)

Cortante Último Esperado		
Carga última		
Vu	177.66	(Ton f)
hwc/lw	13.25523013	
$\Omega_v$	1.5	Factor de sobrerresistencia
ns	18	No. De pisos
$0.0028 * hwcs$	17.7408	
Check ns	18	
Check	Usar 2	
$\omega_v$	1.8	Factor para tomar en cuenta la amplificación dinámica por corte
$\omega_v \Omega_v$	3	
Ve	532.98	(Ton f) Cortante último de diseño

Figura No. 111 Cortante Último de Diseño

Finalmente, se chequea si el cortante último de diseño  $V_e$  es menor o igual al cortante máximo total permitido:

Check
Cumple

### Diseño Refuerzo Transversal en Cabezales

En primer lugar, se define los datos de geometría y área bruta del cabezal además del número de varillas y diámetro colocados en el cabezal.

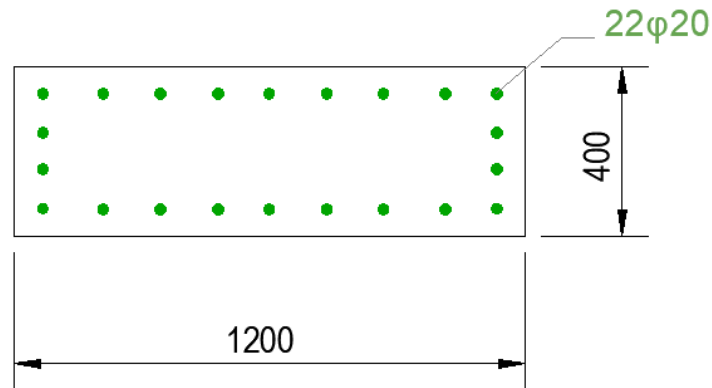


Figura No. 112 Cabezal Muro 2

#### DATOS:

$$f'c := 35 \text{ MPa}$$

$$fy := 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Recubrimiento} := 4 \text{ cm}$$

$$\lambda := 1$$

Hormigón normal

#### CABEZAL:

$$a := 120 \text{ cm}$$

$$n\_varillas\_col := 22$$

$$b := 40 \text{ cm}$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$Ag := a \cdot b = 4800 \text{ cm}^2$$

Figura No. 113 Datos Cabezal

De esta manera, se calcula las distancias de confinamiento:

$$\text{confinamiento}_1 := a - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 112 \text{ cm}$$

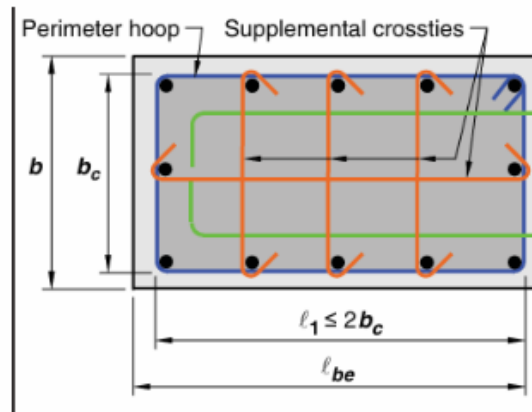
$$\text{confinamiento}_2 := b - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 32 \text{ cm}$$

Figura No. 114 Distancias de Confinamiento

Y el área de confinamiento:

$$A_{ch} := \text{confinamiento}_1 \cdot \text{confinamiento}_2 = 3584 \text{ cm}^2$$

Según ACI318-19 se debe determinar distancias máxima a las que se debe encontrar el confinamiento, de esta manera:



$$\text{max}_{xi1} := 14 \text{ in} = 35.56 \text{ cm}$$

$$\text{max}_{xi2} := \frac{2}{3} \cdot b = 26.667 \text{ cm}$$

$$\text{max}_{xi} := \min(\text{max}_{xi1}, \text{max}_{xi2}) = 26.667 \text{ cm}$$

$$xi1 := \frac{a - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) - (2 \cdot \phi_{\text{estribos}}) - \phi}{1} = 107.6 \text{ cm}$$

$$xi2 := \frac{b - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) - 2 \cdot \phi_{\text{estribos}} - \phi}{1} = 27.6 \text{ cm}$$

Evidenciándose a continuación que el cabezal necesita más de un ramal para su confinamiento, pues las distancias calculadas de confinamiento en ambos sentidos son mayores a la máxima permitida por la normativa:

```

Check_xi_1 := if xi1 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_1 = "No Cumple, Usar más ramales"**

```

Check_xi_2 := if xi2 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_2 = "No Cumple, Usar más ramales"**

Por lo que es necesario el uso de más ramales, pues se excede la distancia máxima a la que se puede encontrar el confinamiento. Más adelante se calculará el número de ramales necesarios para proveer de confinamiento al cabezal.

Además, la normativa menciona el espaciamiento que deberá cumplir el refuerzo transversal del elemento.

**21.6.4.3** — La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y

(c)  $s_v$ , según lo definido en la ecuación (21-2).

$$s_v = 100 + \left( \frac{350 - h_e}{3} \right) \quad (21-2)$$

El valor de  $s_v$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Figura No. 115 Espaciamiento Refuerzo Transversal

$$s1 := \frac{1}{4} \cdot a = 30 \text{ cm}$$

$$s1' := \frac{1}{4} \cdot b = 10 \text{ cm}$$

$$s2 := 6 \cdot \phi = 12 \text{ cm}$$

$$s0 := 4 \text{ in} + \left( \frac{14 \text{ in} - \max_{xi}}{3} \right) = 13.124 \text{ cm}$$

$$s_{col} := \min(s1, s1', s2, s0) = 10 \text{ cm}$$

El espaciamiento propuesto en estribos cumple con los espaciamientos mínimos obtenidos en estas tres condiciones, por lo que, se usará un espaciamiento conservador de 10cm.

$$s_{col\_conservador} := 10 \text{ cm}$$

También se calcula la cuantía de acero transversal según la sección 18.10.6.4 (g):

**Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements**

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_v$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (d)

Figura No. 116 Cuantía Acero Transversal

$$ecuación\_a := 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$ecuación\_b := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$Valor\_cuantía := \max(ecuación\_a, ecuación\_b) = 0.008$$

$$Ash\_cuantía\_a := Valor\_cuantía \cdot s\_col\_conservador \cdot confinamiento\_1 = 9.5 \text{ cm}^2$$

A partir de la cuantía se define el número de ramales a usar en cada dirección del cabezal:

$$\phi\_estribos := 12 \text{ mm}$$

$$\#\_Ramales\_a := 9$$

$$Ash\_dato\_a := \#\_Ramales\_a \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.179 \text{ cm}^2$$

```

Ash_ok_a := if Ash_cuantía_a < Ash_dato_a
             || "Cumple"
             else
             || "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"

```

**Ash\_ok\_a = "Cumple"**

$Ash\_cuantía\_b := Valor\_cuantía \cdot s\_col\_conservador \cdot confinamiento\_2 = 2.714 \text{ cm}^2$

$\#\_Ramales\_b := 4$

$Ash\_dato\_b := \#\_Ramales\_b \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \text{ cm}^2$

```

Ash_ok := if Ash_cuantía_b < Ash_dato_b
           || "Cumple"
           else
           || "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"

```

**Ash\_ok = "Cumple"**

Por lo que, se ha obtenido un diseño de refuerzo transversal en los cabezales de 9 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm y 4 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm.

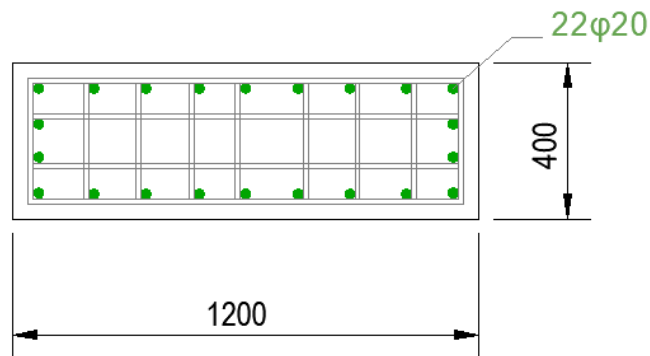


Figura No. 117 Diseño Cabezal Muro 2

### Diseño Muro 3

#### Geometría:

En primer lugar, lo que se realiza es determinar la geometría del muro a través de la tabla 11.3.1.1 en donde se propone un mínimo espesor de muro a utilizar:

Tabla No. 21 Espesor Mínimo

**Table 11.3.1.1—Minimum wall thickness  $h$**

Wall type	Minimum thickness $h$		
Bearing <sup>[1]</sup>	Greater of:	4 in.	(a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height	(b)
Nonbearing	Greater of:	4 in.	(c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height	(d)
Exterior basement and foundation <sup>[1]</sup>		7.5 in.	(e)

<sup>[1]</sup>Only applies to walls designed in accordance with the simplified design method of 11.5.3.

De esta manera, se obtiene que el espesor mínimo a usar será de 10cm, sin embargo, para este caso se ha escogido un espesor de 25cm.

### Relación Esbeltez

La relación entre la altura y largo del muro sirve para identificar el tipo de muro con el que se está trabajando y de esta manera definir con que sección del código ACI318-19 se diseñará el mismo.

Tabla No. 22 Relación Altura/Largo

<b>hw/lw</b>	9.67	<b>INF</b>
<b>lw/bw</b>	26.2	<b>DER</b>
<b>Diseño que gobierna</b>	<b>WALL</b>	

**Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments<sup>[1]</sup>**

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, ( $h_w/\ell_w$ )	Length of vertical wall segment/wall thickness ( $\ell_w/b_w$ )		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

<sup>[1]</sup> $h_w$  is the clear height,  $\ell_w$  is the horizontal length, and  $b_w$  is the width of the web of the wall segment.

Figura No. 118 Diseño que Gobierna

Al identificar el diseño que gobierna, se puede determinar la cuantía mínima en el alma a través de la sección 18.10.2.1 de ACI318-19.

En donde, en el caso que  $V_u$  sea mayor a la ecuación presentada, la cuantía mínima de acero longitudinal será de 0.0025 tal como lo indica el capítulo 18 de ACI:

$$V_u > 0.27\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \Rightarrow [\rho_l \geq 0.0025]$$

Cuantía mínima requerida en almas de muro 18.10.2.1		
Vu_lim	82.714	(Ton f)
Criterio Usado	pl>=0.0025	
$\rho_l \geq 0.0025$		
pl>=	0.0025	
pt>=	0.0025	
bw	0.25	m
lw	6.55	m
Cada m	1	m
Asl	6.25	cm2 @ m
Ast	6.25	cm2 @ m
A_cv	16375	(cm2)
Smax permitido	45	cm

Espacimientto max permitido

Figura No. 119 Cuantía Mínima Requerida en el Alma

Además, la normativa indica cuantas capas de acero tiene que ser provisto:

*For  $V_u > 0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2$ ,  
provide two curtains of reinforcement*

No. De Capas de refuerzo		
<b>Vu<sub>lim</sub></b>	162.365	<b>(Ton f)</b>
<b>hw/lw</b>	9.673282443	
<b>Check</b>	<b>Usar 2 Capas</b>	

Figura No. 120 No. de Capas de Refuerzo

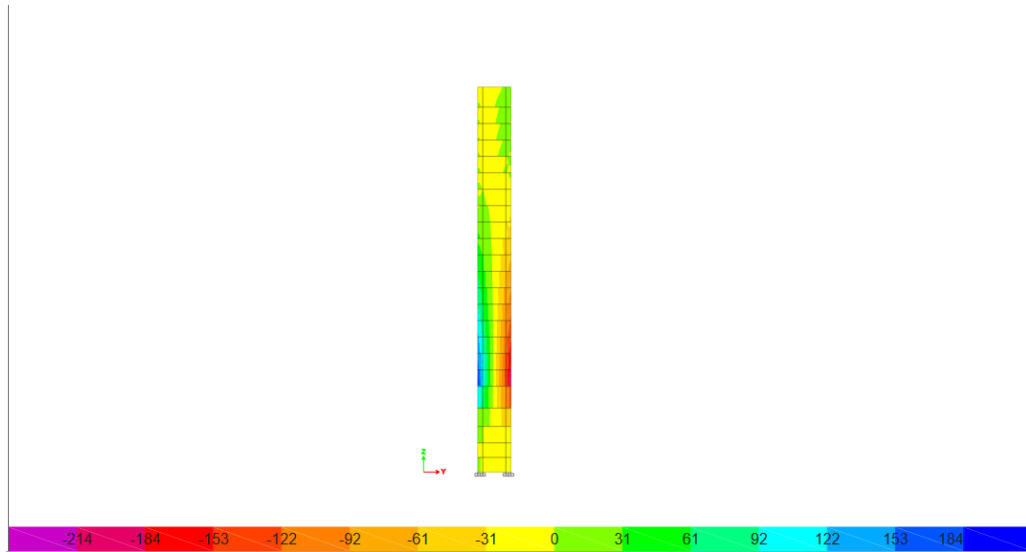
De esta manera, a partir de la cuantía mínima, el espaciamiento y el No. De capas se determina que diámetro de varilla se usará para cumplir con este criterio mínimo. Sin embargo, es importante mencionar que más adelante esta selección cambiará debido al diseño por flexo-compresión.

2. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EL ALMA					
<b>Espesor</b>	25	<b>(cm)</b>			
<b>Espaciamiento</b>	20	<b>(cm)</b>			
<b>Capas</b>	2	<b>#</b>			
<b>Espesor</b>	<b># capas</b>	<b>Φ</b>	<b>Espaciamiento (cm)</b>	<b>As (cm2)</b>	<b>ρl</b>
25	2	8	10	1.005309649	0.004021239
25	2	10	20	1.570796327	0.003141593
25	2	12	20	2.261946711	0.004523893
25	2	14	20	3.078760801	0.006157522
25	2	16	20	4.021238597	0.008042477
25	2	18	20	5.089380099	0.01017876
25	2	20	20	6.283185307	0.012566371
25	2	22	20	7.602654222	0.015205308
25	2	24	20	9.047786842	0.018095574
25	2	26	20	10.61858317	0.021237166
25	2	28	20	12.3150432	0.024630086
25	2	30	20	14.13716694	0.028274334
25	2	32	20	16.08495439	0.032169909

Figura No. 121 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal

### ***Definición de zonas de confinamiento***

En este caso se hizo uso de la segunda aproximación, en donde, a través del modelo de ETABS se obtuvo el esfuerzo bajo el cual se encuentra el muro.



*Figura No. 122 Esfuerzos Muro 3*

A continuación, se presenta los resultados obtenidos:

<b>3. DEFINICIÓN DE ZONAS DE CONFINAMIENTO</b>	
<b>f<sub>cu</sub></b>	<b>184</b>
$f_{cu} > 0.20f'_c$	<b>Los Elementos de Borde en los muros son requeridos</b>
$f_{cu} < 0.15f'_c$	<b>No Cumple</b>

*Figura No. 123 Definición de Zonas de Confinamiento*

De esta manera, al definir que los elementos de borde en el muro son requeridos se determina la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en estos elementos y además se verifica si la longitud escogida para el elemento de borde es la adecuada respecto a la mínima presentada por la normativa.

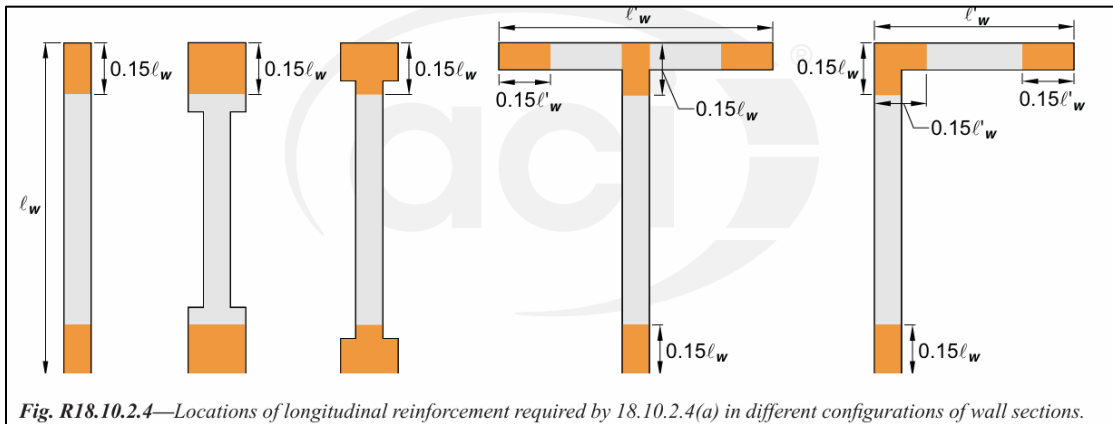


Figura No. 124 Longitud Para Acero de Refuerzo en los Elementos de Borde

4. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO LONGITUDINAL (CABEZALES)			
0.15lw	0.9825	m	Longitud del elemento de borde mínima calculada Longitud del elemento de borde escogida
lc	1	m	
Check	Cumple		
e	0.5	m	
hw/lw	9.673282443		$\rho_{min} = 1.60 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
Check	pe=1.6*(fc)^0.5/fy		
pmin	0.007126966		Cuantía mínima de elemento de borde
Asl_e	35.63483225	cm2	Área de acero longitudinal mínimo en los extremos

Figura No. 125 Cuantía Mínima de Refuerzo Longitudinal

Es así como se determina un área de acero longitudinal mínimo que se le tendrá que proporcionar a los cabezales del muro, sin embargo, como se mencionó anteriormente más adelante esta selección cambiará debido al diseño por flexo-compresión.

<b>Varillas</b>		
$\Phi$	<b>As (cm2)</b>	
8	0.502654825	
10	0.785398163	
12	1.130973355	
14	1.5393804	
16	2.010619298	
18	2.544690049	
20	3.141592654	
22	3.801327111	
24	4.523893421	
26	5.309291585	
28	6.157521601	
30	7.068583471	
32	8.042477193	
<b># Varillas en B</b>	7	
<b># Varillas en H</b>	2	
<b># Varillas usadas</b>	<b>18</b>	
<b>Área total de varilla usada</b>	1.979712903	<b>cm2</b>
<b><math>\Phi_{min}</math></b>	15.87655112	<b>mm</b>
<b><math>\Phi_{min\_seleccionado}</math></b>	16	<b>mm</b>
<b>p_usado</b>	0.007126966	

Figura No. 126 Cuantía Mínima

### Diseño a Flexo-compresión:

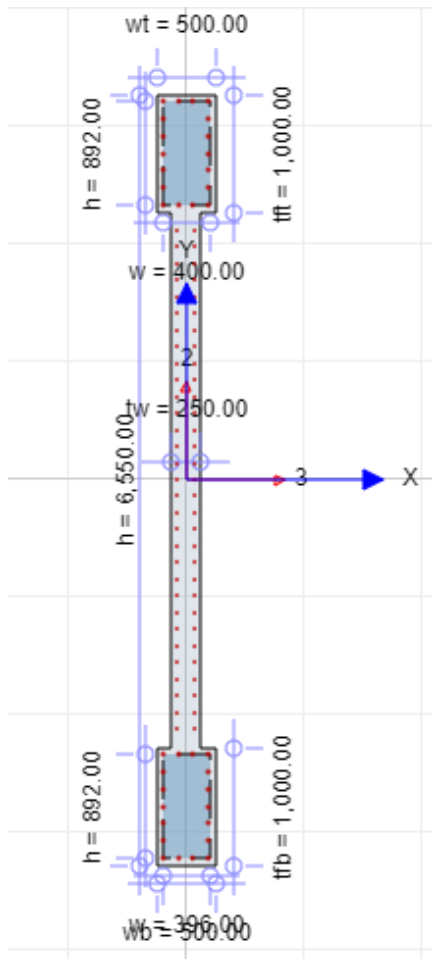


Figura No. 127 Sección Muro 3

#### COLUMN INFORMATION

Name	Column 1
Code	ACI 318-19
Shape	I
Consider Slenderness	No

#### SHAPE

Name	Concrete I 1
Material	fc 35MPa
Stress-Strain Curve	Mander, Unconfined
Confinement Zone 1	Mander, Rectangular Confined
Confinement Zone 2	Mander, Rectangular Confined

#### SECTION PROPERTIES

Total Width, $W_{total}$	500.00 (mm)
Total Height, $H_{total}$	6550.00 (mm)
Area, A	2,137,500.00 (mm <sup>2</sup> )
Inertia, $I_{22}$	2.68e+10 (mm <sup>4</sup> )
Inertia, $I_{33}$	9.75e+12 (mm <sup>4</sup> )
Centroid, $\bar{x}$	250.00 (mm)
Centroid, $\bar{y}$	3,275.00 (mm)

#### REBARS

Rebars	36-d 36 + 62-d 22
Rebar Area	60,211.76 (mm <sup>2</sup> )
Rebar Ratio	2.82%

#### COLUMN MATERIALS

##### Concrete

Name	fc 35MPa
Elastic Modulus	27,703.30 (MPa)
Compressive Strength	35.00 (MPa)

##### Base Rebar

Name	A615Gr60
Stress-Strain Curve	Park Strain Hardening
Elastic Modulus	199,948.04 (MPa)
Minimum Yield Stress	413.69 (MPa)
Minimum Tensile Stress	620.53 (MPa)

**GOVERNING LOAD**

Name	Combination 1
Axial Load, $P_u$	24,337.39 (kN)
Moment Top, $M_{ux}$	61,021.26 (kN-m)
Moment Bottom, $M_{ux}$	49,142.70 (kN-m)
Moment Top, $M_{uy}$	161.07 (kN-m)
Moment Bottom, $M_{uy}$	25.92 (kN-m)
Design Moment, $M_c$ Design	61,021.26 (kN-m)
Max Capacity Ratio	0.98

Figura No. 128 Combinación de Carga Crítica

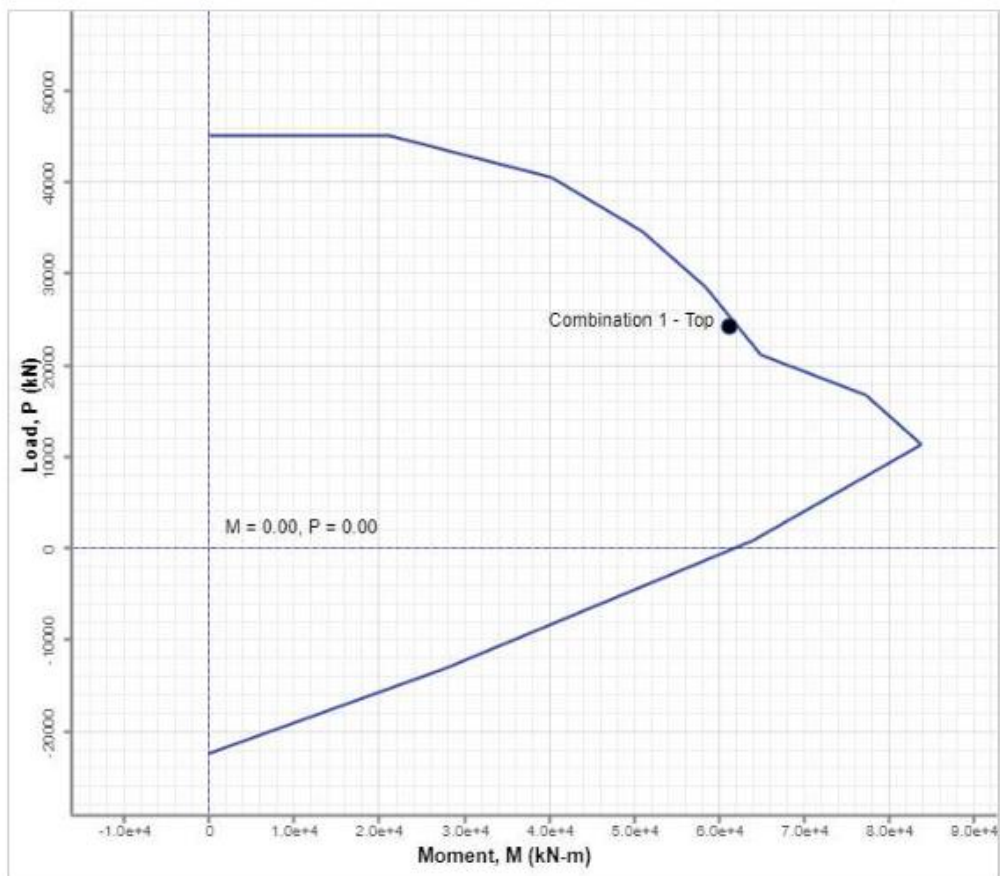


Figura No. 129 Diagrama de Interacción Muro 3

### Diseño a Corte

En primer lugar, se determina los datos, geometría y el cortante ultimo obtenido de ETABS.

Datos		
$f_c'$	350	(kgf/cm <sup>2</sup> )
$f_y'$	4200	(kgf/cm <sup>2</sup> )
$\lambda$	1	-
$\Phi$	0.75	

Geometría		
$l_w$	6.55	(m)
$b_w$	0.25	(m)
$h_w$	63.36	(m)

Longitud del muro  
Espesor del muro  
altura de muro medido desde la base

Cortante último Etabs		
$V_u$	272.95	(Ton f)

cortante ultimo Etabs

Figura No. 130 Datos Muro 3

Además, se parte de un refuerzo horizontal propuesto en donde el mismo debe tener una cuantía del al menos 0.0025.

Refuerzo Horizontal		
<b>2Φ14 @ 10cm</b>		
$\Phi$	14	cm
s	10	cm
$A_s$	1.5393804	cm <sup>2</sup>
No. De Capas	2	-
A unitaria	2500	cm <sup>2</sup>
No. De varillas	20	-
pt	0.012315043	-
Check	Ok	

Figura No. 131 Refuerzo Horizontal Propuesto

Se determina el corte en el concreto a través de la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

Corte del Concreto		
$\Phi$ Estribo preliminar	20	cm
h	25	cm
d	524	cm
Nu	0	
lw	6.55	
<b>1. Vc</b>	<b>215.6691318</b>	<b>(Ton f)</b>
<b><math>\Phi V_c</math></b>	<b>161.7518488</b>	<b>(Ton f)</b>

Figura No. 132 Corte en el Concreto

El corte en zonas de alta peligrosidad sísmica, en donde a través de la relación de esbeltez se determina  $\alpha_c$ , que será usado en la siguiente ecuación:

$$\alpha_c = 0.80 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.50 \quad \alpha_c = 0.53 \text{ for } \frac{h_w}{l_w} > 2.00$$

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

Corte en Zonas de alta peligrosidad Sísmica Calculado		
hw/lw	9.673282443	
$\alpha_c$	0.53	
A <sub>cv</sub>	16375	cm <sup>2</sup>
V <sub>n</sub>	162.3645452	(Ton f)
$\Phi V_n$	121.7734089	(Ton f)

Figura No. 133 Corte en Zonas de Alta Peligrosidad Sísmica

El cortante proporcionado por el acero de refuerzo utilizado:

Corte de Acero de Refuerzo		
Ø refuerzo horizontal	1.4	cm
No. De refuerzos	2	-
Espaciamiento	10	cm
Av	3.078760801	cm <sup>2</sup>
Av/s	0.30787608	cm <sup>2</sup> /cm
Vs	846.9670962	(Ton f)
ØVs	635.2253222	(Ton f)

Figura No. 134 Corte de Acero de Refuerzo

Se determina el cortante nominal a partir del corte en el acero y el corte en el concreto:

$$V_n = V_c + V_s$$

Corte Calculado		
ØVn	756.9987311	(Ton f)

Figura No. 135 Corte Calculado

Se calcula el corte máximo total permitido, a través de la siguiente ecuación:

$$V_{n,max} = 2.65A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

Corte Máximo total permitido		
Vn_max	811.8227261	(Ton f)
ØVn_max	608.8670446	(Ton f)

Figura No. 136 Corte Máximo Permitido

Se calcula el cortante último esperado, el cual se obtiene al multiplicar el cortante último por el factor de sobre resistencia y el factor de amplificación dinámica.

Cortante Último Esperado		
<b>Carga última</b>		
<b>Vu</b>	272.95	<b>(Ton f)</b>
<b>hwc/lw</b>	9.673282443	
<b><math>\Omega_v</math></b>	1.5	<b>Factor de sobrerresistencia</b>
<b>ns</b>	18	<b>No. De pisos</b>
<b>0.0028*hwcs</b>	17.7408	
<b>Check ns</b>	18	
<b>Check</b>	Usar 2	
<b><math>\omega_v</math></b>	1.8	<b>Factor para tomar en cuenta la amplificación dinámica por corte</b>
<b><math>\omega_v \Omega_v</math></b>	2.25	
<b>Ve</b>	608.6785	<b>(Ton f)</b> <b>Cortante último de diseño</b>

Figura No. 137 Cortante último de Diseño

Finalmente, se chequea si el cortante último de diseño  $V_e$  es menor o igual al cortante máximo total permitido:

<b>Check</b>
Cumple

### Diseño Refuerzo Transversal en Cabezales

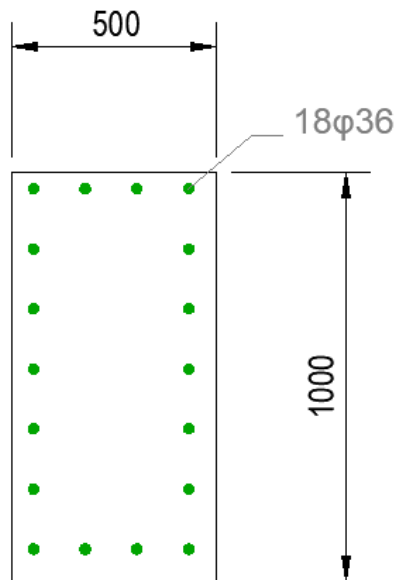


Figura No. 138 Cabezal Muro 3

DATOS:	
$f'c := 35 \text{ MPa}$	
$f_y := 420 \text{ MPa}$	
Recubrimiento := 4 cm	
$\lambda := 1$	Hormigón normal
CABEZAL:	
$a := 100 \text{ cm}$	$n_{\text{varillas\_col}} := 18$
$b := 50 \text{ cm}$	$\phi := 36 \text{ mm}$
$A_g := a \cdot b = 5000 \text{ cm}^2$	

Figura No. 139 Datos Cabezal

De esta manera, se calcula las distancias de confinamiento:

$$\text{confinamiento}_1 := a - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 92 \text{ cm}$$

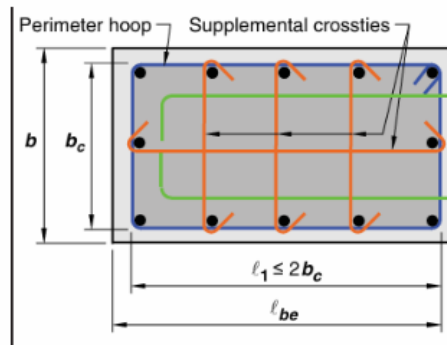
$$\text{confinamiento}_2 := b - (\text{Recubrimiento} \cdot 2) = 42 \text{ cm}$$

Figura No. 140 Distancias de Confinamiento

Y el área de confinamiento:

$$A_{ch} := \text{confinamiento}_1 \cdot \text{confinamiento}_2 = 3864 \text{ cm}^2$$

Según ACI318-19 se debe determinar distancias máxima a las que se debe encontrar el confinamiento, de esta manera:



$$\text{max\_xi1} := 14 \text{ in} = 35.56 \text{ cm}$$

$$\text{max\_xi2} := \frac{2}{3} \cdot b = 33.333 \text{ cm}$$

$$\text{max\_xi} := \min(\text{max\_xi1}, \text{max\_xi2}) = 33.333 \text{ cm}$$

$$xi1 := \frac{a - (Recubrimiento \cdot 2) - (2 \cdot \phi_{estribos}) - \phi}{1} = 86 \text{ cm}$$

$$xi2 := \frac{b - (Recubrimiento \cdot 2) - 2 \cdot \phi_{estribos} - \phi}{1} = 36 \text{ cm}$$

Evidenciándose a continuación que el cabezal necesita más de un ramal para su confinamiento, pues las distancias calculadas de confinamiento en ambos sentidos son mayores a la máxima permitida por la normativa:

```

Check_xi_1 := if xi1 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_1 = "No Cumple, Usar más ramales"**

```

Check_xi_2 := if xi2 < max_xi
               || "Cumple"
               else
               || "No Cumple, Usar más ramales"

```

**Check\_xi\_2 = "No Cumple, Usar más ramales"**

Por lo que es necesario el uso de más ramales, pues se excede la distancia máxima a la que se puede encontrar el confinamiento. Más adelante se calculará el número de ramales necesarios para proveer de confinamiento al cabezal.

Además, la normativa menciona el espaciamiento que deberá cumplir el refuerzo transversal del elemento.

**21.6.4.3** — La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y

(c)  $s_v$ , según lo definido en la ecuación (21-2).

$$s_v = 100 + \left( \frac{350 - h_v}{3} \right) \quad (21-2)$$

El valor de  $s_v$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Figura No. 141 Espaciamiento de Refuerzo Transversal

$$s1 := \frac{1}{4} \cdot a = 25 \text{ cm}$$

$$s1' := \frac{1}{4} \cdot b = 12.5 \text{ cm}$$

$$s2 := 6 \cdot \phi = 21.6 \text{ cm}$$

$$s_o := 4 \text{ in} + \left( \frac{14 \text{ in} - \max_{xi}}{3} \right) = 10.902 \text{ cm}$$

$$s_{col} := \min(s1, s1', s2, s_o) = 10.902 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } s_o < 6 \text{ in} \\ \quad || \text{ } s_o \\ \text{else} \\ \quad || \text{ if } s_o > 4 \text{ in} \\ \quad \quad || \text{ } s_o \\ \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad || \text{ } 6 \text{ in} \end{cases} = 10.902 \text{ cm}$$

El espaciamiento propuesto en estribos cumple con los espaciamientos mínimos obtenidos en estas tres condiciones, por lo que, se usará un espaciamiento conservador de 10cm.

$$s_{col\_conservador} := 10 \text{ cm}$$

También se calcula la cuantía de acero transversal según la sección 18.10.6.4 (g):

**Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements**

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/sb_s$ for rectangular hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)	
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b)	
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (c)	
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (d)	

Figura No. 142 Cuantía de Acero Transversal

$$ecuación\_a := 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.007$$

$$ecuación\_b := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$Valor\_cuantía := \max(ecuación\_a, ecuación\_b) = 0.008$$

$$Ash\_cuantía\_a := Valor\_cuantía \cdot s_{col\_conservador} \cdot confinamiento\_1 = 6.9 \text{ cm}^2$$

A partir de la cuantía se define el número de ramales a usar en cada dirección del cabezal:

$$\phi\_estribos := 12 \text{ mm}$$

$$\#\_Ramales\_a := 7$$

$$Ash\_dato\_a := \#\_Ramales\_a \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 7.917 \text{ cm}^2$$

```
Ash_ok_a := if Ash_cuantía_a < Ash_dato_a
             || "Cumple"
             else
             || "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"
```

**Ash\_ok\_a = "Cumple"**

$$Ash\_cuantía\_b := Valor\_cuantía \cdot s\_col\_conservador \cdot confinamiento\_2 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$\#\_Ramales\_b := 4$$

$$Ash\_dato\_b := \#\_Ramales\_b \cdot (\phi\_estribos)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4.524 \text{ cm}^2$$

```
Ash_ok := if Ash_cuantía_b < Ash_dato_b
           || "Cumple"
           else
           || "No Cumple, Verficar diametro de estribos o Ganchos"
```

**Ash\_ok = "Cumple"**

Por lo que, se ha obtenido un diseño de refuerzo transversal en los cabezales de 7 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm y 4 ramales de  $\Phi 12$  cada 10 cm.

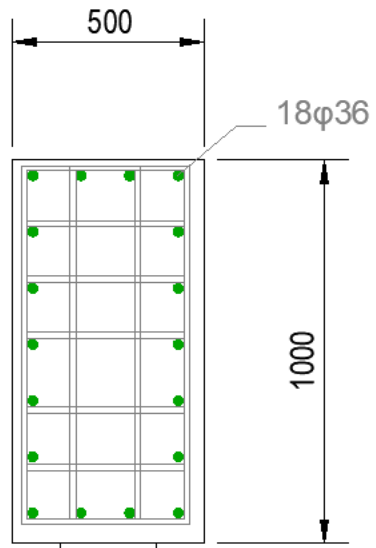


Figura No. 143 Diseño Cabezal Muro 3

## Resumen Geometría y Armados de Muros

### Muro 1

Tabla No. 23 Resumen Muro 1

	Longitud [m]	Espesor [m]	$\Phi$ Longitudinal [mm]	$\Phi$ Transversal [mm]	
Alma	3.10	0.25	12	2 $\Phi$ 12 @ 10 cm	
Cabezal	1.00	0.50	28	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
				Horizontal	7 $\Phi$ 12 @ 10cm

### Muro 2

Tabla No. 24 Resumen Muro 2

		Longitud [m]	Espesor [m]	$\Phi$ Longitudinal Alma [mm]	$\Phi$ Longitudinal Cabezal [mm]	$\Phi$ Transversal [mm]
P4	Alma	1.90	0.40	12	20	12
	Cabezal	1.20	0.40			
P5	Alma	4.48	0.40			
	Cabezal	1.20	0.40			
P6	Cabezal	1.20	0.35			
	Alma	3.18	0.35			
	Cabezal	0.50	0.35			

	Alma	1.55	0.35			
	Cabezal	0.50	0.35			
	Alma	1.50	0.35			
	Cabezal	0.50	0.35			
	Alma	0.75	0.35			
	Cabezal	1.20	0.35			
P7	Alma	1.75	0.30			
	Cabezal	0.25	0.30			
	Cabezal	0.80	0.40			
P9	Alma	1.75	0.20			
	Cabezal	0.25	0.20			
P10	Cabezal	1.20	0.40			
P11	Alma	1.75	0.20			
	Cabezal	0.25	0.20			
P12	Cabezal	1.20	0.40			
P13	Alma	2.38	0.30			
	Cabezal	1.00	0.30			
	Cabezal	0.80	0.30			
P14	Cabezal	0.80	0.40			

Tabla No. 25 Resumen Muro 2 Cabezas

Cabezal	Refuerzo Transversal	
P4	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	9 $\Phi$ 12 @ 10cm
P5	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	9 $\Phi$ 12 @ 10cm
P6	Vertical	10 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	3 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Vertical	10 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	3 $\Phi$ 12 @ 10cm
P7	Vertical	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Vertical	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	5 $\Phi$ 12 @ 10cm
P8	Vertical	6 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
P9	Vertical	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
P10	Vertical	9 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
P11	Vertical	2 $\Phi$ 12 @ 10cm

	Horizontal	2 $\Phi$ 12 @ 10cm
P12	Vertical	9 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
P13	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	7 $\Phi$ 12 @ 10cm
P14	Vertical	6 $\Phi$ 12 @ 10cm
	Horizontal	4 $\Phi$ 12 @ 10cm

### Muro 3

Tabla No. 26 Resumen Muro 3

	Longitud [m]	Espesor [m]	$\Phi$ Longitudinal [mm]	$\Phi$ Transversal [mm]	
Alma	4.55	0.25	22	2 $\Phi$ 14 @ 10 cm	
Cabezal	1.00	0.50	36	Vertical	4 $\Phi$ 12 @ 10cm
				Horizontal	7 $\Phi$ 12 @ 10cm

Nota: Es importante destacar que se ha optado por utilizar un armado uniforme para el muro en toda su altura, con el objetivo de abordar y comprender en profundidad cada aspecto teórico del diseño de refuerzo, puesto que el proceso anteriormente mostrado se vuelve repetitivo en el caso que se desee modificar la armadura conforme a la altura del edificio. Sin embargo, es esencial mencionar que, en la práctica constructiva, este enfoque no podría ser el más eficiente desde el punto de vista económico. Es común ajustar el armado a medida que se incrementa en altura ya que las solicitaciones estructurales tienden a disminuir en los niveles superiores, por lo tanto, se podría obtener un diseño más eficiente al optimizar material.

## **Diseño Vigas de Acople**

### **Consideraciones de Diseño**

Según Paulay (1969), la resistencia sísmica en edificios de hormigón armado es generalmente suministrada por los muros de cortante, sin embargo, en varias ocasiones estos muros presentan aberturas dispuestas a lo largo de toda su altura, por lo que, se tiene como resultado muros acoplados de cortante, es decir, que están unidos por vigas de acoplamiento que se sitúan entre estas aberturas, (Caso Muro 2 propuesto).

En este tipo de sistemas, la rigidez lateral de los muros es considerablemente mayor que las vigas de acople y esto produce que los muros exijan prácticamente la misma rotación en los extremos de las vigas. Debido a que las vigas de acople suelen ser vigas cortas, es decir, la relación de esbeltez es menor a 1, entonces las fuerzas de cortante en estos elementos se vuelven elevadas e importantes a considerar. Es por esto que, su comportamiento y diseño deben abordarse de manera distinta a una viga convencional en donde estas están principalmente gobernadas a flexión.

Es así como Paulay y Binney en 1974 concluyeron que este tipo de “vigas cortas”, fallan por cortante directo, por lo que, el refuerzo diagonal provisto a este tipo de vigas permite lograr la resistencia requerida en varios ciclos de carga reversibles, sin que la rigidez tenga una degradación elevada ante demandas de ductilidad importantes. Este tipo de refuerzo diagonal en primer lugar hace que el hormigón resista la demanda de compresión de la diagonal, pero con el tiempo esta carga es transferida gradualmente al refuerzo en diagonal. Esta transferencia es gradual, ya que la diagonal en compresión estuvo anteriormente bajo tensión. Dado que mientras una diagonal está en compresión y la otra en

tensión a lo largo de la viga no surgen problemas de adherencia y se ha comprobado que este tipo de refuerzo ofrece un mecanismo resistente y dúctil.

Es importante reconocer que es realmente necesario el uso de estas vigas ya que en muchos muros estructurales se necesita la presencia de aberturas para escaleras, puertas, ventanas o ascensores. Por lo que, de ser el caso el arreglo de estas aberturas debe en su mayoría tratarse de disponer de forma regular para que se tenga una respuesta dúctil y con buena capacidad de disipar energía. Si las vigas de acople se encuentran bien detalladas serán capaces de cumplir lo antes mencionado.

Adicionalmente, en un sistema de sismorresistente a base de muros acoplados de cortante las vigas de acople tienen la función de transferir el cortante de un muro a otro, al ser el muro más rígido que la viga se espera que las últimas incursionen más que los muros en la respuesta no lineal.

Finalmente, el diseño se lo realizará a través de ACI318-19 sección 18.10.7.1 en donde se distingue tres tipos de acoplamiento según su relación de aspecto  $L/h$  y la demanda de cortante de diseño  $V_u$ :

- Caso 1: Si  $\frac{l}{h} < 2$ , y  $V_u \geq 4\sqrt{f_c}A_{cw}$  la viga está controlada por corte, lo que implica que se coloque refuerzo diagonal. En donde  $A_{cw}$  es el área de la sección de la viga de acople.
- Caso 2: Si  $l/h \geq 4$ , la viga está controlada por flexión, por lo cual, se debe utilizar un refuerzo longitudinal y transversal, conforme al diseño y requisitos dados por el código para vigas de pórticos especiales resistentes a momento.

- Caso 3: Si  $2 \leq \frac{l}{h} < 4$  o  $\frac{l}{h} < 2$  y  $Vu \geq 4\sqrt{f_c}Ac_w$  la viga está controlada por una combinación de corte y flexión (zona de transición), por lo cual, se permite utilizar un detallado con acero como caso 1 o como 2.

Además, para las vigas con refuerzo diagonal se proponen dos tipos de arreglos:

- Con las diagonales provistas de su propio confinamiento.

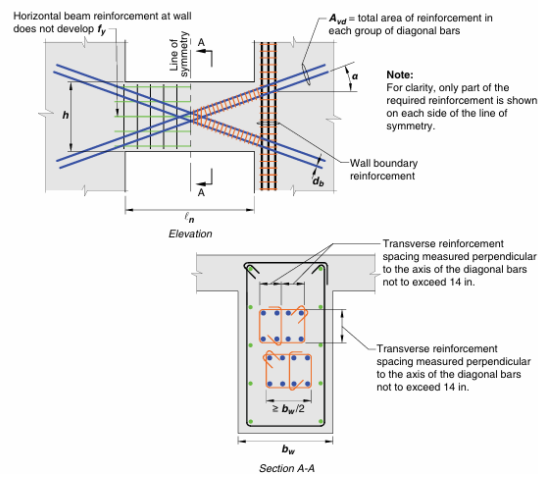


Figura No. 144 Armado Diagonal con Confinamiento Individual en las Diagonales [Figura 18.10.7a ACI318-19]

- Con un confinamiento global para toda la viga

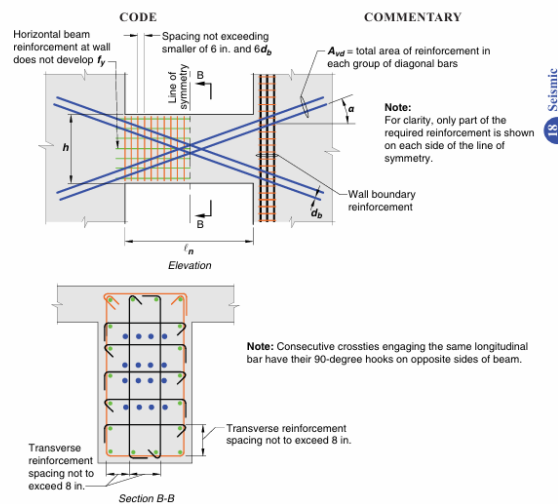


Figura No. 145 Armado Diagonal con Confinamiento Individual en las Diagonales [Figura 18.10.7b ACI318-19]

En este caso se hará uso del segundo arreglo.

El diseño de las diagonales se lo realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Vn = 2A_{vd}f_y \text{sen}\alpha \leq 2.65\sqrt{f_c}A_{cb}$$

En donde:

$A_{vd}$  Área de Acero diagonal

$\alpha$  Ángulo de inclinación de refuerzo diagonal

$A_{cb}$  Área de la sección de la viga de acoplamiento

Por último, se determina el área de acero longitudinal y transversal de la viga a través de las cuantías mínimas provistas por la sección 18.10.7.4 de ACI318-19.

## Viga de Acople Tipo A

Se define las características geométricas iniciales de la viga de acople:

### DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLE A

DATOS:

$$f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

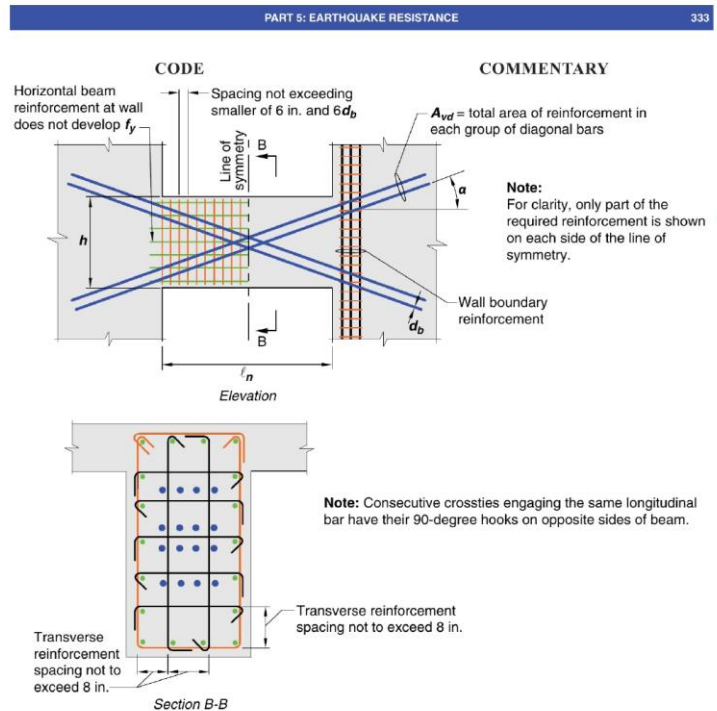
$$l_n := 0.80 \text{ m}$$

$$h := 0.7 \text{ m}$$

$$b_w := 0.40 \text{ m}$$

$$rec := 4 \text{ cm}$$

$$V_{ub} := 69.25 \text{ tonnef}$$



\*Corte de la viga de acople, [Obtengo de Etabs].

$$A_{cb} := h \cdot b_w = 2800 \text{ cm}^2$$

\*Área de la viga de acople

$$\lambda := 1$$

\*Factor de modificación para concretos livianos [Tabla 19.2.4 ACI-318]

Figura No. 146 Características Geométricas Viga de Acople A

Posterior a ello se define el tipo de refuerzo a utilizar, de acuerdo a la relación geométrica de la viga, de acuerdo a la sección 18.10.7 de ACI318-19:

### Requerimientos de refuerzo diagonal en la viga de acople

Solo se requiere refuerzo diagonal en las vigas de acople, al cumplirse los dos requerimientos que se presentan a continuación:

#### a) Tipo de Refuerzo

La relación geométrica de la viga, expresada en términos de la longitud libre y la altura de la sección, permite conocer su comportamiento, ya que condiciona si tendrá una deformación controlada por corte o flexión.

Caso 1: Si  $\frac{L_n}{h} < 2$ , y  $V_{ub} \geq 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$  la viga esta controlada por corte, lo que implica que se coloque refuerzo diagonal.

Caso 2: Si  $\frac{L_n}{h} \geq 4$ , la viga está controlada por flexión, por lo cual, se debe utilizar un refuerzo longitudinal y transversal, conforme al diseño y requisitos dados por el código para vigas de pórticos especiales resistentes a momento.

Caso 3: Si  $2 \leq \frac{L_n}{h} < 4$ , la viga esta controlada por una combinación de corte y flexión (zona de transición), por lo cual, se permite utilizar un detallado con acero como caso 1 o como 2.

*Figura No. 147 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople*

Se obtiene entonces una relación en términos de longitud libre y altura de la sección de:

$$\frac{l_n}{h} = 1.143$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Check}_{1,1} := \text{if } \frac{l_n}{h} \geq 4 \\
 \quad \parallel \text{“Viga a Flexión”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{if } \frac{l_n}{h} < 2 \\
 \quad \quad \parallel 1 \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel 2
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Check}_1 := \text{if } \text{Check}_{1,1} \neq 1 \\
 \quad \parallel \text{“Viga a Flexión”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{if } V_{ub} \geq 4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{cb}} \\
 \quad \quad \parallel \text{“Viga a Corte”} \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{“Viga a Flexión o Corte”}
 \end{array}
 \quad \Bigg| = \text{“Viga a Flexión o Corte”}$$

Al conocer que la viga se encuentra en zona de transición es seleccionado el refuerzo a corte, siendo necesario definir el acero diagonal a utilizar, así como el ángulo de inclinación del mismo:

### c) Refuerzo Longitudinal en el refuerzo diagonal

$$d_{b\_dl} := 28 \text{ mm}$$

\*Diámetro propuesto para las barras longitudinales del refuerzo diagonal

$$A_{s\_dl} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_dl}^2 = 6.158 \text{ cm}^2$$

\*Área de acero propuesta para las barras longitudinales del refuerzo diagonal

$$N_{b\_dl} := 6$$

\*Número de barras a colocar en el refuerzo diagonal. [Mínimo 4 barras]

Ángulo de inclinación:

$$\alpha_1 := \text{asin} \left( \frac{0.8 \cdot h}{\sqrt{l_n^2 + (0.8 \cdot h)^2}} \right) = 34.992^\circ \quad \alpha_2 := \text{atan} \left( \frac{h - (2 \cdot \text{rec})}{l_n} \right) = 37.776^\circ$$

$$\alpha := \max(\alpha_2, \alpha_1) = 37.776^\circ$$

Para determinar la resistencia nominal a cortante de la viga de acople es seleccionado el menor valor entre las siguientes ecuaciones, utilizando un factor de minoración de 0.85 según especifica la norma.

Para obtener el requerimiento de refuerzo diagonal, se utiliza la expresión de la norma donde se cuantifica la resistencia que genera dicho refuerzo

$$V_n = 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$$

$$A_{bd} := A_{s\_dl} \cdot N_{b\_dl} \cdot 0.5 = 18.473 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero del refuerzo diagonal propuesto}$$

$$V_{n1} := 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) = 95.052 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte}$$

$$V_{n2} := 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{cb} = 138.815 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte máxima posible para la viga de acople}$$

$$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 95.052 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte según el refuerzo propuesto}$$

$$\phi_v := 0.85 \quad \text{*Factor de minoración de resistencia a corte}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 80.795 \text{ tonnef}$$

Figura No. 148 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo A

Una vez establecida la resistencia nominal a corte esta se compara con la demanda para evaluar si es necesario modificar el diseño propuesto:

### Comparacion resistencia y demanda

$$DC := \frac{V_{ub}}{\phi_v \cdot V_n} = 0.857$$

$$Check_3 := \begin{cases} \text{if } DC \leq 1 \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar resistencia" } \end{cases} = \text{ "OK" }$$

Figura No. 149 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo A

Para definir el acero longitudinal de la viga se propone un diámetro de varilla asegurando que se cumpla con el acero mínimo requerido para la sección 18.10.7.4 literal c:

#### c) Refuerzo longitudinal de viga de acople

$$d_{b\_L} := 12 \cdot mm \quad \text{*Diámetro propuesto para refuerzo longitudinal}$$

$$A_{s\_dL} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_L}^2 = 1.131 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero propuesta para refuerzo longitudinal}$$

$$s := 10 \text{ cm} \quad \text{*Espaciamiento no debe ser mayor a 30 cm}$$

Acero minimo a utilizar

$$A_{sh\_L} := 0.002 \cdot b_w \cdot h = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{vL} := \frac{A_{sh\_L}}{A_{s\_dL}} = 4.951$$

$$N_{vL\_final} := 5 \quad \text{*Numero de varillas seleccionado}$$

Figura No. 150 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople A

En el caso del acero transversal se verifica parámetros de confinamiento para establecer el número de ramales requeridos:

#### d) Refuerzo transversal de viga de acople

$$d_{b\_t} := 12 \cdot mm$$

\*Diámetro propuesto para estribos

$$A_{s\_dt} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_t}^2 = 1.131 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero propuesta para los estribos}$$

$$x_{itb} := \frac{(b_w - 2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b\_t} - d_{b\_L})}{1} = 28.4 \text{ cm}$$

$$x_{ith} := \frac{(h - (2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b\_t} - d_{b\_L}))}{1} = 65.6 \text{ cm}$$

\*Espacio de confinamiento no puede ser mayor a 20 cm

$$Check_{tb} := \begin{cases} \text{if } x_{itb} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra" } \end{cases} \quad \Bigg| \quad = \text{ "Colocar ramales extra" }$$

$$Check_{th} := \begin{cases} \text{if } x_{ith} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra" } \end{cases} \quad \Bigg| \quad = \text{ "Colocar ramales extra" }$$

$$No\_Separaciones\_b := \frac{x_{itb}}{20 \cdot cm} = 1.42$$

$$No\_Separaciones\_h := \frac{x_{ith}}{20 \cdot cm} = 3.28$$

Figura No. 151 Refuerzo Transversal Viga de Acople A

Respecto al espaciamiento se define como máximo el menor valor entre las siguientes ecuaciones, siendo seleccionado el valor de 10 cm por razones constructivas:

Espaciamiento de estribo de cumplir menor valor entre:

$$s_1 := d_{b\_dt} \cdot 6 = 16.8 \text{ cm} \quad s_2 := 15 \text{ cm}$$

$$s_3 := 4 + \left( \frac{14 + \left( \frac{x_{itb}}{\left( \frac{No\_Separaciones\_b}{2.54 \cdot cm} \right)} \right)}{3} \right) = 11.291$$

$$s_{dt} := 10 \text{ cm} \quad \text{*Espaciamiento propuesto del acero transversal}$$

Figura No. 152 Espaciamiento Estribos Viga de Acople A

En el caso del acero transversal paralelo a la base de la viga de acople se establece el área mínima requerida, definiendo así los ramales requeridos tomando en consideración los resultados previamente obtenidos respecto al confinamiento y de acuerdo a la sección 18.10.7.4;

Acero de refuerzo mínimo de estribos en h

$$A_{sh\_h1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 7.198 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h} := \max(A_{sh\_h1}, A_{sh\_h2}) = 7.198 \text{ cm}^2$$

$$\#\_Ramales\_h := 7$$

$$A_{sh\_h\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_h) = 7.917 \text{ cm}^2$$

$$Check_{A\_h} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_h\_final} \leq A_{sh\_h} & \text{= "OK"} \\ \text{|| "Aumentar acero"} & \\ \text{else} & \\ \text{|| "OK"} & \end{cases}$$

Figura No. 153 Estribos en h Viga de Acople A

Este mismo procedimiento se efectúa para el acero transversal paralelo al peralte de la viga de acople:

Acero de refuerzo minimo de estribos en  $b_w$

$$A_{sh\_b1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh\_b2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 4.113 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_b} := \max(A_{sh\_b1}, A_{sh\_b2}) = 4.113 \text{ cm}^2 \quad * \text{Área de acero propuesta para estribos}$$

$$\#\_Ramales\_b := 4$$

$$A_{sh\_b\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_b) = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$Check_{A\_b} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_b\_final} \leq A_{sh\_b} & \text{= "OK"} \\ \text{"Aumenta acero"} & \\ \text{else} & \\ \text{"OK"} & \end{cases}$$

Figura No. 154 Estribos en b Viga de Acople A

Finalmente es necesario evaluar nuevamente el número de varillas longitudinales considerando los ramales transversales a colocar, lo cual se realiza con el siguiente diagrama:

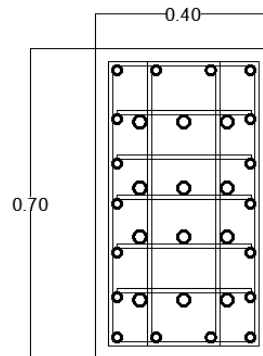


Figura No. 155 Detalle Acero Longitudinal, Transversal y Diagonal Viga de Acople A

De esta forma el armado de la viga de acople se muestra en la siguiente tabla:

Tabla No. 27 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople Tipo A

### Refuerzo Diagonal

6  $\Phi$  28 (mm)

### Refuerzo Longitudinal

18  $\Phi$  12 (mm)

### Refuerzo Transversal

Vert	4	$\Phi$	12	(mm)	@ 10	(cm)
Hor	7	$\Phi$	12	(mm)	@ 10	(cm)

## Viga de Acople Tipo B

Se define las características geométricas iniciales de la viga de acople:

### DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLE B

DATOS:

$$f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

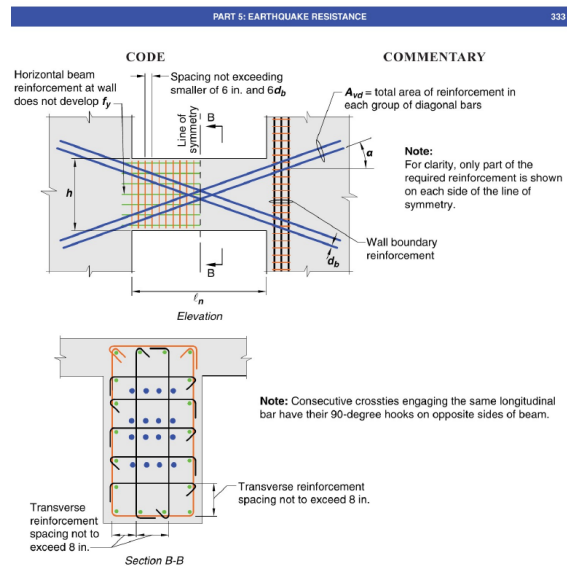
$$l_n := 0.80 \text{ m}$$

$$h := 1.5 \text{ m}$$

$$b_w := 0.40 \text{ m}$$

$$rec := 4 \text{ cm}$$

$$V_{ub} := 168 \text{ tonnef}$$



\*Corte de la viga de acople, [Obtengo de Etabs].

$$A_{cb} := h \cdot b_w = 6000 \text{ cm}^2$$

\*Área de la viga de acople

$$\lambda := 1$$

\*Factor de modificación para concretos livianos  
[Tabla 19.2.4 ACI-318]

Figura No. 156 Características Geométricas Viga de Acople B

Posterior a ello se define el tipo de refuerzo a utilizar:

### Requerimientos de refuerzo diagonal en la viga de acople

Solo se requiere refuerzo diagonal en las vigas de acople, al cumplirse los dos requerimientos que se presentan a continuación:

#### a) Tipo de Refuerzo

La relación geométrica de la viga, expresada en términos de la longitud libre y la altura de la sección, permite conocer su comportamiento, ya que condiciona si tendrá una deformación controlada por corte o flexión.

Caso 1: Si  $\frac{L_n}{h} < 2$ , y  $V_{ub} \geq 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$  la viga esta controlada por corte, lo que implica que se coloque refuerzo diagonal.

Caso 2: Si  $\frac{L_n}{h} \geq 4$ , la viga está controlada por flexión, por lo cual, se debe utilizar un refuerzo longitudinal y transversal, conforme al diseño y requisitos dados por el código para vigas de pórticos especiales resistentes a momento.

Caso 3: Si  $2 \leq \frac{L_n}{h} < 4$ , la viga esta controlada por una combinación de corte y flexión (zona de transición), por lo cual, se permite utilizar un detallado con acero como caso 1 o como 2.

Figura No. 157 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople

Se obtiene entonces una relación en términos de longitud libre y altura de la sección de:

$$\frac{l_n}{h} = 0.533$$



Para determinar la resistencia nominal a cortante de la viga de acople es seleccionado el menor valor entre las siguientes ecuaciones, utilizando un factor de minoración de 0.85 según especifica la norma.

Para obtener el requerimiento de refuerzo diagonal, se utiliza la expresión de la norma donde se cuantifica la resistencia que genera dicho refuerzo

$$V_n = 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$$

$$A_{bd} := A_{s\_dl} \cdot N_{b\_dl} \cdot 0.5 = 32.17 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero del refuerzo diagonal propuesto}$$

$$V_{n1} := 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) = 235.435 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte}$$

$$V_{n2} := 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{cb} = 297.462 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte máxima posible para la viga de acople}$$

$$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 235.435 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte según el refuerzo propuesto}$$

$$\phi_v := 0.85$$

\*Factor de minoración de resistencia a corte

$$\phi_v \cdot V_n = 200.12 \text{ tonnef}$$

Figura No. 158 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo B

Una vez establecida la resistencia nominal a corte esta se compara con la demanda para evaluar si es necesario modificar el diseño propuesto.

### Comparacion resistencia y demanda

$$DC := \frac{V_{ub}}{\phi_v \cdot V_n} = 0.839$$

$$Check_3 := \begin{cases} \text{if } DC \leq 1 \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar resistencia" } \end{cases} = \text{"OK"}$$

Figura No. 159 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo B

Para definir el acero longitudinal de la viga se propone un diámetro de varilla asegurando que se cumpla con el acero mínimo requerido para la sección dada

### c) Refuerzo longitudinal de viga de acople

$$d_{b\_L} := 14 \cdot mm \quad \text{*Diámetro propuesto para refuerzo longitudinal}$$

$$A_{s\_dL} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_L}^2 = 1.539 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero propuesta para refuerzo longitudinal}$$

$$s := 20 \text{ cm} \quad \text{*Espaciamiento no debe ser mayor a 30 cm}$$

Acero minimo a utilizar

$$A_{sh\_L} := 0.002 \cdot b_w \cdot h = 12 \text{ cm}^2$$

$$N_{vL} := \frac{A_{sh\_L}}{A_{s\_dL}} = 7.795$$

$$N_{vL\_final} := 8 \quad \text{*Numero de varillas seleccionado}$$

Figura No. 160 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople B

En el caso del acero transversal se verifica parámetros de confinamiento para establecer el número de ramales requeridos

#### d) Refuerzo transversal de viga de acople

$$d_{b_t} := 12 \cdot mm \quad * \text{Diámetro propuesto para estribos}$$

$$A_{s_{dt}} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b_t}^2 = 1.131 \text{ cm}^2 \quad * \text{Área de acero propuesta para los estribos}$$

$$x_{itb} := \frac{(b_w - 2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b_t} - d_{b_L})}{1} = 28.2 \text{ cm}$$

\*Espacio de confinamiento no puede ser mayor a 20 cm

$$x_{ith} := \frac{(h - (2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b_t} - d_{b_L}))}{1} = 145.8 \text{ cm}$$

$$Check_{tb} := \begin{cases} \text{if } x_{itb} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra" } \end{cases} = \text{ "Colocar ramales extra" }$$

$$Check_{th} := \begin{cases} \text{if } x_{ith} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra" } \end{cases} = \text{ "Colocar ramales extra" }$$

$$No\_Separaciones\_b := \frac{x_{itb}}{20 \cdot cm} = 1.41$$

$$No\_Separaciones\_h := \frac{x_{ith}}{20 \cdot cm} = 7.29$$

Figura No. 161 Refuerzo Transversal Viga de Acople B

Respecto al espaciamiento se define como máximo el menor valor entre las siguientes ecuaciones, siendo seleccionado el valor de 10 cm por razones constructivas

Espaciamiento de estribo de cumplir menor valor entre:

$$s_1 := d_{b\_dt} \cdot 6 = 19.2 \text{ cm}$$

$$s_2 := 15 \text{ cm}$$

$$s_3 := 4 + \left( \frac{14 + \left( \frac{x_{itb}}{(No\_Separaciones\_b)} \right)}{2.54 \cdot cm} \right) \cdot 3 = 11.291$$

$$s_{dt} := 10 \text{ cm} \quad \text{*Espaciamiento propuesto del acero transversal}$$

Figura No. 162 Espaciamiento Estribos Viga de Acople B

En el caso del acero transversal paralelo a la base de la viga de acople se establece el área mínima requerida, definiendo así los ramales requeridos tomando en consideración los resultados previamente obtenidos respecto al confinamiento

Acero de refuerzo mínimo de estribos en h

$$A_{sh\_h1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 12.016 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h} := \max(A_{sh\_h1}, A_{sh\_h2}) = 12.016 \text{ cm}^2$$

$$\#\_Ramales\_h := 11$$

$$A_{sh\_h\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_h) = 12.441 \text{ cm}^2$$

$$Check_{A\_h} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_h\_final} \leq A_{sh\_h} & \text{= "OK"} \\ \text{"Aumentar acero"} & \\ \text{else} & \\ \text{"OK"} & \end{cases}$$

Figura No. 163 Estribos en h Viga de Acople B

Este mismo procedimiento se efectúa para el acero transversal paralelo al peralte de la viga de acople

Acero de refuerzo mínimo de estribos en  $b_w$

$$A_{sh\_b1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh\_b2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 3.204 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_b} := \max(A_{sh\_b1}, A_{sh\_b2}) = 3.204 \text{ cm}^2 \quad * \text{Área de acero propuesta para estribos}$$

$$\#\_Ramales\_b := 3$$

$$A_{sh\_b\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_b) = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$Check_{A\_b} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_b\_final} \leq A_{sh\_b} & \text{= "OK"} \\ \text{|| "Aumenta acero"} \\ \text{else} \\ \text{|| "OK"} \end{cases}$$

Figura No. 164 Estribos en b Viga de Acople B

Finalmente es necesario evaluar nuevamente el número de varillas longitudinales considerando los ramales transversales a colocar, lo cual se realiza con el siguiente diagrama

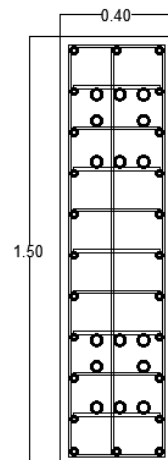


Figura No. 165 Detalle Acero Longitudinal, Transversal y Diagonal Viga de Acople B

De esta forma el armado de la viga de acople se muestra en la siguiente tabla

Tabla No. 28 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople Tipo B

Refuerzo Diagonal					
8 $\Phi$ 32 (mm)					
Refuerzo Longitudinal					
24 $\Phi$ 14 (mm)					
Refuerzo Transversal					
Vert	3	$\Phi$	12 (mm)	@	10 (cm)
Hor	11	$\Phi$	12 (mm)	@	10 (cm)

## Viga de Acople Tipo C

Se define las características geométricas iniciales de la viga de acople

### DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLE C

DATOS:

$$f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

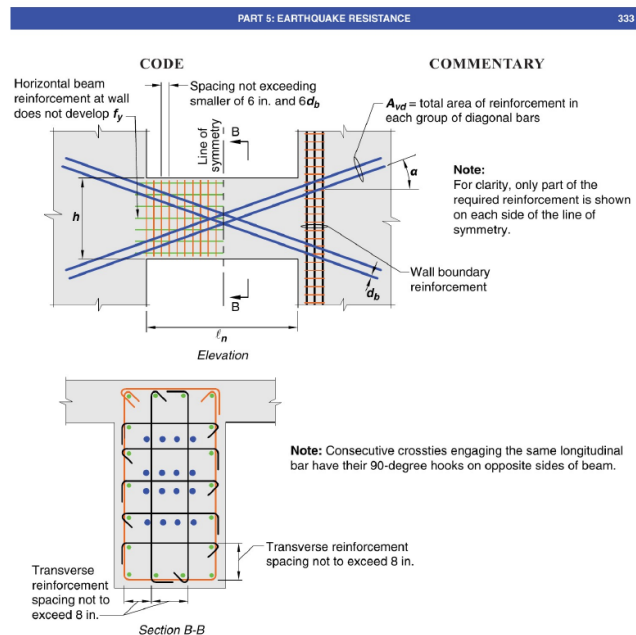
$$l_n := 0.80 \text{ m}$$

$$h := 1.20 \cdot \text{m}$$

$$b_w := 0.40 \text{ m}$$

$$\text{rec} := 4 \text{ cm}$$

$$V_{ub} := 200 \text{ tonnef}$$



\*Corte de la viga de acople, [Obtengo de Etabs].

$$A_{cb} := h \cdot b_w = 4800 \text{ cm}^2$$

\*Área de la viga de acople

$$\lambda := 1$$

\*Factor de modificación para concretos livianos  
[Tabla 19.2.4 ACI-318]

Figura No. 166 Características Geométricas Viga de Acople C

Posterior a ello se define el tipo de refuerzo a utilizar

### Requerimientos de refuerzo diagonal en la viga de acople

Solo se requiere refuerzo diagonal en las vigas de acople, al cumplirse los dos requerimientos que se presentan a continuación:

#### a) Tipo de Refuerzo

La relación geométrica de la viga, expresada en términos de la longitud libre y la altura de la sección, permite conocer su comportamiento, ya que condiciona si tendrá una deformación controlada por corte o flexión.

Caso 1: Si  $\frac{L_n}{h} < 2$ , y  $V_{ub} \geq 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$  la viga esta controlada por corte, lo que implica que se coloque refuerzo diagonal.

Caso 2: Si  $\frac{L_n}{h} \geq 4$ , la viga está controlada por flexión, por lo cual, se debe utilizar un refuerzo longitudinal y transversal, conforme al diseño y requisitos dados por el código para vigas de pórticos especiales resistentes a momento.

Caso 3: Si  $2 \leq \frac{L_n}{h} < 4$ , la viga esta controlada por una combinación de corte y flexión (zona de transición), por lo cual, se permite utilizar un detallado con acero como caso 1 o como 2.

Figura No. 167 Requerimientos de Refuerzo Diagonal Viga de Acople

Se obtiene entonces una relación en términos de longitud libre y altura de la sección de:

$$\frac{l_n}{h} = 0.667$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Check}_{1,1} := \text{if } \frac{l_n}{h} \geq 4 \\
 \quad \parallel \text{“Viga a Flexión”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{if } \frac{l_n}{h} < 2 \\
 \quad \quad \parallel 1 \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel 2
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Check}_1 := \text{if } \text{Check}_{1,1} \neq 1 \\
 \quad \parallel \text{“Viga a Flexión”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{if } V_{ub} \geq 4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{cb}} \\
 \quad \quad \parallel \text{“Viga a Corte”} \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{“Viga a Flexión o Corte”}
 \end{array}
 \quad = \text{“Viga a Flexión o Corte”}$$

Se define el acero diagonal a utilizar, así como el ángulo de inclinación del mismo.

### c) Refuerzo Longitudinal en el refuerzo diagonal

$$d_{b\_dl} := 32 \text{ mm}$$

\*Diámetro propuesto para las barras longitudinales del refuerzo diagonal

$$A_{s\_dl} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_dl}^2 = 8.042 \text{ cm}^2$$

\*Área de acero propuesta para las barras longitudinales del refuerzo diagonal

$$N_{b\_dl} := 10$$

\*Número de barras a colocar en el refuerzo diagonal. [Mínimo 4 barras]

Ángulo de inclinación:

$$\alpha 1 := \text{asin} \left( \frac{0.8 \cdot h}{\sqrt{l_n^2 + (0.8 \cdot h)^2}} \right) = 50.194^\circ \quad \alpha 2 := \text{atan} \left( \frac{h - (2 \cdot \text{rec})}{l_n} \right) = 54.462^\circ$$

$$\alpha := \max(\alpha 2, \alpha 1) = 54.462^\circ$$

Para determinar la resistencia nominal a cortante de la viga de acople es seleccionado el menor valor entre las siguientes ecuaciones, utilizando un factor de minoración de 0.85 según especifica la norma.

Para obtener el requerimiento de refuerzo diagonal, se utiliza la expresión de la norma donde se cuantifica la resistencia que genera dicho refuerzo

$$V_n = 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cb}$$

$$A_{bd} := A_{s\_dl} \cdot N_{b\_dl} \cdot 0.5 = 40.212 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero del refuerzo diagonal propuesto}$$

$$V_{n1} := 2 \cdot A_{bd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) = 274.866 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte}$$

$$V_{n2} := 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{cb} = 237.969 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte máxima posible para la viga de acople}$$

$$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 237.969 \text{ tonnef} \quad \text{*Resistencia a corte según el refuerzo propuesto}$$

$$\phi_v := 0.85 \quad \text{*Factor de minoración de resistencia a corte}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 202.274 \text{ tonnef}$$

Figura No. 168 Resistencia Nominal a Corte Viga de Acople Tipo C

Una vez establecida la resistencia nominal a corte esta se compara con la demanda para evaluar si es necesario modificar el diseño propuesto.

### Comparacion resistencia y demanda

$$DC := \frac{V_{ub}}{\phi_v \cdot V_n} = 0.989$$

$$Check_3 := \begin{cases} \text{if } DC \leq 1 \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar resistencia" } \end{cases} = \text{"OK"}$$

Figura No. 169 Demanda/Capacidad Viga de Acople Tipo C

Para definir el acero longitudinal de la viga se propone un diámetro de varilla asegurando que se cumpla con el acero mínimo requerido para la sección dada:

### c) Refuerzo longitudinal de viga de acople

$$d_{b\_L} := 14 \cdot mm \quad \text{*Diámetro propuesto para refuerzo longitudinal}$$

$$A_{s\_dL} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_L}^2 = 1.539 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero propuesta para refuerzo longitudinal}$$

$$s := 20 \text{ cm} \quad \text{*Espaciamiento no debe ser mayor a 30 cm}$$

Acero minimo a utilizar

$$A_{sh\_L} := 0.002 \cdot b_w \cdot h = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{vL} := \frac{A_{sh\_L}}{A_{s\_dL}} = 6.236$$

$$N_{vL\_final} := 6 \quad \text{*Numero de varillas seleccionado}$$

Figura No. 170 Refuerzo Longitudinal Viga de Acople C

En el caso del acero transversal se verifica parámetros de confinamiento para establecer el número de ramales requeridos

#### d) Refuerzo transversal de viga de acople

$$d_{b\_t} := 12 \cdot mm \quad * \text{Diámetro propuesto para estribos}$$

$$A_{s\_dt} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{b\_t}^2 = 1.131 \text{ cm}^2 \quad * \text{Área de acero propuesta para los estribos}$$

$$x_{itb} := \frac{(b_w - 2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b\_t} - d_{b\_L})}{1} = 28.2 \text{ cm}$$

$$x_{ith} := \frac{(h - (2 \cdot rec - 2 \cdot d_{b\_t} - d_{b\_L}))}{1} = 115.8 \text{ cm} \quad * \text{Espacio de confinamiento no puede ser mayor a 20 cm}$$

$$Check_{itb} := \begin{cases} \text{if } x_{itb} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra"} \end{cases} \quad = \text{ "Colocar ramales extra"}$$

$$Check_{ith} := \begin{cases} \text{if } x_{ith} \leq 20 \cdot cm \\ \quad \parallel \text{ "OK"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Colocar ramales extra"} \end{cases} \quad = \text{ "Colocar ramales extra"}$$

$$No\_Separaciones\_b := \frac{x_{itb}}{20 \cdot cm} = 1.41$$

$$No\_Separaciones\_h := \frac{x_{ith}}{20 \cdot cm} = 5.79$$

Figura No. 171 Refuerzo Transversal Viga de Acople C

Respecto al espaciamiento se define como máximo el menor valor entre las siguientes ecuaciones, siendo seleccionado el valor de 10 cm por razones constructivas

Espaciamiento de estribo de cumplir menor valor entre:

$$s_1 := d_{b\_dl} \cdot 6 = 19.2 \text{ cm}$$

$$s_2 := 15 \text{ cm}$$

$$s_3 := 4 + \left( \frac{14 + \left( \frac{x_{itb}}{(No\_Separaciones\_b)} \right)}{2.54 \cdot \text{cm}} \right) \cdot \frac{3}{3} = 11.291$$

$$s_{dt} := 10 \text{ cm}$$

\*Espaciamiento propuesto del acero transversal

Figura No. 172 Espaciamiento Estribos Viga de Acople C

En el caso del acero transversal paralelo a la base de la viga de acople se establece el área mínima requerida, definiendo así los ramales requeridos tomando en consideración los resultados previamente obtenidos respecto al confinamiento

Acero de refuerzo mínimo de estribos en h

$$A_{sh\_h1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot h \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 10.179 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_h} := \max(A_{sh\_h1}, A_{sh\_h2}) = 10.179 \text{ cm}^2$$

$$\#\_Ramales\_h := 10$$

$$A_{sh\_h\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_h) = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$Check_{A\_h} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_h\_final} \leq A_{sh\_h} & \text{= "OK"} \\ \text{|| "Aumentar acero"} \\ \text{else} \\ \text{|| "OK"} \end{cases}$$

Figura No. 173 Estribos en h Viga de Acople C

Este mismo procedimiento se efectúa para el acero transversal paralelo al peralte de la viga de acople

Acero de refuerzo minimo de estribos en  $b_w$

$$A_{sh\_b1} := 0.09 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh\_b2} := 0.3 \cdot s_{dt} \cdot b_w \cdot \left( \frac{(h) \cdot (b_w)}{(h - 2 \cdot rec) \cdot (b_w - 2 \cdot rec)} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh\_b} := \max(A_{sh\_b1}, A_{sh\_b2}) = 3.393 \text{ cm}^2 \quad \text{*Área de acero propuesta para estribos}$$

$$\#\_Ramales\_b := 4$$

$$A_{sh\_b\_final} := A_{s\_dt} \cdot (\#\_Ramales\_b) = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 0.4 \text{ m}$$

$$Check_{A\_b} := \begin{cases} \text{if } A_{sh\_b\_final} \leq A_{sh\_b} & \text{= "OK"} \\ \text{|| "Aumenta acero"} & \\ \text{else} & \\ \text{|| "OK"} & \end{cases}$$

Figura No. 174 Estribos en b Viga de Acople C

Finalmente es necesario evaluar nuevamente el número de varillas longitudinales considerando los ramales transversales a colocar, lo cual se realiza con el siguiente diagrama

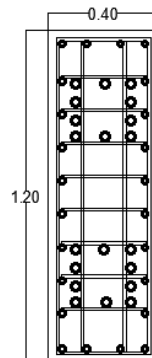


Figura No. 175 Detalle Acero Longitudinal y Transversal Viga de Acople C

De esta forma el armado de la viga de acople se muestra en la siguiente tabla

*Tabla No. 29 Tabla de Resumen Armado Viga de Acople C*

**Refuerzo Diagonal**

10	Φ	32	(mm)
----	---	----	------

**Refuerzo Longitudinal**

24	Φ	14	(mm)
----	---	----	------

**Refuerzo Transversal**

Vert	4	Φ	12	(mm)	@	10	(cm)
Hor	10	Φ	12	(mm)	@	10	(cm)

## **CAPITULO IV**

### **Análisis Estático No Lineal**

El procedimiento que se realizará en este capítulo será un análisis no lineal estático o también denominado como Pushover. Esta metodología consiste en someter a la estructura a cargas laterales que incrementan de manera monotónica hasta llegar al colapso, es decir, hasta que la estructura llegue a su capacidad máxima. Esta metodología proporciona información útil sobre las características generales del sistema estructural y puede ser usado para identificar mecanismos de falla probables.

Por otro lado, el diseño por desempeño sísmico de estructuras busca predecir y evaluar el comportamiento de la edificación ante un sismo, permitiendo de esta manera a los diseñadores tomar decisiones más precisas sobre el diseño de la estructura y proveyendo de capacidad al ingeniero de diseñar estructuras que tengan predictibilidad y un comportamiento adecuado frente a un sismo. Además, esta evaluación permite a los dueños o accionistas del proyecto cuantificar el riesgo del edificio y seleccionar un nivel de comportamiento de acuerdo a sus necesidades.

### **Objetivos de Desempeño**

De acuerdo a la normativa ASCE41-17 los objetivos de desempeño principales se clasifican en:

1. Operacional: Este nivel de desempeño asegura que la estructura es segura y funcional. Los daños estructurales y no estructurales son despreciables y los ocupantes están seguros durante el evento sísmico. El inmueble puede ser reutilizado inmediatamente y las pérdidas deben ser menos al 5% del valor del inmueble.

2. Inmediatamente Ocupacional: Este nivel de desempeño asegura que la estructura es segura para ser ocupada inmediatamente después de un sismo considerable pues no han ocurrido daños significativos. Se espera que no haya ningún tipo de daño en elementos estructurales y solo un mínimo daño en elementos no estructurales. Perdidas menores al 15%.
3. Seguridad de Vida: Este nivel de desempeño presenta daño significativo en elementos estructurales y daño extenso en elementos no estructurales posterior a un sismo, por lo que, puede ser requerida una reparación antes de ocupar la estructura. Las pérdidas son mayores al 30%.
4. Prevención del Colapso: Este nivel de desempeño consiste en la prevención del colapso tal como su nombre lo indica, pues no se considera que exista vulnerabilidad no estructural, sin embargo, la estructura presenta un peligro significativo para la vida de los ocupantes debido al daño extenso en elementos estructurales y no estructurales. Hay alto potencial de heridos, pero baja escala de pérdida de vidas. La reparación de la estructura no es práctica, hay perdidas mayores al 30%.

En este caso al ser una estructura nueva y al encontramos en un nivel de riesgo II [ASCE7-16 Tabla 1.5-1], los objetivos de desempeño a cumplirse serán seguridad de vida para el sismo de diseño y prevención de colapso para el sismo máximo considerado [ASCE7-41 Tabla 2.3]:

**Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads**

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV

*Figura No. 176 Categoría de Riesgo*

**Table 2-3. Basic Performance Objective Equivalent to New Building Standards (BPON)**

Risk Category	Seismic Hazard Level	
	BSE-1N	BSE-2N
I and II	Life Safety Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (3-B)	Collapse Prevention Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (5-D)
III	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Operational Nonstructural Performance (1-A)	Life Safety Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (3-D)

<sup>a</sup> Compliance with ASCE 7 provisions for new construction is deemed to comply.

*Figura No. 177 Objetivos de Desempeño*

## Espectros Sísmicos Normativos

El peligro sísmico será definido en base a un espectro de respuesta con un 5% de amortiguamiento construido a partir de las aceleraciones espectrales a periodo corto (0.2s) y aceleraciones espectrales a 1s.

Las aceleraciones espectrales se determinarán en base a el mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador de la IGEPN.

Para el objetivo de prevención de colapso (BSE-2N), se requieren las aceleraciones espectrales a 0.2s y 1s correspondientes a un nivel de peligro sísmico definido por una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ( $Tr=2500$  años).

*Tabla No. 30 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo  $S_s$  y  $S_1$  [ $Tr=2500$  años]*

$S_s$ [g]	2.13
$S_1$ [g]	0.69

En cambio, para el objetivo de seguridad de vida (BSE-1N), se requieren las aceleraciones espectrales a 0.2s y 1s correspondientes a 2/3 del valor de BSE-2N, o a su vez los valores que correspondan a un nivel de peligro sísmico definido por una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años ( $Tr=475$  años).

*Tabla No. 31 Parámetros de aceleración espectral máxima del suelo  $S_s$  y  $S_1$  [ $Tr=475$  años]*

$S_s$ [g]	1.42
$S_1$ [g]	0.46

## **Curvas Constitutivas del Material**

Una curva constitutiva es una representación gráfica del comportamiento mecánico de un material bajo la acción de cargas. Esta curva describe la relación entre esfuerzo y deformación y captura como responde el material ante la aplicación de esfuerzos antes diferentes niveles de carga.

En cuanto al análisis de las curvas constitutivas se pueden identificar varias fases dentro de la misma. Por ejemplo, la parte inicial corresponde al comportamiento elástico que se caracteriza por la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación, por lo que, el material retorna a su forma original al descargarlo. A medida que incrementa el esfuerzo, se alcanza el punto de fluencia en donde el material comienza a experimentar deformaciones plásticas y por ende no retornará a su estado inicial. Posteriormente, dentro de la zona plástica el material puede seguir soportando grandes deformaciones sin un incremento proporcional del esfuerzo, lo que es crucial para garantizar la ductilidad y capacidad de disipación de energía en las estructuras. Finalmente, se llega al punto de fractura en donde el material falla completamente, lo que trae como resultado la pérdida de capacidad de carga.

El adecuado entendimiento de estas características es esencial para el diseño estructural, principalmente en el contexto del análisis estático no lineal donde se busca caracterizar el comportamiento no lineal del material el cual estará asignado al sistema de resistencia de carga lateral. El análisis no lineal permite incorporar las propiedades de los materiales en su rango plástico, lo que se vuelve crucial para predecir el comportamiento estructural y su rendimiento ante cargas cíclicas como las que se experimentan durante un sismo.

Finalmente, al adecuar estas curvas el diseñador puede simular con mayor precisión la distribución de deformaciones en diferentes partes de la estructura, asegurando que la misma cumpla con los objetivos de desempeño predispuestos y a su vez comprobando el cumplimiento de las normativas de diseño.

- **Acero de Refuerzo**

La curva constitutiva para el acero fue definida en base al modelo de Park. Esta curva comienza con una fase elástica lineal, donde la relación entre el esfuerzo y deformación sigue la ley de Hooke. A medida que se aplica más carga se alcanza el punto de fluencia, punto crítico en donde el acero empieza a experimentar deformaciones plásticas y típicamente ocurre alrededor del 0.2% de deformación plástica. Posteriormente, la curva presenta endurecimiento, donde el acero puede soportar mayores deformaciones (hasta un rango entre el 5 y 15  $\epsilon_y$ ) antes de llegar a la ruptura. Esta capacidad de deformación dúctil es esencial para garantizar la seguridad estructural, permitiendo a las estructuras advertir sobre el inicio de falla antes de colapsar.

A continuación, se presenta el modelo utilizado para el acero de refuerzo, el cual se definió automáticamente con el software. En donde se definió un acero grado 60, con un  $f_y=4200\text{MPa}$  y un  $f_u=6300\text{MPa}$ .

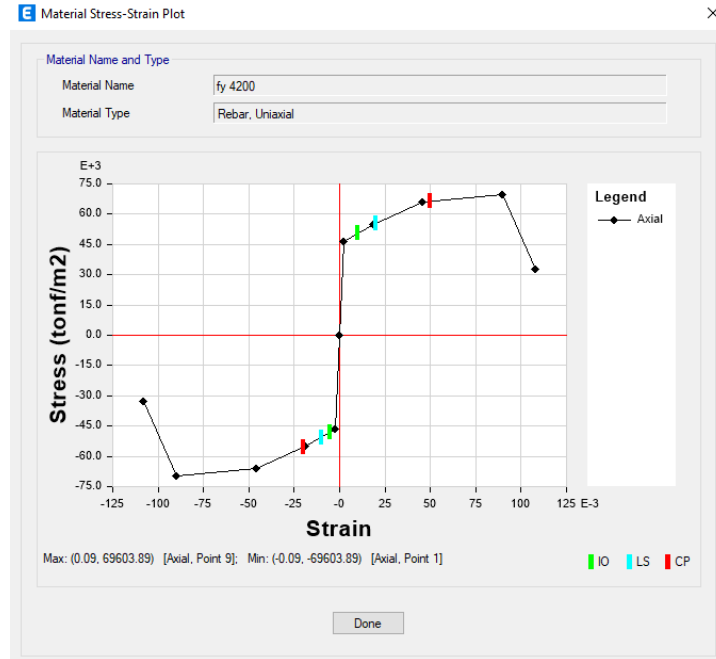


Figura No. 178 Acero de Refuerzo

- **Hormigón No Confinado**

La curva constitutiva para el hormigón no confinado fue definida en base al modelo de Mander, esta curva representa el comportamiento del hormigón bajo compresión axial. El hormigón al ser un material frágil presenta un comportamiento elástico inicial seguido rápidamente de un rápido descenso en la resistencia después de alcanzar la carga máxima, que comúnmente ocurre alrededor del 0.2 y 0.3% de deformación. A partir de este punto, el hormigón comienza a presentar fisuras y grietas, alcanzando la ruptura, lo que afecta la capacidad de soportar carga adicional. La curva constitutiva del hormigón no confinado indica que a pesar de que el hormigón tiene un alto límite de resistencia a la compresión, su falta de ductilidad hace que no pueda absorber energía de la misma manera que el acero, volviéndose un comportamiento crítico en el diseño estructural, pues se quiere tomar en cuenta el riesgo de fallas frágiles las cuales son súbitas.

A continuación, se detalla la definición del hormigón no confinado:

Datos			
$f'_c$	35	Mpa	Resistencia a la compresión
$\epsilon_{co}$	0.002		Deformación Hormigón No Confinado
$\epsilon_c$	0.006		Deformación Máxima Hormigón No Confinado

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\epsilon_{co}} = 17\,500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} = 29\,580 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 2.45$$

$$\epsilon_c \leq 2 \times \epsilon_{co} \therefore$$

$$f'_{c(\epsilon)} = f'_{co} x \frac{r}{r - 1 + x^r}$$

$$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c\_SPRALL} \therefore$$

$$f'_{c(\epsilon)} = f'_{co} \left( \frac{2r}{r - 1 + 2^r} \right) \left( \frac{1 - (\epsilon_c - 2\epsilon_{co})}{\epsilon_{c\_SPRALL} - 2\epsilon_{co}} \right)$$

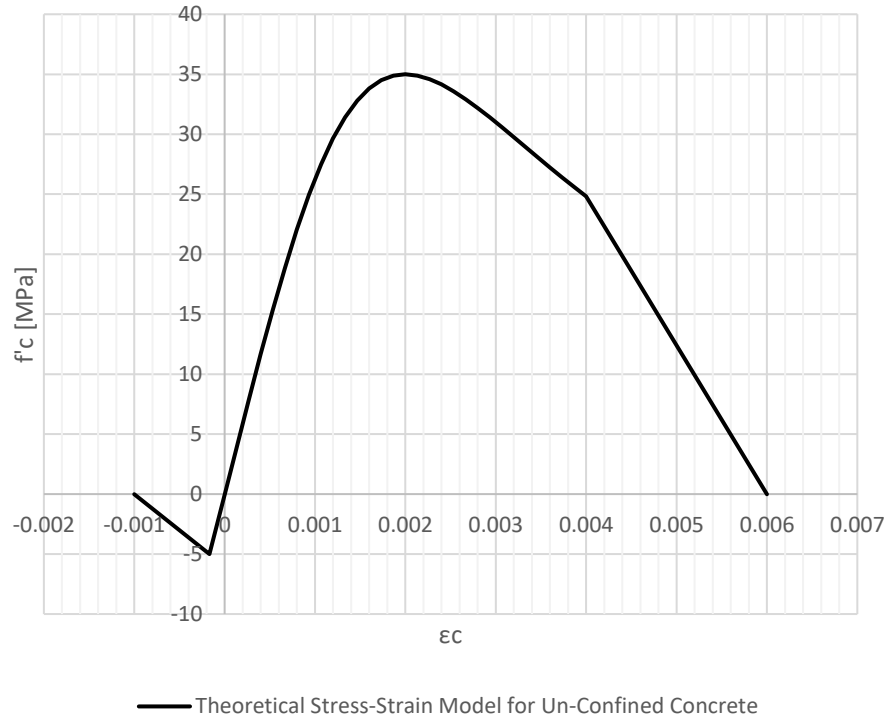


Figura No. 179 Hormigón No Confinado

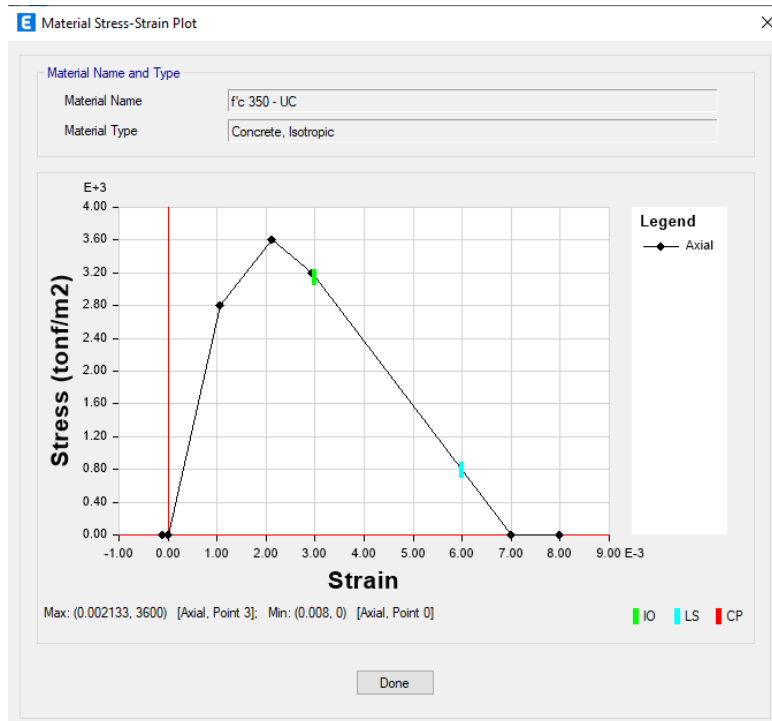


Figura No. 180 Hormigón No Confinado Etabs

- **Hormigón Confinado**

La curva constitutiva para el hormigón confinado fue definida en base al modelo de Mander en donde el comportamiento del hormigón es más resistente. El confinamiento que se le provee al hormigón al hacer uso de estribos incrementa significativamente la capacidad de carga y ductilidad. Por lo que, el confinamiento permite que el hormigón soporte niveles de esfuerzo más altos antes de alcanzar la falla, lo que en otras palabras hace que la curva se extienda en su fase de compresión hasta alcanzar deformaciones hasta del 4% proporcionando una mayor resistencia a deformación lateral.

A continuación, se detalla la definición del hormigón confinado:

**Datos**

$f'_{co} = 35.00$  [Mpa]  
 $\epsilon_{co} = 0.002$

$b = 500$  [mm]  
 $d = 1000$  [mm]  
 $rec = 40$  [mm]

$bc = 432$  [mm]  
 $dc = 932$  [mm]

Refuerzo Longitudinal

# varillas en  $b = 4$   
 # varillas en  $d = 7$

18  $\phi$  28  $\rightarrow A_s = 11084$  [mm<sup>2</sup>]

### Refuerzo Transversal

$$f_yh = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\epsilon_{s\_max} = 0.120$$

$$\phi = 12$$

$$s = 100 \text{ [mm]}$$

→ Espaciamiento entre estribos

$$s' = 88 \text{ [mm]}$$

→ Espaciamiento libre entre estribos

$$\# \text{ Est. en } b = 4$$

→  $A_{sh\_b} = 452 \text{ [mm}^2\text{]}$

$$\# \text{ Est. en } d = 7$$

→  $A_{sh\_d} = 792 \text{ [mm}^2\text{]}$

### Confinamiento

$$\# w' \text{ en } b = 3$$

$$w' = 116 \text{ [mm] en } b$$

→ Distancia libre entre varillas longitudinales adyacentes en b

$$\# w' \text{ en } d = 6$$

$$w' = 127 \text{ [mm] en } d$$

→ Distancia libre entre varillas longitudinales adyacentes en d

### Basic Equation for Monotonic Compression Loading

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$f'_{cc}$  = compressive strength of confined concrete

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$\epsilon_c$  = longitudinal compressive concrete strain

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ [MPa]}$$

$$E_c = 29580 \text{ [MPa]}$$

### Effective Lateral Confining Pressure and the Confinement Effectiveness Coefficient

$A_c = 402624 \text{ [mm}^2\text{]}$  → Area of confined concrete

$$f'_i = f_l k_e$$

$f_l$  = lateral pressure from the transverse reinforcement, assumed to be uniformly distributed over the surface of concrete core

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$k_e$  = confinement effectiveness coefficient

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

$\rho_{cc}$  = ratio of area of longitudinal reinforcement to area of core of section

$\rho_{cc} = 0.0275$

$A_{cc} = 391540 \text{ [mm}^2\text{]}$

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}$$

$A_i = 45884 \text{ [mm}^2\text{]}$  Area total de concreto considerado como inefectivo en el nivel de los estribos

Para calcular el area efectiva de concreto en el nucleo se resta el area creada en por las parabolas asumidas como inefectivas entre varillas longitudinales. Se asume que la altura de la parabola es  $w'/4$

Para el calculo del area efectiva se incorpora tambien la influencia de las areas inefectivas en elevacion, y se determina el area efectiva en la mitad de dos estribos consecutivos

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$1 - s'/(2bc) = 0.90$$

$$1 - s'/(2dc) = 0.95$$

$$FS = 0.86$$

$$A_e = 305279 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$k_e = 0.78$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c}$$

$$A_{sx} = 792 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{sy} = 452 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_x = 0.00849$$

$$\rho_y = 0.01047$$

Donde  $A_{sx}$  y  $A_{sy}$  es el area de acero transversal corriendo en la direccion x y y respectivamente

El esfuerzo lateral de confinamiento en el hormigon esta dado por:

$$f_{lx} = \frac{A_{sx} * f_{yh}}{s d_c} = \rho_x f_{yh} \quad f_{ly} = \frac{A_{sy} * f_{yh}}{s b_c} = \rho_y f_{yh}$$

$$f_{lx} = 3.57 \text{ [MPa]}$$

$$f_{ly} = 4.40 \text{ [MPa]}$$

Los esfuerzos laterales de confinamiento efectivos estan dados por:

$$f'_i = f_i k_e$$

$$f'_{lx} = 2.78 \text{ [MPa]}$$

$$f'_{lx}/f'_{co} = 0.079$$

$$f'_{ly} = 3.43 \text{ [MPa]}$$

$$f'_{ly}/f'_{co} = 0.098$$

### Compressive Strength and Strain of Confined Concrete

$$\rho_x + \rho_y = 0.0190$$

$$0.50 * (\rho_x + \rho_y) = 0.0095$$

$$f_l = 3.11 \text{ [MPa]}$$

$$f'_{cc}/f'_{co} = 1.51$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_{cc} = 52.89 \text{ [MPa]}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co} = 3.56$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00711$$

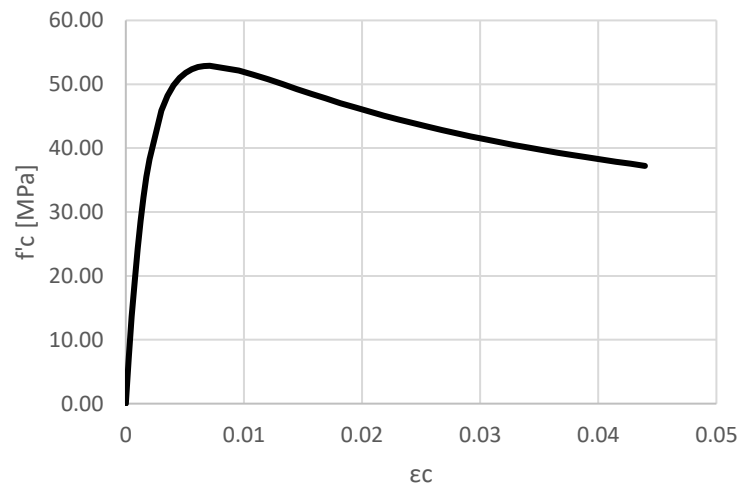
### Ultimate Concrete Compressive Strain

$$\varepsilon_{cu} = 1.50 \left( 0.004 + 1.40 \frac{(\rho_x + \rho_y)(f_{yh})(\varepsilon_{s,max})}{f'_{cc}} \right)$$

$\varepsilon_{s,max} = 0.120$  → Maximum transvers steel strain (usually from 0.10 to 0.15)

$\varepsilon_{cu} = 0.04395$

$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{cc} = 6.18$



— Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete - Mander

*Figura No. 181 Hormigón Confinado*

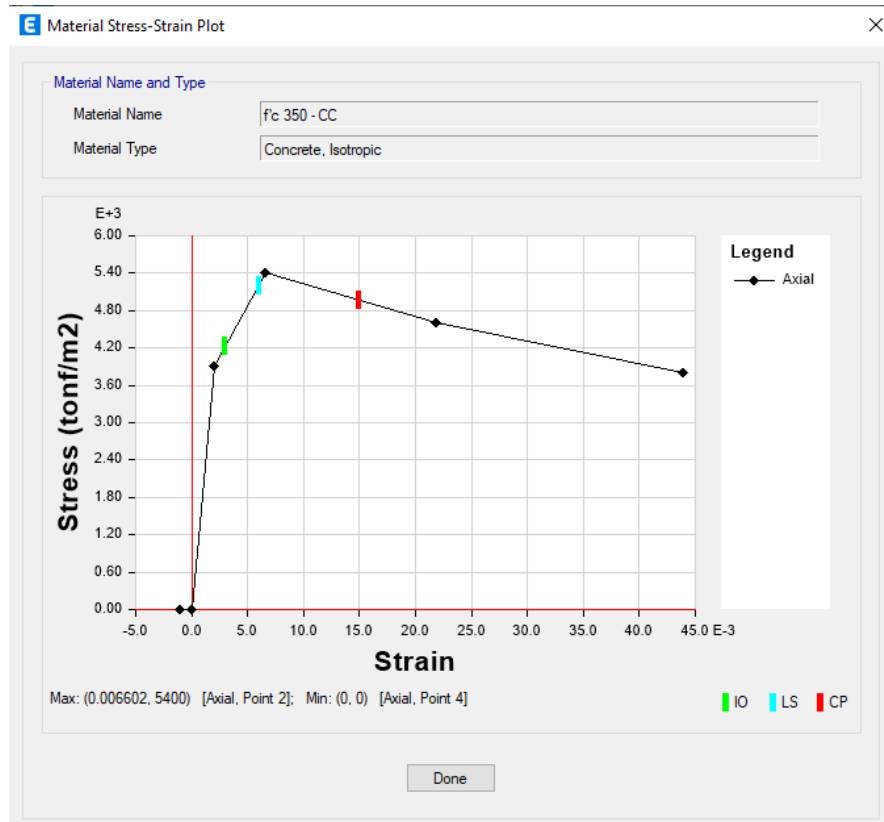


Figura No. 182 Hormigón Confinado

### Modelo definido para Análisis No lineal Estático en Muros

El modelo que se definió para el análisis no lineal en los muros fue el Modelo No Lineal “Práctico” de Muros de corte. Esta metodología se basa en la capacidad de predecir deformaciones y daños que pueden acumularse bajo cargas extremas, como los provocados por sismos.

En este contexto, el Modelo No Lineal “Práctico”, también denominado en el manual de CSI como “Practical Shear-Wall Model” surge como una herramienta simplificada que mantiene los aspectos más importantes del comportamiento no lineal.

Este modelo se esquematiza en cuatro capas: dos de ellas representan el hormigón y las dos adicionales modelan el acero de refuerzo de la sección. El aspecto clave de este

modelo es que solo las tensiones verticales debido a esfuerzo axial y flexión se consideran no lineales, mientras que las tensiones horizontales permanecen en el rango lineal. Esta metodología está diseñada para capturar el comportamiento crítico del muro, simplificando las complejidades que pueden resultar redundantes.

*"Practical" Shear-Wall Model*

Layer	Type	Material	th	d	ang	n	11	22	12
1	Membr	Conc	18.00	0.	0	1	L	N	L
2	Membr	Rebar	0.18	+6.	90	1	N		
3	Membr	Rebar	0.18	6.	90	1	N		
4	Plate	Conc	16.00	0.	0	2	L	L	L

*Figura No. 183 Practical Shear-Wall Model (CSI Manual)*

En esta metodología existe el modelado tipo membrana y no linealidad vertical, en donde el hormigón y el acero de refuerzo se modelan utilizando elementos tipo membrana, asumiendo que las tensiones verticales (las que actúan en dirección del refuerzo longitudinal) son no lineales. Esta no linealidad se produce debido a la capacidad del acero de alcanzar su fluencia y a la plasticidad del hormigón al encontrarse sometido a compresión. Por otro lado, las tensiones en dirección horizontal, las cuales podrían generar esfuerzos de tracción en el hormigón no confinado, se modelan linealmente ya que no contribuye de manera significativa al comportamiento global del muro bajo carga sísmica.

Adicionalmente, la rigidez a flexión del muro se toma en cuenta mediante el uso de una capa tipo placa. Esta capa permite que el modelo capture los efectos de flexión fuera del plano, lo cual es algo importante a considerar sobre todo en muros esbeltos. Esta característica permite que el modelo represente la rigidez inicial del muro.

Otro aspecto a considerar es la reducción del espesor del muro. Este ajuste tiene el objetivo de prevenir el agrietamiento del hormigón antes de que entre en su rango no lineal. En muchos modelos no lineales, el agrietamiento inicial puede influir en la respuesta global de la estructura, por lo que, al reducir el espesor se elimina la necesidad de incluir estos efectos en el análisis, permitiendo concentrar la no linealidad en el comportamiento de fluencia del acero.

Finalmente, este modelo es muy útil para el análisis de muro de corte sometidos a cargas sísmicas, donde los comportamientos de flexión y corte son críticos para la estabilidad y seguridad de la estructura. Por lo que, su implementación dentro de ETABS permitirá realizar un análisis detallado de la capacidad última de los muros propuestos y comprender como los mismos contribuyen a la respuesta de la estructura.

### **Aplicación**

Como ya se mencionó anteriormente el modelo a usarse será el “Practical Shear Wall Model” en donde a través de este modelo, se busca capturar de manera eficiente la interacción entre el hormigón y el acero de refuerzo.

El uso de puntos de integración de Gauss es fundamental en este modelo, ya que la integración de Gauss se emplea para la evaluación de los esfuerzos y deformaciones en puntos clave de cada capa predispuesta. Por ejemplo, en el caso de la definición de este trabajo se usaron 3 capas, en donde se usaron 4 puntos de integración para la capa de hormigón, 2 puntos de integración para la capa de acero de refuerzo y 1 punto para la capa tipo plate de hormigón. Esta distribución, permite capturar de manera precisa el comportamiento no lineal del hormigón y acero de refuerzo, sin sobrecargar el análisis computacional. Los puntos adicionales que se le agregaron a la capa de hormigón se los

implemento para representar de mejor forma la variación de esfuerzos a lo largo del espesor de esta capa, dado que el hormigón puede fisurarse o plastificarse bajo cargas elevadas, a comparación de los 2 puntos definidos en las capas de acero de refuerzo en donde bajo criterio se decidió que eran suficientes para representar la plastificación del refuerzo. Por otro lado, el punto definido en la capa tipo plate, es adecuado pues se la está modelando de manera lineal por lo que es suficiente para capturar la flexión fuera del plano.

Por otra parte, se definirá 8 puntos importantes que se consideraron en la definición de cada capa:

1. Nombre de la Capa

El nombre de la capa debe ser único dentro de cada sección para facilitar la visualización de los resultados de cada capa específica.

2. Distancia de la Capa

Es la distancia desde el punto de referencia hasta el centro de la capa. En este caso se optó por usar 3 capas en una misma posición para una optimización de los recursos computacionales.

3. Espesor de la Capa

Cada capa cuenta con un espesor específico, este espesor influye directamente en la rigidez de la estructura.

4. Tipo de Capa

Se puede elegir entre membrana, placa o shell. La capa tipo membrana maneja esfuerzos en el plano, mientras que la capa tipo placa se encarga de los esfuerzos fuera del plano y las capas shell combinan ambos comportamientos. Para este modelo se usó 3 capas tipo membrana y una tipo placa.

## 5. Números de Puntos de Integración

Determina cuantos puntos se usan para integrar el comportamiento a lo largo del espesor de cada capa. Este valor varía entre 1 a 5, dependiendo de la necesidad de captura del comportamiento no lineal. Como ya se mencionó se usaron 4 para la capa de hormigón, 2 para el refuerzo y 1 para la capa tipo placa de hormigón.

## 6. Material de la Capa

El material de capa se selecciona de un material previamente definido dentro del software. En este caso para la definición de cada material (Acero de Refuerzo, Hormigón No Confinado y Hormigón Confinado) se usaron las curvas constitutivas del material respectivo tal como se definió en la sección “Curvas Constitutivas del Material”.

## 7. Ángulo del Material de la Capa

Permite rotar los ejes del material respecto a los ejes del elemento.

## 8. Componente del Material de la Capa

Estos componentes son cruciales para determinar cómo cada capa del modelo responde a las cargas aplicadas, por lo que incluye la consideración de esfuerzos en distintas direcciones ( $s_{11}$ ,  $s_{22}$ ,  $s_{12}$ ) permitiendo especificar si cada uno de estos componentes serán lineales, no lineales o inactivos.

- Componentes Lineales

Los componentes lineales asumen una relación entre esfuerzos y deformaciones siguiendo la ley de Hooke. Se utiliza cuando se espera que los materiales se comporten dentro de su rango elástico, es decir, cuando las deformaciones son pequeñas.

- Componentes No Lineales

Los componentes no lineales se utilizan para capturar el comportamiento más complejo de los materiales, los cuales pueden experimentar deformaciones plásticas o

fisuras bajo la aplicación de cargas elevadas. El hormigón y acero pueden comportarse de manera no lineal a medida que se acercan a su límite de carga. Por ejemplo, el hormigón puede fisurarse y el acero puede llegar a plastificarse.

- Componentes Inactivos

El asignar un componente como inactivo significa que no se considera la contribución del componente en el comportamiento de la capa. Por ejemplo, se lo asigna cuando un componente no tendrá un impacto significativo en una dirección específica y no crítica.

### **Muro 1**

Se define un Wall Property Tipo layered tanto para el alma como para el cabezal. En el caso del cabezal se define al concreto con el material confinado, mientras que, al alma con material no confinado, definidos previamente. El espesor que se usó para la capa tipo plate fue el espesor del muro agrietado ( $0.35e$ ).

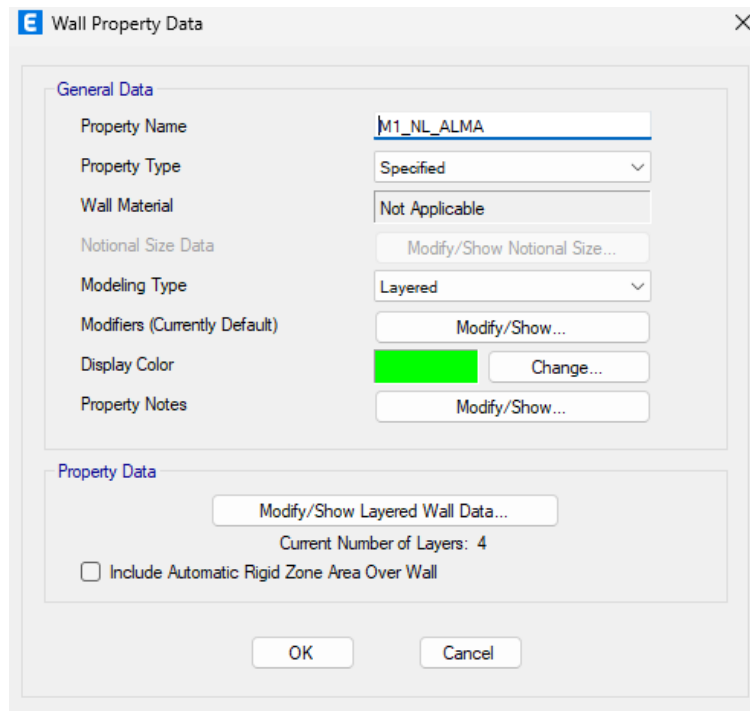


Figura No. 184 Propiedad Tipo Layered Muro 1 Alma

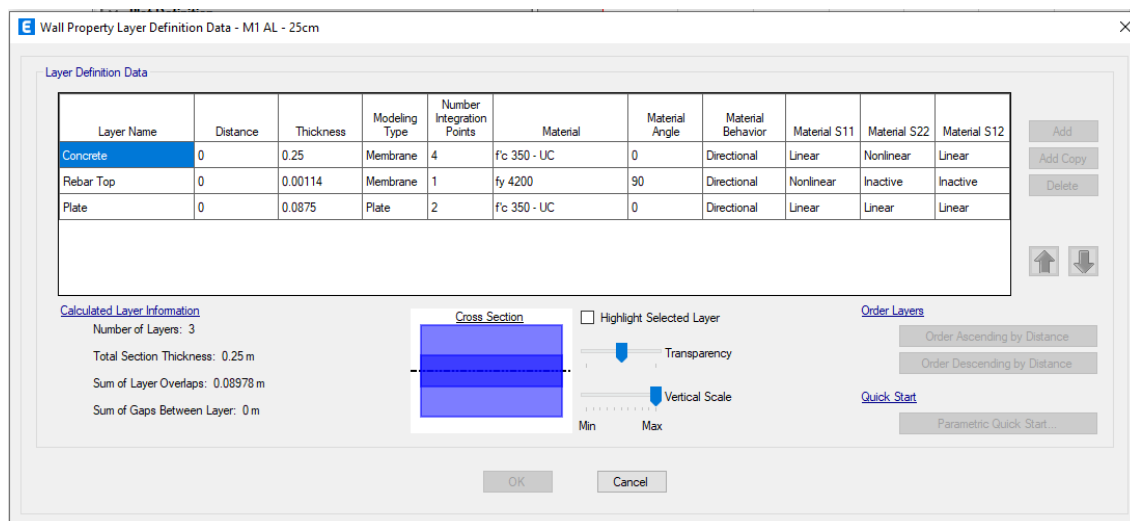


Figura No. 185 Alma Muro 1

**E** Wall Property Data

**General Data**

Property Name: M1\_NL\_CABEZAL


Property Type: Specified

Wall Material: Not Applicable

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Layered

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

**Property Data**

Modify/Show Layered Wall Data...

Current Number of Layers: 4

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Figura No. 186 Propiedad Tipo Layered Muro 1 Cabezal

**E** Wall Property Layer Definition Data - M1 CB - 50cm

**Layer Definition Data**

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.5	Membrane	4	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00566	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.175	Plate	2	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

**Calculated Layer Information**

Number of Layers: 3

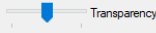
Total Section Thickness: 0.5 m


Sum of Layer Overlaps: 0.18632 m

Sum of Gaps Between Layer: 0 m

**Cross Section**

Highlight Selected Layer

Transparency: 

Vertical Scale:  Min Max

**Order Layers**

**Quick Start**

OK Cancel

Figura No. 187 Cabezal Muro 1

## Muro 2

Wall Property Layer Definition Data - M2 AL - 40cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.4	Membrane	4	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00113	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.14	Plate	2	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.4 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.14226 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Highlight Selected Layer  
 Transparency  
 Vertical Scale  
 Min Max

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

- Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 188 Alma Muro 2-40cm

Wall Property Layer Definition Data - M2 CB - 40cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.4	Membrane	4	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.0076	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.14	Plate	2	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.4 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.1552 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Highlight Selected Layer  
 Transparency  
 Vertical Scale  
 Min Max

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

- Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 189 Cabezal Muro 2-40cm

Wall Property Layer Definition Data - M2 AL - 35cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.35	Membrane	4	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00608	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.1225	Plate	2	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

Number of Layers: 3  
 Total Section Thickness: 0.35 m  
 Sum of Layer Overlaps: 0.13466 m  
 Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section  Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

Order Ascending by Distance  
 Order Descending by Distance

Quick Start  
 Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 190 Alma Muro 2-35cm

Wall Property Layer Definition Data - M2 AL - 30cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.3	Membrane	4	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00113	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.105	Plate	2	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

Number of Layers: 3  
 Total Section Thickness: 0.3 m  
 Sum of Layer Overlaps: 0.10726 m  
 Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section  Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

Order Ascending by Distance  
 Order Descending by Distance

Quick Start  
 Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 191 Alma Muro 2-30cm

Wall Property Layer Definition Data - M2 CB - 30cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.3	Membrane	4	f <sub>c</sub> 350 - CC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00532	Membrane	1	f <sub>y</sub> 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.105	Plate	2	f <sub>c</sub> 350 - CC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.3 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.11564 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 192 Cabezal Muro 2-30cm

Wall Property Layer Definition Data - M2 AL - 20cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.2	Membrane	4	f <sub>c</sub> 350 - UC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00113	Membrane	1	f <sub>y</sub> 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.07	Plate	2	f <sub>c</sub> 350 - UC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.2 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.07226 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 193 Alma Muro 2-20cm

### Muro 3

Wall Property Layer Definition Data - M3 AL - 25cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.25	Membrane	4	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00113	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.0875	Plate	2	Fc 350 - UC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.25 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.08976 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

- Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 194 Alma Muro 3

Wall Property Layer Definition Data - M3 CB - 50cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Concrete	0	0.5	Membrane	4	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Rebar Top	0	0.00684	Membrane	1	fy 4200	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Plate	0	0.175	Plate	2	Fc 350 - CC	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 3
- Total Section Thickness: 0.5 m
- Sum of Layer Overlaps: 0.18868 m
- Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

- Parametric Quick Start...

OK Cancel

Figura No. 195 Cabezal Muro 3

### **Definición de Casos de Carga**

Para la definición de los casos de carga para el análisis pushover, se añade dos casos de carga. Se tomará en cuenta un caso para carga gravitacional, la cual actuará desde el inicio y estará seguida por una carga lateral.

Las cargas lateral se tomarán en cuenta en ambas direcciones, como se presenta a continuación.

Es importante mencionar que el nodo de monitoreo se lo definió en base al centro de masas en el último piso.

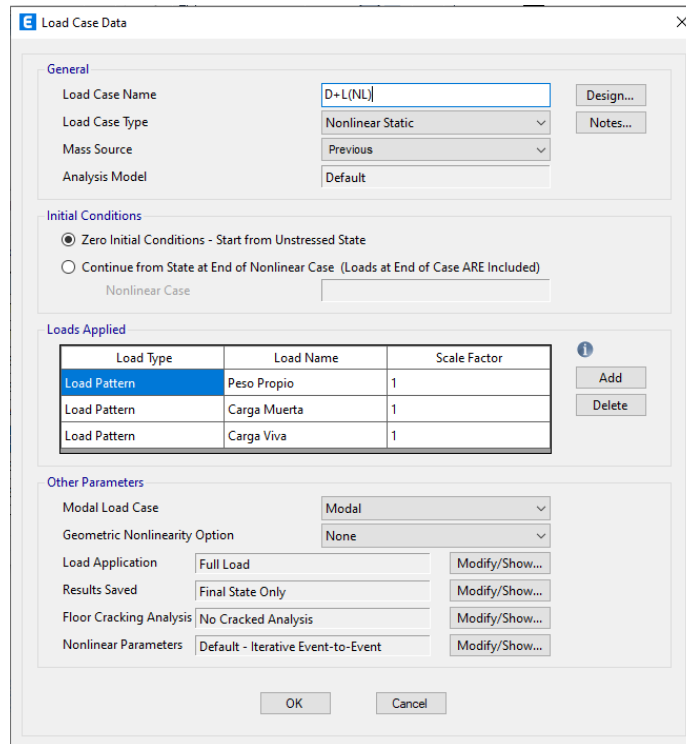


Figura No. 196 Caso de Carga No Lineal Gravitacional

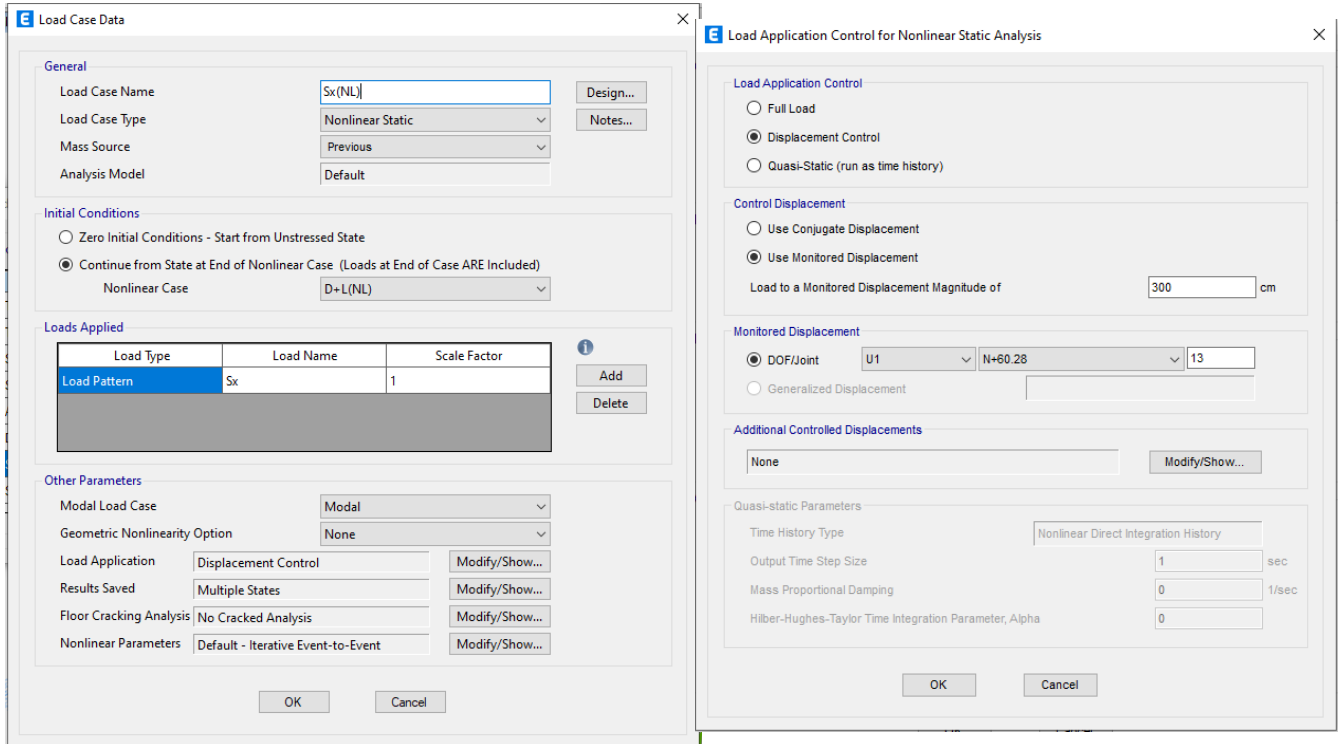


Figura No. 197 Caso de Carga Pushover X

### Load Case Data

**General**

Load Case Name: Sy(NL) Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: D+L(NL)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sy	1

Add Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

### Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

**Load Application Control**

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

**Control Displacement**

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 300 cm

**Monitored Displacement**

DOF/Joint: U2 N+60.28 13

Generalized Displacement

**Additional Controlled Displacements**

None Modify/Show...

**Quasi-static Parameters**

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

Figura No. 198 Caso de Carga Pushover Y

## Validación del Modelo

Para la validación del modelo se verificará la capacidad del muro a través de las gráficas momento curvatura. El diagrama momento curvatura permite identificar la ductilidad del elemento, en otras palabras observar su potencial de incursionar en el rango no lineal antes de llegar a la falla. (Mora & Aguiar, 2015).

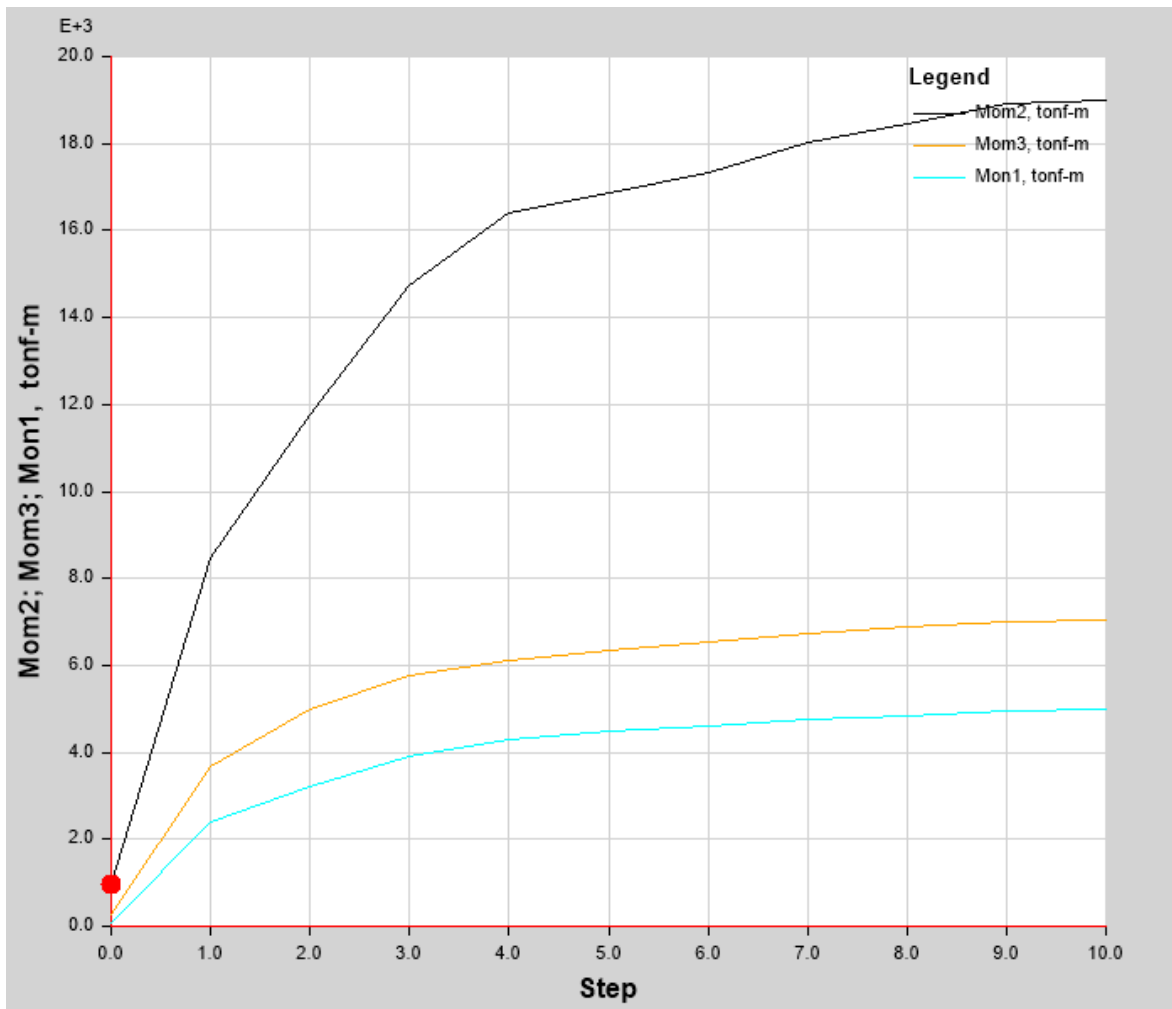


Figura No. 199 Capacidad Muro Etabs

**Muro 1**

Se observa que para la carga axial máxima a la que está sometido el muro 1 es de 1435 toneladas y su momento correspondiente es de 391.40 toneladas\*metro.

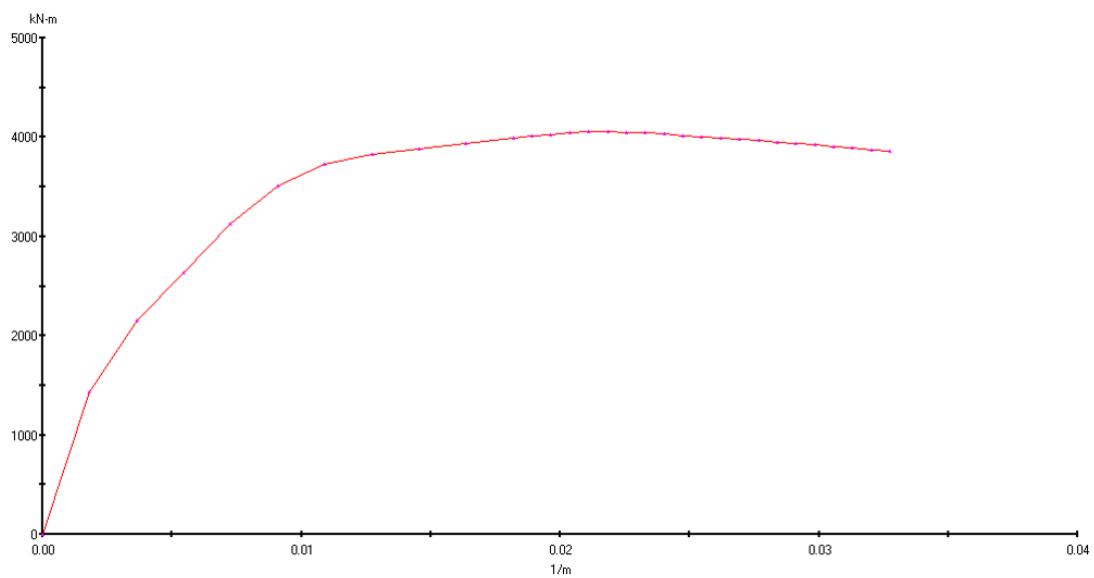
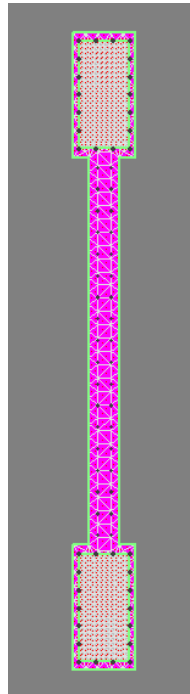


Figura No. 200 Momento Curvatura Muro 1

## Muro 2

Se observa que para la carga axial máxima a la que está sometido el muro 2 es de 4422 toneladas y su momento correspondiente es de 19871 toneladas\*metro.

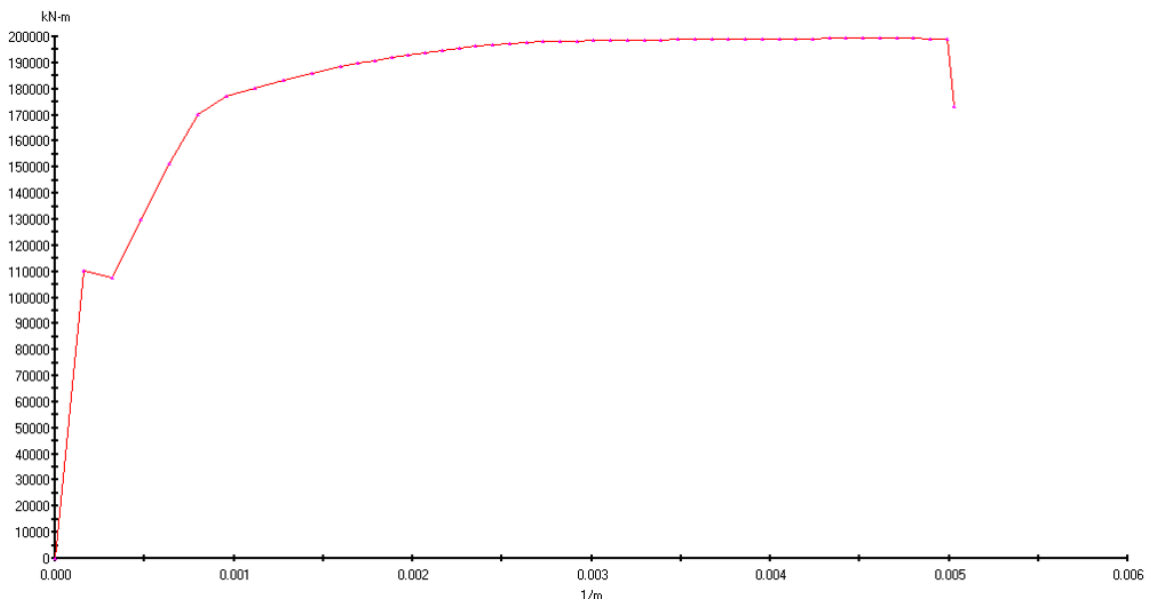
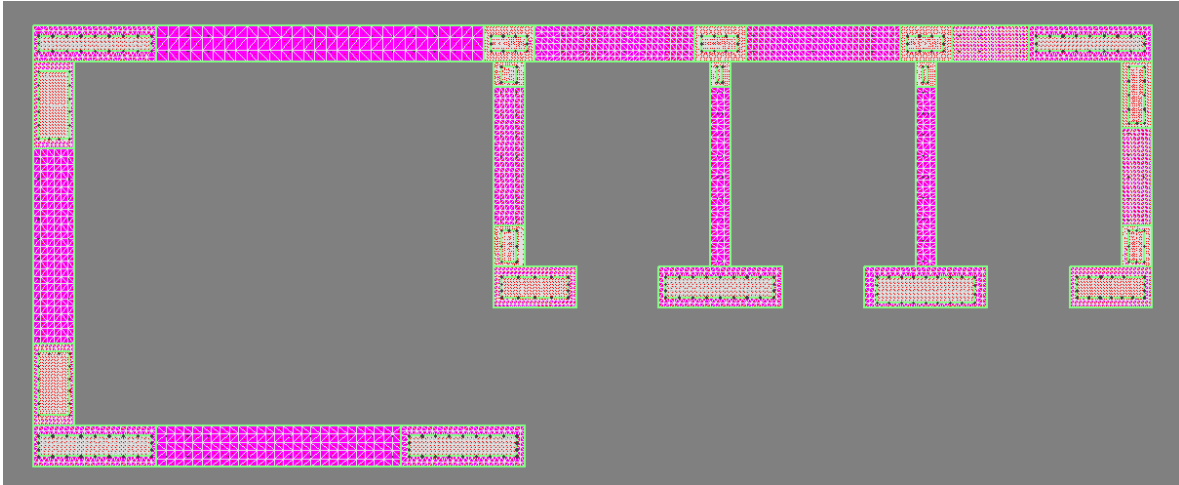
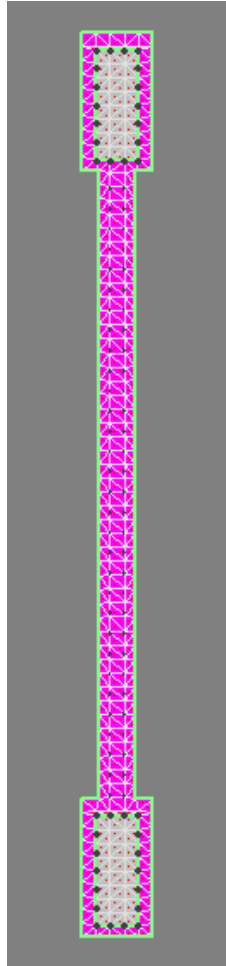
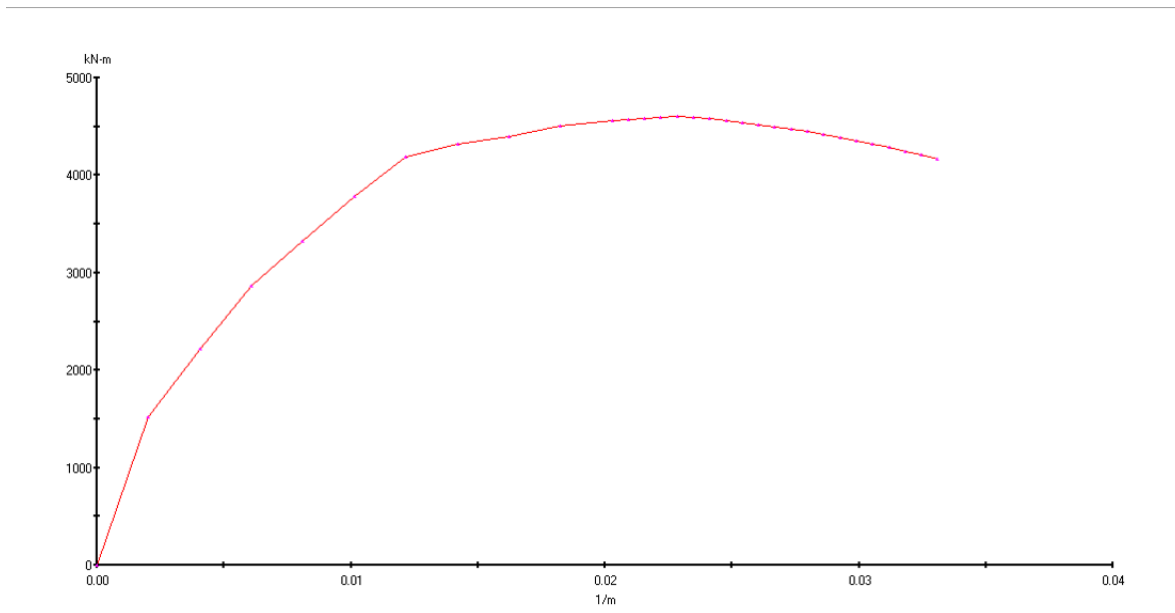


Figura No. 201 Momento Curvatura Muro 2

**Muro 3**

Se observa que para la carga axial máxima a la que está sometido el muro 3 es de 1476 toneladas y su momento correspondiente es de 461.96 toneladas\*metro.





*Figura No. 202 Momento Curvatura Muro 3*

Se puede concluir que la validación del modelo es satisfactoria ya que la capacidad de los muros es compatible con los valores de momento hallados a través del diagrama momento-curvatura.

## Curvas de Capacidad

A continuación, se presentan las curvas de capacidad, que muestran la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de la estructura para ambas direcciones.

Dirección X:

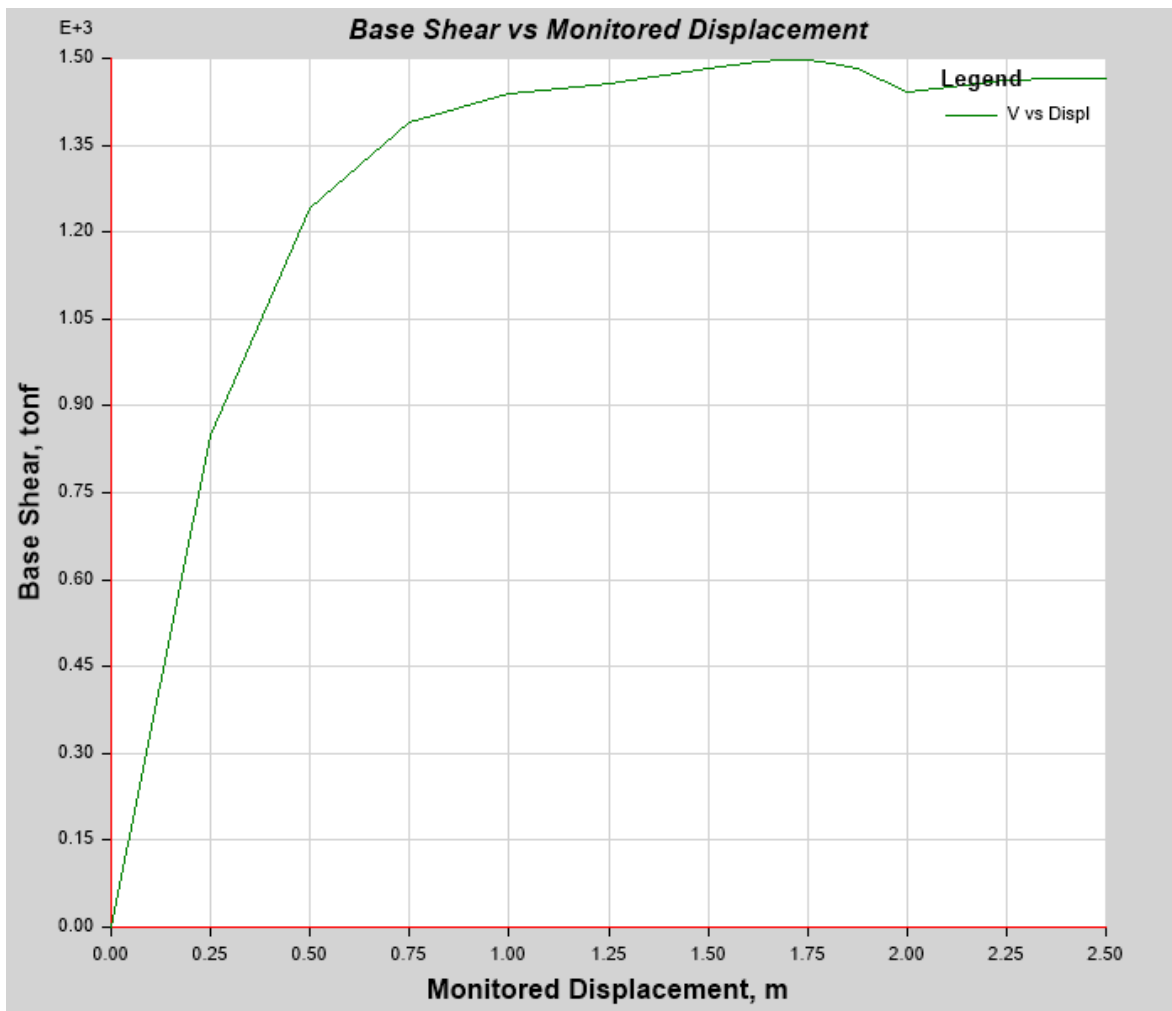


Figura No. 203 Curva de Capacidad en X

Dirección Y:

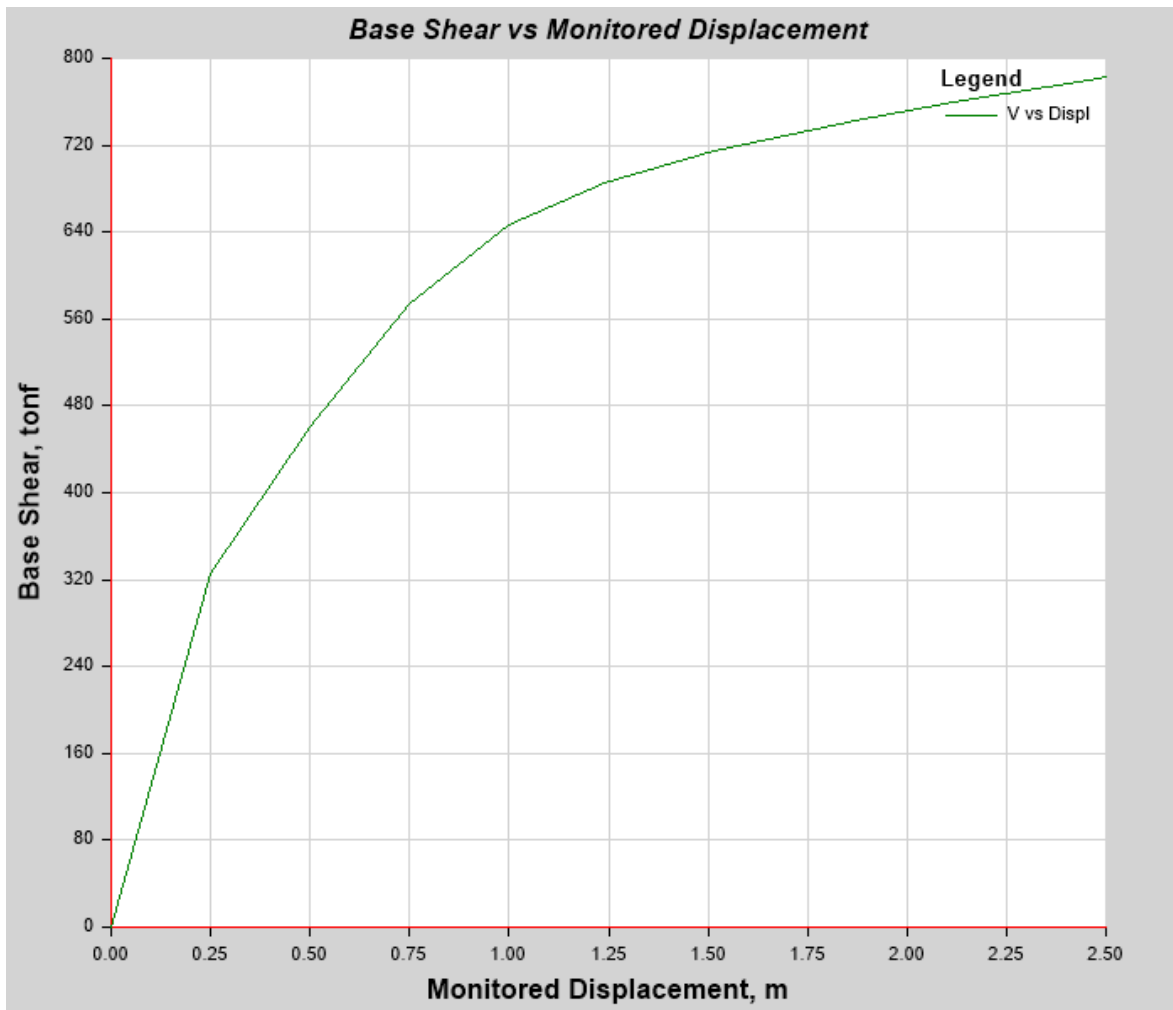


Figura No. 204 Curva de Capacidad en Y

Además, se presenta el desplazamiento objetivo de la curva de capacidad para el sismo de para el sismo máximo considerado ( $T_r=2500$  años).

Dirección X:

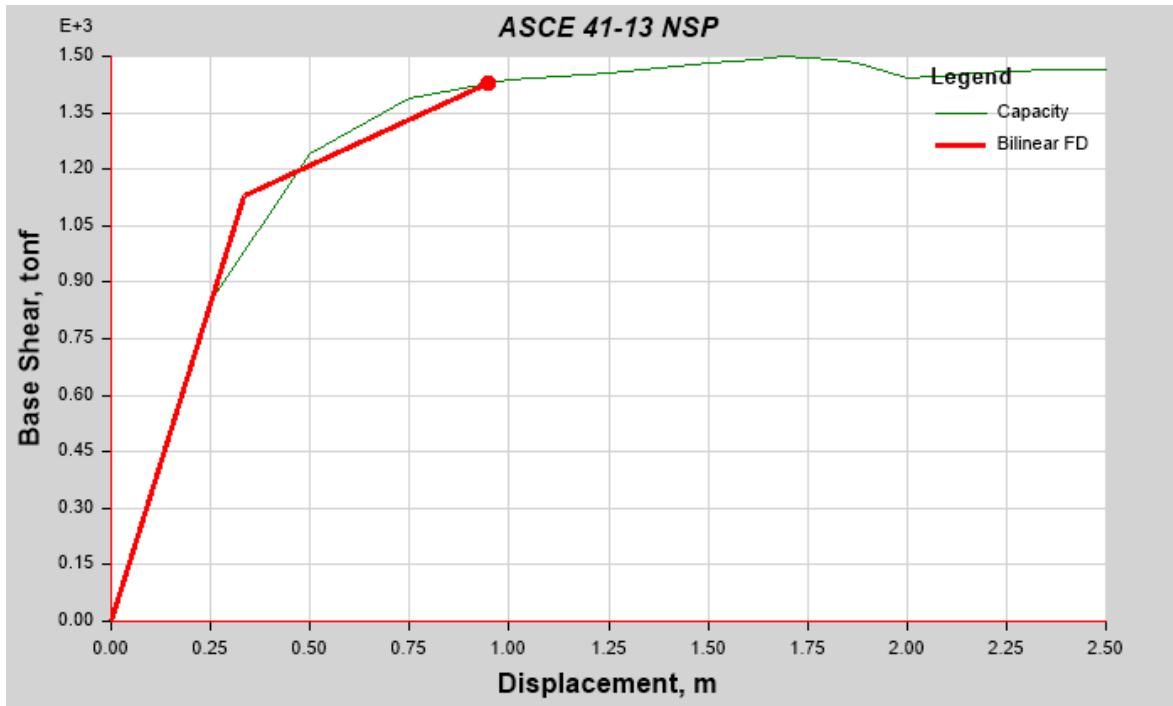


Figura No. 205 Desplazamiento Objetivo X

Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.946846
Shear (tonf)	1428.045
Calculated Parameters	
C0	1.510459
C1	1
C2	1
Sa, g	0.419783
Te (sec)	2.46
Ki (tonf/m)	3391.471
Ke (tonf/m)	3391.471
Ti (sec)	2.46
Alpha	0.143383
uStrength	4.360653
Dy (m)	0.333064
Vy (tonf)	1129.5758
Weight (tonf)	11733.8985
Cm	1

Dirección Y:

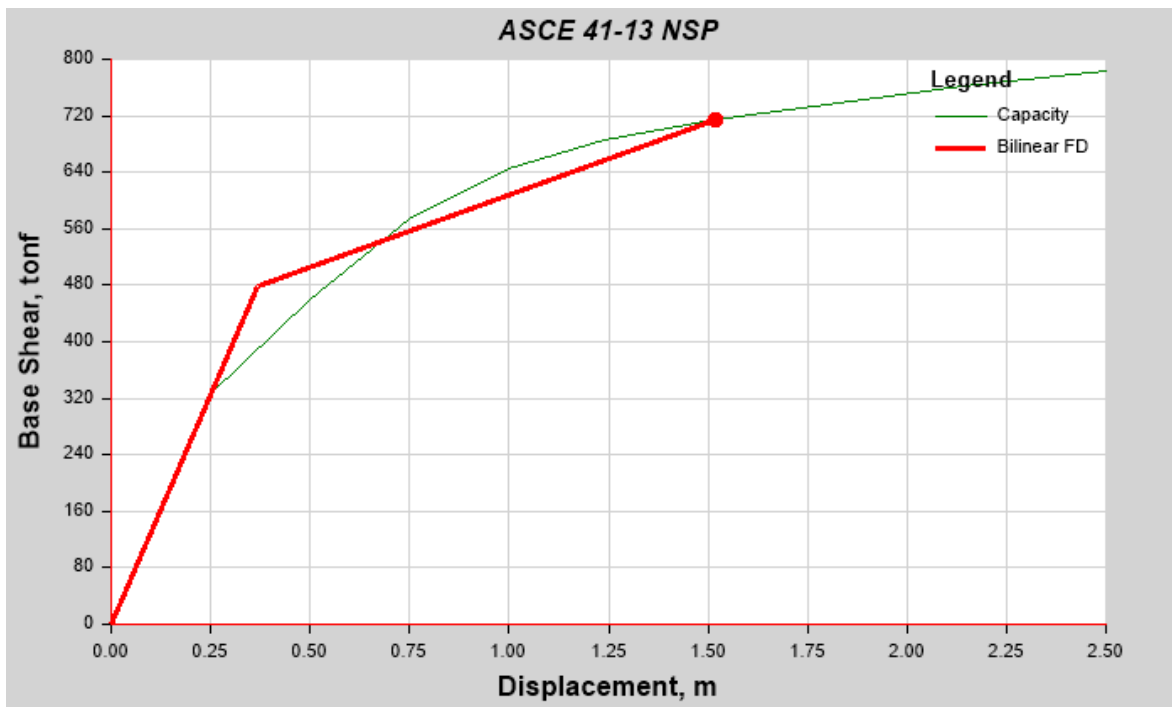


Figura No. 206 Desplazamiento Objetivo Y

▼ Target Displacement Results	
Displ. (m)	1.518968
Shear (tonf)	715.3656
▼ Calculated Parameters	
C0	1.521307
C1	1
C2	1
Sa, g	0.263566
Te (sec)	3.918
Ki (tonf/m)	1302.729
Ke (tonf/m)	1302.729
Ti (sec)	3.918
Alpha	0.157288
uStrength	6.449051
Dy (m)	0.368113
Vy (tonf)	479.5518
Weight (tonf)	11733.8985
Cm	1

El desplazamiento objetivo es calculado acorde a lo que indica la normativa ASCE41-17, sección 7.4.3.3.2.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g$$

En donde:

$C_0$  Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad (SDOF) al desplazamiento de techo del sistema con múltiples grados de libertad (MDOF). El siguiente factor se lo puede calcular a través de la tabla 7.5:

Table 7-5. Values for Modification Factor  $C_0$ 

Number of Stories	Shear Buildings <sup>a</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

<sup>a</sup> Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Dirección Y:

$$C_0 = 1.52$$

$C_1$  Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculada para la respuesta elástica lineal. Donde:

$$C_1 = 1$$

Para periodos mayores a 1s

$C_2$  Factor de modificación que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos.

$$C_2 = 1$$

Para periodos mayores a 0.7 s

$S_a$  Aceleración espectral elástica para el periodo fundamental efectivo  $T_e$

Dirección X:

$$S_a = 0.42 g$$

Dirección Y:

$$S_a = 0.26 g$$

$T_e$  Periodo fundamental efectivo de la estructura, el cual es calculado con la rigidez inicial de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad resistente en el rango elástico ( $k_i$ ) y la rigidez efectiva de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad bilineal en el rango elástico ( $k_e$ ). Estos valores serán calculados automáticamente por el software.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

Dirección X:

$$T_e = 2.46 s$$

Dirección Y:

$$T_e = 3.92 s$$

Por lo que, el desplazamiento objetivo para el sismo máximo considerado, es decir para el espectro de diseño con un periodo de retorno de 2500 años y una tasa de ocurrencia del 2% en 50 años será de:

Dirección x:

$$\delta_t = 0.94 m$$

Dirección y:

$$\delta_t = 1.52 \text{ m}$$

Además, se presenta el desplazamiento objetivo de la curva de capacidad para el sismo de para el sismo máximo considerado ( $T_r=475$  años).

Dirección X:

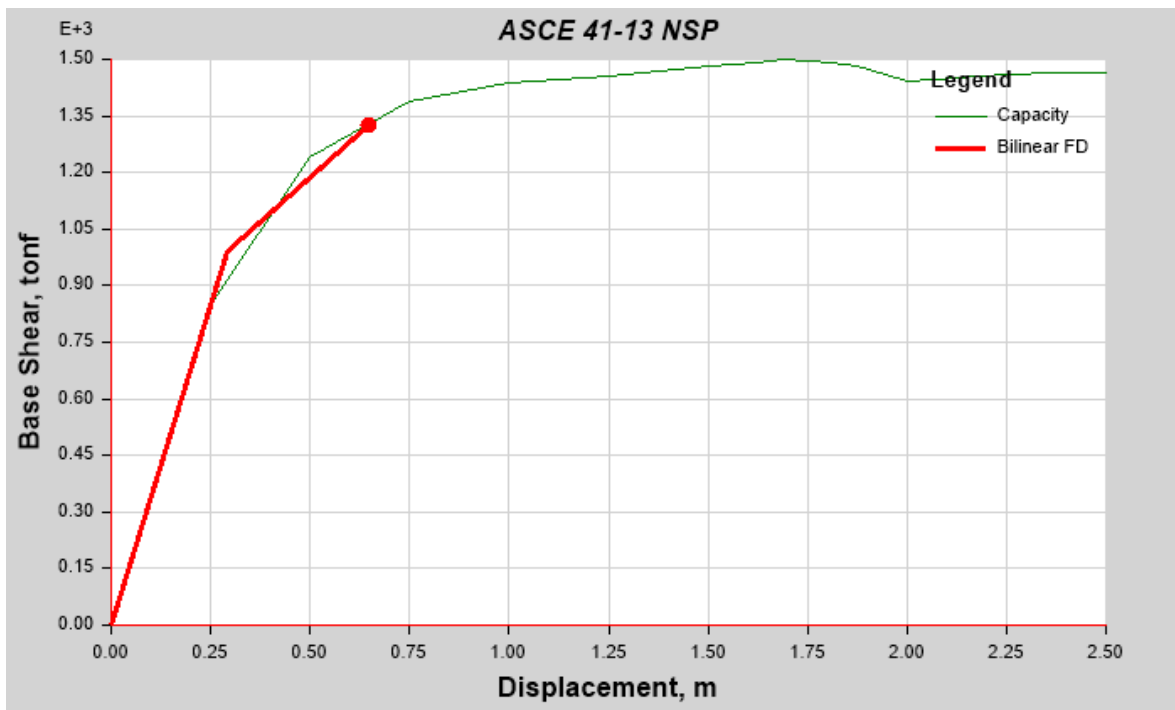


Figura No. 207 Desplazamiento Objetivo X

Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.647344
Shear (tonf)	1328.0019
Calculated Parameters	
C0	1.509016
C1	1
C2	1
Sa, g	0.287318
Te (sec)	2.46
Ki (tonf/m)	3391.471
Ke (tonf/m)	3391.471
Ti (sec)	2.46
Alpha	0.28078
uStrength	3.407633
Dy (m)	0.291719
Vy (tonf)	989.3553
Weight (tonf)	11733.8985
Cm	1

Dirección Y:

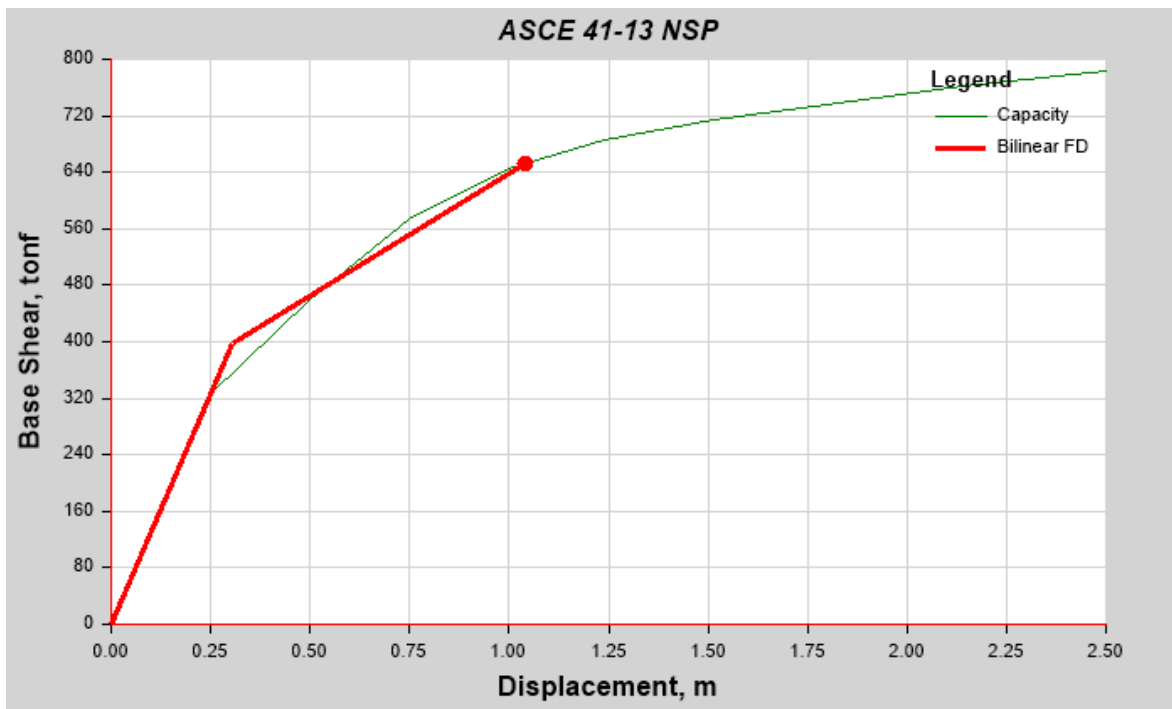


Figura No. 208 Desplazamiento Objetivo Y

▼ Target Displacement Results	
Displ. (m)	1.042158
Shear (tonf)	652.9822
▼ Calculated Parameters	
C0	1.525323
C1	1
C2	1
Sa, g	0.180396
Te (sec)	3.918
Ki (tonf/m)	1302.729
Ke (tonf/m)	1302.729
Ti (sec)	3.918
Alpha	0.265463
uStrength	5.314278
Dy (m)	0.305753
Vy (tonf)	398.3137
Weight (tonf)	11733.8985
Cm	1

El desplazamiento objetivo es calculado acorde a lo que indica la normativa ASCE41-17, sección 7.4.3.3.2.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g$$

En donde:

$C_0$  Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad (SDOF) al desplazamiento de techo del sistema con múltiples grados de libertad (MDOF). El siguiente factor se lo puede calcular a través de la tabla 7.5:

Table 7-5. Values for Modification Factor  $C_0$ 

Number of Stories	Shear Buildings <sup>a</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

<sup>a</sup> Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Dirección Y:

$$C_0 = 1.53$$

$C_1$  Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculada para la respuesta elástica lineal. Donde:

$$C_1 = 1$$

Para periodos mayores a 1s

$C_2$  Factor de modificación que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos.

$$C_2 = 1$$

Para periodos mayores a 0.7 s

$S_a$  Aceleración espectral elástica para el periodo fundamental efectivo  $T_e$

Dirección X:

$$S_a = 0.29 g$$

Dirección Y:

$$S_a = 0.18 g$$

$T_e$  Periodo fundamental efectivo de la estructura, el cual es calculado con la rigidez inicial de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad resistente en el rango elástico ( $k_i$ ) y la rigidez efectiva de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad bilineal en el rango elástico ( $k_e$ ). Estos valores serán calculados automáticamente por el software.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

Dirección X:

$$T_e = 2.46 s$$

Dirección Y:

$$T_e = 3.92 s$$

Por lo que, el desplazamiento objetivo para el sismo de diseño, es decir para el espectro de diseño con un periodo de retorno de 475 años y una tasa de ocurrencia del 10% en 50 años será de:

Dirección x:

$$\delta_t = 0.65 m$$

Dirección y:

$$\delta_t = 1.04 m$$

## Modo de Falla

### Muro 1

Tabla No. 32 Modo de Falla Muro 1

	Step	Desplazamiento [m]
Plastificación	4	1.00
Esfuerzo en el Hormigón	359.61	

	Step	Desplazamiento [m]
Fluencia	3	0.75
Esfuerzo en el Acero	4216.23	

### Muro 2

Tabla No. 33 Modo de Falla Muro 2

	Step	Desplazamiento [m]
Plastificación	10	2.5
Esfuerzo en el Hormigón	290	

	Step	Desplazamiento [m]
Fluencia	3	0.75
Esfuerzo en el Acero	4264.81	

### Muro 3

Tabla No. 34 Modo de Falla Muro 3

	Step	Desplazamiento [m]
Plastificación	3	0.75
Esfuerzo en el Hormigón	354.47	

	Step	Desplazamiento [m]
Fluencia	2	0.50
Esfuerzo en el Acero	4273.24	

Como se puede observar el acero fluye en pasos previos a la plastificación del hormigón, por ende, se puede afirmar que el sistema se encuentra frente a una falla de tipo dúctil.

### Verificación de Desempeño

La tabla presentada a continuación presenta los límites de deformación recomendados para acciones controladas por deformación. Esta es una herramienta clave para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos estructurales analizados y verificar su desempeño. Los parámetros de demanda estructural que se considera son la deformación unitaria del concreto en compresión y del acero en tensión.

Tabla No. 35 Recomendación de Deformaciones Límites (Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2020)

Table 6-2. Recommended deformation limits for deformation-controlled actions			
Item	Engineering Demand Parameter	Acceptance Limit	
Reinforced concrete walls (outside of primary hinge zone)	No confinement	Concrete compression strain over gage length <sup>1</sup>	0.001
		Steel tension strain over gage length <sup>1</sup>	$2\epsilon_y$
	Intermediate confinement per ACI 318-19 18.10.6.5	Concrete compression strain over gage length <sup>1</sup>	0.003
		Steel tension strain over gage length <sup>1</sup>	0.01
Full confinement per ACI 318-19 18.10.6.4 except provisions of Section 18.10.6.4(i) need not be satisfied <sup>2</sup>	Concrete compression strain over gage length <sup>1</sup>	0.005 (0.01 <sup>3</sup> )	
	Steel tension strain over gage length <sup>1</sup>	0.01 (0.05 <sup>3</sup> )	
Reinforced concrete walls (primary hinge zone)	Full confinement of the entire cross section per ACI 318-19 18.10.6.4 <sup>2</sup>	Concrete compression strain over gage length <sup>1</sup>	0.005 (0.01 <sup>3</sup> )
		Steel tension strain over gage length <sup>1</sup>	0.01 (0.05 <sup>3</sup> )
Coupling beams	Conventionally-reinforced <sup>4</sup>	Total chord rotation	0.04
	Diagonally-reinforced	Total chord rotation	0.06
	Fiber-reinforced <sup>5</sup>	Total chord rotation	0.04
	Steel-reinforced	Total chord rotation	0.06
Slab outrigger beams	At wall end	Total rotation	0.05 (0.08) <sup>6</sup>
		Total rotation	0.05
	At column end <sup>7</sup> , with shear reinforcement, $v_{uv}/(v_c+v_s) \leq 0.7$	Total rotation	0.05
		Total rotation	0.03
At column end, without shear reinforcement	Total rotation	refer to ACI 318-19 18.14.5	

**BSE2-N****Muro 1**

Dirección X:

*Tabla No. 36 Deformación Unitaria X Muro 1*

Hormigón	0.0003
Acero de Refuerzo	0.0005

Dirección Y:

*Tabla No. 37 Deformación Unitaria Y Muro 1*

Hormigón	0.0050
Acero de Refuerzo	0.0074

**Muro 2**

Dirección X:

*Tabla No. 38 Deformación Unitaria X Muro 2*

Hormigón	0.0002
Acero de Refuerzo	0.0003

Dirección Y:

*Tabla No. 39 Deformación Unitaria Y Muro 2*

Hormigón	0.0048
Acero de Refuerzo	0.0078

### **Muro 3**

Dirección X:

*Tabla No. 40 Deformación Unitaria X Muro 3*

Hormigón	0.0004
Acero de Refuerzo	0.0006

Dirección Y:

*Tabla No. 41 Deformación Unitaria Y Muro 3*

Hormigón	0.0050
Acero de Refuerzo	0.0087

**BSE1-N**

Los criterios adoptados para verificar este objetivo de desempeño fueron la deformación unitaria máxima del hormigón (0.003), mientras que para el acero se tomó como límite la transición entre la fluencia y la parte inicial del rango de endurecimiento ( $2.5\epsilon_y$ ). Se usó este criterio debido a que se buscó adoptar un valor para ambos materiales que reflejen el fin del comportamiento lineal e inicio del comportamiento no lineal, donde se encuentra el objetivo de desempeño antes mencionado.

**Muro 1**

Dirección X:

*Tabla No. 42 Deformación Unitaria X Muro 1*

Hormigón	0.00022
Acero de Refuerzo	0.00024

Dirección Y:

*Tabla No. 43 Deformación Unitaria Y Muro 1*

Hormigón	0.0019
Acero de Refuerzo	0.0028

**Muro 2**

Dirección X:

*Tabla No. 44 Deformación Unitaria X Muro 2*

Hormigón	0.00021
Acero de Refuerzo	0.00024

Dirección Y:

*Tabla No. 45 Deformación Unitaria Y Muro 2*

Hormigón	0.0022
Acero de Refuerzo	0.0033

**Muro 3**

Dirección X:

*Tabla No. 46 Deformación Unitaria X Muro 3*

Hormigón	0.00034
Acero de Refuerzo	0.00045

Dirección Y:

*Tabla No. 47 Deformación Unitaria Y Muro 3*

Hormigón	0.0025
Acero de Refuerzo	0.0033

Se puede observar que las deformaciones unitarias obtenidas a través del software son menores a los límites establecidos por la tabla No.32 y criterios antes establecidos. Lo que refleja que se cumple con los objetivos de desempeño.

## CAPITULO V

### Conclusiones

- Este proyecto incluyo el uso de herramientas que garantiza la seguridad y resiliencia de la edificación en una zona altamente sísmica como lo es Quito, Ecuador. La evaluación del desempeño de la estructura a través del Pushover permitió lograr este objetivo, ya que posibilito examinar el comportamiento real del sistema.
- Para la edificación propuesta, se logró diseñar la estructura de manera exitosa cumpliendo con los requisitos establecidos en las normativas ASCE 7-22 y ACI 318-19. Estas regulaciones permitieron asegurar que el proyecto cumpliera con los estándares de seguridad y desempeño estructural implícitos en la normativa.
- Al diseñar el muro de corte se prestó especial atención al diseño, ya que esto aumenta su eficiencia para soportar cargas laterales y esto a su vez mejora la capacidad de la edificación para soportar mayores deformaciones sin comprometer su integridad, lo cual es esencial para garantizar un comportamiento sismorresistente eficiente.
- El adecuado entendimiento de las características del comportamiento del material fue esencial para definir el comportamiento no lineal de los muros de corte. Las curvas constitutivas mejoran la representación no lineal de los muros porque describen con precisión como el material responde bajo diferentes niveles de esfuerzo y deformación.
- Las curvas de capacidad obtenidas tienen un buen comportamiento no lineal, con suficiente capacidad lateral y ductilidad para absorber deformaciones importante sin una caída abrupta de resistencia. Esto indica que el diseño estructural, es adecuado para resistir la demanda sísmica.

- Los muros evaluados presentan deformaciones que se encuentran por debajo de los límites establecidos por la Tabla No.32 y del criterio utilizado. Esto permite concluir que la estructura cumple con los objetivos de desempeño planteados: Prevención de Colapso BSE2-N y Seguridad de Vida BSE1-N.
- Es importante mencionar que se realizó una simplificación del sistema al no considerar en el análisis no lineal el aporte de las vigas de acople y la interacción de los pórticos con los muros. Esto se realizó al considerar que los muros son el elemento que predominantemente soporta la mayor parte de carga lateral del sistema. Los resultados obtenidos no se ven afectados por esta simplificación ya que en base al teorema de límite inferior de plasticidad, al asegurar que el sistema tiene una respuesta dúctil no controlada por modos de deformación frágil los resultados son conservadores respecto al comportamiento real.
- En conclusión, se pudo observar que los resultados obtenidos a través del diseño tradicional fueron satisfactorios ya que al realizar la evaluación del desempeño se verificó que la estructura presenta un comportamiento efectivo cumpliendo con los objetivos de desempeño propuestos.

### **Recomendaciones**

- En el actual proyecto se optó por un armado uniforme para el muro en toda su altura, sin embargo, en situaciones reales se recomienda ajustar el armado a medida que se incrementa en altura. Esto optimizará el diseño desde el punto de vista económico.
- Para el presente proyecto se utilizó el estudio de peligro sísmico del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. En caso de no existir una fuente de información adicional se recomienda realizar un estudio de peligro sísmico propio para el proyecto.

- Se recomienda adoptar un enfoque equilibrado al discretizar la malla en el análisis estructural, seleccionando un tamaño de elemento adecuado que maximice la precisión sin comprometer la eficiencia computacional.
- Se recomienda utilizar un software que optimice de mejor manera la capacidad computacional para el análisis no lineal. Puesto que se tuvieron que realizar ciertas simplificaciones debido a dificultades en la convergencia y cálculo del modelo. Por ejemplo, se usó una limitada cantidad de puntos para la representación de las curvas constitutivas de los materiales así como la utilización de tres capas para la definición del modelo “Practical Shear Wall”.
- Para análisis futuros se propone incorporar aspectos que no se tomaron en cuenta en el modelo de análisis no lineal presentado. Se recomienda modelar la no linealidad en vigas de acople y en los pórticos para conocer más a detalle su comportamiento. Esto no se consideró en el actual estudio debido a que el comportamiento del sistema se encuentra caracterizado principalmente por los muros de corte, quienes resisten la mayor parte de la carga lateral del sistema.
- Se recomienda analizar en modelos subsecuentes la distribución de la carga axial de la losa debido a los efectos backstay, los cuales genera una reversión de cortante. Esto debido a que el grado de flexibilidad en la losa no permite una distribución eficiente de cargas hacia los muros, lo que incrementa la demanda de cortante en planta baja.
- Se recomienda explorar los efectos no lineales del cortante en el muro para verificar que dichos elementos estructurales no presentan falla a cortante. Esto no se puede analizar en el presente estudio debido a las limitaciones del software utilizado, sin embargo, se podría determinar que el sistema no falla a cortante al comparar los resultados de resistencia

nominal de los tres muros obtenidos durante su diseño con la resistencia a cortante durante su plastificación. Además, al conocer que el sistema tiene una respuesta controlada por modos de deformación dúctiles se reafirma que los muros no fallan por cortante.

## Referencias

- ACI (American Concrete Institute) Committee 318.(2019).Building Code Requirements or Structural Concrete (ACI 318-19). Farmington Hills, MI.
- CSI. (2016). Analysis Reference Manual. Berkeley California, USA.
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council. (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region.
- ASCE 7-22. “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other structures”. [Online]
- Brown. A. & Saiidi. M. (2008). Investigation of Near-Fault vs Far Field Ground Motion Effects. Recuperado de: [chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-3-4m.%20saiid%20saiidi.pdf](https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-3-4m.%20saiid%20saiidi.pdf)
- Cabezas, J. (2016). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015). [Tesis ingeniería] Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- Cunalata. F & Caiza. P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. Recuperado de: <https://www.redalyc.org/journal/6887/688772225006/html/#B15>
- Earthquake Engineering Research Institute [EERI]. (2023). The 2023 Kahramanmaras, Turkey, Earthquake Sequence Clearinghouse. Recuperado de:

<https://learningfromearthquakes.org/2023-02-06-nurdagi-turkey/11-resources/83-geer-eeri-report>

- Fernández, I., Gómez, A., Carchipulla, N., Bonucci, Y., & Pavón, M. (2018). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de 97 edificaciones de la “Comuna Santa Clara de San Millán”, Quito. EÍDOS UTE Revista.
- Fernández, J., Valverde, J., & Yepes, H. (1995). Proyecto para el manejo del Riesgo Sísmico de Quito. Quito.
- Gonzales. O. et al. (2020). Vigas de Acoplamiento entre muros de cortante. Recuperado de: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://transparencia.cdmx.gob.mx/storage/app/uploads/public/603/44f/512/60344f5123682050398909.pdf>
- IGEPN. (2023). Mapa Digital Interactivo de Peligro Sísmico para Ecuador. Recuperado de: <https://www.igepn.edu.ec/mapas/peligro-sismico/mapa-peligro-sismico.html>
- López. G. (2005). Diseño de Muros de Cortante en Edificios Altos. Recuperado de: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://tesis.ipn.mx/jspui/bitstream/123456789/7742/1/DISENOMUROS.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (diciembre de 2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de Hormigón Armado. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social. MIDUVI.

- Mora. N. (2024). Análisis No Lineal de Estructuras. Recuperado de: <https://nmb.notion.site/ANALISIS-NO-LINEAL-DE-ESTRUCTURAS-569ca774465247508e4377ffebab79a>
- Mora. D. & Aguiar . R (2015). Modelación de diagrama momento-curvatura y Momento-rotación en secciones de acero Estructural. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/download/514/422>
- Ordoñez. J. (s.f). Caracterización de sismos de campo cercano. Recuperado de: chrome-extension://efaidnbmninnibpcjpcglclefindmkaj/https://www.scipedia.com/wd/images/c/ce/Review\_941867357911\_2596\_F\_RIDNAIC\_Caract.\_Sismos\_Campo\_Cercano\_Jorge\_Rodríguez\_Ordoñez.pdf
- Ozkul. A, Kurtbeyoglu. A, et al. (2019). Effect of shear wall on seismic performance of RC frame buildings. Recuperado de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630717313250?via%3Dihub>
- Paulay, T y R Binney (1974), “Diagonally reinforced coupling beams of shear walls”, ACI Special Publication 42, Vol. 2, pp. 579-598.
- Paulay, T y R Binney (1974), “Diagonally reinforced coupling beams of shear walls”, ACI Special Publication 42, Vol. 2, pp. 579-598.
- Jack. C. McCormac & Russell H. Brown. “Diseño de concreto reforzado”. [Online]
- Rodríguez. J. (s.f). “CARACTERIZACIÓN DE SISMOS DE CAMPO CERCANO”. Recuperado de: chrome-extension://efaidnbmninnibpcjpcglclefindmkaj/https://www.scipedia.com/wd/images/c/ce/Review\_941867357911\_2596\_F\_RIDNAIC\_Caract.\_Sismos\_Campo\_Cercano\_Jorge\_Rodríguez\_Ordoñez.pdf

