

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



TRABAJO DE GRADUACIÓN:

**PROPUESTA DE SOLUCIÓN EN ALTURA EN EL PARQUEO MUNICIPAL
DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:

AMAYA AMAYA, JOSUÉ ESAÚ

ARGUETA VÁSQUEZ, ISRAEL ANTONIO

NIETO AMAYA, JONATHAN GABRIEL

RAMÍREZ RODRÍGUEZ, ROSA SARAÍ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, 27 DE FEBRERO DE 2020.

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR: Msc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

VICERRECTOR ACADEMICO: Dr. RAUL ERNESTO AZCUNAGA LOPEZ

VICERRECTOR ACADEMICO: Msc. JUAN ROSA QUINTANILLA QUINTANILLA

SECRETARIO GENERAL: **Msc.** . FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DECANO: Lic. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ

VICEDECANO: Lic. OSCAR VILLALOBOS

SECRETARIO INTERINO DE FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL:
Lic. ISRAEL LOPEZ MIRANDA

JEFE DE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA:

RIGOBERTO LOPEZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OPCIÓN AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

TITULO:

PROPUESTA DE SOLUCIÓN EN ALTURA EN EL PARQUEO
MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PRESENTADO POR:

AMAYA AMAYA, JOSUÉ ESAÚ

ARGUETA VÁSQUEZ, ISRAEL ANTONIO

NIETO AMAYA, JONATHAN GABRIEL

RAMÍREZ RODRÍGUEZ, ROSA SARAÍ

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

DOCENTE DIRECTOR: ING. LUIS CLAYTON MARTÍNEZ RIVERA

CIUDAD UNIVERSITARIA, 27 DE FEBRERO DE 2020.

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

Ing. Luis Clayton Martínez Rivera

DOCENTE DIRECTOR

Ing. Milagro de María Romero de García

COORDINADOR DE PROCESOS DE GRADUACION

AGRADECIMIENTOS.

A **Dios** por su infinita misericordia, gracia y bondad, por darme la vida, la sabiduría y fortaleza en todo momento. Por siempre escuchar mis oraciones y responder en el tiempo perfecto, por brindarme la paciencia necesaria para no desistir en los momentos malos, por no dejarme solo y haber puesto en mi camino personas que me han impulsado durante todo el periodo de estudio a no darme por vencido, por ser mi guía y mi ayudador cada segundo de cada día de mi vida. Por este triunfo alcanzado, a ti sea la gloria.

A mi madre **Guadalupe Amaya Ayala** por su incondicional apoyo día con día a través de todo este tiempo, por creer en mí, por su comprensión, por sus oraciones, consejos, valores, por la motivación constante en seguir sin desmayar, pero más que nada, por su amor.

A mi padre, **Miguel Ángel Amaya Vásquez** quien ha sido uno de los pilares fundamentales en todo lo que soy, en mi educación, en mis principios, por orar por mí, por su dedicación y esfuerzo para brindarme su apoyo absoluto. Gracias por la mejor herencia que puede dejarme, una carrera para mi futuro.

A mis hermanos, **Rubidia Yolibeth Amaya, Luis Miguel Amaya, Obdulio Otoniel Amaya y Ludwin Jair Amaya**, porque han contribuido al cumplimiento de una de mis más importantes metas, por compartir conmigo grandes experiencias, por escucharme siempre, orar por mí y mis proyectos y por estar presente en las buenas y malas.

A mis compañeros de Tesis, **Isrrael Antonio Argueta Vásquez, Jonathan Gabriel Nieto Amaya y Rosa Saráí Ramírez Rodríguez**, por tantos momentos juntos compartidos, por ayudarme a crecer como persona y como profesional, por tanto, aprendizaje junto a ustedes, fue un enorme placer.

A todos aquellos amigos y personas que no alcanzaría a mencionar uno por uno, pero que en algún momento de mi carrera me dieron una palabra, un estímulo, una oración, que me impulso a seguir adelante.

Gracias infinitas por ser parte de esta maravillosa historia.

Josúe Esaú Amaya Amaya

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a **DIOS** que me ha permitido finalizar mi carrera de ingeniería civil, y así cada uno de los demás logros que me ha permitido obtener en esta trayectoria pues me ha dado la salud, el discernimiento e inteligencia.

A mis padres, **José Antonio Argueta y Adelaida Vásquez de Argueta** que han sido un pilar fundamental para mi formación de carácter, que desde pequeño me han acompañado en los diferentes logros tanto en el ámbito profesional como personal y siempre me han motivado a seguir adelante.

A mis hermanos, hermanas por tener esa característica de estar siempre en unidad ayudándonos unos con otros y demás familiares, por siempre apoyarme y darme ánimos para no rendirme nunca.

A mi novia **Rocibel Saraí Hernández**, por estar presente en los momentos buenos y difíciles, por brindarme ese cariño y apoyo incondicional.

A mis compañeros de Tesis, **Josué Esaú Amaya, Jonathan Gabriel Nieto Amaya y Rosa Saraí Ramírez Rodríguez**, por afrontar este reto que nos planteamos desde el inicio del trabajo, por ese apoyo mutuo y comprensión, pudiendo decir se logró el objetivo con la ayuda de Dios y ustedes.

Isrrael Antonio Argueta Vásquez

AGRADECIMIENTOS

A **Dios** Todopoderoso el Rey de mi vida por darme la sabiduría y la fortaleza para cumplir esta meta con éxito y llenarme de paciencia en los momentos de dificultad; por su infinita misericordia y su bondad, por siempre estar atento a escuchar mis oraciones y contestarlas en su tiempo que es perfecto.

A mis padres **Oscar Abraham Ramírez y Modesta Rodríguez de Ramírez** por su apoyo incondicional y cada sacrificio hecho por mí, gracias infinitas por ser los pilares de todo lo que soy, por su dedicación y esfuerzos, por creer en mí, por su comprensión, por sus oraciones, consejos, valores, por la motivación constante en seguir sin desmayar, pero más que nada, por todo su amor, este logro es ustedes.

A mis hermanos **Gerson Adalberto Rodríguez y Oscar Isaac Ramírez** porque ha contribuido al cumplimiento de una de mis más importantes metas, por escucharme, por siempre estar dispuestos a ayudarme cada vez que lo he necesitado, por orar por mí y por estar presente en cada uno de mis logros.

A mi novio **Jolman Rivas**, por haberme acompañado a lo largo de esta trayectoria en todos estos años, por brindarme su ayuda, amor, afecto, ternura y consolarme en los momentos más difíciles, por cada una de sus oraciones. Gracias por formar parte de mi historia que apenas comienza.

A mis compañeros de tesis **Josué Esaú Amaya, Isrrael Antonio Argueta, Jonathan Gabriel Nieto**, por aportar y asistir al desarrollo de este trabajo de investigación, gracias por su esfuerzo y dedicación fue un gusto haber tenido la oportunidad de compartir esta gran experiencia que fue compleja pero satisfactoria y llena de aprendizaje con ustedes.

Rosa Saraí Ramírez Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias **DIOS** por darme las fuerzas de continuar cada día, por haberme permitido culminar uno de mis principales objetivos, por la salud y por su inmenso amor que siempre me mantuvo para continuar adelante, porque sin el nada hubiese sido posible.

A mis padres, **Denis y Nora**, por el apoyo que me han proporcionado durante toda mi vida, todos los consejos, ejemplos y enseñanzas que me han ayudado para tomar las decisiones más acertadas para realizar todas mis metas planteadas hasta el día de hoy.

A mis compañeros de Tesis, **Josué Esaú Amaya, Isrrael Antonio Argueta y Rosa Sarafí Ramírez Rodríguez**, deseando que este sea solo un peldaño más en su próspera vida profesional, les deseo lo mejor y agradezco su esfuerzo y dedicación.

Jonathan G. Nieto Amaya

Índice

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes	3
1.3 Planteamiento del problema	7
1.4 Objetivos	9
1.4.1 Objetivo general.....	9
1.4.2 Objetivos específicos.....	9
1.5 Alcances	10
1.6 Limitaciones	10
1.7 Justificación.....	11
CAPITULO II: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO	13
2.1 Método estático lineal o estático equivalente	13
2.1.1 Historia del método estático equivalente.....	13
2.1.4 Procedimiento del método estático equivalente	24
2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN EL FEMA-356 Y ATC-40	44
2.2.1 PATRONES DE CARGA LATERAL.....	46
2.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES	49
2.2.3 NODO DE CONTROL	51
2.2.4 PERÍODO FUNDAMENTAL EFECTIVO.....	52
2.2.5 EFECTO P-▲	56
2.2.6 CAPACIDAD ESTRUCTURAL	57
2.2.7 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	62
2.3 ANÁLISIS DINÁMICO.....	63
2.3.1 Análisis modal espectral	63
2.3.2 Análisis historia del tiempo.....	65
2.3.3 Análisis dinámico lineal.....	65
CAPÍTULO III: COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS	67
3.1 Acero como material estructural	67
3.2 Clasificación de los aceros estructurales	68
3.3 Propiedades mecánicas	69
3.4 Ventajas del acero como material estructural.....	71
3.5 Desventajas del acero como material estructural	73

3.6 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero	74
3.7 Tipos de estructuras de acero en edificios	75
3.8 Tipos de conexiones en estructuras de acero.....	76
3.8.2 Conexiones soldadas.....	78
3.8.3 Conexiones compuestas	79
3.9 Métodos de análisis para el diseño de estructuras de acero	79
3.9.1 Método LRFD: Diseño con Factores de Carga y Resistencia	79
3.9.2 Método ASD: Diseño por Esfuerzos Permisibles.....	82
3.10 Miembros en flexión.....	83
3.11 Miembros a tensión	89
3.12 Miembros en compresión.....	91
CAPÍTULO IV: DISEÑO CONCEPTUAL PARA EDIFICIOS Y CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	95
4.1 Estructuración de edificios.....	96
4.1.1 Diseño conceptual.....	96
4.2 Análisis estructural.....	109
4.2.1 Combinaciones de carga	110
4.3 Análisis modal espectral	111
4.3.1 Sismo de diseño	111
4.4 Descripción de edificio para estacionamiento.....	114
4.4.1 Marco normativo para la estructura.....	114
4.4.2 Estructuración sísmica del edificio de estacionamiento.....	129
4.4.3 Predimensionamiento del edificio para estacionamiento.....	132
4.4.4 Materiales	136
4.5 Cargas aplicadas en la estructura de estacionamiento	136
4.5.1 Proceso de bajado de carga	138
CAPITULO V: DATOS QUE ANTECEDEN EL DISEÑO	142
5.1 Visita al sitio de estudio	142
5.1.1 Estado actual del parqueo municipal de San Miguel.....	142
5.2 Demanda de estacionamiento en el parqueo.....	144
5.2.1 Características operativas de la demanda	145
5.2.2 Identificación de la demanda.....	145
5.3 Encuesta.....	162

5.4 Levantamiento topográfico.....	170
5.5 Estudio de suelo	172
5.5.1 Ensayos de Campo	173
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO MEDIANTE ANALISIS LINEAL Y NO LINEAL	181
6.1 Análisis Lineal.....	181
6.1.1 Criterios y parámetros para el análisis y diseño utilizando el programa ETABS	184
6.2 Análisis del edificio.....	185
6.2.1 Análisis sísmico.....	186
6.3 Revisión derivas de entrepiso máximas y desplazamientos	197
6.3.1 Desplazamientos permisibles en cada nivel	197
6.3.2 Revisión de las derivas de entrepiso máximas.....	198
6.2.4 Resultados obtenidos en el programa ETABS para diseño estático y dinámico	201
6.3 Análisis del edificio mediante la técnica Pushover.	206
6.3.1 Definición de rótulas plásticas	206
6.3.2 Parámetros de análisis pushover	209
6.3.3 Resultados de análisis del edificio mediante la técnica Pushover.	215
6.3.4 Determinación del punto de desempeño	217
6.4. Conexiones de elementos estructurales.....	219
6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES.	225
6.5.1 DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA SAFE.	226
6.5.2.1 Procedimiento de diseño de cimentación.	229
CONCLUSIONES.....	276
RECOMENDACIONES.....	280
BIBLIOGRAFIA.....	281
ANEXOS	284

Índice de Figuras.

<i>Figura I- 1 Departamento de San Miguel-El Salvador</i>	<i>5</i>
<i>Figura I- 2 Ciudad de San Miguel.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura I- 3 Croquis del centro histórico de la ciudad de San Miguel.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura I- 4 Parqueo municipal (Fuente: propia)</i>	<i>8</i>
<i>Figura II- 1: Mapa de zonificación sísmica de El Salvador en diferentes periodos de tiempo. Fuente: (NTDS, 1997).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura III- 1 Diagrama esfuerzo – deformación para acero dulce.</i>	<i>70</i>
<i>Figura III- 2 Porción inicial del diagrama esfuerzo-deformación.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura III- 3 Clasificación según la continuidad de sus apoyos.</i>	<i>84</i>
<i>Figura III- 4 Diagramas de esfuerzo</i>	<i>85</i>
<i>Figura III- 5 pandeo lateral de viga sometida a momento constante.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura III- 6 Perfiles laminados típicos utilizados como miembros en tensión.</i>	<i>89</i>
<i>Figura III- 7 Tipos de arriostramiento lateral.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura III- 8 Arriostramiento lateral con barra redonda circular.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura III- 9 Nomograma desplazamiento restringido. Marco arriostrado.</i>	<i>93</i>
<i>Figura III- 10 Nomograma desplazamiento Permitido. Marco rígido.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura IV- 1 Ejemplos de plantas con irregularidad.....</i>	<i>98</i>
<i>Figura IV- 2 Ejemplos de irregularidad en altura cambio abrupto en la geometría.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura IV- 3 Arriostramientos más utilizados</i>	<i>103</i>
<i>Figura IV- 4 Tamaño y proporción del edificio donde</i>	<i>104</i>
<i>Figura IV- 5 a) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 15 \% B$.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura IV- 6 Irregularidad geométrica vertical</i>	<i>105</i>
<i>Figura IV- 7 Irregularidad en altura: Cambio abrupto en la masa.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura IV- 8 a) Entrepiso débil (indeseable) y b) Desplazamiento lateral de entrepiso (deseable).</i>	<i>108</i>
<i>Figura IV- 9 Espectro de diseño</i>	<i>113</i>

<i>Figura IV- 10 Vista de planta de uno de los dos cajones de la estructura.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura IV- 11 Propuesta para edificio de estacionamiento en el Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel.</i>	<i>130</i>
<i>Figura IV- 12 Propuesta para edificio de estacionamiento en el Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel, Costado Norte.</i>	<i>131</i>
<i>Figura IV- 13 Diseño de perfil y cotas de HTK-75 Deck</i>	<i>134</i>
<i>Figura V- 1 Mal estado de la infraestructura y la congestión a la salida del parqueo municipal.....</i>	<i>143</i>
<i>Figura V- 2 condiciones y uso del parqueo municipal</i>	<i>143</i>
<i>Figura V- 3 Dispersión.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura V- 4 Levantamiento topográfico.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura V-5 preparación donde se realizó el pozo</i>	<i>174</i>
<i>Figura V- 7 muestreo extraído del pozo.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura V- 8 etiquetas de muestra.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura V-9 ensayo de Casa Grande.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura V-10 ensayo visual manual.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura V- 11 peso para el índice de humedad.....</i>	<i>177</i>
<i>Figura VI- 1 Modelo tridimensional.....</i>	<i>181</i>
<i>Figura VI- 2 Planta Estructural de Entrepiso Tipo.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura VI- 3 Planta Estructural para identificación de elementos</i>	<i>182</i>
<i>Figura VI- 4 Marcos Estructurales Tipo.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura VI- 5 Configuración de combos.....</i>	<i>192</i>
<i>Figura VI- 6 Modo de vibrar $T=0.518$ s.....</i>	<i>193</i>
<i>Figura VI- 7 Modo de vibrar $T=0.518$ s.....</i>	<i>194</i>
<i>Figura VI- 8 Modo de vibrar $T=0.518$ s.....</i>	<i>194</i>
<i>Figura VI- 9 Espectro de diseño en el programa ETABS.....</i>	<i>201</i>
<i>Figura VI- 10 Curva de deformación plástica de una viga</i>	<i>206</i>

<i>Figura VI- 11 Curva de deformación plástica y estados limites</i>	<i>208</i>
<i>Figura VI- 12 Vector de cargas uniformes en la dirección X.....</i>	<i>213</i>
<i>Figura VI- 13 Vector de cargas uniformes en la dirección Y.....</i>	<i>214</i>
<i>Figura VI- 14 Vector de cargas triangular en la dirección.....</i>	<i>214</i>
<i>Figura VI- 15 Vector de cargas triangular en la dirección Y.....</i>	<i>215</i>
<i>Figura VI- 16 Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga uniforme).....</i>	<i>216</i>
<i>Figura VI- 17 Cortante en la base vs desplazamiento en la dirección x (Patrón de carga uniforme).....</i>	<i>217</i>
<i>Figura VI- 18 Cortante en la base vs desplazamiento en la dirección y (Patrón de carga uniforme).....</i>	<i>218</i>
<i>Figura VI- 19 Punto de desempeño (Patrón de carga Uniforme dirección Y)</i>	<i>218</i>
<i>Figura VI- 20 Conexión Extended end-plate 8ES.....</i>	<i>222</i>
<i>Figura VI- 21 Asignar materiales.....</i>	<i>229</i>
<i>Figura VI- 22 Asignar materiales.....</i>	<i>230</i>
<i>Figura VI- 23 Definir propiedades de zapatas</i>	<i>231</i>
<i>Figura VI- 24 Definir propiedades de viga de cimentación</i>	<i>232</i>
<i>Figura VI- 25 Coeficiente de balasto</i>	<i>234</i>
<i>Figura VI- 26 Cargas del suelo sobre la zapata.....</i>	<i>235</i>
<i>Figura VI- 27 Selección de código de diseño</i>	<i>236</i>
<i>Figura VI- 28 Preferencias de diseño.....</i>	<i>236</i>
<i>Figura VI- 29 Preferencias de diseño.....</i>	<i>237</i>
<i>Figura VI- 30 Falla de corte general en un suelo</i>	<i>239</i>
<i>Figura VI- 31 Falla al corte por punzonamiento.....</i>	<i>240</i>
<i>Figura VI- 32 Revisión por punzonamiento.....</i>	<i>241</i>
<i>Figura VI- 33 Revisión por capacidad máxima admisible de carga q_a</i>	<i>242</i>
<i>Figura VI- 34 Revisión de refuerzo.....</i>	<i>243</i>
<i>Figura VI- 35 Revisión de refuerzo.....</i>	<i>244</i>
<i>Figura VI- 36 Revisión de refuerzo.....</i>	<i>245</i>

<i>Figura VI- 37 Revisión de refuerzo</i>	246
<i>Figura VI- 38 Revisión por corte general</i>	247
<i>Figura VI- 39 Revisión por corte general</i>	248
<i>Figura VI- 40 Diseño viga de cimentación</i>	249
<i>Figura VI- 41 Diseño viga de cimentación</i>	250
<i>Figura VI- 42 Configuración final de cimentación de edificio en 3D.</i>	251
<i>Figura VI- 43 Revisión falla al corte por punzonamiento</i>	252
<i>Figura VI- 44 Revisión por capacidad máxima de carga admisible q_a</i>	253
<i>Figura VI- 45 Revisión de refuerzo</i>	254
<i>Figura VI- 46 Revisión de refuerzo</i>	255
<i>Figura VI- 47 Revisión de refuerzo</i>	256
<i>Figura VI- 48 Revisión de refuerzo</i>	257
<i>Figura VI- 49 Revisión por corte general</i>	258
<i>Figura VI- 50 Revisión por corte general</i>	259
<i>Figura VI- 51 Revisión falla al corte por punzonamiento</i>	260
<i>Figura VI- 52 Revisión capacidad máxima admisible de carga q_a</i>	261
<i>Figura VI- 53 Revisión por capacidad de carga</i>	262
<i>Figura VI- 54 Revisión por capacidad de carga</i>	263
<i>Figura VI- 55 Revisión por capacidad de carga</i>	264
<i>Figura VI- 56 Revisión por capacidad de carga</i>	265
<i>Figura VI- 57 Revisión por corte general</i>	266
<i>Figura VI- 58 Revisión por corte general</i>	267
<i>Figura VI- 59 Revisión por desplazamiento en cimentación del edificio</i>	268
<i>Figura VI- 60 Revisión por desplazamiento en cimentación de rampa</i>	269
<i>Figura VI- 61 Revisión por desplazamiento en cimentación de escalera</i>	270

Índice de Tablas

<i>Tabla II- 1: Factor de zonificación sísmica.</i>	26
<i>Tabla II- 2: Coeficientes de sitio C_o y T_o (I)</i>	27
<i>Tabla II- 3: Categorías de ocupación</i>	29
<i>Tabla II- 4: Factores de importancia</i>	31
<i>Tabla II- 5: Sistemas Estructurales</i>	33
<i>Tabla II- 6: Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δa</i>	41
<i>Tabla III- 1 Combinaciones de carga. (Fuente: AISE 7)</i>	80
<i>Tabla III- 2 Combinaciones de carga. (Fuente: AISE 7)</i>	83
<i>Tabla III- 3 Valores de K. Fuente: AISC Especificación para edificios de acero estructural</i>	92
<i>Tabla IV- 1 Pasillos y puertas de accesos principales</i>	117
<i>Tabla IV- 2 Escaleras principales</i>	119
<i>Tabla IV- 3 Numero de estacionamientos requeridos por norma</i>	125
<i>Tabla IV- 4 Valores máximos de velocidad (mm/s) para evitar daños en estructuras</i>	127
<i>Tabla IV- 5 Valores máximos de velocidad de partícula establecidos en la referencia</i>	127
<i>Tabla IV- 6 Características técnicas de ZincAlum E-25</i>	133
<i>Tabla IV- 7 Características técnicas y físicas de HTK-75 Deck</i>	134
<i>Tabla IV- 8 Medidas disponibles de perno de cortante</i>	135
<i>Tabla IV- 9 Propiedades mecánicas de perno</i>	136
<i>Tabla IV- 10 Condiciones Geotécnicas Correspondientes a la Estructura</i>	138
<i>Tabla IV- 11 Set de cargas actuantes en losa y techo del edificio para estacionamiento</i>	141
<i>Tabla V- 1 tabla de parámetros</i>	150
<i>Tabla V- 2 resumen de proyección 2019 – 2044</i>	152
<i>Tabla V- 3 crecimiento vehicular (Fuente: VMT El salvador)</i>	156
<i>Tabla V- 4 parámetros a tomar en cuenta (fuente propia)</i>	159

<i>Tabla V- 5 proyección hasta año 2044 (fuente: propia)</i>	160
<i>Tabla V- 6 cajones proyectados (fuente: propia)</i>	160
<i>Tabla V- 7 Clasificación de suelo</i>	179
<i>Tabla V- 8 Capacidad de carga admisible según la profundidad del sondeo</i>	179
<i>Tabla V- 9 Capacidad de carga admisible según la profundidad del sondeo en el parqueo municipal de San Miguel</i>	180
<i>Tabla V- 10 tabla de correlación</i>	180
<i>Tabla VI- 1 Secciones obtenidas del diseño de elementos en ETABS</i>	186
<i>Tabla VI- 2 Condiciones geotécnicas y cortante basal</i>	188
<i>Tabla VI- 3: Periodos de vibración para los primeros 10 modos correspondientes a cada estructura</i>	195
<i>Tabla VI- 4 Cortante Basal en la Dirección X - X</i>	196
<i>Tabla VI- 5 Cortante Basal en la Dirección Y - Y</i>	197
<i>Tabla VI- 6 Desplazamiento en centímetros por nivel</i>	199
<i>Tabla VI- 7 Revisión de Deriva de Entrepiso en la Dirección X - X</i>	200
<i>Tabla VI- 8 Revisión de Deriva de Entrepiso en la Dirección Y - Y</i>	200
<i>Tabla VI- 9 Desplazamientos máximos, Cd=7</i>	202
<i>Tabla VI- 10 Participación de masa</i>	204
<i>Tabla VI- 11 Patrón de carga uniforme</i>	211
<i>Tabla VI- 12 Patrón de carga NTDS</i>	212
<i>Tabla VI- 13 Datos de cargas para conexión de viga 21x68</i>	224
<i>Tabla VI- 14 Datos de cargas para conexión de viga 18x55</i>	224
<i>Tabla VI- 15 Correlación de esfuerzo admisible del suelo y módulo de Winkler ó coeficiente de basalto</i>	233

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

En nuestro país la implementación de edificios de estacionamientos de varios niveles no ha sido muy común hasta hace unos años atrás, en vista del crecimiento vehicular y poblacional; cuando en la zona central se comenzaron a construir este tipo de estructuras. Los esquemas de estacionamiento regulado con el objetivo de garantizar un espacio de aparcamiento mínimo para los residentes de una zona concreta y fomentar la rotación de vehículos de no residentes aparcados, para la ciudad de San Miguel estos estacionamientos verticales no han sido muy utilizados y que a estas alturas el congestionamiento y diversos factores investigados en este documento apunten a mejorar esta situación que se vive.

En la actualidad muchos de los vehículos automotores se ven en la obligación de aparcarse en calles, aceras e incluso en comercios ajenos a su actividad. San Miguel por ser una de las principales cabeceras departamentales de El Salvador, es un lugar con alto crecimiento urbano que ha producido un problema de tráfico vehicular en la zona ubicada en calles aledañas al centro histórico de la ciudad, y que se agudizó principalmente por la existencia de diversos comercios, escuelas, bancos, iglesias y oficinas gubernamentales ahí ubicadas, por tal razón se enfocará esta propuesta al sitio antes mencionado; con la cual se pretende solucionar la notoria necesidad, a través del aprovechamiento de las características y el uso de suelo potencial de la zona de estudio, también utilizando las condiciones y sistemas viales del lugar, y de esta manera ofreciendo un edificio para estacionamiento.

Con el desarrollo de la investigación, primero se busca zonificar y definir el área de influencia, determinando en campo la demanda y esta misma proyectándola, teniendo definida esta parte se prosiguió a proponer la planta arquitectónica luego hacer los modelos de diseño estructural que puedan ser eficiente y económicos para dicha propuesta, llegando a proponer una estructura de acero diseñada por el método estático y dinámico eligiendo uno de estos métodos como el más apropiado en función de lo que es una propuesta de solución en altura diseñada estructuralmente.

1. 2 Antecedentes

Gran parte de la población suelen trasladarse en transportes urbanos colectivos o interurbanos, y en vehículos particulares; lo cual hace que en determinadas horas del día se vuelve muy complicado el transitar en las vías principales del centro histórico de la Ciudad de San Miguel; por ser uno de los municipios del país que se encuentra equipado urbanísticamente se ha convertido en el lugar ideal para trabajar y establecer comercios de gran envergadura.

Desde esta perspectiva también se debe destacar que es uno de los municipios del país con mayor dificultad vehicular ya que; el padrón del Registro Público de Vehículos Automotores, dependencia de la Dirección General de Tránsito del VICEMINISTERIO DE TRANSPORTE (VMT), indicó que a las 10:38 de la mañana del 6 de diciembre de 2016, el parque vehicular de nuestro país superaba el millón de automotores.

De esa cantidad, el 41 %, que equivale a 410,358 unidades están registradas en el departamento de San Salvador. Le sigue La Libertad, con 139,478 unidades, luego Santa Ana con 82,621 y San Miguel con 76,626 vehículos.

Solo en el año 2016 ingresaron al registro 74,947 vehículos, que significa un promedio de 220 unidades diarias.

En 2018 el dato más reciente con el que se cuenta para la ciudad de San Miguel, de acuerdo al VMT (VICEMINISTERIO DE TRANSPORTE) en su página Transparencia.gob.sv, el padrón de vehículos inscritos al 16/05/2018 13:37:11 indica la cantidad de 86,060, en

cuanto a este dato al contar con poco espacio físico y el crecimiento poblacional la necesidad de construcción de más viviendas aumenta; en la actualidad no existen edificios de estacionamientos en el sector en estudio que está ubicado en la Avenida Chaparrastique en intersección con la calle José Simeón Cañas y muchos de los estacionamientos surgieron de manera espontánea, ya que se fueron creando comercios en zonas que según su uso de suelo son habitacionales, por lo que los derechos de vía no les permiten poseer sus propios estacionamiento; esto ha generado que las aceras sean usadas como aparcamiento de vehículos y a su vez existen conductores que no respetan la fila cuando se dan situaciones de congestionamiento y penetran en intersecciones o en pasos para peatones lo cual según el artículo 111 del Reglamento de Tránsito y Seguridad Vial no es correcto y es penalizado.

Por consiguiente, el sitio antes mencionado debería contar por lo menos con un estacionamiento en cada comercio, pero se han implementado lugares de aparcamientos en zonas que no han sido destinadas para eso, además partes de esta calle y avenida no cuentan con el espacio para las aceras correspondientes, por lo que los peatones deben caminar sobre las calles, corriendo el riesgo de ser atropellados.

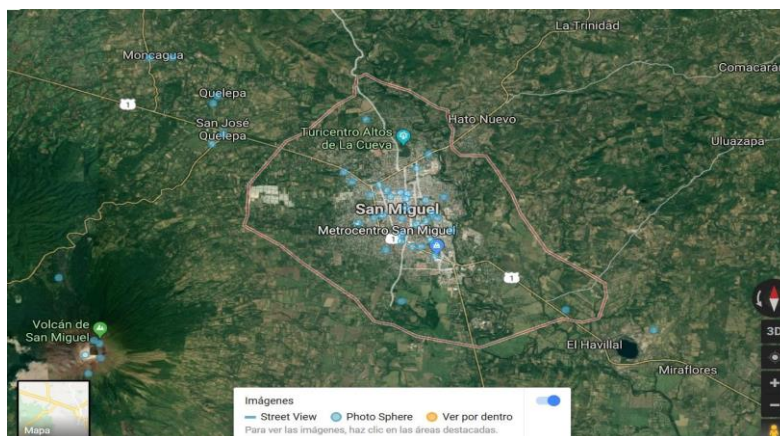
Es por esto que se busca una propuesta que pretenda mejorar la circulación vehicular del sector y de esta manera lograr que las vías no se utilicen como estacionamiento de automóviles, sino que sean exclusivamente utilizadas para tránsito fluido.

Figura I- 1 Departamento de San Miguel-El Salvador



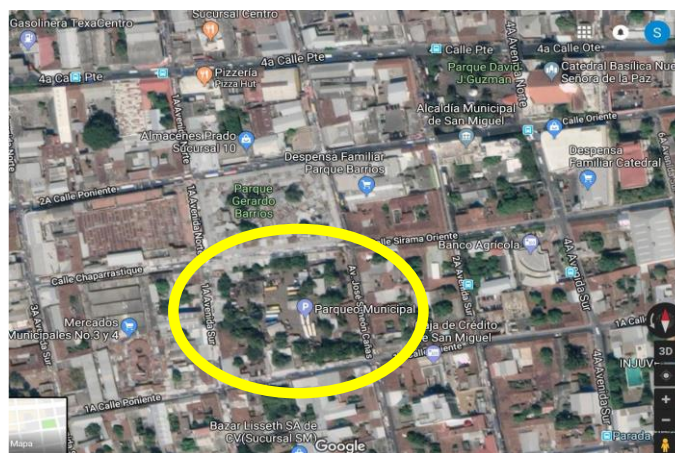
Fuente: google maps El Salvador, 2019)

Figura I- 2 Ciudad de San Miguel



Fuente: google maps El Salvador, 2019

Figura I- 3 Croquis del centro histórico de la ciudad de San Miguel



Fuente: google maps El Salvador, 2019.

1.3 Planteamiento del problema

La calle Chaparrastique en intersección con la avenida José Simeón Cañas entrando al centro histórico de la Ciudad de San Miguel, calles aledañas debido a la mala utilización del espacio disponible; se ha convertido en un tráfico poco fluido a todas horas del día, especialmente en los momentos pico de la jornada diaria el problema de la congestión vehicular se ha vuelto algo permanente.

Los residentes privatizan de cierta forma calles públicas para convertirlas en vías particulares con cierres que obstruyen la circulación; incluso en arterias que enlazan con calles importantes e intercomunican sectores o áreas críticas para el tráfico; a la vez es importante destacar que a esta problemática se le añaden algunos conductores que incumpliendo con las leyes de tránsito se estacionan donde no deben; en relación a esta situación pretende plantear una propuesta de diseño de un estacionamiento vertical y así utilizar eficientemente el espacio físico del parqueo municipal de la ciudad, en la actualidad los usuarios que día con día conviven en este espacio se quejan del desorden; ya que pagan \$0.75 la hora por dejar ahí su automóvil; la alcaldía necesita de una propuesta de estacionamiento que ayude a reordenar el lugar y mejorar las condiciones y así cubrir la demanda actual y futura.

Figura I- 4 Parqueo municipal



(Fuente: Grupo de tesis)

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- ✓ Diseñar un edificio de estacionamiento vertical en el parqueo municipal ubicado en la intersección de la calle Chaparrastique con la avenida José Simeón Cañas, que pueda ser tomado en cuenta como una solución de mejoramiento vial y de desarrollo en la Ciudad de San Miguel.

1.4.2 Objetivos específicos

- ✓ Caracterización de la zona de estudio en torno al parqueo municipal de la ciudad de San Miguel en un radio determinado.
- ✓ Plantear un diseño estructural que presente una solución a esta problemática que se vive a diario en El Centro Histórico de la Ciudad de San Miguel.
- ✓ Realizar un diseño estático y dinámico a la estructura planteada.
- ✓ Comparar los métodos y tomar el mejor método de análisis que se comporte eficientemente ante una carga accidental.

1.5 Alcances

- El presente estudio tomara en cuenta la situación actual del centro histórico de San miguel con la caracterización de la zona, específicamente en un radio de tres ciento cincuenta metros alrededor del parqueo municipal.
- La investigación comprende una planta arquitectónica, la estructuración de un estacionamiento vertical en acero y diseñarlo por el método estático y dinámico.
- Hacer las comparaciones pertinentes que pueda llevar a proponer un edificio de estacionamientos funcional y eficiente.

1.6 Limitaciones

- Este estudio no comprende elaborar una propuesta de reordenamiento en la zona solo se limita a la propuesta del parqueo municipal contribuyendo a parte de la solución a la problemática del reordenamiento.
- No llega a enmarcar la metodología para la administración y mantenimiento del edificio.
- Este estudio realizara pruebas para cimentaciones con el equipo de laboratorios de suelo y materiales de la Universidad de El salvador.

1.7 Justificación

San Miguel, a pesar de ser considerada una de las ciudades con mayor crecimiento urbano, no cuenta con edificios de estacionamiento que permitan la libre circulación vehicular en las calles aledañas al centro histórico, por lo que los dueños de los vehículos automotores se ven obligados a estacionarse en lugares que no corresponden a ese uso, generando así un congestionamiento excesivo y un desorden vial.

Con la presente propuesta de solución en altura en el parqueo municipal de la Ciudad de San Miguel, municipio de San Miguel, El Salvador; se pretende determinar la oferta y demanda requerida para la situación futura lo que implica técnicas importadas o extraídas de fuentes extranjeras, debido a que en el reglamento o normativa salvadoreña en cuanto a temas transporte y tránsito no se especifica ningún método en el cual basarse para el cálculo de estacionamientos.

De tal forma se podría lograr un reordenamiento y descongestionamiento en las calles aledañas al sitio antes mencionado en la actualidad y en años próximos, en caso de que alguna institución llevase a cabo dicho proyecto, esto podría generar una mejor vista panorámica de los centros comerciales y gubernamentales que se encuentran en la zona.

Con el apoyo de los distintos software que se han diseñado para el análisis estructural de edificios, se observara las diferentes fases para llegar a la estructuración del edificio y obtener así un criterio y conocimiento respecto al comportamiento que este ha de tener, por ejemplo en el análisis dinámico y estático se obtendrá cuál de estos es más conservador y por medio del análisis de desempeño se comprobara la seguridad del

edificio previamente seleccionado cuando el suelo este vibrando por un sismo y así evitar o prever que la estructura tenga algún daño. Por lo tanto, se destaca la importancia de este trabajo de grado ya que incentiva a la investigación científica en la Universidad de El Salvador y sirve como referencia para proyectos futuros de urbanismo e ingeniería de transito que beneficien a la Ciudad de San Miguel.

CAPITULO II: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO

2.1 Método estático lineal o estático equivalente

2.1.1 Historia del método estático equivalente

La teoría de Euler no fue desarrollada con fines estructurales, las estructuras anteriormente se construían en base a fundamentos empíricos y en la observación de la naturaleza y otras estructuras.

Los fundamentos básicos de la estática los cuales han sido la base para todos los métodos de análisis. Pero, el arduo trabajo de los cálculos matemáticos que relacionan las cargas externas que actúan sobre una estructura, las reacciones provocadas en los apoyos y las fuerzas internas que se desarrollan en cada uno de sus miembros, fue la razón de la búsqueda de diversos métodos que facilitarían su utilización, lográndose por el desarrollo de la ingeniería sísmica.

2.1.2 Inicios de la ingeniería sísmica.

Algunos autores han definido el inicio de la ingeniería sísmica en diversos puntos de vista, ya que es difícil establecer una fecha exacta de la definición moderna de la ingeniería sísmica.

El Dr. Usami (1988) estableció que la ingeniería sísmica se originó como el resultado de los daños severos del terremoto Edo que sacudió a la ciudad de Tokio, Japón en 1855.

Según el Dr. John A. Hudson (1992), “La ingeniería sísmica es un tema antiguo y reciente”. Si la ingeniería sísmica es la razón por la cual se han hecho diversos intentos para mejorar la resistencia de las estructuras hechas por la humanidad ante la presencia de sismos, como ha sido demostrado por los 300 años de historia de los terremotos en China, entonces es un tema antiguo. En cambio, si es el resultado de una base científica de esfuerzos multidisciplinarios, entonces es un tema relativamente nuevo.

De acuerdo al científico Hu Y. (1996), la ingeniería sísmica dio origen a finales del siglo XIX, cuando ingenieros europeos sugirieron diseñar una estructura con un pequeño porcentaje del peso de la estructura como carga lateral. Siendo esta idea tomada y desarrollada en Japón a los inicios del siglo XX.

Diferentes eventos sísmicos y actividades relacionadas a investigaciones de estos, diseños sismorresistentes y prevenciones sísmicas, han contribuido en la ingeniería sísmica y en el desarrollo del método estático equivalente, como los que se presentan a continuación.

2.1.3 La importancia de los eventos sísmicos en el desarrollo de métodos los métodos de análisis.

Durante los finales del siglo XIX e inicios del siglo XX, el interés por los sismos y sus efectos incrementaron en países como Japón, Italia y Estados Unidos (particularmente en el Estado de California); esto era debido a las consecuencias que habían ocurrido en los terremotos en Japón: Edo (1855), Mino-Awari (1891), y Kanto (1923); el terremoto en San Francisco, California, Estados Unidos (1906) y; el terremoto en Messina, Italia (1908).

El 18 de abril de 1906, un gran terremoto de 7.9 escala de Richter golpeó San Francisco y el noreste de California, donde más de 430 km de la falla de San Andrés se rompió durante este terremoto, lo cual causó un daño considerable en los lugares mencionados.

Aunque el terremoto recibió atención mundial y el daño fue extenso, no motivó a los ingenieros al desarrollo de la ingeniería sísmica. Según Geschwind (1996), aunque los ingenieros aprendieron lecciones explícitas del terremoto de 1906, la mayor parte de estas lecciones no se refieren a la necesidad de más construcciones sismorresistentes. En su lugar, muchos ingenieros se refirieron a la necesidad de una mayor prevención de incendios y el uso del concreto armado como material de construcción, los cuales fueron los temas de campañas vigorosas que habían llamado la atención de los ingenieros. Sin embargo, hubo ingenieros que hicieron sugerencias más allá de las recomendaciones generales acerca de la mejor protección contra los incendios provocados por los terremotos.

El 28 de diciembre de 1908, un gran terremoto de magnitud de 7.5 escala de Richter devastó la ciudad de Messina (Italia) con pérdidas de miles de personas, por lo que condujo a que se desarrollara una comisión especial por parte del Gobierno para investigar los sismos y proporcionar recomendaciones.

De acuerdo con Housner (1984), este sismo fue responsable para el nacimiento del diseño sísmico práctico de estructuras; y el informe de la comisión parece ser la primera recomendación ingenieril para estructuras sismorresistentes mediante el método estático equivalente.

Posterior a este terremoto, el método estático equivalente fue aparentemente propuesto por el Profesor Modesto Panetti, el cual recomendaba diseñar el primer nivel para resistir una fuerza horizontal equivalente a $1/12$ del peso del edificio en cuestión y, el segundo y tercer nivel debería ser diseñado para resistir una fuerza horizontal equivalente a $1/8$ del peso del edificio¹. A partir de esto, el método estático equivalente fue utilizado en países con niveles altos de sismicidad alrededor del mundo, para posteriormente ser adoptados por códigos de construcción. Por ejemplo, a finales de los años 20', el método fue aplicado por el profesor Romeo Raoul Martel en el diseño de un edificio de doce niveles de marcos de acero en Los Ángeles, California.

¹ Bozorgnia y Bertero (2006). EARTHQUAKE ENGINEERING from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. Boca Raton, Florida. CRC Press LLC.

En 1914, el ingeniero japonés Toshikata Sano desarrolló la teoría cuasi-dinámica, la cual ahora se le llama el método de coeficiente sísmico, para el diseño sismorresistente de madera, ladrillos, concreto reforzado y estructuras de acero. Dicha teoría fue publicada en un documento titulado “*Métodos para el diseño sismorresistente de casas*”.

El 1 de septiembre de 1923, el terremoto de Kanto en Japón (magnitud de 8.3 escala de Richter), causó severos daños en Tokyo y Yokohama, que contribuyeron significativamente en el progreso del conocimiento sísmico en Japón y al establecimiento del Instituto de Investigación Sísmica. El director de este instituto, el Profesor Kyoji Suyehiro fue convencido de la importancia de la medición directa de las aceleraciones del suelo en áreas epicentrales y los esfuerzos que dichas aceleraciones estimulaban en el desarrollo de los acelerogramas del movimiento del suelo.

Debido a este sismo, se realizó el enfoque internacional del coeficiente sísmico por parte de los ingenieros sísmicos japoneses Naito y Suyehiro, que fueron los embajadores claves de la ingeniería japonesa en el campo sísmico en el período 1900-1950. En este período de tiempo el Dr. Kyoshi Muto desarrolló su "método D" basado en la simplificación de los cálculos de la fuerza lateral necesarios para llevar a cabo los análisis requeridos en la aplicación del enfoque de coeficiente sísmico de Sano y Naito. Su método fue adoptado en 1933 como el cálculo estándar del Instituto de arquitectura de Japón. Tanto el Dr. Naito como el Dr. Muto idearon formas de distribuir racionalmente las cargas sísmicas entre los

elementos estructurales, ya que era más difícil calcular la carga total sísmica sobre la estructura. Como diseñador y profesor, Muto también se dio cuenta de que una vez que las fuerzas sobre un determinado miembro fueran aproximadas (aunque las fuerzas cambiaran debido a las iteraciones de resistencias y rigideces de diseño), la tarea principal sería sobrellevar los detalles del diseño sismorresistente.

El 29 de junio de 1925, un terremoto de 6.2 en escala de Richter ocurrió en Santa Bárbara, California. Aunque el número de muertes fue mínimo, el daño fue considerable y condujo al aumento de interés en los sismos y la preparación ante ellos. Como una consecuencia a esto, el consejo de la ciudad de Santa Bárbara aprobó un nuevo código de construcción el día 17 de diciembre de 1925, con una cláusula de requerimientos de construcción en la cual se debía diseñar estructuras para resistir fuerzas horizontales producidas por cualquier sismo o viento.

La debilidad de la construcción en Estados Unidos fue revelada por el terremoto de Santa Bárbara de 1925, causando mucha motivación hacia la creación de una mejor ley de construcción en varias comunidades de ingenieros, arquitectos, escritores, propietarios, banqueros y otros. Como consecuencia en 1927, con la cooperación de muchos ingenieros y arquitectos, la Conferencia Oficial de Construcciones de la Costa del Pacífico adoptó el Código de Construcción Uniforme (UBC). Las disposiciones de este código requerían que el edificio debía ser diseñado para una carga lateral aplicada a cada nivel de piso y techo, con un porcentaje constante (7.5% a 10%) de la carga total muerta más viva del edificio sobre el plano. Aunque las disposiciones del UBC (Código de Construcción Uniforme)

1927 no fueron adoptadas por algunas de las ciudades más grandes de California, el concepto de utilizar un coeficiente constante para estimar la fuerza lateral por diseño sísmico continuó apareciendo en las ediciones siguientes del UBC (Código de Construcción Uniforme).

En 1930 en Japón, se estableció la primera norma de construcciones que abarcaba parámetros físicos, donde se recomendaba el uso del 10% del peso muerto como fuerza lateral, para simular el efecto del sismo en la estructura. Dicho concepto fue tan fundamental que la mayoría de estructuras en zonas urbanas fueron diseñadas en base a éste, utilizando valores hasta del 5% del peso estructural como fuerza lateral.

Otro evento ocurrió en California, en la ciudad de Long Beach el día 10 de marzo de 1933, con una magnitud de 6.2 a 6.3 (escala de Richter); el cual tuvo su epicentro a 15 millas del centro de la ciudad. Debido a que afectó una región más densamente poblada que el terremoto de Santa Bárbara en 1925, causó daños más severos, destruyendo muchos edificios de la zona, incluyendo edificios escolares. Como resultado, científicos e ingenieros se movieron rápidamente para difundir sus puntos de vista acerca de los sismos y su preparación ante ellos.

Este sismo fue un punto de inflexión en el campo del diseño y construcción sismorresistente en California; ya que, en 1933, posterior al sismo de Long Beach, fueron publicados los primeros códigos sísmicos obligatorios utilizados para cualquier parte de Estados Unidos según señalan Binder y Wheeler (1960).

Otra consecuencia de dicho sismo fue la aprobación de dos nuevas leyes del Estado de California:

1- La Ley de Field, la cual autorizó a la División de Arquitectura del Estado aprobar o revisar todos los planos y especificaciones de las escuelas públicas y, proporcionar supervisión general de trabajos de construcción;

2- La Ley de Riley, la cual desarrolló disposiciones para diseños sismorresistentes y construcciones con mayores aplicaciones que las que dicta la Ley de Field.

Los registros de movimientos sísmicos obtenidos durante el terremoto de Long Beach en 1933, son entre los eventos más significativos en el campo de la ingeniería sísmica no sólo en California, sino alrededor del mundo también.

Otro gran avance en la ingeniería sísmica en este período de tiempo, fue el desarrollo del concepto de espectro de respuesta, introducido por Maurice Biot y Theodore von Kármán, que posteriormente fue expandido por George Housne; el cual se define como la respuesta máxima expresada en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración, que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad².

En 1926 Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokio, fue el primero en querer representar la excitación sísmica por medio de un espectro de respuesta. Suyehiro ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un sismo. Su valor máximo daba un punto en el espectro de respuesta de deformación.

² Bozorgnia y Bertero (2006). EARTHQUAKE ENGINEERING from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. Boca Raton, Florida. CRC Press LLC

Unos años después, Hugo Benioff propuso un instrumento similar al de Suyehiro, el cual registraba el desplazamiento de diferentes péndulos para poder determinar el valor máximo de respuesta y, construir una curva conocida actualmente como espectro de desplazamiento elástico, cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del sismo.

Pero finalmente todas estas ideas se expusieron en 1932 por los profesores Biot y Von Kármán, quienes estaban muy enfocados en los aspectos de la teoría dinámica, que más tarde pasarían a ser conocidos como aspectos del método de espectro de respuesta desarrollados por el Dr. Housne en 1942. El espectro de respuesta no fue utilizado en una manera específica en los códigos de construcción hasta el año 1952.

En 1952, 20 años después del desarrollo del concepto de espectros de respuesta, el período de vibración del edificio fue introducido como un medio para determinar el coeficiente de cortante basal.

En 1957, un coeficiente K que consideraba la ductilidad inherente y características de disipación de energía de las estructuras fue introducido en la ecuación del cortante basal $V=KCW$, donde K fueron los valores especificados para cuatro tipos de construcción.

Según Blume (1961) la introducción de K fue un gran paso para proporcionar un cierto nivel de seguridad ante la verdadera problemática — absorción de la energía — y por

primera vez se reconoció que la aceleración equivalente o el coeficiente de cortante basal C no es necesariamente solo un índice directo de resistencia del sismo y seguridad pública. En los 50's también se presentaron los conceptos de "Estado Límite de Resistencia" y "Estado Límite de Servicio", mediante los cuales se establecían los estados límite en que no se sobrepasarán las cargas máximas admisibles. Con estos conceptos, se desarrolló el primer método de cálculo estructural que se utilizó para la determinación de las distintas secciones de los elementos. Posteriormente, se definieron unos coeficientes que afectaban la capacidad resistente de los materiales, reduciendo así dichas capacidades con respecto a su trabajo. Los valores de los coeficientes surgieron de la llamada "teoría clásica", que se apoyaba en la hipótesis del comportamiento elástico de los materiales y la ley de Hooke. Fue hasta 1978 que los riesgos sísmicos fueron considerados explícitamente en las recomendaciones de diseño sísmico por el Dr. Cornell, quien desarrolló mapas de contorno para la aceleración pico efectiva (EPA) y velocidad pico efectiva (EPV). Un coeficiente de fuerza lateral dependiente del período basado en el espectro de movimiento de tierra se propuso, para ser utilizado en el diseño estructural similar al espectro de diseño que se utiliza hoy; además de la introducción de un factor de modificación de respuesta, que es similar al factor "q" utilizado en el Eurocódigo 8, que permitía el uso de un diseño de fuerza elástica que se esperaba que respondiera inelásticamente.

Desde 1960, ha habido grandes eventos y acontecimientos que han influido drásticamente en la ingeniería sísmica en los Estados Unidos.

Los eventos sísmicos de Alaska 1964, San Fernando 1971, México 1985, Chile 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Kocaeli y Düzce 1999, Chi-Chi 1999, Bhuj 2001 y Bam 2003, han influenciado en la Ingeniería Sísmica, revelando algunas deficiencias del diseño sismorresistente y prácticas de construcciones, además del incremento de los datos y conocimientos acerca de las características dinámicas del movimiento sísmico del suelo, como las consecuencias socioeconómicas de los sismos.

Algunos de los acontecimientos que han facilitado mucho el análisis dinámico estructural para aplicaciones de la Ingeniería Sísmica son los avances en la informática, que además han contribuido a la mejoría de las capacidades de los demás análisis estructurales. En 1941, tardaba 8 horas para un analizador mecánico calcular y trazar un espectro de respuesta (Biot, 1941).

Otro de los grandes avances es el establecimiento del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) en 1971 y su primera normativa, el ATC 3-06 “Provisiones Tentativas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para el Edificio”.

Muchas de estos acontecimientos que han contribuido al desarrollo de la ingeniería sísmica se han implementado en diferentes países internacionales, El Salvador cuenta con muy poca información en este ámbito, pues ha adoptado las diferentes normativas y lineamientos de otros países incluyéndolos en la Norma Técnica Salvadoreña de Diseño Sismorresistente (NTDS), la cual se estableció a partir del año 1968.

2.1.4 Procedimiento del método estático equivalente

2.1.4.1 El cortante basal

En nuestro país el método estático equivalente adopta la metodología descrita en la Norma Técnica para Diseño por Sismo de 1997 (NTDS), la cual se basa en criterios de diseño y en el desarrollo de fuerzas laterales estáticas de diseño con los efectos relacionados a estas.

El método estático equivalente es una simplificación de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta la estructura al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico y que se puede expresar de la siguiente manera:

$$V = C_s \times W \quad [\text{Ec. II-1}]$$

Donde:

$V =$ *cortante basal*

$C_s =$ *coeficiente sísmico.*

$W =$ *carga muerta más la carga viva instantánea*

2.1.4.2 Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico se utiliza para ajustar la sobrecarga sísmica y, es el valor multiplicado al peso de la estructura que toma en cuenta aspectos tales como: factor de zona "A", factor de importancia "I", coeficientes de sitio "Co", "To", el factor de modificación de respuesta "R" y el período de la estructura "T". El coeficiente es calculado por la siguiente expresión:

$$C_S = \frac{AIC_O}{R} \left(\frac{T_O}{T}\right)^{2/3} \quad [\text{Ec. II-2}]$$

Donde:

A = factor de zona

I = factor de importancia

CO, TO = coeficientes de sitio

R = factor de modificación de respuesta

T = período natural de vibración de la estructura

Las condiciones geológicas y criterios generales de la estructura para determinar el coeficiente sísmico son descritos en base a la normativa sísmica salvadoreña, de la siguiente manera:

2.1.4.3 Factor de zonificación sísmica

El factor de zona “A” (ver tabla II-1) está basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona, las cuales se obtienen mediante un estudio de micro zonificación sísmica, especialmente en el área metropolitana de San Salvador, donde se concentra el mayor riesgo sísmico dado el crecimiento poblacional. En la figura II-1 se puede observar el mapa de zonificación sísmica del país a través de diferentes periodos de tiempo, en el cual se identifica la zona sísmica en la actualidad según el código de 1996.

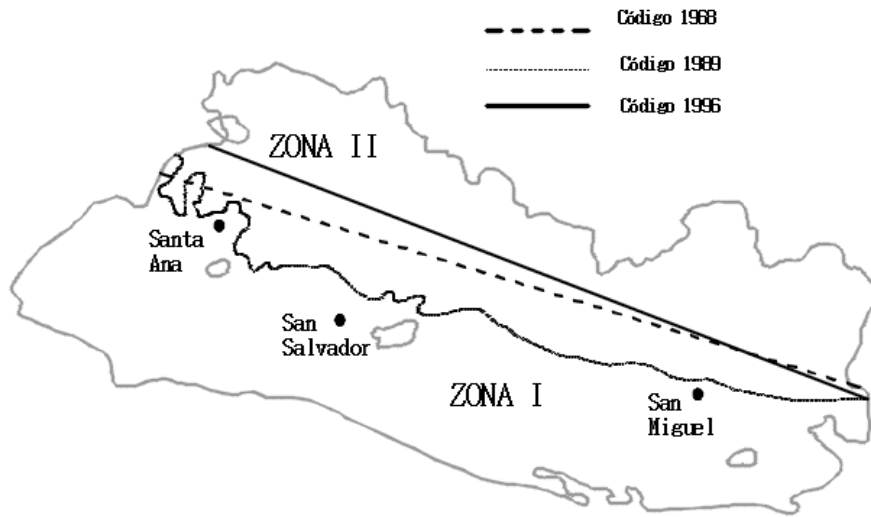
Tabla II- 1: Factor de zonificación sísmica.

ZONA *	ZONA “A”
1	0.40
2	0.30

Fuente: (NTDS, 1997).

(Ver figura II-1)

Figura II- 1: Mapa de zonificación sísmica de El Salvador en diferentes periodos de tiempo.



Fuente: (NTDS, 1997).

2.1.4.4 Coeficientes de sitio

Para cuantificar los efectos de la geología y las características del suelo presentes en el lugar de construcción es necesario conocer el tipo de suelo y profundidad a que se encuentra el estrato rocoso. En la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) se han resumido las propiedades de los perfiles de suelo que se encuentran en el país, en coeficientes de sitio C_0 y T_0 (ver tabla II-2).

Tabla II- 2: Coeficientes de sitio C_0 y T_0 (1)

TIPO	DESCRIPCION	C_0	T_0
S_1	Perfiles de suelo siguientes:	2.5	0.3

	(a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. (b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso.		
S₂	Perfiles de suelo siguientes: (a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30m sobre el manto rocoso. (b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m.	2.75	0.5
S₃	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos	3.0	0.6
S₄	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg.	3.0	0.9
(1) El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S3.			

NOTA: Se debe entender que, a mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida por S1(a).

Fuente: (NTDS, 1997).

2.1.4.5 Categorías de ocupación

Las categorías de ocupación se clasifican conforme al uso y función de la estructura (ver tabla II-3) para lograr designar el factor de importancia “I” (ver tabla II-4), el cual proporciona un mejor comportamiento sísmico y seguridad al incrementar las fuerzas de diseño para las estructuras. Sin embargo, la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) hace hincapié que para lograr óptimos resultados es más efectivo mejorar aspectos como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema sismorresistente, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y la construcción, etc.

Tabla II- 3: Categorías de ocupación³

Categorías de ocupación	Tipo de ocupación o función de la estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo, para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares

³ Benítez, Campos y Ortega (2005). Tesis: “Guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales”. Universidad de El Salvador, El Salvador.

	y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su operación en el periodo inmediatamente después del sismo. Incluye: Edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000 m ² , almacenes con un área de piso de 500 m ² o más de 10 m de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 m ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc.
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II.

Fuente: (NTDS, 1997).

Tabla II- 4: Factores de importancia

Categoría de ocupación	Factor de importancia I
I Establecimientos esenciales o peligrosos	1.5
II Edificios de ocupación especial	1.2
III Edificios de ocupación normal	1.0
(1) Los tipos de ocupación o funciones de la estructura dentro de cada categoría están listadas en la tabla II-3.	

Fuente: (NTDS, 1997).

2.1.4.6 Sistemas estructurales

Las estructuras se clasifican como regulares o irregulares dependiendo su configuración estructural:

- *Estructuras regulares:* Son aquellas que no tienen irregularidades físicas significativas en su configuración vertical (elevación), en planta o en sus sistemas sismorresistentes.
- *Estructuras irregulares:* Son aquellas que tienen irregularidades físicas importantes en su configuración en planta, elevación, o en sus sistemas sismorresistentes. Las irregularidades en planta y en elevación pueden provocar cargas y deformaciones distintas a las asumidas en el método estático equivalente; por lo que existe la necesidad de realizar análisis dinámicos para cuantificar de una

manera más precisa y exacta, los puntos con excesivas concentraciones de esfuerzos y de esta manera poder mitigarlos.

Además, estas estructuras también se clasifican en sistemas estructurales conforme a la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) 1997, los cuales se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va a utilizar en el diseño, sus respectivos valores de factor de modificación de respuesta “R”, amplificación de desplazamiento “Cd” y límites de altura “H” (ver tabla II-5), preestablecidos mediante las capacidades relativas de los sistemas del edificio para disipar energía en el rango inelástico.

- *Sistema A:* Son marcos no arriostrados, que resisten todas las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña la estructura y que, contienen una gran capacidad de absorción de energía lográndose mediante el cumplimiento de los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto o acero, los cuales generalmente no presentan fallas frágiles y pandeos inelásticos, y la capacidad de sus marcos está bajo la acción flexionante de las vigas.
- *Sistema B:* Son marcos no arriostrados que resisten las cargas gravitacionales, además de paredes cortantes o marcos arriostrados que resisten las cargas laterales presentes en la estructura.
- *Sistema C:* Es una estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes cortantes o marcos arriostrados, en la cual sus componentes resisten todas las cargas verticales y horizontales, con excepción de resistir las cargas

gravitacionales cuando se desplazan Cd veces el desplazamiento elástico δx_e , calculado para la estructura. Los componentes se diseñan para resistir las fuerzas laterales en proporción a sus rigideces relativas y conforme a un análisis de interacción. Los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir por lo menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.

- *Sistema D:* Es una estructura en que su resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada por paredes o marcos arriostrados que resisten todas las cargas laterales.
- *Sistema E:* Es una estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis son aislados o son considerados como tales.
- *Otros Sistemas:* En este tipo de estructuras debe mostrarse mediante datos técnicos y ensayos las características dinámicas, resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía que sean equivalentes a cualquiera de los sistemas anteriormente definidos.

Tabla II- 5: Sistemas Estructurales

Sistema básico Estructural	Sistema resistente a fuerzas laterales – Descripción	Cd^1	R	H^2
SISTEMA A	1. Marcos de acero o concreto con detallado especial.	8	12	S.L*
	2. Marcos de concreto con detallado intermedio.	5	5	15

	3. Marcos de acero con detallado ordinario.	6	7	30
SISTEMA B	1.Paredes de: <ul style="list-style-type: none"> • Concreto • Mampostería 2. Marcos de acero arriostrados: <ul style="list-style-type: none"> • Excéntricamente • Concéntricamente 	7 6 6 7	8 7 10 8	50 35 50 50
SISTEMA C	1. Paredes de concreto combinadas con: <ul style="list-style-type: none"> • Marcos de concreto o acero con detallado especial • Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario 2. Paredes de mampostería combinadas con: <ul style="list-style-type: none"> • Marcos de concreto o acero con detallado especial • Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario 	9 7 6 5	12 8 7 6	S.L S.L 50 30

	3. Marcos de acero arriostrados combinados	6	12	
	con marcos de concreto o acero con detallado especial:	7	10	S.L
	<ul style="list-style-type: none"> • Arriostramiento excéntrico • Arriostramiento concéntrico 			S.L
SISTEMA D	1. Paredes de:			
	<ul style="list-style-type: none"> • Concreto 	6	7	35
	<ul style="list-style-type: none"> • Mampostería 	5	6	25
	2. Marcos de acero arriostrados	5	6	50
SISTEMA E	1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior.	3	3	---
	(Péndulo invertido)	4	4	---
	2. Sistema con masa esencialmente distribuida en su altura			
NOTAS:				
(1) Factor de amplificación de desplazamientos.				
(2) H= Altura límite, en m.				
* S.L.= Sin límite de altura.				

Fuente: (NTDS, 1997).

2.1.4.7 Periodo fundamental de vibración

El periodo natural de vibración “T” es el tiempo que tarda la estructura en realizar una oscilación y que provoca mayores daños estructurales, como resultado generándose mayores desplazamientos. El periodo se puede determinar por cualquiera de los dos métodos descritos a continuación.

- **Método A.**

El valor del periodo fundamental de vibración para cualquier edificio puede determinarse aproximadamente por la fórmula del ATC 3-06:

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad [\text{Ec. II-3}]$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas A con marcos especiales de acero, 0.073 para sistemas tipo A de marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas, y h_n es la altura del edificio. Estos valores, intentan fijar el límite inferior de los periodos de las estructuras diseñadas de acuerdo a la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo). Estudios recientes de periodos han demostrado que esta ecuación proporciona valores entre el 80% y el 90% de los valores mínimos de los periodos medidos.

La NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) admite que los valores de C_t proporcionan una estimación de los periodos fundamentales de vibración, menores a los valores obtenidos en el rango elástico e inelástico; sin embargo, los valores se consideran consistentes y apropiados con diseños anteriores.

- **Método B.**

El periodo fundamental de vibración del edificio puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado como la expresión de Rayleigh o por cualquier otro análisis sustentado. La más utilizada es la ecuación modificada de Rayleigh, la cual se expresa a continuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i W_i}} \quad [Ec. II - 4]$$

Donde:

T = periodo natural de vibración de la estructura

W_i = peso del nivel i

F_i = fuerza latera del nivel i

δ_i = desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base, provocado por la fuerza

F_i

g = aceleración debida a la gravedad

Nivel i = nivel de la estructura determinado por el subíndice i, i = 1 determina el primer nivel arriba de la base.

El valor de C_s obtenido por este método, no debe de ser menor del 80% calculado en el método A.

2.1.4.8 Distribución vertical de la fuerza cortante.

La fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad [\text{Ec. II-5}]$$

Donde:

V = Cortante basal.

Fi = Fuerza lateral aproximadamente aplicada en el nivel i.

Ft = Porción del cortante basal considerada concentrada en el piso más alto de la estructura en adición a Fi.

$$F_t = 0.07TV \quad [\text{Ec. II-6}]$$

Por lo tanto, la fuerza lateral en x se determina de la siguiente manera:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x H_x}{\sum_{i=1}^n W_i H_i} \quad [\text{Ec. II-7}]$$

Donde:

Fx = fuerza lateral aplicada en el nivel x

Ft = fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg, que se calcula como la descrita en la ecuación II-6 y su valor no debe ser mayor de 0.25*V.

Wx = peso de la estructura en el nivel x

h_x = altura desde la base hasta el piso x .

$\sum W_i \cdot h_i$ = sumatoria de peso por la altura desde el nivel i hasta el n .

2.1.4.9 Distribución horizontal del cortante.

El cortante de diseño horizontal (V_x) es la suma de las fuerzas F_x y F_t , arriba de un entrepiso, el cual debe distribuirse en los elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma. La fuerza cortante debe incrementarse con respecto al efecto de la torsión que se genera cuando los diafragmas no son flexibles. Un diafragma se considera flexible cuando su máxima deformación lateral es mayor que dos veces la deriva promedio del entrepiso.

El momento torsionante de diseño, debe calcularse en base a la excentricidad que se genera entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a un entrepiso y las fuerzas ejercidas por los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental. El momento torsionante accidental se considera si se desplaza la masa del entrepiso a ambos lados del centro de masa, dicho desplazamiento es igual al 5% de la dimensión del edificio en un piso, en dirección perpendicular a las fuerzas que actúan en la estructura.

Cuando existe algún tipo de irregularidad torsional (si los diafragmas no son flexibles y la deriva máxima de entrepiso es mayor a 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura) sus efectos deben considerarse incrementando la torsión

accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación “Ax” (Ec. II-8) o amplificando la fuerza cortante de diseño mediante un factor “Bx” (Ec. II-9).

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\text{máx}}}{1.2\delta_{\text{prom}}} \right) \quad [\text{Ec. II-8}]$$

Donde:

A_x = Factor de amplificación torsional en el nivel x.

$\delta_{\text{máx}}$ = Máximo desplazamiento horizontal del nivel x, incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura.

δ_{prom} = Promedio de desplazamientos horizontales del nivel x, incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura.

$$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{\text{máx}}}{\Delta_{\text{prom}}} - 2.60 \leq 1.40 \quad [\text{Ec. II-9}]$$

Donde:

B_x = Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso x.

$\Delta_{\text{máx}}$ = Deriva máxima del entrepiso x, incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura en la dirección de análisis.

Δ_{prom} = Deriva promedio del entrepiso x de los dos extremos de la estructura.

2.1.4.10 Determinación y límites de la deriva de entrepiso.

La deriva de entrepiso Δ es la diferencia de los desplazamientos totales δx de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total δx del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta x = Cd (\delta x_e) \quad [\text{Ec. II-10}]$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ , deberá ser incrementada por el factor relativo a los efectos P-Delta. Los valores de deriva de entrepiso, no deberán de exceder los valores admisibles de Δ_a (tabla II-6). Para este propósito, únicamente se deberá calcular las fuerzas sísmicas utilizando el periodo fundamental calculado por el método B, haciendo caso omiso a la limitación de 80% del coeficiente sísmico calculado por medio de la ecuación II-4.

Tabla II- 6: Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δ_a

Tipo de edificio	Categoría de ocupación		
	I	II	III
Edificio de un piso en acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles.	0.015 hsx*	0.020 hsx	S.L.**
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles.	0.010 hsx	0.015 hsx	0.020 hsx
Todos los otros edificios.	0.010 hsx	0.015 hsx	0.015 hsx

*hsx es la altura del entrepiso debajo del nivel x. ** S.L = Sin límite

Fuente: (NTDS, 1997).

2.1.4.11 Efectos P-Delta.

El efecto P- Δ sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso x, no necesita ser considerado, cuando el coeficiente de estabilidad θ calculado con la siguiente expresión sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x(\Delta)}{V_x(H_{sx})(Cd)} \quad [\text{Ec. II-11}]$$

Donde:

P_x = carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso x

Δ = deriva de entrepiso

V_x = cortante del entrepiso x

h_{sx} = altura de entrepiso

Cd = factor amplificador de desplazamientos

El coeficiente de estabilidad θ no debe de exceder $\theta_{\text{m}\acute{a}\text{x}}$, el cual se determina en base a la ecuación II-12:

$$\theta_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{0.7}{\beta(Cd)} \leq 0.25 \quad [\text{Ec. II-12}]$$

Donde β , es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso, comprendido entre el piso x y el x-1. Conservadoramente es tomado como 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a $\theta_{\text{m}\acute{a}\text{x}}$, el incremento de la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos, deben estimarse multiplicando estos valores por el factor $1/(1-\theta)$. Cuando θ es mayor que $\theta_{\text{m}\acute{a}\text{x}}$, la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

2.1.4.12 Volteo.

Todas las estructuras deberán resistir los momentos de volteo ocasionados por las fuerzas sísmicas F_t y F_x , que actúan en los pisos superiores al que se está considerando. Los

momentos de volteo se distribuyen en forma similar a la del cortante de entrepiso generando efectos sobre cada elemento que se transmitirán hasta las fundaciones.

Para el caso de elementos sismorresistentes discontinuos, que muestran irregularidad horizontal y vertical, es decir, elementos desplazados dentro de su plano una cantidad mayor a la longitud de tales elementos, las columnas que los soportan deben tener resistencia adecuada para absorber la fuerza axial resultante de las siguientes combinaciones, en adición a otras aplicables:

$$1.00Q_P + 0.80Q_v + \left(\frac{3}{8}R\right)Q_a \quad [\text{Ec. II-13}]$$

$$0.90Q_P \pm \left(\frac{3}{8}R\right)Q_a \quad [\text{Ec. II-14}]$$

Donde:

Q_p = Acciones permanentes.

Q_v = Acciones variables.

Q_a = Acciones accidentales.

Los miembros horizontales en voladizo, deberán diseñarse para una fuerza neta hacia arriba de 0.5 veces la carga muerta, además de otras condiciones de carga aplicables.

2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN EL FEMA-356 Y ATC-40

Para poder comprender el ámbito de aplicación de documentos técnicos internacionales, como lo es el caso de FEMA 356 y ATC 40, y poderlos aplicar de manera correcta en el campo de la ingeniería sísmica de nuestro país, es necesario conocer de manera general, qué son estos documentos y Cómo deben ser utilizados.

FEMA 356 es un documento técnico, generado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), orientado a la rehabilitación sísmica de edificios de concreto armado, donde se especifican todas las disposiciones aplicables en la rehabilitación de edificaciones para mejorar su rendimiento sísmico.

La documentación técnica generada por FEMA y ASCE, son para ser utilizadas en el campo de la ingeniería sísmica dentro de los Estados Unidos. Para poder utilizar estos documentos en nuestro país, es necesario la experiencia previa del ingeniero estructural para poder extrapolar cuidadosamente sus procedimientos en función de los requisitos que pueden estar en vigor en cualquier país diferente a los Estados Unidos, como por ejemplo, las ordenanzas que rigen las estructuras históricas, la construcción de hospitales y lo más importante las normativas que rigen los efectos directos del movimiento telúrico del suelo diferentes para cada región del planeta.

ATC 40 es un documento técnico generado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y la Comisión de Seguridad Sísmica del Estado de California (CSSC), que proporciona una metodología técnicamente apropiada para la evaluación y el diseño por desempeño

sísmico de una edificación de concreto reforzado existente. Sus procedimientos son aplicables a todos los sistemas estructurales y sus elementos (marcos de concreto reforzado, paredes de cortante, diafragmas, cimientos, etc.) incluyendo los sistemas y componentes no estructurales. De este documento surge FEMA 356 de manera más especializada, por lo que en la actualidad ambos documentos son utilizados de manera simultánea para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones.

Estos documentos son el resultado de una gran variedad de estudios y ensayos, realizados bajo la metodología de análisis no lineal, dentro del cual se encuentra el análisis estático no lineal Pushover, que a su vez se han consolidado para formar lo que ahora en día son estos documentos.

El uso del análisis estático no lineal, ha sido ampliamente utilizado en los últimos años como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este tipo de análisis es considerado, más realista que los procedimientos lineales utilizados en los diversos códigos o normativas de diseño sísmico a nivel mundial.

Para realizar la evaluación de la resistencia y seguridad de una edificación, y a partir de ello determinar su desempeño sísmico, FEMA 356 y ATC 40, establecen todas las disposiciones y procedimientos para realizar el análisis Pushover. Dentro de estos procedimientos existen una gran variedad de conceptos que debemos conocer y comprender para la correcta realización de esta investigación y se definen a continuación.

2.2.1 PATRONES DE CARGA LATERAL

Corresponden al set de cargas laterales que se le aplicarán al modelo analítico, modelado en un software de análisis estructural, estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. Para el análisis se aplicarán por lo menos 2 distribuciones de cargas laterales, de los cuales uno será seleccionado del patrón modal y el otro del patrón de fuerzas laterales adaptativas.

2.2.1.1 Patrón modal

Dentro del patrón modal tenemos tres distribuciones de fuerzas laterales:

- La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis.

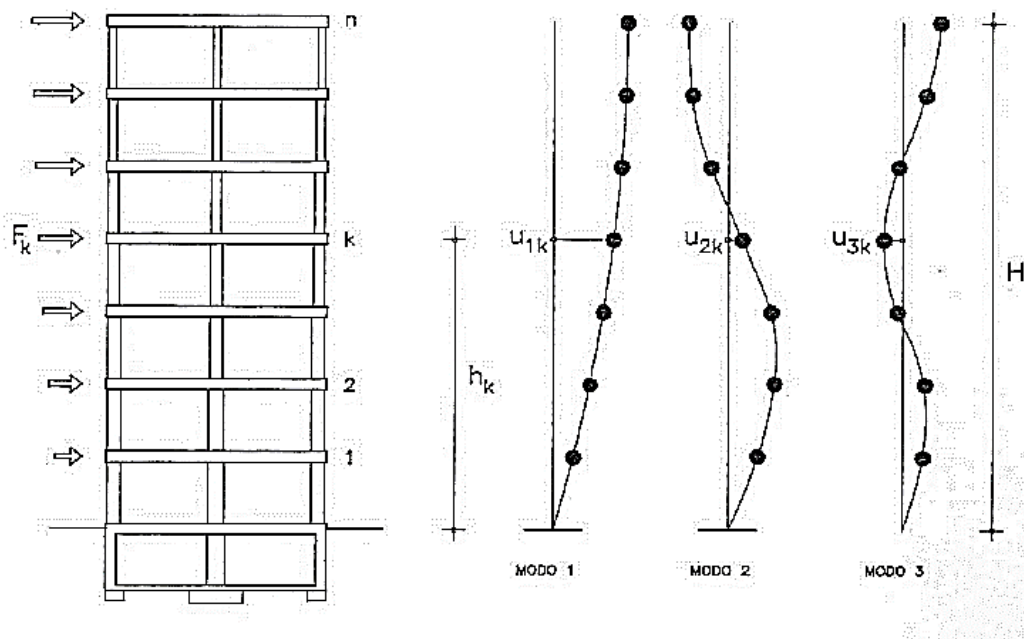
- Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración.

- Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal, siempre que el número de modos capture más del 90% de la masa total y cuando el periodo de vibración de la edificación excede a 1.0 segundos.

De las cuales seleccionamos uno y obtenemos el primer patrón de cargas laterales para nuestro modelo analítico, comúnmente se utiliza el segundo caso, una distribución de fuerzas verticales proporcionales al modo fundamental de vibración de la estructura,

debido a que en nuestro país rara vez se obtienen periodos de vibración mayores a 1.0 segundos y por otro lado el primer caso, el método estático lineal es muy simplificado y conservador.

Figura II-2: Modos de vibración de una estructura



Fuente: *Diseño de estructura de acero*, 5° edición, JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, Editorial Alfaomega.

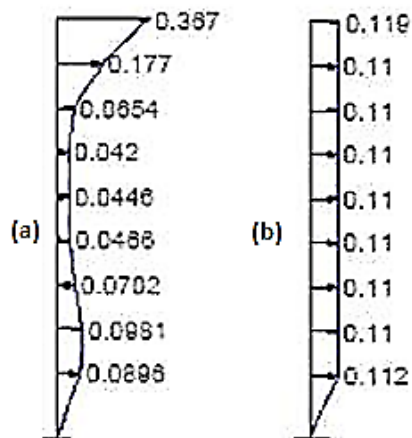
2.2.1.2 Patrón de fuerzas laterales adaptativas

Para escoger el segundo patrón de cargas laterales, tenemos las distribuciones de fuerzas adaptativas que se definen a continuación.

- Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales proporcionales a la masa en cada nivel.
- Una distribución de fuerzas laterales adaptativo que cambia en la medida que se deforma la estructura. El patrón de fuerzas se actualiza considerando las propiedades de la estructura en la incursión inelástica (cambio de rigidez). De los casos anteriores se tomará el segundo, ya que tenemos la ventaja de utilizar un software de análisis estructural y se consideran las condiciones reales de deformación de la estructura a medida esta pierde rigidez de manera gradual.

(a) Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, (b) Uniforme

Figura II-3: Patrón de fuerzas laterales adaptativas



Fuente: Diseño de estructura de acero, 5ª edición, JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, Editorial Alfaomega.

La intención de utilizar más de un patrón de fuerzas laterales, es analizar el rango de las acciones de diseño que podrían ocurrir durante una respuesta dinámica.

El uso de un patrón adaptativo requiere de más esfuerzo, pero produce resultados más consistentes con las características de la estructura en consideración.

2.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

En un edificio típico, casi todos los elementos, incluyendo los componentes no estructurales, contribuyen a la rigidez, masa y amortiguamiento y consecuentemente la respuesta de la edificación. Sin embargo, no todos estos elementos son críticos a la hora de proveer la capacidad a la estructura de resistir el colapso cuando se somete a un movimiento sísmico. Ambos componentes deben ser modelados y su comportamiento también debe ser explícitamente incluido en el modelo, empleando curvas de fuerza-deformación que incluyan, si existe, la degradación de resistencia y la resistencia residual.

2.2.2.1 Elementos estructurales

Son los elementos y componentes que otorgan a la estructura la capacidad de resistir el colapso bajo fuerzas sísmicas inducidas por un movimiento sísmico en cualquier dirección.

Aunque se permite el daño y algo de degradación de rigidez de estos elementos, no debe comprometerse su función de resistir el colapso estructural. Por ejemplo, se puede permitir cierto nivel de daño en vigas y columnas, pero estas deben de resistir y mantener en pie la estructura al momento de un evento sísmico.

2.2.2.2 Elementos no estructurales

Son elementos y componentes que no contribuyen significativamente a resistir los efectos de un sismo debido a su baja rigidez lateral, resistencia o capacidad de deformación. Por lo tanto, se permite que estos componentes experimenten daños considerables y grandes deformaciones, deben preservar su capacidad de soportar las cargas de gravedad. Como, por ejemplo, una pared de relleno puede fallar y llegar al colapso y el único riesgo es por caída de elementos pesados a los ocupantes del edificio.

Alternativamente se puede realizar un procedimiento simplificado de análisis estático, modelando solo los componentes primarios (elementos que resisten directamente las fuerzas laterales), la curva de fuerza-deformación para tales componentes puede ser bilineal sin considerar el intervalo de degradación.

Este análisis debe realizarse en conjunción con los criterios de aceptación para componentes primarios.

Las deformaciones de capacidad deben ser mayores a las máximas deformaciones de demanda en el punto de desplazamiento objetivo.

La demanda en los componentes primarios deberá estar dentro del criterio de aceptación en el nivel de desempeño seleccionado.

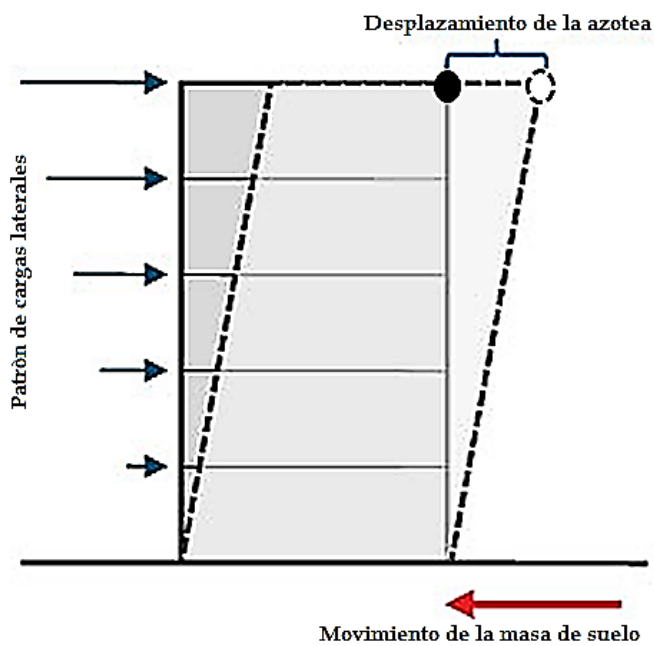
Los elementos que no cumplan con los criterios deben ser considerados como secundarios, y ser removidos del modelo matemático. Al remover los elementos degradados debe asegurarse que no se modifiquen la regularidad de la estructura ya que esto afectaría sus características dinámicas, ya que el análisis no lineal no captura estos cambios se puede

dar lugar a fluencia y degradación anticipadas. Para evaluar las deformaciones de los componentes secundarios que son excluidos del modelo, se podría considerar incluirlos en el modelo.

2.2.3 NODO DE CONTROL

Es un punto de coordenadas conocidas dentro la edificación, formado por la intersección de vigas y columnas, el cual se asigna para estar monitoreando los desplazamientos que ocurren al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa del techo o azotea de la edificación.

Figura II-4: Nodo para el control de derivas y desplazamientos en la azotea de la edificación



Fuente: Diseño de estructura de acero, 5° edición, JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, Editorial Alfaomega.

2.2.4 PERÍODO FUNDAMENTAL EFECTIVO

El periodo fundamental efectivo de una estructura se define como el tiempo que esta tarda en completar un ciclo de vibración (ir y venir), calculándose a partir de un análisis dinámico elástico y afectándose por un factor de modificación que resulta de la relación entre la rigidez ideal y la rigidez efectiva de la estructura, tomando en cuenta la degradación de la rigidez de los elementos estructurales sismoresistentes.

El periodo fundamental efectivo (T_e), se calcula con la siguiente expresión:

$$T_e = T_0 = \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad \text{Ec-14}$$

En donde:

T_0 : Periodo fundamental elástico, calculado a partir de un análisis modal espectral.

K_0 : Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio.

2.2.4.1 Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo (δt), se define como el máximo desplazamiento que podría experimentar una edificación en su último entrepiso durante el sismo de diseño, para lo

cual se asigna un nodo de control de desplazamientos y poder medir la magnitud de los desplazamientos una vez se ha ejecutado el análisis sísmico.

El desplazamiento objetivo (δt) en cada nivel se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{Ec-15}$$

En donde:

Te: Periodo fundamental efectivo calculado en la ecuación

C0: Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral y al desplazamiento probable del techo o de la azotea del edificio.

C1: Factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado.

C2: Factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento.

C3: Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ (efectos de segundo orden), para edificios con rigidez post fluencia positiva.

Este factor se calcula con la siguiente expresión:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{2/3}}{T_e} \quad \text{Ec- 16}$$

α : equivale a la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica.

Sa: Aceleración del espectro de respuesta elástico en el periodo fundamental efectivo.

El factor C1 se calcula de la siguiente manera:

$$C_1 = 1.0 \text{ Para } T_e \geq T_s$$

$$C1 = [(1.0 + (R - 1))(T_s) / (T_e)] / R \quad \text{Ec-17} \quad \text{Para } T_e < T_s$$

C1 no puede exceder el valor de 2.0 para $T_e < 0.1$ segundos

Dónde:

T_s : periodo de transición de aceleración constante a velocidad constante en el espectro de respuesta.

R : es la relación entre la resistencia elástica requerida y la resistencia de fluencia de la estructura. Y se calcula con la siguiente expresión:

$$R = \frac{W S_a}{V_{yg}} C_0 \quad \text{Ec-18}$$

En donde:

S_a : Corresponde a la aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección considerada.

V_{yg} : Es el esfuerzo de fluencia calculado usando la curva de capacidad (fuerza-desplazamiento).

W : Es el peso total del edificio, incluye toda la carga muerta y una porción de otras cargas de gravedad aplicables, como el peso de operación de equipos permanentes y el porcentaje de aplicación de la carga viva empleada en el diseño (No menor a 50kgf/m²).

En el Capítulo 8 del ATC-40 se presentan una serie de tablas donde podemos obtener los factores de modificación C_0 y C_2 , así:

Tabla II-7: Valores del factor de modificación C0

Número de pisos	Factor de modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5

Fuente: (ATC-40)

Tabla II-8: Valores del factor de modificación C2

Nivel de desempeño	T = 0.1 Seg		T ≥ T0 seg	
	Marco	Marco	Marco	Marco
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Inmediatamente ocupacional	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Fuente: (ATC-40)

Marcos Tipo 1: Estructuras en el cual más del 30% del cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez puede deteriorarse durante el sismo de diseño. Tales elementos incluyen: marcos ordinarios resistentes a momentos, marcos arriostrados concéntricamente, marcos con conexiones parcialmente restringidos, marcos solamente arriostrados en tensión, paredes no reforzadas de mampostería, paredes con cortante crítico o cualquier combinación de los descritos anteriormente.

Marcos Tipo 2: Todos los marcos no asignados en Marcos tipo 1.

2.2.5 EFECTO P- Δ

Efectos de segundo orden, denominados comúnmente como los efectos P- Δ , estático y dinámico; Los estáticos son los causados por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, produciendo un incremento en los desplazamientos laterales. Si este efecto resulta en una rigidez post fluencia negativa en cualquier entrepiso, podría incrementar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento objetivo; Los dinámicos son generados por las mismas cargas, sumándoles las que ocurren al momento del sismo, lo cual incrementa los desplazamientos laterales de la estructura.

La manera en que el efecto P- Δ dinámico incrementa el desplazamiento, depende de:

- La relación de rigidez post fluencia negativa a rigidez elástica. (K_e/K_0)
- El periodo fundamental de la edificación. (T_0)

- La relación de Resistencias (R).
- La relación de carga-deformación de cada piso. (P-▲)
- La frecuencia del movimiento sísmico. - La duración del sismo.

Debido al número de variables envueltas, es difícil capturar este efecto con un solo factor de modificación. Luego el factor debe ser calculado solo para aquellos edificios que exhiben rigidez post fluencia negativa. Por tanto, para considerar este efecto se deberá incluir este efecto en el modelo matemático de la relación de fuerza-deformación no lineal de los elementos y componentes sujetos a cargas axiales.

2.2.6 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

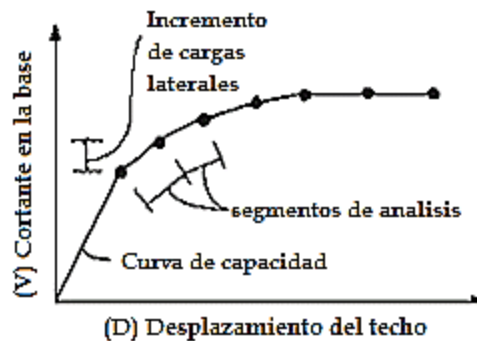
Se define como la capacidad que poseen las estructuras para resistir deformaciones máximas en sus elementos individuales. Para poder determinar la capacidad estructural de una edificación más allá del límite elástico, es necesario utilizar un análisis no lineal, como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (Análisis Pushover). Procedimiento que utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido como “Curva de Capacidad”.

2.2.6.1 Curva de capacidad

Esta curva es la que relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura.

La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos de vibración propios menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos.

Figura II-9: Curva de capacidad de una estructura en general



Fuente: (ATC-40)

2.2.6.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

Se define como la representación idealizada por medio de líneas, rigidez tangente y rigidez secante, de la curva de capacidad de una estructura en general, y se utiliza para estimar el espectro inelástico reducido.

Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la estructura. En la actualidad no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades.

Así, por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como:

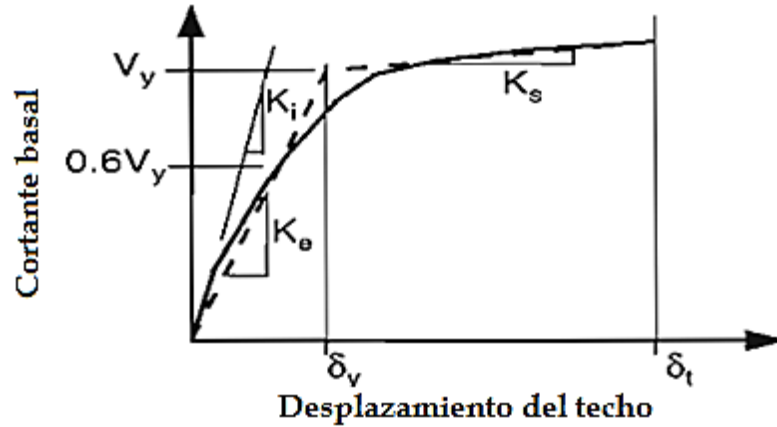
- El punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal.
- La intersección de la rigidez secante a través de la fluencia y la resistencia nominal.

El desplazamiento último se puede definir como:

- El desplazamiento correspondiente a la resistencia pico.
- El desplazamiento correspondiente al 60% de la resistencia de fluencia.
- El desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto y descrito por la Agencia Federal de manejo de Emergencias, en su documento FEMA-273, para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido mayormente utilizado por la comunidad internacional y es el que se utilizara en el desarrollo de esta investigación.

Figura II-10: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: (ATC-40)

2.2.6.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica es la que se representa a través de un espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una fracción de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basándose en la fuerza. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, la comunidad internacional ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (aceleración-desplazamiento) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

2.2.6.4 Determinación de la demanda sísmica de acuerdo a la NTDS

Para determinar la demanda sísmica se toma como base la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador publicada en el año de 1997, la cual presenta un espectro de respuesta elástico que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos significativos en la estructura.

El análisis en que se basa la NTDS no inicia a partir de las aceleraciones máximas del terreno, sino a partir de la aceleración máxima efectiva cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años lo cual equivale a un período de retorno de 500 años (Sgri K. Singh, Carlos Gutierrez y Jorde Arboleda , Julio 1993).

Una de las bases de la NTDS es un estudio realizado en 1993 “Peligro Sísmico en El Salvador” demostrando que los parámetros propuestos del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) para determinar la amenaza sísmica pueden ser aplicados a El Salvador, de tal manera que puede considerarse los factores de reducción de demanda sísmica aplicados en el ATC-40.

Para la reducción de la demanda sísmica se debe considerar un amortiguamiento efectivo de la estructura, para calcular este valor se plantea de manera bilineal del espectro de capacidad y se obtiene el amortiguamiento debido a un ciclo de carga, luego se considera que el amortiguamiento efectivo es la suma del amortiguamiento histerético y viscoso.

2.2.6.5 Construcción del espectro elástico de respuesta sísmica

Debido a que en el país no se cuenta con un amplio estudio de amenaza sísmica, por lo que en la NTDS solamente se establece un espectro elástico para un sismo con 10% de

probabilidad de ser excedido en 50 años. Para la aplicación de esta metodología, dicho espectro se toma como equivalente al sismo de diseño presentado en el capítulo 3 del ATC-40, ya que presenta las mismas características para poder utilizar las ecuaciones y factores de reducción de la demanda sísmica presentadas en el FEMA-356.

2.2.7 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

La determinación del punto de desempeño requiere el uso de alguno los tres procedimientos de los métodos de espectro de capacidad o el de los coeficientes de desplazamiento, los cuales son establecidos por el ATC-40. Para esta investigación se utilizará el método de los coeficientes de desplazamiento.

2.2.7.1 Método de espectro de capacidad

Este método confronta mediante un procedimiento gráfico la capacidad de la estructura y la demanda sísmica utilizando el software de diseño ETABS. Para emplear el “Método del espectro de capacidad” es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración – desplazamiento ($S_a - S_d$).

2.3 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico está basado en las oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. Esto se presenta cuando las estructuras se ven sujetas a cargas o desplazamientos en la base, desarrollando acciones opuestas al movimiento, cuya magnitud depende de su flexibilidad y de su masa. Si las cargas dinámicas se aplican lentamente, las fuerzas de inercia serán pequeñas, justificando un análisis estático. En cambio, si la aplicación de las cargas es súbita, las fuerzas de inercia adquieren importancia y sus efectos se harán sentir en los esfuerzos resultantes.

El análisis dinámico debe aplicarse a toda edificación clasificada como irregular, ya sea edificaciones convencionales utilizando el Análisis Modal Espectral o edificaciones especiales donde se requiere del análisis Historia del Tiempo.

2.3.1 Análisis modal espectral

El cálculo modal espectral es utilizado comúnmente en el análisis dinámico y generalizado por las normas sismorresistentes. Este intenta combinar estimaciones estadísticas históricas, con la teoría de dinámica estructural, su proceso se orienta a la obtención de un conjunto de fuerzas actuantes sobre los niveles de la edificación y se considera que las componentes horizontales de dichas fuerzas (esfuerzos cortantes) sean aplicadas en el centro de masa de cada nivel y tendrán que ser resistidas por columnas, vigas y otros elementos de la estructura.

Dicho análisis es también conocido como método de la respuesta espectral, siendo éste un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. El número de modos a considerar deben ser suficientes para capturar por lo menos el 90% de participación de masa.

Estos valores máximos se combinan mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos (método SRSS) o, a través de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera una correlación entre los valores modales máximos. Por cualquiera de estas formas se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. Dicho en otras palabras, este análisis es realizado usando espectros de respuestas lineales elásticos, no modificados, para explicar la respuesta no lineal esperada.

Para el desarrollo y aplicación de un análisis modal espectral se deben tomar en cuenta la modelación de la estructura, la definición de las matrices de masas y rigideces, cálculo de factores de participación estática, la determinación de aceleraciones o desplazamientos y cálculo de respuestas modales.

2.3.2 Análisis historia del tiempo

Es un método muy poco utilizado debido a que presenta cierto grado de complejidad, además, consume tiempo y, los resultados pueden variar sustancialmente. Una de sus principales funciones consiste en analizar la estructura aplicando una aceleración en la base. Dicho análisis se clasifica en dos tipos.

2.3.2.1 Tipos de análisis de historia del tiempo.

1. De condiciones de contorno No lineales: Es usado para analizar estructuras con condiciones de soportes no lineales como aisladores en la base y amortiguadores en un evento sísmico.
2. Inelástico: Es un análisis dinámico que considera la no linealidad del material de una estructura.

2.3.3 Análisis dinámico lineal

Es un análisis aplicado a edificios modelados con rigideces linealmente estáticas y valores de amortiguamientos viscosos equivalentes a un nivel de desempeño. La distribución de fuerzas en altura, las fuerzas internas y los desplazamientos en el sistema deben ser calculados utilizando el método linealmente estático. Para su aplicación debe considerarse el análisis de la estructura para múltiples grados de libertad, siendo esto una mejor suposición y aproximación al comportamiento dinámico que tiene la edificación.

El análisis dinámico se caracteriza por usar diferentes métodos para su aplicación, por ejemplo, el método de espectro de respuesta, y análisis de historia del tiempo. Si se utiliza el método de espectro de respuesta, se calculan las respuestas modales picos por los modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa participante del edificio en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales. Los radios de amortiguamiento modal reflejan el amortiguamiento en el edificio en los niveles de deformación menores que la deformación de rendimiento.

Las fuerzas picos de los miembros, los desplazamientos, las fuerzas y los cortantes en los niveles, y las reacciones en la base por cada modo de respuesta deberán combinarse mediante cualquier regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la regla de la combinación completa cuadrática (CQC).

Por otra parte, si se utiliza el método de historia del tiempo, se calcula la respuesta del edificio utilizando historias del tiempo grabadas o sintetizadas como movimiento base. En este caso, es la matriz amortiguada asociada con el modelo matemático la que refleja el amortiguamiento en el edificio en los niveles de deformación cercanos a la deformación de rendimiento.

Los parámetros de respuesta deberán ser calculados para cada análisis de la historia del tiempo. Por ejemplo, si tres o más análisis de historias del tiempo son desarrollados, la respuesta máxima del parámetro de interés será utilizado para el diseño. Si siete o más pares consistentes de movimientos del suelo horizontal son utilizados para el análisis de historia del tiempo, se utilizará el promedio de todas las respuestas de los parámetros de interés que serán permitidos para el diseño.

CAPÍTULO III: COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

3.1 Acero como material estructural

La industria del acero se remonta a más de 150 años, ya que es en 1855 cuando se establece la Asociación Americana del Hierro, para 1929, con el nacimiento del Instituto Americano de Construcción en Acero por sus siglas en inglés AISC (American institute of steel construction), la industria comienza a utilizar terminología técnica y con una producción mundial promedio de 250 millones de toneladas.

Los primeros perfiles estructurales fabricados en Estados Unidos de Norte América en el año de 1819, fue un ángulo de hierro laminado, los perfiles en I se laminaron por primera vez en 1884, y la primera creación de una estructura como tal reticulada fue el edificio de la Home Insurance Company (compañía de seguros de hogares) de Chicago.

El AISC (American institute of steel construction) en la actualidad ha trabajado hasta llegar a eliminar el problema de trabajar con unidades métricas al realizar el diseño de acero estructural. Casi todas las ecuaciones están escritas en una forma aplicable a ambos sistemas. Además, los equivalentes métricos de los perfiles americanos estándar se suministran en la sección 17 del Manual, un ejemplo de ello es el perfil W36x302 (peralte de 36 plg y con un peso de 302 lb/pie) se muestra como W920x449 donde el 920 está en mm y el 449 está en kg/m.

Algunos perfiles de acero laminados en frío, estos se fabrican doblando laminas delgadas de acero con un contenido bajo en carbono o baja aleación en una totalidad de la sección transversal deseada, estos perfiles se utilizan para miembros más ligeros como lo es un techo, pisos, etc. Su espesor oscila entre 0.01 – 0.25 plg.

3.2 Clasificación de los aceros estructurales

Los aceros estructurales disponibles en perfiles estructurales laminados en caliente, placas y barras pueden clasificarse como aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros resistentes a la corrosión, y aceros de baja aleación enfriados y templados. En Estados Unidos, la American Society for Testing and Materials (ASTM Sociedad Americana para Pruebas y Materiales) desarrolla y mantiene los estándares de materiales relevantes para estos aceros. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM (American Society for Testing and Materials):

A36. Aceros de propósitos generales.

A529. Aceros estructurales de carbono.

A572. Aceros estructurales de de alta resistencia y baja aleación.

A242, A588. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.

A514, A582. Placas de acero templado y enfriado.

Acero al carbono: Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas.

Aceros de Alta resistencia y baja Aleación: Se conocen por lo general como aceros de alta resistencia, contienen cantidades moderadas de elementos de aleación diferentes del carbono como: cromo, silicio, níquel y otros. Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión que los aceros al carbono.

Aceros resistentes a la corrosión: Estos aceros poseen una alta resistencia a la corrosión atmosférica pues desarrollan su propia densidad, dureza y capa de óxido denso duro, y que se adhiere con fuerza. Este tiene un color purpura en lugar del color oxido en forma de escamas.

Aceros templados y enfriados: Difieren de los aceros de alta resistencia en que tienen un porcentaje más elevado de elementos de aleación y en que dependen del tratamiento térmico para desarrollar niveles de resistencia adecuados. El enfriamiento da como resultado un material muy resistente, pero con poca ductilidad en comparación los aceros al carbono.

3.3 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos. Las siguientes propiedades, sin embargo, son comunes en todos los aceros:

Peso Específico: 7850 kg/m³

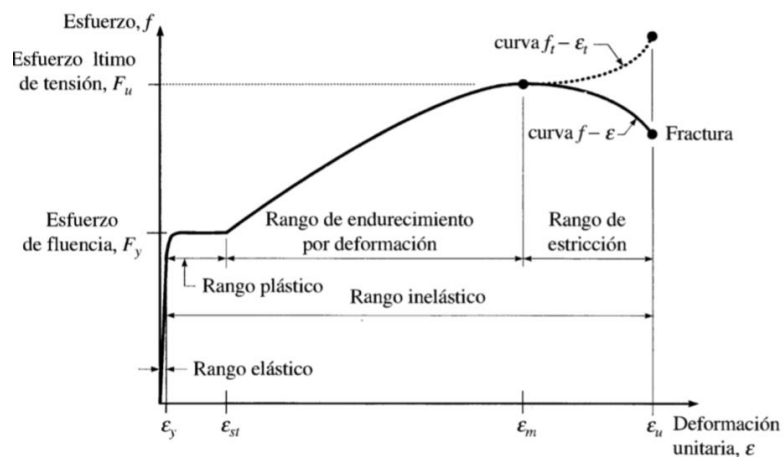
Módulo de Elasticidad (Modulo de Young): 2.1x10⁶ kg/cm²

Módulo de Corte: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Coefficiente de Poisson: ($\nu=0.3$, Rango elástico), ($\nu=0.5$, Rango inelástico)

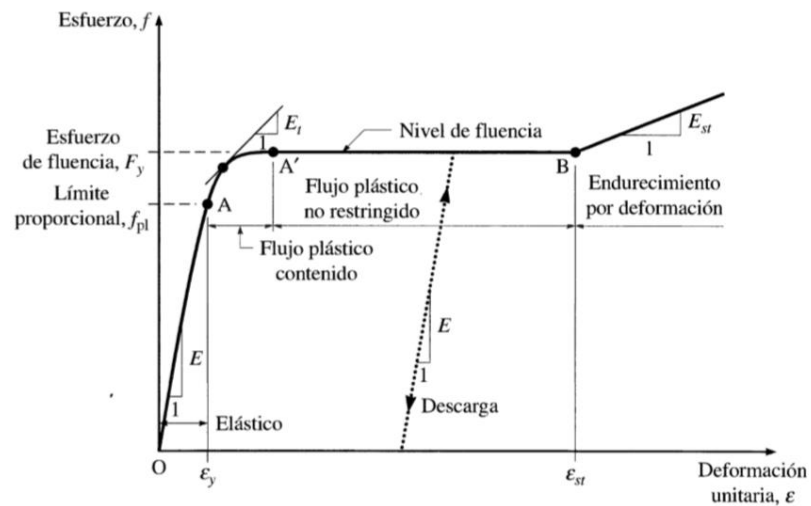
Las propiedades mecánicas representan la resistencia de un miembro estructural de acero bajo sollicitaciones estáticamente aplicadas y se obtienen del diagrama esfuerzo-deformación (ver figura III-1 y III-2). Este diagrama grafica el comportamiento de un espécimen de acero o probeta, sometido en laboratorio a esfuerzos gradualmente crecientes hasta la rotura, en tracción o compresión en ausencia de pandeo. Esta prueba se conoce como Prueba de Tensión y permite conocer propiedades mecánicas como: resistencia, rigidez, ductilidad y la tenacidad del material.

Figura III- 1 Diagrama esfuerzo – deformación para acero dulce.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010

Figura III- 2 Porción inicial del diagrama esfuerzo-deformación.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel

Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

3.4 Ventajas del acero como material estructural

Las ventajas que se tienen en el acero estructural son las que sirven para decidir entre una estructura de concreto armado a una de acero o como también puede suceder una combinación, estas con:

Alta Resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras.

Uniformidad: Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad: El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales.

Durabilidad: Si el mantenimiento de las estructuras de acero es el adecuado duran indefinidamente.

Ductilidad: La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero dulce (bajo contenido de carbono), ocurre una considerable reducción de la sección transversal y un alargamiento en el punto de falla antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente sea duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

Tenacidad: Los miembros de acero son capaces de presentar grandes deformaciones y aun así resistir grandes fuerzas. Esto implica los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su montaje, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Ampliaciones de estructuras existentes: Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles dimensiones.

3.5 Desventajas del acero como material estructural

Este material también posee sus desventajas que deben de ser consideradas, las cuales consisten en:

Costo de mantenimiento: La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.

Costo de protección contra fuego: Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales del edificio se queman.

Susceptibilidad al pandeo: Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Debido a la alta resistencia por unidad de peso del acero, al usarse como columna no resulta muy económico ya que debe usarse gran cantidad de material para reducir el riesgo de pandeo.

Fatiga: Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de magnitud del esfuerzo de tensión.

Fractura frágil: Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.

3.6 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

Usualmente en los materiales de uso estructural, el acero es considerado el más dúctil. Para asegurar este comportamiento en las estructuras, en los últimos años, las investigaciones realizadas esto ha demostrado que es necesario que la ductilidad sea suministrada tanto a nivel del material como a nivel seccional, además, en los miembros que componen el sistema estructural tales como vigas, columnas, riostras, conexiones, entre otros. Para considerar la aplicación del comportamiento dúctil, en primer lugar, es necesario identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y posteriormente, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta aceptable y una adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar dichos objetivos.

En las estructuras sismorresistentes, los fenómenos de inestabilidad resultan muy importantes, dado que su ocurrencia afecta la respuesta en términos de resistencia y rigidez, provocando disminución en su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en las zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas, como rótulas plásticas en vigas, zonas de fluencia por tracción o corte.

3.7 Tipos de estructuras de acero en edificios

Existen varios tipos de estructura de acero utilizadas para edificios, las cuales se clasifican de acuerdo a su tipo de construcción en:

Estructura apoyada en muro de carga

Este tipo de estructura es el más común en construcciones de un nivel, ya que no es muy resistente a cargas sísmicas y presenta desventajas de montaje en más de un nivel. Este tipo de estructura es la más económica en construcciones comerciales o industriales pequeñas con claros no mayores de 10 a 12 metros. En caso que los claros sobrepasen los límites establecidos, es necesario muros de carga más gruesos y la utilización de castillo para proporcionar estabilidad.

Estructura reticular

En este caso, las cargas son transmitidas a las cimentaciones mediante una retícula de vigas y estructuras de acero. El montaje de esta se puede realizar en edificios de gran altura, conocido como construcción vigas y columnas. Consta de claros de 6 a 9 metros entre columnas conectadas con vigas secundarias en cada nivel. Las paredes se apoyan en la estructura de acero de este tipo de construcción y se les conocen como muros de relleno.

Estructuras de grandes claros

Son utilizadas en construcciones de auditorios, teatros, salas de cine, hoteles, etc., ya que la estructura reticular no es suficiente, por las dimensiones de sus claros. Para ello, se utilizan arcos y marcos rígidos, los cuales proporcionan grandes claros a estas estructuras.

Estructuras combinadas de acero y concreto

Actualmente, son las más utilizadas por el uso de columnas de acero embebidas y ligadas al concreto, conocidas como columnas compuestas. Si se utilizan columnas de concreto reforzado en edificios de gran altura, sus dimensiones serian inmensas para los primeros niveles, ocupando demasiado espacio.

3.8 Tipos de conexiones en estructuras de acero

Las conexiones que encontramos usualmente son las de tipo:

3.8.1 Conexiones atornilladas

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero, dentro de los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- ✓ Pernos sin tornear, también conocidos como tornillos ordinarios o comunes. La ASTM (American institute of steel construction) designa a estos tornillos como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones parecidas a las del acero A36.

- ✓ Tornillos de alta resistencia, estos son elaborados a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados, poseyendo resistencia a la tensión dos o más veces que las de los tornillos ordinarios.

Según el AISC (American institute of steel construction) los sujetadores atornillados deberán cumplir con ciertos criterios requeridos para su uso, algunos de los cuales son los siguientes:

- ✓ Los pernos y las soldaduras no deberán ser diseñados para fuerzas compartidas en un sujetador o la misma componente de la fuerza en una conexión.
- ✓ Una fuerza en el miembro, tal como la fuerza axial en articulaciones diagonales deberá ser resistida en su conexión totalmente por un sujetador, ya sean tornillos o soldaduras. Una conexión en la cual los tornillos resisten una fuerza que es normal para fuerzas resistidas por soldaduras, tales como una conexión de momento en la cual los patines soldados transmiten la flexión y las almas de los tornillos transmiten el cortante, no es considerada para estar compartiendo la fuerza.
- ✓ Los huecos de los tornillos deberán ser huecos estándares o huecos de corta ranura, perpendiculares a la carga aplicada.
- ✓ Todos los tornillos deberán ser instalados como tornillos de alta resistencia pretensionados.

3.8.2 Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan, ya sea con o sin la adición de otro metal fundido.

La soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de conexiones por sus muchas ventajas; sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requieren de especial cuidado.

Algunas de las ventajas que presenta la soldadura son las siguientes:

- ✓ Economía, ya que el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de placas de unión y de empalme tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas.
- ✓ Mayor rigidez en las estructuras, debido a que los miembros están directamente soldados uno a otro.
- ✓ Estructuras realmente continuas, producido por proceso de fusionar las partes por unir.
- ✓ Es más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje.
- ✓ Se usan menos piezas por lo que se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

3.8.3 Conexiones compuestas

El diseño de las conexiones compuestas representa un aspecto fundamental para lograr una solución adecuada estructuralmente y conveniente desde el punto de vista constructivo y económico.

Algunas de las ventajas de este tipo de conexiones es que permiten usualmente reducir el uso de soldadura en obra y, evitar o minimizar los problemas asociados al anclaje y empalme de barras de refuerzo.

3.9 Métodos de análisis para el diseño de estructuras de acero

La especificación AISC (American institute of steel construction) presenta dos métodos de análisis para el diseño de miembros estructurales de acero, los cuales son: Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) y Diseño por esfuerzos permisibles (ASD).

Para ambos métodos el margen establecido entre la resistencia y las cargas en problemas reales, tiene como alcance la reducción de una ocurrencia de falla o una falta de servicio hasta un valor relativamente pequeño.

3.9.1 Método LRFD: Diseño con Factores de Carga y Resistencia

Es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero. Se basa en la evaluación de series de estados límites (servicio y resistencia), que se obtienen mediante comparaciones de esfuerzos cortantes, momentos flectores y cargas axiales. La resistencia

nominal se multiplica por un factor de resistencia, en la mayoría de las veces menor que 1.0.

Combinaciones de carga.

Se forman grupos posibles de cargas de servicio, y dichas cargas se multiplican por un factor de carga, generalmente mayor que 1.0. La magnitud del factor refleja la incertidumbre de la carga específica. El resultado de cada una de las combinaciones de carga se llama carga factorizada, y la mayor de estas es la que se utiliza en los cálculos de momentos, cortantes, entre otras. Dicha carga factorizada debe ser menor que la resistencia nominal multiplicada por su factor de resistencia.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Tabla III- 1 Combinaciones de carga.

TABLE C2.3-1 Principal loads for Strength Design Load Combinations

Load Combinations	Principal Loads
1 1.4D	D
2 1.2 D + 1.6L + 0.5(L _R or S or R)	L
3 1.2 D + 1.6(L _R or S or R) + (1.0L or 0.5W)	L_R or S or R
4 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L _R or S or R)	W
5 0.9D + 1.0W	W
6 1.2D + E _y + E _h + L + 0.2S	E
7 0.9D + E _y + E _h	E

(Fuente: AISC 7)

Donde:

U = Carga factorizada de diseño

D = Carga muerta

L = Carga viva de ocupación

Lr = Carga viva del techo

S = Carga de nieve

R = Carga nominal debido a la precipitación pluvial

W = Carga de viento

E = Carga de sismo

Nota: El factor de L debe tomar el valor de 1.0 para pisos en lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasan a 100 lb/pie² y para cargas vivas de los garajes de estacionamientos. Para otras cargas vivas el factor es igual a 0.5.

Los valores de carga de servicio D, L, Lr, S, R, W y E son valores medios. Las combinaciones de cargas reflejan valores de recurrencia de 50 años para diferentes cargas transitorias. Dichos valores dados por el ASCE 7 (American Society of Civil Engineers) son valores mínimos, es decir se pueden utilizar valores mayores si son necesarios.

A continuación, se presentan algunas observaciones con respecto a la aplicación de las combinaciones del método LRFD (Diseño con factores de carga y resistencia):

1. Al seleccionar las cargas de diseño, debe haber suficiente holgura en las condiciones de impacto antes de que las cargas se sustituyan en las expresiones de las combinaciones.
2. Las combinaciones 5 y 7 se usan para la posibilidad de subpresión. Esta condición se utiliza para cubrir casos que desarrollan fuerzas de tensión debido a momentos de volteo.

3.9.2 Método ASD: Diseño por Esfuerzos Permisibles

Es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero. Se basa en la verificación de que las tensiones inducidas en los elementos estructurales, no sean mayores a la tensión admisible. La resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, en la mayoría de las veces mayor que 1.0.

Combinaciones de carga.

Las cargas de servicio en este método no se multiplican por factores de carga o de seguridad, dado que se acumulan para diversas combinaciones factibles, en los que los mayores valores obtenidos se utilizan para el cálculo de las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas totales no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, divididas por factores de seguridad apropiados a estos.

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq Ra$$

Tabla III- 2 Combinaciones de carga.

TABLE C2.4-1 PRINCIPAL LOADS FOR ALLOWABLE STRESS DESIGN LOAD COMBINATIONS

LOAD COMBINATIONS	Principal Loads
1 D	D
2 D+L	L
3 D + (L_R OR S OR R)	L_R or S or R
4 D + 0.75L + 0.75 (L_R OR S OR R)	L
5 D + 0.6W	W
6 D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75 (L_R OR S OR R)	W
7 0.6D + 0.6W	W
8 D + 0.7 E_Y + 0.7 E_{mh}	E
9 D + 0.525 E_Y + 0.525 E_{mh} + 0.75L + 0.75S	E
10 0.6D - 0.7 E_Y + 0.7 E_{mh}	E

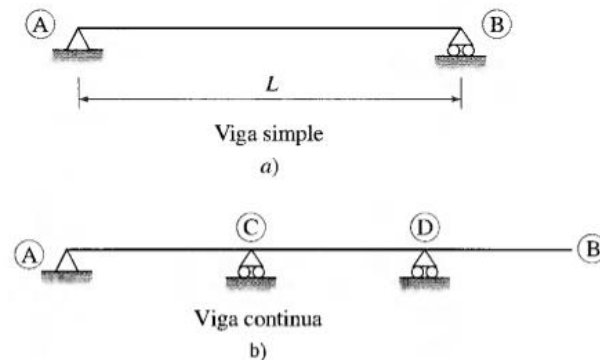
(Fuente: AISC 7)

3.10 Miembros en flexión.

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales a su eje longitudinal, y para transferir esas cargas a puntos designados a la viga, denominados apoyos. Las vigas son miembros estructurales que resisten flexión como principal sollicitación, aunque ocasionalmente pueden soportar limitados esfuerzos axiales (cargas laterales elevadas en pórticos), corte o torsión.

Las vigas se denominan vigas simples cuando las conexiones extremas no soportan, o se supone que no soportan ningún momento originado por cualquier continuidad desarrollada en la conexión. Una viga es continua cuando se extiende sin interrupción a través de uno o más apoyos; es viga fija si los extremos se conectan rígidamente a otros miembros, de tal modo que se puede transmitir el momento a través de la conexión. En un marco rígido (pórtico), el término "extremo fijo" resulta algo inapropiado, ya que los extremos de las conexiones rígidas no están fijos en el sentido en que se analiza una viga de extremos fijos en los textos de mecánica de materiales. Por lo general, hay alguna rotación en las juntas, de tal manera que el momento extremo real no se obtiene directamente de las ecuaciones de momentos para extremos fijos, sino que se calcula considerando la rigidez general del marco.

Figura III- 3 Clasificación según la continuidad de sus apoyos.



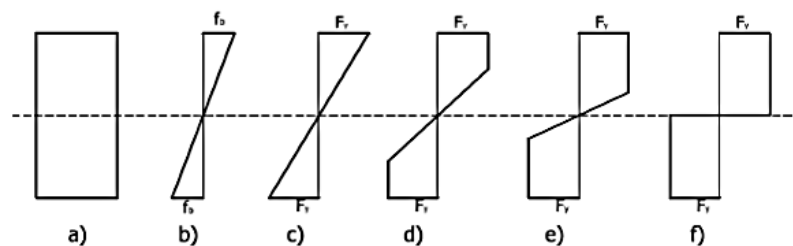
Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel

Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

Cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo varío linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas como se muestra en la Figura III – 4 b. Si se incrementa el momento se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas como se muestra en la Figura III – 4 c. El Momento de Fluencia de una sección transversal se define como el momento para el cual empiezan a fluir las fibras extremas de la sección.

Si el momento de una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo ese mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuara con más y más partes de la sección transversal de la viga, alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en los diagramas de esfuerzo de la Figura III – 4 d y 4 e, hasta que finalmente alcanza la distribución plástica total mostrada en la Figura III – 4 f. Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado esta etapa se dice que se ha formado una articulación plástica porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional.

Figura III- 4 Diagramas de esfuerzo.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

Estado limite por capacidad resistente a flexión

Los estados límites de resistencia contemplan diferentes posibilidades en el comportamiento de falla de vigas analizadas bajo la acción de cargas. La resistencia a flexión resulta el menor de los valores obtenidos de considerar los siguientes estados límites:

Falla por fluencia de la sección de vigas compactas con adecuados soportes laterales

Las vigas plásticas están formadas por elementos cuyas proporciones, así como las condiciones de carga temperatura, etc., y la correcta ubicación de sus arriostramientos laterales son tales, que permiten desarrollar las deformaciones unitarias correspondientes a la iniciación del endurecimiento por deformación del material, sin fallas prematuras del tipo frágil, o por pandeo lateral torsional.

Falla por fluencia de la sección de vigas compactas con insuficientes soportes laterales

Los modos de falla sobrevienen por pandeo lateral, el cual se haya asociado al pandeo torsional de forma conjunta. Por lo tanto, las vigas son capaces de alcanzar la plastificación en alguna de sus secciones, por ser compactas con relación a la esbeltez de sus elementos componentes (ala y alma), pero incapaces de formar mecanismos de colapso ya que ceden antes por pandeo lateral

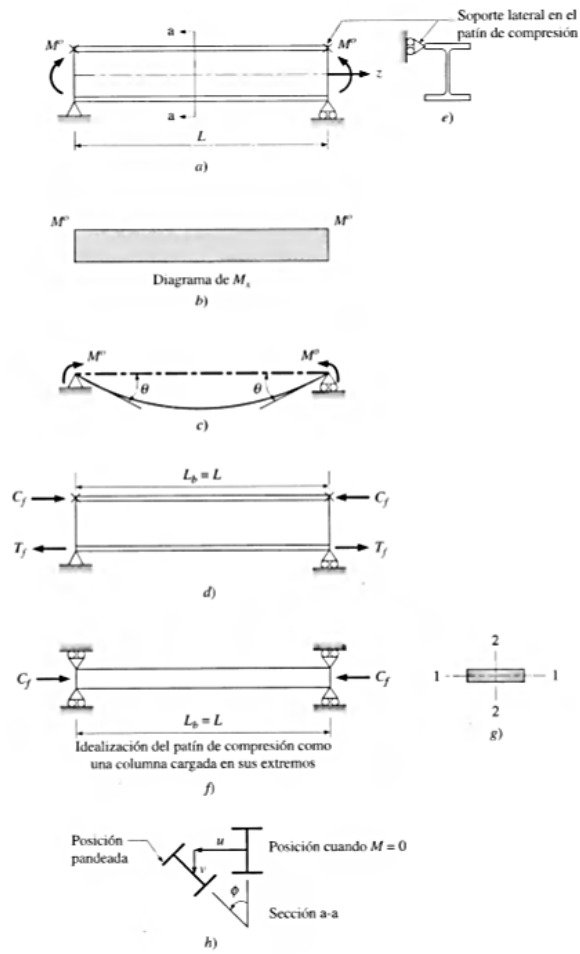
Pandeo lateral torsional (PLT)

El pandeo lateral torsional o PLT es el efecto que produce una desviación del eje longitudinal de la viga fuera de su plano, por flexión respecto a su eje débil, cuando las secciones transversales giran en torsión desplazándose.

Considere una viga simplemente apoyada de luz L , está sujeta a un par de momentos de sentido contrario en sus extremos y aplicados en el plano del alma, por lo que la viga está en un estado de flexión pura alrededor del eje mayor (ver Figura III – 5 a). Como el momento es constante a lo largo de la viga se forman dos zonas de esfuerzos en la sección transversal de la viga una superior en compresión y otra inferior en tensión (ver Figura III – 5 d).

Por lo tanto, se puede considerar la zona en compresión de la viga como una columna cargada axialmente que trata de pandear lateralmente al redor del eje transversal (ver Figura III – 5 f), como una columna larga dominada por la ecuación de Euler, pero debido a que esta zona está unida a través del alma de la viga a una zona que está en tensión y sin problemas de pandeo, la viga además de girar alrededor del eje débil transversal trata de girar alrededor del eje longitudinal induciendo una torsión a la viga (ver Figura III – 5 h)

Figura III- 5 pandeo lateral de viga sometida a momento constante.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel

Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

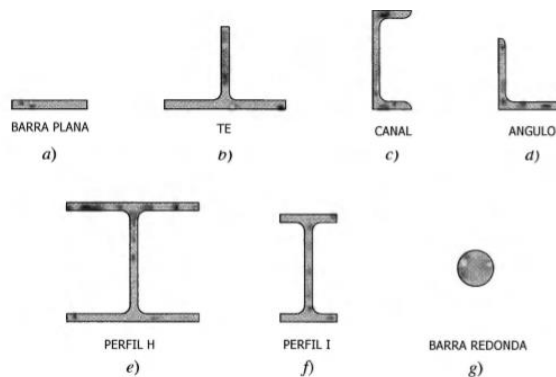
3.11 Miembros a tensión

Los miembros en tensión son elementos estructurales que están sujetos a fuerzas axiales directas, que tienden a largar el miembro. Un miembro cargado en tensión axial, se sujeta a esfuerzos normales de tensión uniformes, en todas las secciones transversales a lo largo de su longitud.

Todos los miembros de acero soportan bien la tracción axial y su diseño es relativamente sencillo, basado en la condición de que las conexiones deben ser más resistentes que el cuerpo de los miembros, de modo de lograr una suficiente seguridad de conjunto.

Por lo general, las secciones simples laminadas son más económicas que las secciones compuestas, y normalmente se utilizan cuando aportan una resistencia, rigidez y facilidad de conexión adecuada. Los perfiles que se utilizan con mayor frecuencia, para miembros en tensión son las barras planas, barras redondas, perfiles H, perfiles I, canales y ángulos.

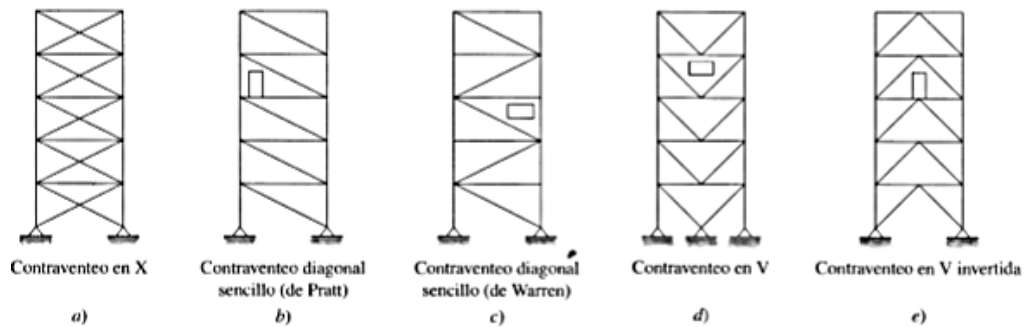
Figura III- 6 Perfiles laminados típicos utilizados como miembros en tensión.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

Un uso común de los tensores es el arriostrar estructuras aporticadas, galpones y vigas puentes. Por lo general se utilizan arriostramientos en X, conocidos como cruces de San Andrés (ver Figura III - 7), también se colocan en forma de V y A. En todos los casos, su función es impedir el desplazamiento lateral de los sistemas estructurales que vinculan.

Figura III- 7 Tipos de arriostramiento lateral.

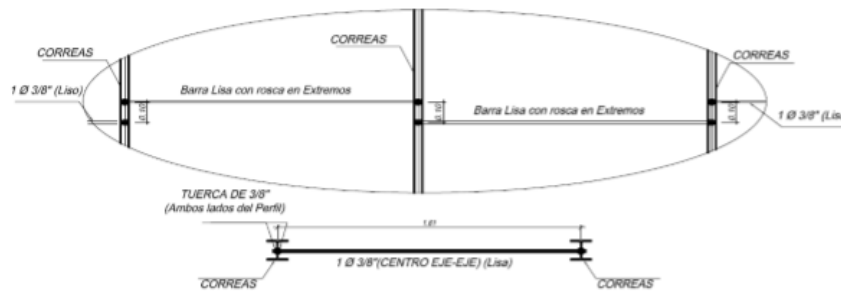


Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel

Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

Una de las formas más simples de los miembros a tensión es la barra de sección circular, la cual es difícil de conectar a otras estructuras. Actualmente solo tiene aplicación en los sistemas de arriostramiento, ya que estas tienen poca rigidez y se flexionan bajo su propio peso. Por lo que, estas barras deben pretensarse para poder desarrollar su función de arriostramiento.

Figura III- 8 Arriostramiento lateral con barra redonda circular.



Fuente: diseño simplificado de elementos de acero estructural, Autor ing. Ángel Manrique, Editorial SISMIADIESTRAMIENTO 2010.

3.12 Miembros en compresión

Los miembros de compresión se usan comúnmente en estructuras. Las columnas son un tipo de miembro de compresión utilizado para soportar vigas, pisos, techos y otras áreas. Los miembros de compresión también se usan en arriostramiento. Los miembros de compresión pueden someterse a compresión axial, compresión excéntrica o compresión axial combinada y flexión, esto tendiendo a abrochar el miembro de compresión.

La resistencia a la compresión depende del eje de flexión y del tipo de conexiones finales. Una sección W tiene un eje X y un eje Y. El tipo de conexión final determina el factor de longitud efectivo, K. Existen tres tipos básicos de conexiones finales que se utilizan en la mayoría de los edificios.

- a) Empotrada - Empotrada
- b) Libre-Libre
- c) Empotrada -Libre

Los valores recomendados de K de diseño se dan en la siguiente tabla y los valores recomendados de K deben usarse en lugar de los valores teóricos de K.

Tabla III- 3 Valores de K.

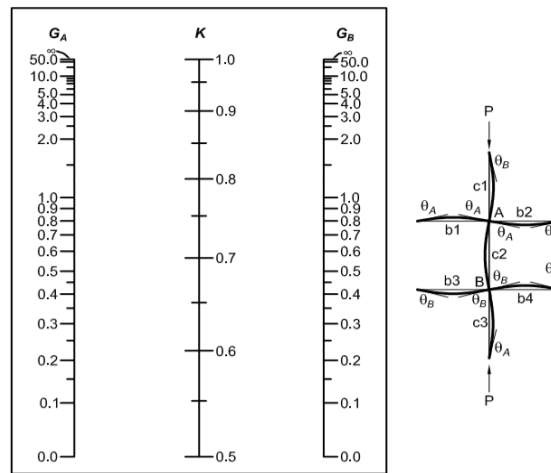
TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	<ul style="list-style-type: none"> Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free 					

Fuente: AISC 2005 Especificación para edificios de acero estructural, Autor Ing. Walter P. Moore and Associates, Editorial Chicago.

La longitud efectiva de una columna perteneciente a un sistema de marco rígido (Pórtico), se puede determinar mediante un análisis de estabilidad, pero debido a que estos análisis requieren de mucho tiempo y dedicación, y además, esto es un análisis que se repite para

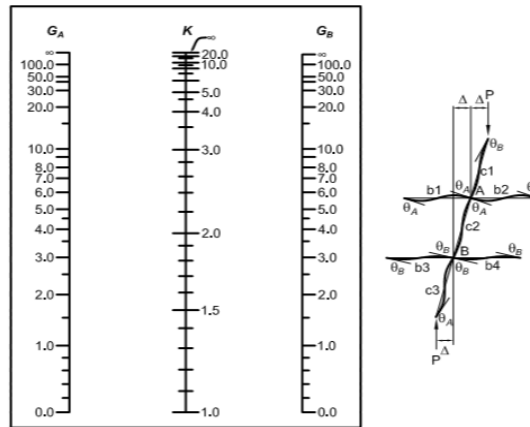
todas y cada una de las columnas involucradas en el sistema resistente, se requieren métodos aproximados que utilicen procedimientos más simples, por lo que surgió el uso de los nomogramas desarrollados en su versión original por Julián Lawrence. Estos nomogramas se encuentran en la Norma AISC360-05 en la sección C2.2. b.

Figura III- 9 Nomograma desplazamiento restringido. Marco arriostrado.



Fuente: AISC 2005 Especificación para edificios de acero estructural, Autor Ing. Walter P. Moore and Associates, Editorial Chicago.

Figura III- 10 Nomograma desplazamiento Permitido. Marco rígido.



Fuente: AISC 2005 Especificación para edificios de acero estructural, Autor Ing. Walter P. Moore and Associates, Editorial Chicago.

Para utilizar los nomogramas es necesario conocer los tamaños de las vigas y de las columnas que forman el marco rígido. Entonces debe hacerse un análisis de los factores de rigidez relativa de los miembros del pórtico conectados a cada uno de los extremos de la columna en estudio. El factor de rigidez relativa también conocido como G .

CAPÍTULO IV: DISEÑO CONCEPTUAL PARA EDIFICIOS Y CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Cuando se lleva a cabo el diseño estructural de un edificio, se debe tener claro todos los objetivos a cumplir para proporcionar soluciones por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, el espacio físico con el que cuenta y las técnicas constructivas disponibles brindando un buen comportamiento a la estructura y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas.

La primera etapa de cualquier obra civil es la identificación de la necesidad el motivo por el cual se apela a la construcción de dicha obra. Para que así sea, la necesidad debe tener un impacto en el entorno y estar debidamente justificada.

Posterior a esto la estructuración es la etapa inicial del diseño estructural, donde se establece la geometría general de la estructura, se detallan los materiales a emplear y se determina la ubicación de los elementos que integrarán el sistema estructural, proponiendo sus secciones y dimensiones. Luego de dicha etapa, se evalúan las combinaciones de cargas que actuarán, determinando las fuerzas y deformaciones actuantes en los elementos que conforman el sistema. Finalmente, después de pasar por una serie de distintas pruebas se establecen las dimensiones y pesos definitivos de las secciones propuestas.

4.1 Estructuración de edificios

4.1.1 Diseño conceptual

Los criterios al momento de una estructuración sísmica deben tomarse en cuenta en el diseño estructural de edificios, para obtener un eficiente comportamiento de los mismos ante eventos sísmicos. A continuación, se presentan estos criterios.

4.1.1.1 Criterios en la estructuración sísmica.

4.1.1.1.1 Regularidad en planta y elevación.

La configuración estructural que se busca en los edificios a diseñar, es la regularidad en planta y elevación. La norma NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) determina que el método estático equivalente puede ser utilizado efectivamente en estructuras regulares menores de setenta metros de altura, a excepción de las que se encuentren ubicadas sobre un tipo de suelo S4 con un periodo fundamental mayor a 0.7 segundos y en edificaciones que presenten irregularidades, siendo estas no mayores a cinco niveles o veinte metros de altura. Es por ello, que para el análisis y diseño de edificios se deberán tomar a consideración tales particularidades. La regularidad en planta y elevación se presenta cuando el edificio cuenta con sencillez y simetría, tanto geométrica como estructural.

4.1.1.1.2 El edificio debe tener un peso adecuado.

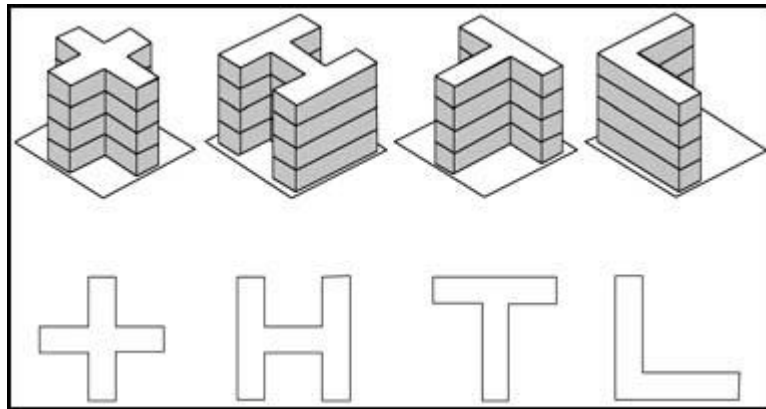
Este criterio es una respuesta a las acciones sísmicas, ya que durante estos fenómenos se producen fuerzas inerciales en la estructura que dependen del aumento en la masa del

edificio; es importante aclarar que mayor masa no quiere decir mayor rigidez teniendo en consideración otras alternativas para evitar el pandeo y desplazamientos más allá de los permitidos por la normativa en la estructura; por lo que es importante que la estructura posea el menor peso posible; agregado a esto elementos con dimensiones más grandes requieren de una inversión económica mayor.

4.1.1.1.3 Sencillez geométrica.

La sencillez que posee un edificio con respecto a su configuración geométrica debe representar varias ventajas con respecto a su comportamiento estructural ante la acción de un sismo, es evidente si su forma posee configuraciones paralelas entre sus ejes. Una estructura se definirá como sencilla si es planteada de manera simple, es decir, no posee gran cantidad de entrantes, salientes y vanos. Las entrantes o salientes son una característica muy común de la configuración general de un edificio, que en planta tiene forma de L, H, U, T o planta en cruz, tal como se muestra en la (ver figura IV-1), en la cual no se ve reflejada una configuración geométrica sencilla. Estas formas irregulares plantean dos problemas: Por un lado, tienden a producir variaciones de rigidez y, por otro, producen movimientos diferenciales entre las partes del edificio, causando una concentración de esfuerzos en la esquina entrante. Una ventaja de que la estructura sea geométrica regular en planta, es que los elementos perimetrales proporcionan rigidez y resistencia, en cambio en una planta geométrica irregular, los efectos de torsión ocasionan concentraciones de esfuerzos y deformaciones en los elementos perimetrales.

Figura IV- 1 Ejemplos de plantas con irregularidad.

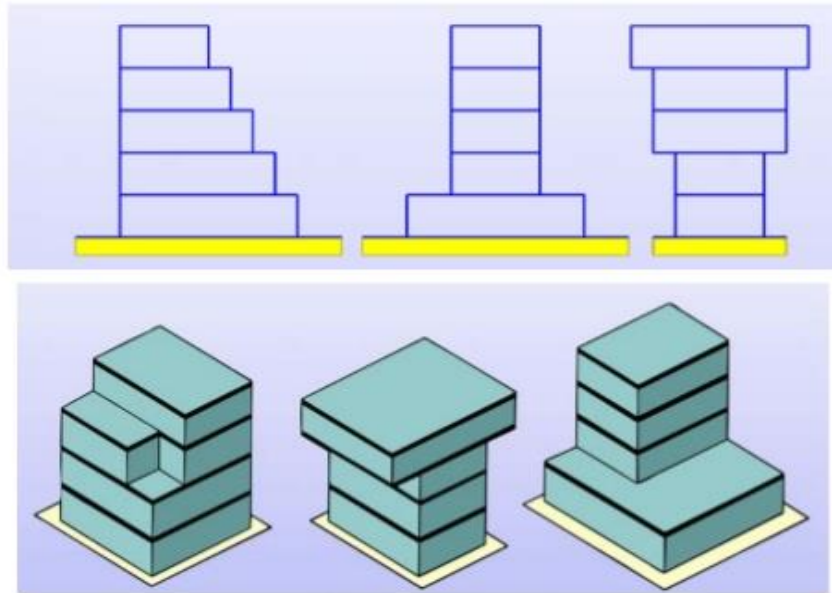


Fuente: Programa de apoyo a la enseñanza de construcción en acero.

(PAHO OPS, 1999,136P.)

A partir de la configuración geométrica en planta del edificio, se puede definir su configuración geométrica en elevación, refiriéndose a ésta como el tamaño, la proporción y forma del edificio en cada nivel. Las irregularidades verticales ocasionan cambios bruscos de rigidez y masa entre pisos consecutivos, lo que se traduce en fuertes concentraciones de esfuerzos (ver figura IV-2). Deben evitarse en lo posible, los escalonamientos y tratar que los cambios de un nivel a otro sean lo más suave posibles, sobre todo en edificaciones de gran importancia como hospitales y centros de salud. (Grases et al. 1987; Arnold & Reitherman, 1982)

Figura IV- 2 Ejemplos de irregularidad en altura cambio abrupto en la geometría



Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

(PAHO OPS, 1999,136P.)

4.1.1.1.4 Simetría geométrica.

La simetría geométrica es visible en una estructura cuando existen propiedades geométricas iguales a ambos lados de los ejes principales de referencia, o por lo menos en uno de éstos. Es decir, que, al considerar un eje de referencia, llamado eje de simetría, éste hace corresponder exactamente la forma, tamaño, posición y propiedades de cada una de las partes.

4.1.1.1.5 Simetría estructural.

Una estructura posee simetría estructural en planta cuando el centro de cortante y el centro de rigideces se encuentran localizados en un mismo punto, es decir que no existe excentricidad.

Para lograr simetría en la rigidez, la distribución de los elementos sismo resistentes debe ser simétrica.

4.1.1.2 Criterios específicos de estructuración sísmica.

Estos criterios son enfocados a los elementos que componen el edificio y, deben ser regulados para definir su eficiencia ante una demanda sísmica. La NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) presenta algunas definiciones y requerimientos para considerar una estructura como regular o irregular, las cuales son descritas dentro de los capítulos 3.5.1 y 3.5.2. En las estructuras regulares dos conceptos importantes son aplicables; primero, la variación lineal de la distribución de las fuerzas laterales es una representación razonable y conservadora de la distribución de las fuerzas inerciales debidas a la respuesta dinámica real. Segundo cuando los elementos resistentes a las fuerzas laterales se diseñan para las cargas sísmicas especificadas, la demanda de deformaciones cíclicas inelásticas durante un movimiento sísmico de gran magnitud será razonablemente uniforme en todos los elementos, sin grandes concentraciones en particular.

En el caso de las estructuras irregulares la distribución de la masa, rigideces o resistencia, a lo alto de la estructura, ocasiona fuerzas sísmicas y/o deformaciones, las cuales son

significativamente diferentes a una distribución lineal y se tipifican como irregularidades verticales.

Aquellas irregularidades en planta o en características del diafragma, las cuales provocan cantidades significativas de respuesta torsional, deformaciones del diafragma o concentraciones de esfuerzos en el mismo, se tipifican como irregularidades en planta; un ejemplo de esto se presenta cuando los elementos resistentes a las fuerzas laterales tienen salientes o discontinuidades.

Esta condición puede causar concentración de demanda inelástica y ocurrir aun cuando no existan irregularidades en planta y en elevación.

4.1.1.2.1 Propiedades geométricas.

El tamaño y la proporción de un edificio; además, de su forma en planta y elevación, evaluando las dimensiones de entrantes, salientes y vanos. – Tamaño y proporción del edificio. El tamaño del edificio es la longitud máxima del mismo y, su proporción es la relación geométrica de las dimensiones, tanto en planta como elevación. Los edificios se clasifican de acuerdo a su altura en: edificios de baja altura, altura moderada y de gran altura.

Son considerados edificios de baja altura, aquellos que poseen menos de dieciocho metros de altura o seis niveles como máximo, comúnmente son destinados para el uso de casas, oficinas, escuelas y edificios institucionales no muy altos con respecto a sus dimensiones laterales menores. Los edificios de altura moderada, están comprendidos entre una altura

de veintiún metros a sesenta metros, proporcionando estructuras de siete niveles como mínimo y un máximo de veinte niveles. Finalmente, los edificios de gran altura, se definen como aquellos que poseen una altura mayor a setenta metros, siendo su altura mínima correspondiente a veinte niveles.

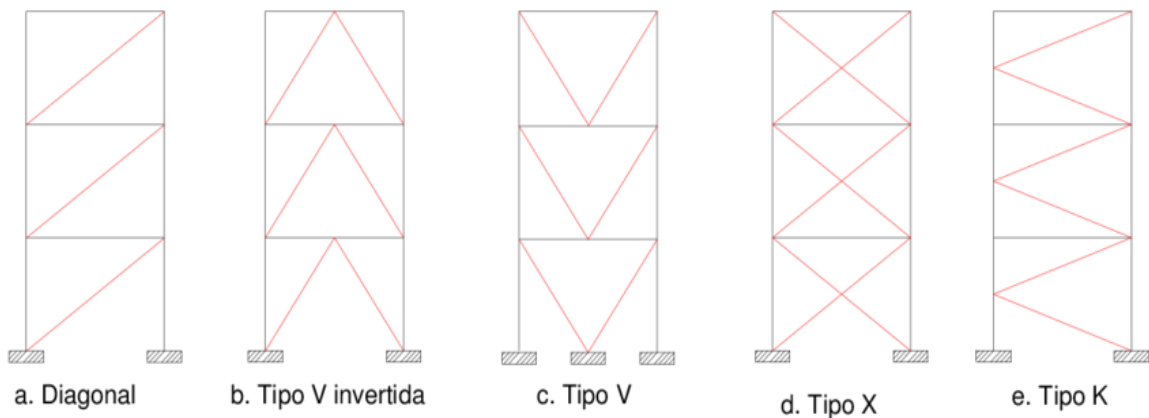
El análisis comparativo de los métodos estáticos equivalentes y dinámicos se desarrollará con estas consideraciones de tamaño de edificios, proponiendo un edificio de baja altura comprendido de cinco niveles. Uno de los aspectos importantes a considerar en la selección del tamaño del edificio, es su influencia directa con respecto al periodo de oscilación, ya que, si aumenta la altura, aumentará el periodo. También, su altura también tiene gran influencia en el sistema estructural que se adopta, ya que de esto depende la estabilidad del mismo. En edificios de altura media, la propia estructura de acero puede aportar la estabilidad necesaria, pero en edificios de gran altura, se suelen adoptar núcleos de concreto o arriostramientos de acero colocados estratégicamente en puntos donde la rigidez de los elementos no es suficiente para controlar el desplazamiento y la disipación de la energía durante un sismo. Dentro de los sistemas estructurales que aportan estabilidad a un edificio son las estructuras rígidas y las estructuras arriostradas.

Las estructuras de acero arriostradas se suelen utilizar comúnmente en edificios. Estos sistemas son utilizados para rigidizar o estabilizar la estructura impidiendo o limitando parcialmente los desplazamientos laterales / deformaciones de la misma.

Existen varias tipologías de arriostramientos que a menudo se usan son en forma de arriostramiento diagonal completo X, en forma de K, el cual proporciona mayor libertad

para la colocación de 114 aberturas que el sistema X, forma de V o V invertida. (ver figura IV-3). Cuando el arriostramiento en X es inaceptable para el uso del edificio, puede reemplazarse por arriostramientos en la forma de estructuras estabilizadoras.

Figura IV- 3 Arriostramientos más utilizados

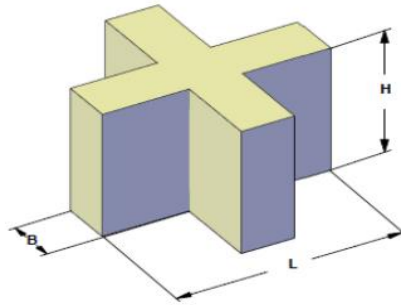


Fuente: Bruneau et al.1998

En cuanto a la proporción del edificio, este debe cumplir con ciertos requerimientos (ver Figura IV-4), ya que, si un edificio es demasiado largo, tardará en disipar la energía ante la presencia de un sismo, y se agrietarán las losas. Por lo que, algunas de las consideraciones que deben hacerse es que la relación de su altura a la dimensión menor de su base no debe ser mayor a cuatro y, la relación de largo a ancho de la base no sobrepase de 2.5.

Figura IV- 4 Tamaño y proporción del edificio donde

$$H/B < 4 \text{ y } L/B < 2.5$$



Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

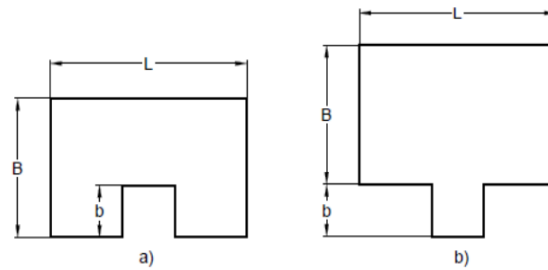
(PAHO OPS, 1999,136P.)

4.1.1.2.1.1 Esquinas entrantes y salientes.

La forma en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de esquinas entrantes, cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada y, posee una irregularidad de esquinas salientes cuando estas son mayores al 20% (ver figura IV-5).

Figura IV- 5 a) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 15 \% B$

b) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 20 \% B$



Fuente: Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas (PAHO)/Organización Panamericana de la Salud (OPS), 1989,203 p.)

4.1.1.2.1.2 Irregularidad geométrica vertical.

Esta irregularidad se da cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130% de la de un entrepiso consecutivo (ver figura IV-6).

Figura IV- 6 Irregularidad geométrica vertical

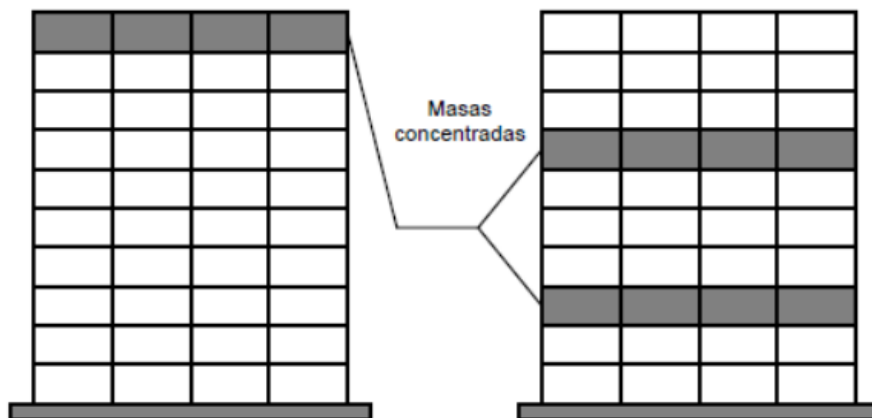


Fuente: Facultad de ingeniería, Universidad Central de Venezuela, 2006.

4.1.1.2.2 Propiedades de masa.

La norma NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) establece en la tabla 5 “Irregularidades estructurales verticales” que existe irregularidad en el edificio cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor al 150% de la masa efectiva de un piso consecutivo y, no se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior (ver figura IV-7).

Figura IV- 7 Irregularidad en altura: Cambio abrupto en la masa



Fuente: Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en acero

(PAHO OPS, 1999,136P.)

La concentración de masa en altura aumenta la vulnerabilidad de las estructuras frente a sismos. Esta concentración puede depender de la configuración en planta de entrantes, salientes y vanos; ya que significa el aumento o disminución de masa del edificio. Los voladizos deben diseñarse de tal forma que no produzcan mucha asimetría en planta del

edificio y no sean demasiado largos; dado que estos elementos proporcionan flexibilidad a la estructura la cual desplazan el centro de masa.

4.1.1.2.3 Propiedades de rigidez.

Los edificios deben poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera rigidez y oposición a cargas laterales en cualquier dirección; por lo cual se debe procurar una distribución uniforme de dichos elementos y buscar que el centro de rigidez se encuentre lo más cerca posible del centro de masa, de esta forma evitar grandes excentricidades.

Los núcleos rígidos, normalmente son utilizados para escaleras y ascensores producen una alta concentración de rigidez al interior del edificio, dejando desprotegido el edificio, que es el que está sometido a mayores fuerzas sísmicas, por lo que deben evitarse.⁴

Otros elementos que producen irregularidades en las estructuras, afectando su resistencia y rigidez son los que describe la normativa NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) y, se presentan a continuación.

⁴ Alvarado Salguero, O. Jiménez Velasco, R. & Pineda Renderos, S. (2008). Influencia de la estructuración sísmica en el proceso del diseño estructural en edificios: Criterios estructurales. Tesis de Ingeniería Civil no publicada, Universidad de El Salvador, El Salvador.

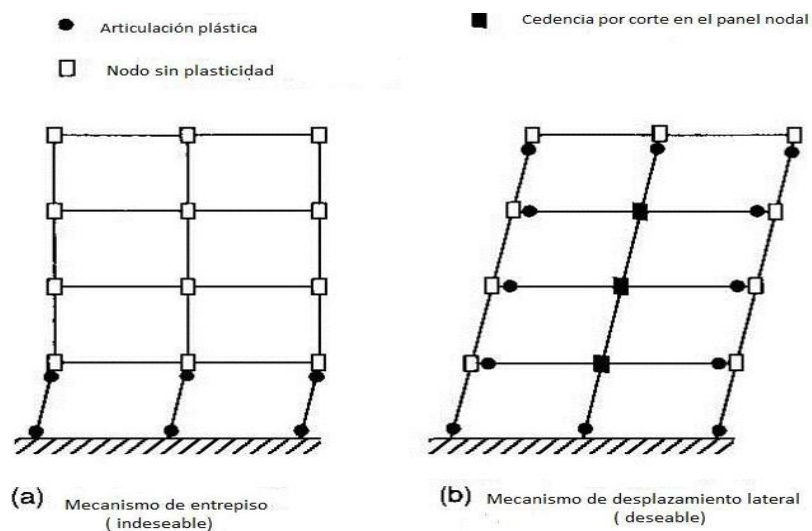
4.1.1.2.3.1 Entrepiso flexible.

La irregularidad del entrepiso flexible es aquel cuya rigidez lateral es menor del 70% que la del entrepiso superior o menor que el 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

4.1.1.2.3.2 Entrepiso débil.

Un entrepiso se considera débil cuando su resistencia es menor que el 80% que la del entrepiso superior (ver figura IV-8). Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparte el cortante de entrepiso en la dirección en consideración (NTDS, 1997).

Figura IV- 8 a) Entrepiso débil (indeseable) y b) Desplazamiento lateral de entrepiso (deseable).



Fuente: Verificación de la condición columnas fuerte - vigas débiles en pórticos del sistema resistente a sismos (marzo, 2014)

4.1.1.2.3.3 Discontinuidad del diafragma.

El diafragma es un elemento resistente que actúa resistiendo fuerzas laterales entre elementos verticales, actúa como viga horizontal y en los cuales se generan discontinuidades cuando existen variaciones de rigidez; esto es debido, a que las estructuras pueden contener aberturas o vanos mayores que el 50% del área bruta de la planta del edificio.

4.1.1.2.3.4 Columna fuerte – viga débil.

Es un requerimiento a cumplir en cualquier proyecto estructural, tratar de diseñar columnas con mayor capacidad resistente y disipación de energía que las vigas, para que ante la acción de un evento sísmico los mecanismos de falla que se formen, sean los más deseables, es decir, tengan un buen comportamiento sísmico; si es el caso contrario, que las columnas no poseen la mayor capacidad resistente y disipación de energía que las vigas, hay probabilidad que se formen en los elementos mecanismos indeseables que pueden conducir al colapso prematuro de la estructura, por lo que es requisito que los miembros horizontales fallen antes que los verticales permitiendo de esa manera el retraso del colapso total de la estructura.

4.2 Análisis estructural

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones de diseño y normas por parte de las autoridades municipales y estatales, preocupadas por la seguridad pública, han establecido códigos de control de la construcción de las estructuras bajo su

jurisdicción. Estos códigos, que en realidad son reglamentos, especifica las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores. Por lo que se hace una evaluación a las cargas que actúan sobre la estructura por medio de cada una de las acciones presentes en el sistema, se procede al análisis sísmico, donde se determinarán las fuerzas y deformaciones actuantes en los elementos que conforma el sistema estructural. Posterior ha dicho análisis, se procede al diseño de los elementos sismorresistentes basados en la aplicación del método de diseño para las estructuras de acero: Diseño con Factores de Carga y Resistencia última, el cual establece combinaciones básicas de cargas de la estructura.

4.2.1 Combinaciones de carga

La seguridad de cada uno elemento de la estructura debe revisarse para distintas combinaciones de carga que se especifiquen en el código, reglamento o norma de diseño utilizado y que trata de representar las situaciones a las que puede estar sometido cada elemento estructural durante su vida útil. La resistencia de diseño de los elementos estructurales debe ser igual o mayor al efecto obtenido aplicado a las combinaciones de carga.

Los casos básicos de combinaciones de carga para edificaciones de acero fueron establecidos previamente en el programa de computadora para se realice dicha evaluación y diseño de la estructura, se puede hacer uso de las combinaciones de carga creadas, de tal forma que sometan a la estructura ante una fuerza lateral de 100% de su valor en una dirección, más 30% de su valor actuando en dirección perpendicular, en cualquiera de los

ejes ortogonales X o Y. Otra forma de realizar tal evaluación es mediante las combinaciones de cargas predeterminadas por el programa de computadora, los cuales se encuentran basados en el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) o por la combinación cuadrática completa (CCC), que consiste en la aplicación de un cálculo probabilístico, el cual es utilizado principalmente en los análisis efectuados por computadora, tal como lo establece la sección 6.1.4 de la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo), donde describe que para considerar los efectos en dos direcciones ortogonales pueden ser combinados en base a dicho método, ya que ETABS no considera directamente las fuerzas sísmicas actuando en un 100% en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular a ésta.

4.3 Análisis modal espectral

4.3.1 Sismo de diseño

En el análisis modal espectral lo principal que se debe conocer es el sismo de diseño el cual produce movimientos en el terreno en un sitio bajo consideraciones que tienen una probabilidad de 10% de no excederse en 50 años. El espectro de diseño sísmico actual en El Salvador fue desarrollado a partir del estudio de peligro sísmico realizado por la Universidad Autónoma de México en 1993.⁵ El espectro de diseño es base fundamental para el análisis sísmico en programas computacionales. Dependiendo del periodo del sitio

⁵ Singh S.K., Gutiérrez C., Arboleda J. y Ordaz M (1993). "Peligro Sísmico en El Salvador", Universidad Autónoma de México, México.

en la edificación analizada, con respecto al periodo fundamental de vibración, se calcula el coeficiente sísmico modal, el cual es necesario para la obtención de dicho sismo de diseño. El análisis dinámico clasifica ciertos aspectos importantes de las características de respuesta dinámica de la estructura que no son fáciles de visualizar en el procedimiento de la fuerza lateral estática en una estructura. Este procedimiento fue desarrollado para establecer la distribución de las fuerzas que una edificación posee entrante severa, configuraciones inusuales y con variaciones significativas de piso.

La NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) establece en el capítulo 5.2 lo siguiente para el cálculo del coeficiente sísmico:

$$Si \ T < \frac{T_0}{3}$$

$$C_s = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_0 + 1)T}{T_0} \right]$$

[Ec. IV-1]

$$Si \ \frac{T_0}{3} \leq T \leq T_0$$

$$C_s = \frac{IAC_0}{R}$$

[Ec. IV-2]

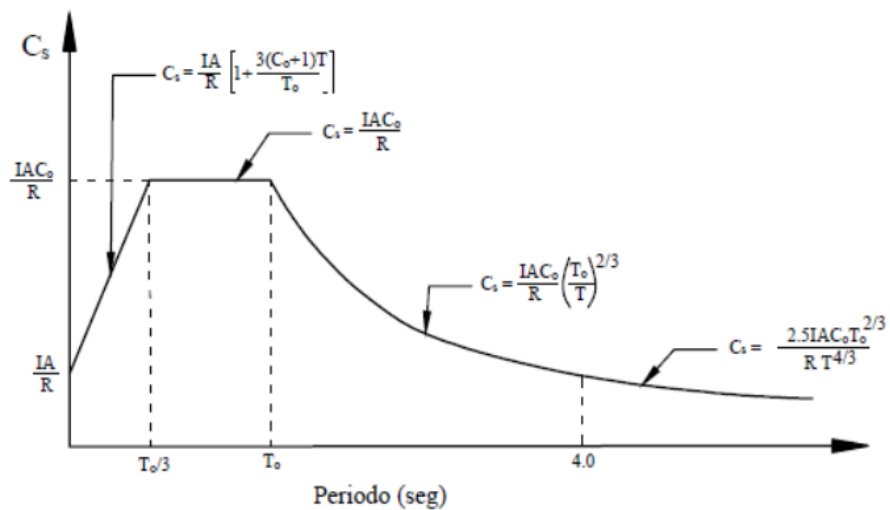
Si $T_0 \leq T \leq 4.0 \text{ seg}$

$$C_s = \frac{IAC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. IV-3}]$$

Si $T > 4.0 \text{ seg}$

$$C_s = \frac{2.5IAC_0 T_0^{2/3}}{R T^{4/3}} \quad [\text{Ec. IV-4}]$$

Figura IV- 9 Espectro de diseño



Fuente: Norma Técnica para Diseño por Sismo El Salvador 1997.

Además, se debe agregar que el espectro de diseño se obtiene graficando diferentes periodos de tiempo versus las aceleraciones espectrales correspondientes, según el tipo de suelo correspondiente en la edificación.

El coeficiente sísmico que se utiliza para el cálculo de la aceleración espectral son únicamente los periodos correspondientes a las transiciones de la aceleración constante hacia la velocidad constante del terreno y, el coeficiente específico del sitio. El coeficiente sísmico de la NTDS (Norma Técnica para Diseño por Sismo), se utiliza para el cálculo del cortante basal en la edificación, los cuales pueden determinarse a través de las ecuaciones [Ec. II-1] y [Ec. II-2].

4.4 Descripción de edificio para estacionamiento

4.4.1 Marco normativo para la estructura

4.4.1.1 Tipos de edificación:

Según la Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS); en su parte sexta, título segundo, art. VI. 3; indica que en la construcción de obras se reconocerán tres grupos de edificación, que se categorizaran según la seguridad que demandan; los cuales podrán ser completados y ampliados según el código de ingeniería y arquitectura que se dicten.

Es necesario mencionar que se tomó la normativa OPAMSS debido a que en San Miguel o en la zona oriental no existe una normativa específicamente para el área, como lo existe para el área de San Salvador, por tal razón se optó a tomar la más cercana a la zona oriental.

A continuación, se presenta como están conformados los grupos de edificaciones según la OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador).

Grupo 1

- Edificios para centros de reunión con capacidad menor a 100 personas.
- Edificios para vivienda menores a cuatro pisos.
- Edificios para industria.
- **Estacionamientos**
- Obras de infraestructura.

• Grupo 2

- Edificios para centros de reunión con capacidad mayor de 100 personas.
- Edificios para hospitales con capacidad menor a 100 camas.
- Edificios para salas de espectáculo escénico.
- Edificios para centros educativos.
- Edificios para salas de espectáculo deportivo.
- Edificios para templos.
- Edificios para vivienda multifamiliar mayores de cuatro pisos.
- Edificios para establecimientos comerciales

y oficinas.

Grupo 3

- Edificios para instituciones de auxilio inmediato.
- Edificio para hospitales con capacidad mayor a 100 camas.
- Terminales de transporte.

-Altura de edificación

La altura de la edificación se contará sobre la cota media del cordón de la acera en el tramo de calle correspondiente al frente del predio.

En las zonas habitacionales, ningún punto de las fachadas de una edificación estará a mayor altura que 1.5 veces la distancia entre las líneas de verja y/o de construcción correspondientes de la calle, mientras que, en las zonas de servicio, de equipamiento o industriales se permitirán alturas hasta dos veces esa distancia. A partir de ese límite la parte superior de la fachada se construirá a partir de la línea de construcción a una distancia igual a un tercio de la altura excedente a la permitida.

La altura del nivel del piso terminado a cielo falso o al entrepiso en espacios habitacionales, locales comerciales y/o de servicio deberá tener un mínimo de 2.40 mts. y 3.00 mts. como mínimo.⁶

-Pasillos y Puertas de Accesos Principales

⁶ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. VI.4).

Los anchos mínimos para pasillos principales de comunicación y puertas de acceso principal, para cada uno de los diferentes grupos de edificación se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla IV- 1 Pasillos y puertas de accesos principales

edificación	pasillos			puertas	
	Ancho Min. mts	Long Max. Mts	Incremento mt/m ²	Ancho Min. mts	Incremento Mt/m ²
Grupo 1	1.2	35.0	0.3/ 35.0	1.0	
Grupo 2	1.3	35.0	0.2/ 15.0	1.0	0.6/100
Grupo 3	2.5	35.0	0.2/ 15.0	1.50	

Fuente: OPAMSS, 1996.

Toda puerta de acceso principal deberá abatir hacia espacios abiertos fuera del edificio.

-Pasillos y Puertas de Escape

- Tamaño mínimo de pasillos de escape 1.20mts.
- Diferencias de nivel solventadas por medio de rampa máximo del 10%.

- Salidas de emergencia, distancias máximas de recorridos, cantidad de salidas de emergencia según su tamaño y número de pisos Iluminación de emergencia cuando la energía eléctrica sea interrumpida. ⁷

-Puertas De Escape

- Toda puerta de escape deberá de abrir en el sentido de salida.
- Ancho mínimo de 1mt.

Construida a base de materiales resistentes al fuego, que no permita la penetración de llamas y humo, colapso o disminución de sus características de operación. Contará con cerraduras siempre libres desde el interior hacia la vía de escape y con un mecanismo apropiado (barra de pánico) para mantenerla cerrada cuando no esté en uso. Deberá tener un área máxima de cuarenta y cinco decímetros cuadrados de vidrio de seguridad de doce milímetros de espesor (12 mm.) debidamente reforzada.

-Escaleras y Rampas.

- Serán incombustibles y antideslizantes.
- Pendiente no mayor del diez por ciento (10%).
- Ancho no menor de 1.20 Mts.

⁷ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. VI.14).

Su máxima proyección horizontal será de 9.00 Mts, si ésta fuera mayor, deberá disponerse de un descanso intermedio de 1.20 Mts. como mínimo.⁸

Escaleras Principales

-Escaleras y rampas.

OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador) ha considerado más aspectos para escaleras, pero los principales son:

Tabla IV- 2 Escaleras principales

Numero de pisos	Escalera principal		Escalera secundaria	
	Huella (cm)	ContraHuella (cm)	Huella (cm)	ContraHuella (cm)
2	25	20	20+5	20
3	27	18	22+3	18
4	29	17	23+2	17
5 o mas	30	16	25	17

Fuente: OPAMSS, 1996.

La anchura útil de la escalera y la longitud útil de los descansos no será menor de 1.20 Mts.

⁸ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. VI.15).

La distancia de la escalera o rampa principal a la unidad habitacional o local comercial o de oficina más alejada será de 35.00 Mts.⁹

Escaleras de Escape

Cuando se trate de escaleras de escape, éstas serán de tramos y descansos rectos, con un ancho libre no menor de ochenta centímetros (80 cm.) y su pendiente máxima será de veinte por veinte centímetros (20/20 cm.), su construcción será permanente a base de materiales de alta resistencia al fuego, y estarán perennemente libres de obstáculos, convenientemente iluminadas y dotadas del señalamiento adecuado, no permitiéndose a través de ellas el acceso a ningún tipo de servicios como armarios para útiles de limpieza, ductos de instalaciones o bajantes de basura, puertas de elevadores, etc., su acceso será a través de puertas de escape. Ninguna escalera de escape podrá en forma continua, seguir hacia niveles inferiores al nivel principal de salida.

En casos en que la escalera de escape se encuentre ubicada en el interior de la edificación, ésta deberá estar convenientemente presurizada, con capacidad para garantizar un determinado número de cambios de aire por hora según el acabado interior y exterior de las paredes a prueba de fuego que confinen la zona presurizada, serán estancas al humo, con sistema de iluminación permanente. Cuando las escaleras interiores no puedan ser aisladas del resto del núcleo de circulación vertical, será necesario presurizar la totalidad de dicho núcleo.

⁹ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. VI.17-18).

En los casos que las escaleras de escape se localicen en la parte exterior del edificio, éstas deberán dar directamente a espacios abiertos y seguros.

Para edificaciones con escaleras o núcleos de circulación vertical donde sea posible lograr una ventilación cruzada, adecuada y constante, no se exigirá la presurización.

Se podrá prescindir del uso de escaleras de emergencia cuando la escalera principal tenga al menos 3/4 partes de su cuerpo fuera del edificio y sea abierto por dos costados como mínimo. Para proteger la escalera de la intemperie se permitirá el uso de celosía cuando sea usado de piso a cielo.

-Estacionamientos para personas con discapacidad

- Los estacionamientos de discapacitados representaran el 2% de la cantidad total de estacionamientos.¹⁰
- Con respecto a la ubicación de las plazas de estacionamientos para discapacitados OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador) solo menciona que deben de estar contiguas al acceso.
- El área de desembarco de 1.00m enmarcado con franjas de color blanco de quince centímetros (15 cms.) de ancho. El interior del área achurada con franjas diagonales alternas amarillas y blancas, cuyo ancho y separación entre ellas sea de quince centímetros (15 cms.); lo cual es suficiente para usuarios

¹⁰ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. VI.34).

en silla de ruedas, siempre y cuando se respete el tamaño de la plaza de estacionamiento.¹¹

- Espacio reglamentario para vehículos 2.5m, 5.0m y deberá poseer el símbolo universal de accesibilidad pintado en planta con las siguientes características:
 - a. enmarcado en un recuadro de 2.50m de ancho y 2.50m de largo.
 - b. llevando la frase “uso exclusivo”.
 - c. debiendo de generar contraste con el material del estacionamiento.

- Rampa de acceso a la acera especificando:
 - a. Pendiente no mayor al 8%.
 - b. Debe de estar contigua al área de desembarco en el frente o en el lateral de este.
 - Señalización vertical de acuerdo con las características del MCDTC .¹²
 - Si por algún motivo la altura de la acera contigua no permitiera generar una pendiente de 8% se podrá utilizar la zona de desembarco como parte de la rampa en este caso se deberá especificar su pendiente.

Edificios de Estacionamiento y/o Estacionamientos en Sótano.

Las rampas de circulación para soluciones verticales de estacionamiento para edificios o sótanos deberán llenar los siguientes requisitos:

El ancho mínimo de cada carril para rampas de dos sentidos de circulación será de

¹¹ CONAIPD. (n.d.). Normativa de accesibilidad. Estacionamiento, 1. Plazas para estacionamiento de automóviles livianos. (pp. 9). Consultado el 7 de noviembre de 2009.

¹² EL DIARIO OFICIAL (2006, 30 de marzo) Manual Centroamericano de Dispositivos para el Control del art 45 Tránsito en Calles y Carreteras. Tomo N° 370 (pp. 144).

tres metros, con una faja central de separación de treinta centímetros como mínimo. En el caso de rampas con un solo sentido de circulación, se deberá proveer un ancho mínimo de carril de circulación de cuatro metros. Además, deberá considerarse una distancia mínima a obstáculos laterales de cincuenta centímetros. En ambos casos no se permitirá estacionamientos a sus costados.

Cuando se consideren estacionamientos a los costados de las rampas de doble sentido de circulación, éstas deberán tener un ancho mínimo de seis metros. En el caso de proponerse rampas con un solo sentido de circulación y plazas de estacionamiento dispuestas a noventa grados, el carril de circulación tendrá un ancho mínimo de cinco metros y cincuenta centímetros; si las plazas de estacionamiento se disponen a cuarenta y cinco grados el carril será de cuatro metros y cincuenta centímetros.

La pendiente máxima en estacionamientos multinivel con rampas rectas o curvas, será del doce por ciento entre pisos completos o medios pisos. En rampas rectas para el acceso a un solo desnivel de estacionamiento se aceptarán pendientes hasta del dieciocho por ciento, siendo obligatorio establecer una zona de transición con una pendiente intermedia entre el ocho y el diez por ciento desarrollada en un tramo horizontal de tres metros y cincuenta centímetros de longitud inmediato al acceso. La transición hacia la línea de propiedad o hacia la línea de construcción se desarrollará en una distancia mínima de cinco metros. Para rampas de circulación que provean de acceso a plazas de estacionamiento, la pendiente máxima será del diez por ciento. Se aceptarán pendientes entre el diez y quince por ciento cuando se dispongan las plazas con ángulos menores a noventa por ciento.

Los radios de giro internos en las rampas, tendrán un mínimo de cinco metros y cincuenta centímetros se podrán aceptar radios de giro menores siempre y cuando se proporcionen carriles de circulación más anchos que el mínimo establecido.

La altura libre mínima en los accesos, así como entre pisos, serán de dos metros y setenta centímetros, al rostro inferior de las vigas de entrepiso. Deberá existir la rotulación necesaria que indique a los usuarios la altura máxima para el paso de vehículos.

Todas las áreas de estacionamiento y circulación vehicular deberán contar con un sistema de señalización horizontal y vertical que oriente al usuario sobre la ubicación de accesos, así como de los sentidos y el derecho de vía de circulación. Además, todo elemento estructural inmediato a las zonas de circulación y plazas de estacionamiento deberá estar debidamente señalizado con pintura de tráfico reflectiva en forma de franjas alternas inclinadas de color rojo y blanco hasta una altura mínima de un metro y cincuenta centímetros a partir del nivel de piso terminado.¹³

Los términos de referencia para establecer los alcances mínimos del estudio serán establecidos en el trámite de Calificación de Lugar, considerando la tipología del proyecto a realizar y su ubicación dentro de la trama vial del AMSS. Excepcionalmente, al conocer la propuesta de diseño de un proyecto, la OPAMSS podrá requerir durante el trámite de Revisión Vial y Zonificación, la necesidad de que se presente este tipo de estudio para determinar su viabilidad.

Este requerimiento se aplicará a aquellos proyectos que presenten la siguiente tipología

¹³ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. V.46-A).

Tabla IV- 3 Numero de estacionamientos requeridos por norma

uso del suelo	Número de plazas de estacionamiento requeridas por norma/usuarios de las instalaciones/metros cuadrados
1. Conjuntos habitacionales	150 plazas
2. Oficinas privadas	150 plazas
3. Oficinas públicas con atención al público	100 plazas
4. Oficinas públicas sin atención al público	150 plazas
5. Actividades comerciales	125 plazas
6. Instalaciones de equipamiento sanitario, públicas o privadas como hospitales, complejos de	100 plazas
7. Instalaciones de equipamiento cultural como teatros y auditorios; religioso; recreativo-deportivo; entretenimiento como cines y salas de	300 usuarios
8. Actividades de alojamiento y centros de convenciones	300 usuarios
9. Centros educativo como universidades, centros de educación superior y especializado y colegios	300 usuarios
10. Industria ligera	2500 m ²
11. Bodegas y depósitos	3000 m ²

Fuente: Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del área

metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con su anexo, 1996.

Otros parámetros por los que se podrá requerir el estudio de tráfico será para aquellas intervenciones urbanísticas que generen más de cien viajes vehiculares durante la hora de máxima demanda del desarrollo o durante la hora de máxima demanda de la red vial alrededor de éste; o que se ubiquen en zonas sensibles de la ciudad, con problemas de congestión, alta demanda de estacionamiento o algún otra debilidad

potencial de cualquiera de los componentes del sistema de movilidad de la zona.¹⁴

-Vibraciones en edificio para estacionamiento

Frecuencia limite y aceleración permitida.

Daños en la estructura

Los criterios que definen umbrales de vibración que pueden causar daño estructural, no solo dependen de la vibración, también están sujetos a la carga estructural, características de los materiales, a las características dinámicas, a la amplitud de excitación y a la frecuencia sensible. Cualquier efecto permanente de las vibraciones reduce capacidad de funcionamiento de una estructura o de uno de sus componentes; por tal razón autoridades de estandarización en el mundo entero, han definido directrices sobre niveles permisibles de la vibración en suelos con afectación a edificios.

La norma DIN 4150 (Instituto Alemán de Normalización), establece los valores máximos de velocidad de vibración (en mm/s) en función de la frecuencia, para que no se observan daños en diferentes tipos de edificaciones (comercial, viviendas, edificios, industrias).¹⁵

Estos valores se presentan en la tabla IV-4. Lo propio se presenta en la referencia (ITME, 1985) cuyos valores límites se resumen en la tabla IV-5.

¹⁴ (Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996, art. V.46-B).

¹⁵ DIN (Organismo Nacional de normalización de Alemania,1917)

Tabla IV- 4 Valores máximos de velocidad (mm/s) para evitar daños en estructuras

Clase de construcción	Frecuencia fundamental			NS^a
	1 a 10 Hz	10 a 50 Hz	50 a 100 Hz	TF^b
1- Edificaciones industriales, oficinas y similares o con diseño robusto	20^c	20-40	40 -50	40
2- Edificaciones residenciales y construcciones similares.	5	5 -15	15 -20	15
3- Otras edificaciones sensibles a vibraciones o las no incluidas en las dos clases anteriores	3	3 -8	8 -10	8

Adaptado de DIN (2001³)

a Nivel superior componente horizontal.

b Todas las frecuencias.

c velocidades de partículas en mm/s

Fuente: Norma DIN 4150:1999 (Instituto Alemán de Normalización)

Tabla IV- 5 Valores máximos de velocidad de partícula establecidos en la referencia.

Tipo de edificación	Velocidad máxima de partícula
Para edificaciones en muy mal estado de construcción o edificios en madera o mampostería	12 mm/s
Edificios muy sensibles a las vibraciones	0 a 10 Hz --- 3mm/s 10 a 50 Hz---- 3 a 8 mm/s 50 a 100 Hz--- 8 a 10 mm/s

Fuente: ITME,1985

Daños en las personas por vibraciones.

La exposición a vibraciones puede causar daños físicos permanentes o incluso lesiones en el sistema nervioso, también puede afectar la presión sanguínea y el sistema urológico.

La norma ISO 2631 tiene aplicación a las vibraciones transmitidas en el cuerpo humano por superficies solidas en un rango de frecuencias entre 1 Hz a 80 Hz, para vibraciones periódicas, aleatorias, o no periódicas de efecto de respuesta continuo.

Dado que las vibraciones no son igualmente perjudiciales en cualquier dirección que se produzcan, la citada norma define tres ejes que, de forma imaginaria, orientan el cuerpo humano en el espacio tridimensional. De esta forma, las aceleraciones deben medirse en dirección del eje Z (verticales) y en dirección de los ejes X e Y (laterales). Los límites de seguridad y confort son diferentes según las vibraciones sean laterales o verticales.

Para el sistema de brazo – mano por ejemplo la ISO 5349 determina que la máxima sensibilidad comprendida esta entre 12 Hz a 16Hz.

Se debe tener en cuenta que las frecuencias bajas como (0.1 y 0.63 Hz), también conducen a efectos diversos sobre la salud cuyo conjunto se denomina “mal de transporte”.

4.4.2 Estructuración sísmica del edificio de estacionamiento.

El edificio está destinado para el uso de estacionamientos y está compuesto por cuerpos independientes, separados por juntas de dilatación, formado por las rampas y escaleras, por lo que es considerado un sistema aislado.

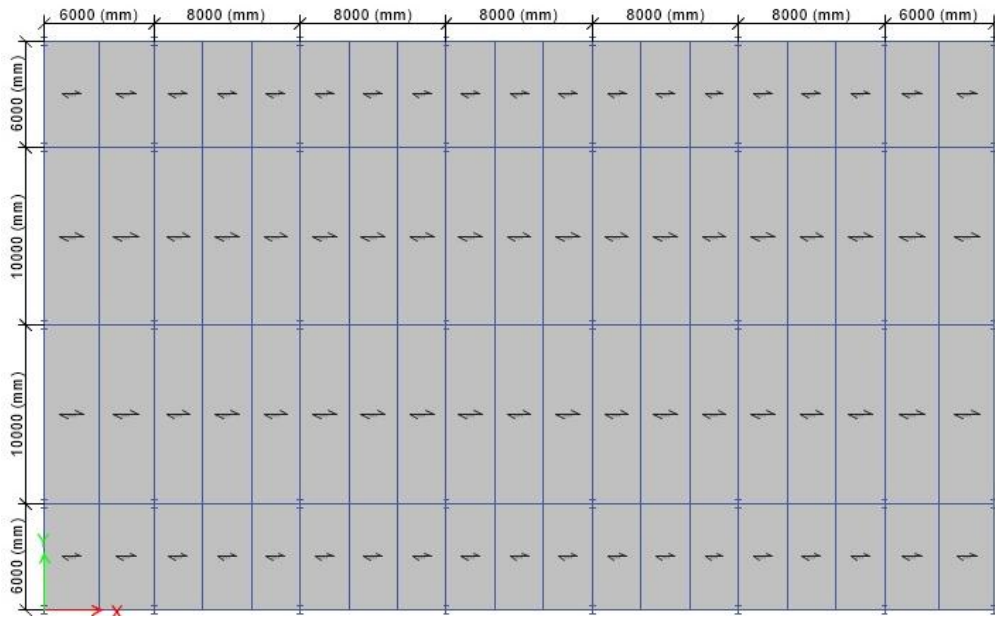
La resistencia requerida y otros requisitos de diseño sísmico, la categoría de ocupación según el tipo de edificio las limitaciones en la deriva de piso que indica la NTDS; siguiendo todos los códigos vigentes y aplicables en el país, se diseñó la siguiente estructura cuyas características y configuración se presentan a continuación.

La subestructura de la edificación está formada por miembros de acero estructural y paredes de mampostería, además, cuenta con un área de construcción de 3328 m^2 para cinco niveles, cada nivel de 4 m, resultando una altura 20 m.

Es un edificio tipo cajón, formado por dos estructuras de la misma área (ver Figura IV-10); que considerando que es de altura mediana ya que cumple con el criterio de poseer más de dieciocho metros de altura. Posee regularidad en planta y presenta sencillez geométrica. A partir de la configuración antes mencionada, de igual manera continuidad

en todos los niveles, sin excepción desde la base hasta la estructura de techo, (ver figuras IV-11 y IV-12). Por otra parte, el sistema sismoresistente presenta sencillez estructural, ya que está compuesto por elementos verticales uniformemente distribuidos que se mantiene en todos los niveles. En conclusión, se considera dicha edificación como una estructura regular.

Figura IV- 10 Vista de planta de uno de los dos cajones que conforman la estructura.



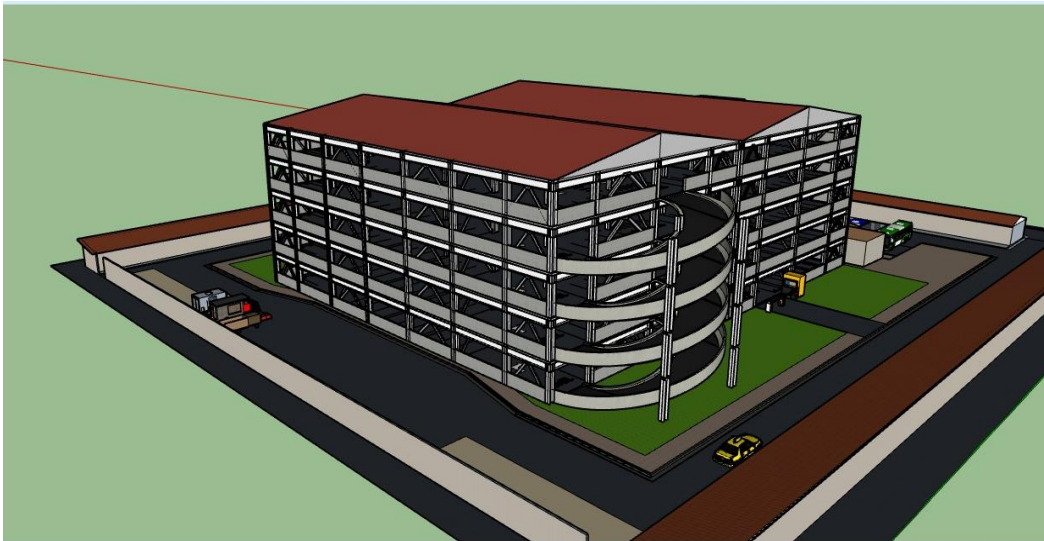
(Fuente: Grupo de tesis)

Figura IV- 11 Propuesta para edificio de estacionamiento en el Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel.



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura IV- 12 Propuesta para edificio de estacionamiento en el Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel, Costado Norte.



(Fuente: Grupo de tesis)

4.4.3 Predimensionamiento del edificio para estacionamiento

Para la selección de los elementos sismorresistentes se tomará la forma predeterminada de autoselección que realiza el programa de computadora cuando se diseña, de manera que este itere cuantas veces sea necesario, hasta lograr encontrar los miembros de acero estructural que posean la rigidez y resistencia para soportar las cargas aplicada a la estructura. Debido a que el programa no proporciona las secciones en forma simétrica, se seleccionarán algunas de ellas para tratar de cumplir con los criterios de estructuración sísmica en cuanto a la sencillez estructural. Generalmente algunos programas de computadora proveen la capacidad de definir el off set de la longitud final a lo largo de las longitudes de las secciones de los elementos, para que se puedan explicar estas dimensiones finitas de los elementos estructurales. Por lo tanto, para la estructura propuestas se utilizará en el techo ZincAlum E-25 calibre 22 (tabla VI-6); y como losa Galvadeck 75 calibre 22, espesor de concreto de 5cm (ver Figura IV-13 y tabla IV-7), pernos de $\frac{1}{2}$ " x 3 - $\frac{1}{8}$ " (tabla VI-8 y VI-9) .Considerado para este edificio por cumplir con

la carga permisible que se tiene de $320 \frac{kg}{m^2}$ dividida de la siguiente forma:

-Carga viva máxima de gravedad: $250 \frac{kg}{m^2}$

-Instalaciones eléctricas e hidráulicas: $30 \frac{kg}{m^2}$

- Tómulos de concreto: $40 \frac{kg}{m^2}$

Total: $320 \frac{kg}{m^2}$

Galvadeck 75 calibre 22, espesor de concreto de 5cm sobre carga permisible **$491 \frac{kg}{m^2}$**

Las losas tendrán un diafragma rígido, debido a que este puede transmitir el desplazamiento a los elementos sismorresistentes a la misma vez, lo que facilita el análisis.

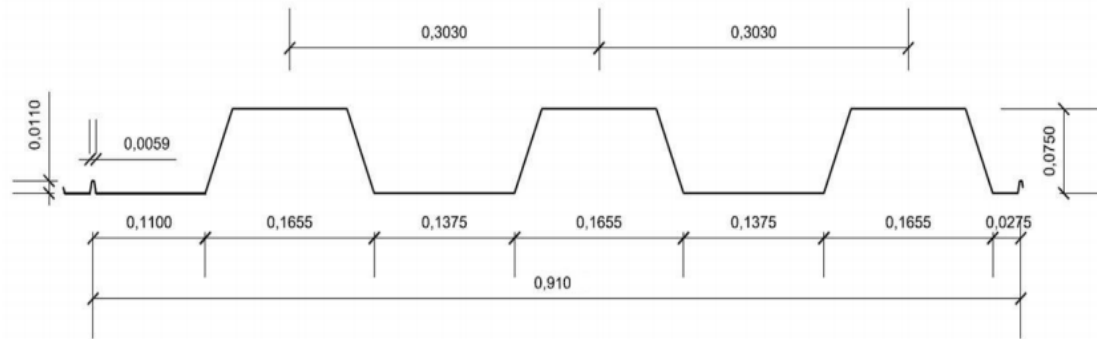
Tabla IV- 6 Características técnicas de ZincAlum E-25

Características Técnicas:
<ul style="list-style-type: none">• Resistencia estructural grado 80 (80,000 psi).• Base de acero recubierta de aluminio y zinc AZ 150 ($150 \frac{gr}{m^2}$)• Resistencia protectora Antifinger Print.• Calibres disponibles 24 y 26• Norma ASTM A792

Fuente: Catalogo de Galvanissa El Salvador

Figura IV- 13 Diseño de perfil y cotas de HTK-75 Deck

DISEÑO PERFIL Y COTAS:



Fuente: Ficha técnica HTK-75 Deck (Hierros y Transformados S.A.)

Tabla IV- 7 Características técnicas y físicas de HTK-75 Deck

Características Técnicas:	Características Físicas:
Base de acero con recubrimiento de Zinc Z 180 ($180 \frac{gr}{m^2}$)	Espesor acero: 0,6, 0,7, 0,8, 1, 1,2 mm.
Resistencia estructural grado 50.	Ancho total: 960 mm.
Norma ASTM A653	Ancho útil: 910 mm.
Calibres 20,22,24.	Longitud mínima: 100 mm.
Perfil 63 mm y 75 mm	Longitud máxima: 14500 mm.

Fuente: Ficha técnica HTK-75 Deck (Hierros y Transformados S.A.)

Tabla IV- 8 Medidas disponibles de perno de cortante

Tipo	Pulgadas	Milímetros	Pza/Caja	Kg/Caja
H4L	3/8" x 3-1/8"	9.53 x 79.38	430.00	27.30
H4L	3/8" x 4-1/8"	9.53 x 104.78	375.00	26.40
H4L	1/2" x 2-1/8"	12.7 x 53.98	400.00	30.50
H4L	1/2" x 3-1/8"	12.7 x 79.38	275.00	27.30
H4L	1/2" x 4-1/8"	12.7 x 104.78	180.00	22.80
H4L	1/2" x 6-1/8"	12.7 x 155.58	105.00	18.30
H4L	5/8" x 2-11/16"	15.88 x 68.26	195.00	27.80
H4L	5/8" x 3-3/16"	15.88 x 80.96	175.00	26.40
H4L	5/8" x 4-3/16"	15.88 x 106.36	125.00	25.00
H4L	5/8" x 6-9/16"	15.88 x 166.69	70.00	20.50
S3L	3/4" x 3-3/16"	19.05 x 80.96	130.00	27.70
S3L	3/4" x 3-3/8"	19.05 x 85.73	120.00	26.80
S3L	3/4" x 3-7/8"	19.05 x 98.43	110.00	27.40
S3L	3/4" x 4-3/16"	19.05 x 106.36	95.00	25.30
S3L	3/4" x 4-7/8"	19.05 x 123.83	80.00	24.70
S3L	3/4" x 5-3/16"	19.05 x 134.94	80.00	25.80
S3L	3/4" x 6-3/16"	19.05 x 157.16	60.00	22.70

Fuente: Catalogo Rooster

Tabla IV- 9 Propiedades mecánicas de perno $\frac{1}{2}$ " x 3 - $\frac{1}{8}$ "

PROPIEDADES MECANICAS	NORMAS
	Conector en Acero Normal
Limite de fluencia (offset 0.2 %) Psi.	51.000
Resistencia a la tracción min. Psi.	65.000
% Elongación	20
% Reducción de área	N/A.

Fuente: Ficha técnica conector tipo Nelson Stud, Perno Stock.

4.4.4 Materiales

La resistencia del concreto que se emplea en los elementos estructurales es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ alcanzada a los 28 días, y el acero a utilizar con una resistencia a la fluencia de $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, grado 50.

4.5 Cargas aplicadas en la estructura de estacionamiento

Las cargas permanentes presentes en las estructuras son el peso propio de los materiales estructurales y las instalaciones de ocupación. Sin embargo, es importante agregar que existen otras acciones presentes que atienden a la duración e intensidad máxima con que actúan, las cuales son las siguientes:

1. Cargas variables:

- Carga viva máxima gravedad: $250 \frac{kg}{m^2}$
- Carga viva instantánea: $150 \frac{kg}{m^2}$
- Carga viva máxima de techos con pendientes mayores al 5% es de (15%)¹⁶: $20 \frac{kg}{m^2}$

Nota: La NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo) capítulo 4, tabla 4, observación (6); indica que en cada uno de los entrepisos será añadida una concentración de carga de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural en este caso en los claros de mayor longitud.

2. Cargas accidentales: Acciones sísmicas

Las cargas sísmicas aplicables a la estructura serán determinadas en base a lo que indica la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo); y de esta forma encontrar las condiciones geotécnicas de la misma, las cuales se presentan a continuación (ver tabla VI-6).

¹⁶ (UCA, 2008, Evaluación de cargas en edificaciones , capítulo 3.1)

Tabla IV- 10 Condiciones Geotécnicas Correspondientes a la Estructura de Estacionamiento.

CONDICIONES GEOTECNICAS				
ESTRUCTURA	FACTOR DE ZONIFICACION SISMICA	COEFICIENTE DE SITIO	FACTOR DE IMPORTANCIA	SISTEMA ESTRUCTURAL
EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO (ALTURA MODERADA)	ZONA 1	PERFIL DE SUELO “S3”	CATEGORIA II	SISTEMA “C”

(Fuente: Grupo tesis)

4.5.1 Proceso de bajado de carga

– Losa de entepiso: Galvadeck 75 calibre 22, espesor de concreto de 5cm

CARGA MUERTA:

- Peso propio de la losa: $210 \frac{kg}{m^2}$
- Túmulos de concreto: $40 \frac{kg}{m^2}$
- Instalaciones Hidráulicas + Instalaciones Eléctricas: $30 \frac{kg}{m^2}$
- Peso de losa adicional: $20 \frac{kg}{m^2}$

Total: $300 \frac{kg}{m^2}$

El peso propio de la losa será tomado en cuenta por ETABS¹⁷, como el total de carga superficial muerta de la losa es la suma de cada uno los elementos adicionales, el cual, para este caso, no poseerá ningún otro elemento más que los descritos anteriormente, $90 \frac{kg}{m^2}$ este valor será definido en los sets de carga de losa de entrepiso en el programa.

CARGA VIVA:

La carga superficial viva máxima e instantánea para una losa de entrepiso destinada a el uso de un edificio para estacionamientos es de $250 \frac{kg}{m^2}$ y $150 \frac{kg}{m^2}$. El valor de la carga viva máxima se definirá en el set de carga de techo en el programa.

– Techo: ZincAlum E-25 calibre 22.

CARGA MUERTA:

- Peso propio de techo : $18.14 \frac{kg}{m^2}$
- Polín : $13.61 \frac{kg}{m^2}$
- Instalaciones Hidráulicas + Instalaciones Eléctricas: $30 \frac{kg}{m^2}$.

¹⁷ ETABS software para análisis estructural y dimensionamiento de edificios.

Total: $61.75 \frac{kg}{m^2}$

ETABS asume el peso propio de los elementos estructurales, el total de carga superficial muerta del techo será la suma de los elementos adicionales, el cual resulta de $43.61 \frac{kg}{m^2}$.

Siendo este valor definido en los set de carga del techo en el programa.

CARGA VIVA:

Carga viva máxima de techos con pendientes mayor al 5% ; en este caso es del (15%) por lo cual será : $20 \frac{kg}{m^2}$ respectivamente. El valor máximo será definido en los sets de carga de losa de entrepiso en el programa.

– Pesos de elementos estructurales y no estructurales.

En el cálculo del bajado sísmico y la distribución de cargas en cada uno de los elementos primarios y secundarios del sistema estructural, se toman en cuenta los siguientes pesos superficiales:

- Pared de mampostería de bloques de concreto de 15 cm (sin repello): $300 \frac{kg}{m^2}$ x altura

de pared perimetral en todos los niveles del edificio = $300 \frac{kg}{m^2}$ x 1.60 mts. = $480 \frac{kg}{m}$

- Puertas y Ventanas: $140 \frac{kg}{m^2}$.

– Distribución de las cargas aplicadas en losas y vigas.:

- El peso generado por las paredes que están apoyadas directamente a ellas. El peso de las paredes de mampostería de bloques de concreto de 15 cm sin repello al será multiplicado por la altura de los muros perimetrales y la longitud total de la suma de las partes de las paredes. Este peso puntual debe distribuirse alrededor de todas las losas de entrepiso, la cual comprende un área delimitada por vigas primarias en dirección X (W 18X55), en dirección Y (W 21X68) y secundarias de (W 16x50). Al dividir el peso puntual entre el resultado del área descrita se obtiene un peso superficial, el cual es el peso que se colocara adicional a la losa que se agrega al peso muerto de la losa de $90 \frac{kg}{m^2}$, generando un total, el cual será el set de cargas de losa , definidos en el programa. Es importante mencionar que este set, se le adiciona el mismo valor de carga viva de $250 \frac{kg}{m^2}$.

Tabla IV- 11 Set de cargas actuantes en losa y techo del edificio para estacionamiento

Set de elementos estructurales	Carga Muerta $\frac{kg}{m^2}$	Carga viva $\frac{kg}{m^2}$
Losa de entrepiso	90	250
Techo	43.61	20

(Fuente: Grupo tesis)

CAPITULO V: DATOS QUE ANTECEDEN EL DISEÑO

5.1 Visita al sitio de estudio

Se realizó una visita al parqueo municipal de San miguel latitud, 13.4833, longitud - 88.1833, con el objetivo de conocer e identificar la problemática existente en dicho lugar, este parqueo está ubicado en la intersección de la avenida José Simeón Cañas y calle Chaparrastique.

5.1.1 Estado actual del parqueo municipal de San Miguel.

Las deficiencias son notorias de inmediato, ya que pudimos notar desde la entrada las condiciones en mal estado de la infraestructura, el congestionamiento en la entrada y salida del parqueo (Figura V-1), puesto que solo tiene una salida y una entrada, también el parqueo está lleno de baches y huecos en su interior donde transitan los vehículos (Figura V-2), el desorden de ventas ambulantes y locales ubicados desde el centro del parqueo como también en sus orillas al interior y los cajones de estacionamiento no están delimitados, esto invita al conductor a estacionarse donde bien le parezca y como mejor le parezca, y conlleva muchas veces a utilizar más espacio del que necesita.

Figura V- 1 Mal estado de la infraestructura y la congestión a la salida del parqueo municipal



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura V- 2 condiciones y uso del parqueo municipal



(Fuente: Grupo de tesis)

Se realizó la caracterización del lugar con la finalidad de generar un mapa del lugar, identificando los parqueos existentes, comercios, escuelas etc. en un radio de 350 metros a partir del parqueo municipal de San Miguel

5.2 Demanda de estacionamiento en el parqueo

La SIECA establece en el Capítulo II en su sección 2.4 y literal 2.4.1 que los datos de tránsito pueden obtenerse manualmente o electrónicamente, se hace manualmente cuando es un tiempo corto el que se realizara el aforo, y electrónicamente cuando necesita hacerse durante varios meses debido a que este tipo de aforo es necesario hacerlo con la mayor cantidad de horas al día para obtener una cantidad acertada del número de vehículos que transitan, dice también que estos datos servirán para conocer la tendencia que se tiene, de la cual el proyectista será quien estime el tránsito que puede esperar en el futuro.

También establece que el TPDA se realiza en un determinado periodo de tiempo que pueden ser días o menor a un año, pero no especifica cuánto tiempo puede ser exactamente, por tal razón nosotros hemos tomado siete días aprovechando que el aforo se realizó llegando a la semana santa o llegando a la última semana del mes de marzo del año 2019, que es una de las fechas del año que más demanda presenta el estacionamiento, según información que nos dieron los encargados de la administración del parqueo, de tal forma que se tomó una semana estratégica para satisfacer la máxima demanda y como una cantidad representativa debido a que no se tienen aparatos electrónicos para hacerlo durante un lapso más largo, por lo cual de llevarse a cabo la realización de este proyecto debe realizarse otro estudio de tránsito si el realizador lo estima conveniente.

5.2.1 Características operativas de la demanda

Las características operativas corresponden a los índices que explican el comportamiento de la demanda, los parámetros utilizados para estos son:

- ***La rotación de vehículos:*** Número de veces que un cajón es utilizado durante el día
- ***Grado de permanencia:*** Tiempo promedio que permanecen los usuarios estacionados.
- ***Ocupación media:*** Promedio de la ocupación de los cupos ofrecidos.

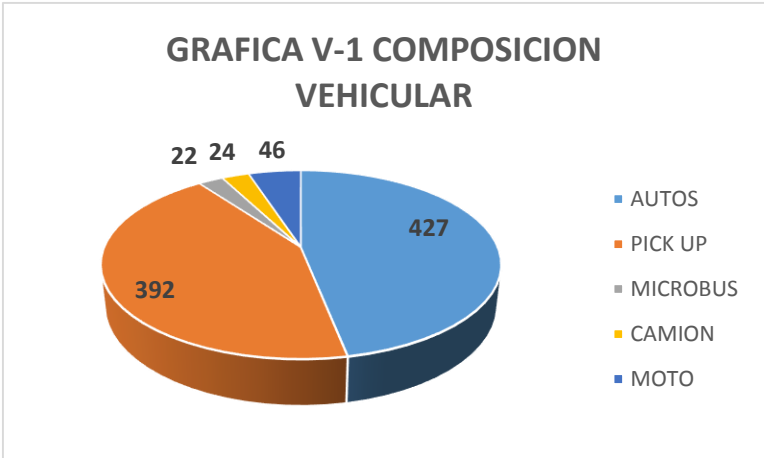
5.2.2 Identificación de la demanda

Se realizó un conteo vehicular durante ocho días consecutivos con el cual se obtuvo el TPDA (Transito Promedio Diario Anual). El conteo vehicular se realizó utilizando un formato en el que se apuntó la hora de entrada y la hora de salida del vehículo y el tipo de vehículo, esto se realizó durante 12 horas diarias, desde las 6 am. hasta las 6 pm. que son los horarios en los que permanece abierto el parqueo.

Con la información recolectada se tomó un día, en el que más vehículos entraron para tomar de ahí la máxima demanda vehicular. También se hizo un recorrido que abarco tres cuadras alrededor del parqueo municipal con el fin de hacer un conteo de todos aquellos vehículos automotores que se estacionan en las calles y aceras, ya sea porque el parqueo

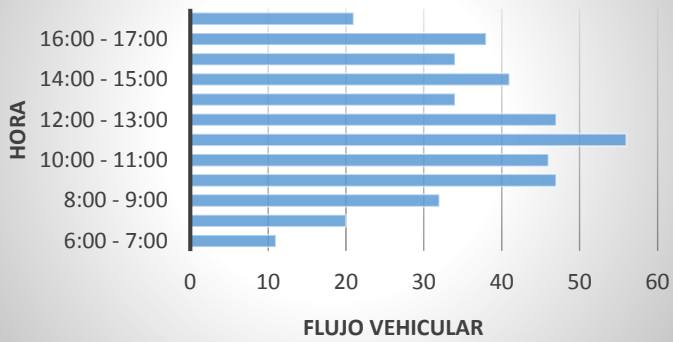
no da abasto a la demanda y por tal razón se ven obligado a dejar sus vehículos en las calles, se elaboró un mapa del parqueo municipal y sus calles aledaños indicando el número de vehículos que se parquean en dichas calles.

A continuación, se presenta conteo vehicular en gráficos del día sábado 23 de marzo de 2019 (ver anexo A-1 final del documento) donde:



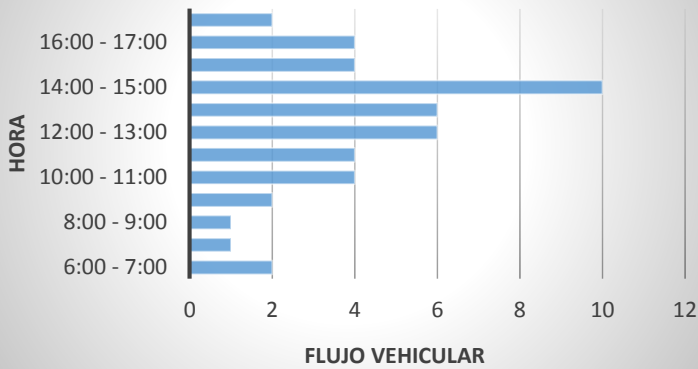
TIPO DE VEHICULO	CANTIDAD
AUTOS (A)	427
PICK UP (P)	392
MICROBUS (MI)	22
CAMION (C)	24
MOTO (M)	46
TOTAL	911
23/03/2019	

GRAFICA V-2
DENSIDAD VEHICULAR AUTOS/HORA

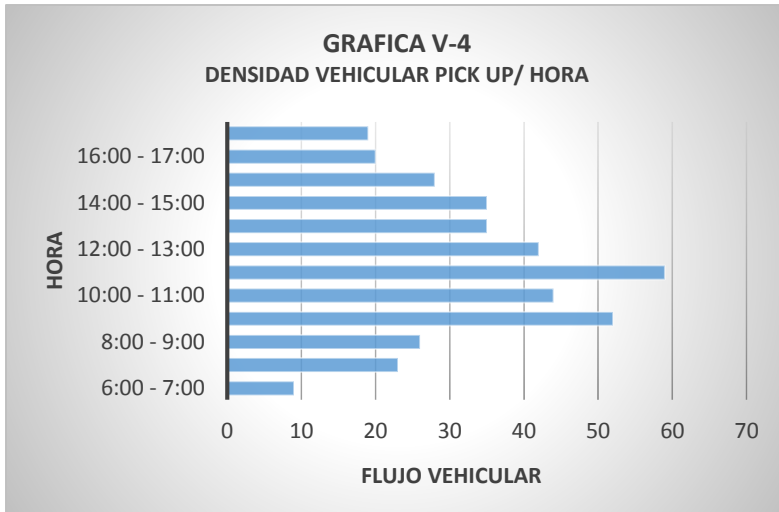


HORA	AUTOS/HORA
6:00 - 7:00	11
7:00 - 8:00	20
8:00 - 9:00	32
9:00 - 10:00	47
10:00 - 11:00	46
11:00 - 12:00	56
12:00 - 13:00	47
13:00 - 14:00	34
14:00 - 15:00	41
15:00 - 16:00	34
16:00 - 17:00	38
17:00 - 18:00	21
TOTAL	427

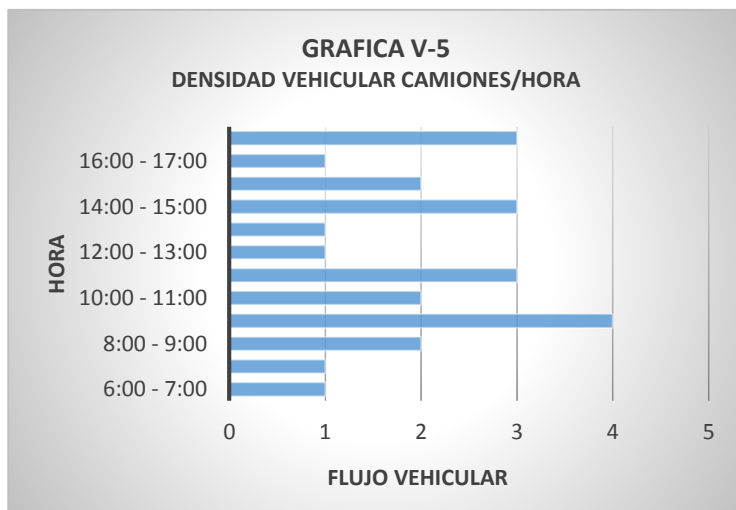
GRAFICA V-3
DENSIDAD VEHICULAR MOTOS/HORA



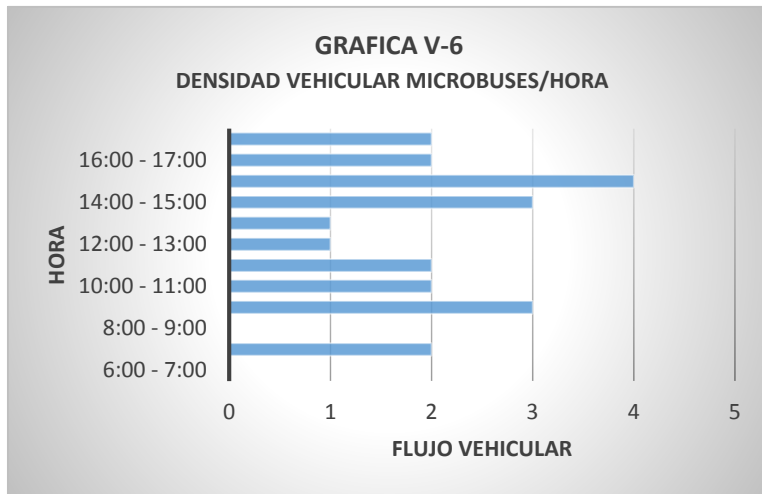
HORA	PICK UP/HORA
6:00 - 7:00	9
7:00 - 8:00	23
8:00 - 9:00	26
9:00 - 10:00	52
10:00 - 11:00	44
11:00 - 12:00	59
12:00 - 13:00	42
13:00 - 14:00	35
14:00 - 15:00	35
15:00 - 16:00	28
16:00 - 17:00	20
17:00 - 18:00	19
TOTAL	392



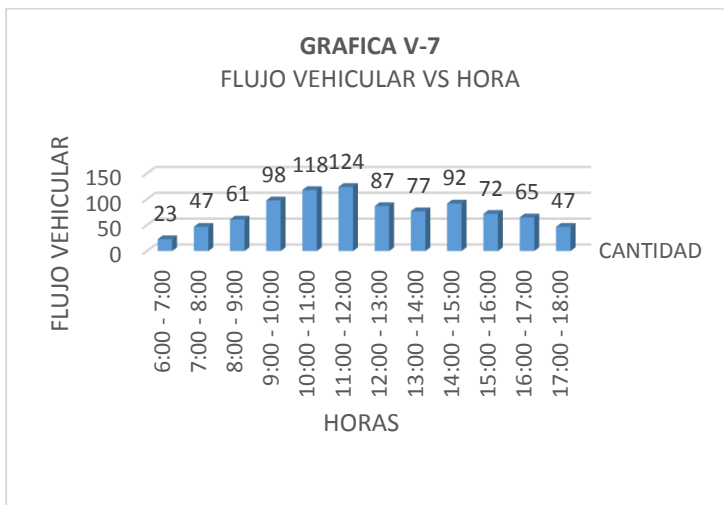
HORA	MOTOS/HORA
6:00 - 7:00	2
7:00 - 8:00	1
8:00 - 9:00	1
9:00 - 10:00	2
10:00 - 11:00	4
11:00 - 12:00	4
12:00 - 13:00	6
13:00 - 14:00	6
14:00 - 15:00	10
15:00 - 16:00	4
16:00 - 17:00	4
17:00 - 18:00	2
TOTAL	46



HORA	CAMIONES/HORA
6:00 - 7:00	1
7:00 - 8:00	1
8:00 - 9:00	2
9:00 - 10:00	4
10:00 - 11:00	2
11:00 - 12:00	3
12:00 - 13:00	1
13:00 - 14:00	1
14:00 - 15:00	3
15:00 - 16:00	2
16:00 - 17:00	1
17:00 - 18:00	3
TOTAL	24



HORA	MICROBUSES/HORA
6:00 - 7:00	0
7:00 - 8:00	2
8:00 - 9:00	0
9:00 - 10:00	3
10:00 - 11:00	2
11:00 - 12:00	2
12:00 - 13:00	1
13:00 - 14:00	1
14:00 - 15:00	3
15:00 - 16:00	4
16:00 - 17:00	2
17:00 - 18:00	2
TOTAL	22



HORA	CANTIDAD
6:00 - 7:00	23
7:00 - 8:00	47
8:00 - 9:00	61
9:00 - 10:00	98
10:00 - 11:00	118
11:00 - 12:00	124
12:00 - 13:00	87
13:00 - 14:00	77
14:00 - 15:00	92
15:00 - 16:00	72
16:00 - 17:00	65
17:00 - 18:00	47
TOTAL 23/03/2019	911

Parámetros de proyección

Vida útil de diseño (VUD) por categoría o tipos de edificios (ISO 15686)

Tabla V- 1 tabla de parámetros

Categoría de edificios	Vida útil de diseño por categoría (años)	Ejemplos
Temporales	Hasta 10	Construcciones no permanentes, oficinas de ventas, edificios de exhibición temporal, construcciones provisionales.
Vida media	25-49	La mayoría de los edificios industriales y la mayoría de las estructuras para estacionamientos.
Vida larga	50-99	La mayoría de los edificios residenciales, comerciales, de oficinas, de salud, de educación.
Permanentes	Más de 100	Edificios monumentales, de tipo patrimoniales (museos, galerías de arte, archivos generales, etcétera).

Fuente: Canadian Standards Association, 2001; Australian Building Codes Board, 2006; International Standards Organization, 2000.

Fuente: International Organization for Standardization, Autor Board, 2006.

Método Geométrico o Crecimiento Geométrico.

El crecimiento es geométrico si el aumento de la población es proporcional al tamaño de esta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo al del interés compuesto, el cual se expresa como.

$$\frac{dP}{dt} = rg P \quad \frac{dP}{P} = rg dt$$

Ecuación V-1

Integrando entre los límites de último censo y censo inicial se tiene

$$\int_{P_b}^{P_f} \frac{dP}{P} = rg \int_{t_b}^{t_f} dt \quad \ln P_f - \ln P_b = rg (t_f - t_b)$$

Ecuación V-2

o sea, que la población futura, sería:

$$P_f = P_o (1 + rg)^{(t_f - t_b)}$$

Ecuación V- 3

Se puede considerar como $n = t_f - t_o$. El valor de rg se estima como un promedio entre los censos o se estima entre dos períodos censales, o sea:

$$rg = (P_f / P_o)^n - 1$$

Ecuación V-4

Dónde: rg : Constante de crecimiento de población geométrica.

P_f : Población proyectada o del último censo.

P_o : Población base o inicial.

n : Periodo de diseño

Para la proyección se usaron datos registrados para el departamento de San Miguel de la Dirección General de Estadísticas y Censos (DIGESTYC)

Tabla V- 2 resumen de proyección 2019 – 2044

AÑO	POBLACION
1971	320,602
1992	403,411
2007	434,003

CALCULO DE TASA DE CRECIMIENTO			
rg1:	2007-1971	0.008448012	
rg2:	2007-1992	0.004884929	
POBLACION FUTURA			
POBLACION FUTURA PARA			2019
Población rg1		480103.5305	
Población rg2		460138.6647	
	Σ	940242.1952	
POBLACION 2019		470121	HABITANTES
POBLACION FUTURA			2020
Población rg1		484159.4507	
Población rg2		462386.4096	
	Σ	946545.8603	
POBLACION 2020		473273	HABITANTES
POBLACION FUTURA			2024
Población rg1		500728.6831	
Población rg2		471487.7277	
	Σ	972216.4107	
POBLACION 2024		486108	HABITANTES
POBLACION FUTURA			2029
Población rg1		522239.8881	
Población rg2		483116.7089	
	Σ	1005356.597	
POBLACION 2029		502678	HABITANTES

POBLACION FUTURA		2034
Población rg1	544675.2103	
Población rg2	495032.5125	
	Σ	1039707.723
POBLACION 2034	519854	HABITANTES
POBLACION FUTURA		2039
Población rg1	568074.3494	
Población rg2	507242.2127	
	Σ	1075316.562
POBLACION 2039	537658	HABITANTES
POBLACION FUTURA		2044
Población rg1	592478.7109	
Población rg2	519753.0583	
	Σ	1112231.769
POBLACION 2039	556116	HABITANTES

(Fuente: Grupo de tesis)

AÑOS	POBLACION
2019	470121
2020	473273
2024	486108
2029	502678
2034	519854
2039	537658
2044	556116



(Fuente: Grupo de tesis)

Regresión matemática para el cálculo de volúmenes de tránsito futuros

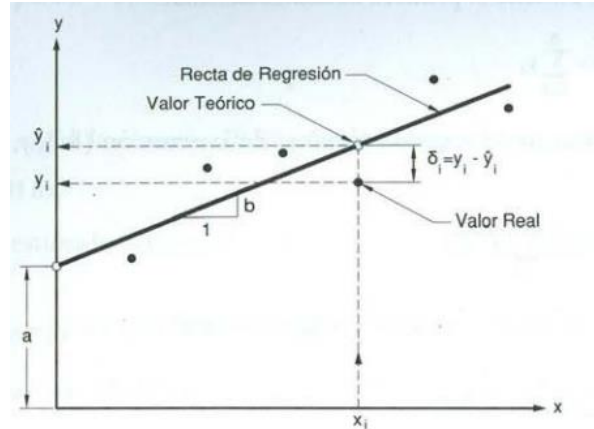
Regresión lineal simple.

Según (Cal y Mayor, 2007) La siguiente figura ilustra los valores observados (reales) de la variable dependiente Y_i , y sus correspondientes valores estimados (teóricos) \hat{y}_i , para valores específicos de la variable independiente X_i . La ecuación de la recta de regresión es:

$$\hat{y}_i = a + b x_i$$

Ecuación V-5

Figura V- 3 Dispersión



(Fuente: Cal y Mayor, 2007)

Se calculan los parámetros a y b para un conjunto de “n” (valores observados), De donde se obtiene la primera ecuación:

$$nA + \left(\sum_{i=1}^n xi \right) B = \left(\sum_{i=1}^n xi \right) \dots$$

Ecuación V-6

De la misma manera, se obtiene la segunda ecuación normal:

$$\left(\sum_{i=1}^n xi \right) A + \left(\sum_{i=1}^n xi^2 \right) B = \left(\sum_{i=1}^n xi \cdot yi \right) \dots$$

Ecuación V-7

El coeficiente de correlación r, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{n \sum xiyi - \sum xi \sum yi}{\sqrt{[n \sum xi^2 - (\sum xi)^2][n \sum yi^2 - (\sum yi)^2]}}$$

Ecuación V-8

“...Se puede concluir que los pronósticos mediante la regresión exponencial, con el transcurrir de los años, tienden a ser más elevados, que en cualquiera de las demás regresiones. Por el contrario, los pronósticos mediante las regresiones potencial y logarítmica tienden a ser más bajos. En la práctica se ha comprobado que los volúmenes de tránsito futuro no tienden a ser tan altos y tampoco tienden a ser tan bajos, por lo que la regresión lineal es la que más se ajusta a su tendencia de crecimiento...” (Cal y Mayor, 2007)

Parking generation

Proyección crecimiento vehicular – población

Crecimiento vehicular san miguel el salvador: vehículos en circulación en san miguel el salvador.

Tabla V- 3 crecimiento vehicular (Fuente: VMT El salvador)

PADRON VEHICULAR SAN MIGUEL	
AÑO	CANTIDAD DE VEHICULOS
2016	76626
2017	80270
2018	86060
2019	91327

Fuente: Grupo de tesis

Regresión Lineal simple

REGRESION LINEAL SIMPLE						
AÑO	CANTIDAD DE VEHICULOS	Xi	Yi	Xi2	X*Y	Yi2
2016	76626	1	76626	1	76626	5871543876
2017	80270	2	80270	4	160540	6443272900
2018	86060	3	86060	9	258180	7406323600
2019	91327	4	91327	16	365308	8340620929
		10	334283	30	860654	2.8062E+10

Luego se procede a determinar los valores de A y B, con las siguientes fórmulas:

$$nA + \left(\sum_{i=1}^n xi \right) B = \left(\sum_{i=1}^n xi \right) \dots Ecu. V - 6$$

$$\left(\sum_{i=1}^n xi \right) A + \left(\sum_{i=1}^n xi^2 \right) B = \left(\sum_{i=1}^n xi \cdot yi \right) \dots Ecu. V - 7$$

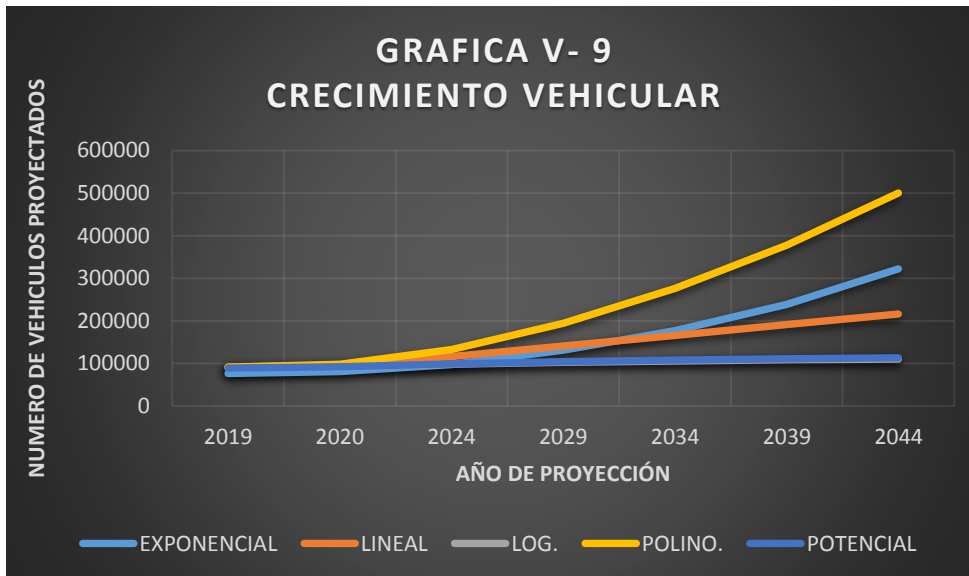
$$Y = 4,989.30x + 71,097.50$$

Después de hallar la ecuación se procedió a proyectar el crecimiento para los años 2020, 2024,2029 ,2034 y 2039.

Comparación de regresiones matemáticas para el crecimiento vehicular proyectada

AÑOS	EXPONENCIAL	LINEAL	LOG.	POLINO.	POTENCIAL
2019	76280	91055	89684	91460	89235
2020	80997	96044	91988	98073	91657
2024	96971	116001	98060	132637	98355
2029	130897	140948	102624	194101	103711
2034	176693	165894	105778	275852	107582
2039	238510	190841	108191	377891	110641
2044	321955	215787	110146	500218	113182

Comparación de regresiones matemáticas



“...Se puede concluir que los pronósticos mediante la regresión exponencial, con el transcurrir de los años, tienden a ser más elevados, que en cualquiera de las demás regresiones. Por el contrario, los pronósticos mediante las regresiones potencial y logarítmica, tienden a ser más bajos. En la práctica se ha comprobado que los volúmenes de tránsito futuro, no tienden a ser tan altos y tampoco tienden a ser tan bajos, por lo que la regresión lineal es la que más se ajusta a su tendencia de crecimiento...” (Cal y Mayor, 2007)

PROCEDIMIENTO DE CONTEO VEHICULAR

Partiendo de la toma de datos en el Parqueo Municipal de San Miguel durante una semana desde el martes 19 de marzo de 2019 hasta el lunes 25 de marzo de 2019, obteniendo así que el día con mayor flujo vehicular fue el sábado 23 de marzo de 2019 (ver anexo A), y que el parqueo estuvo en su máxima demanda, los datos recolectados para ese día fueron los siguientes:

Es importante tener en cuenta que los estudios del ITE, se han realizado en el área norteamericana, por lo que están calculados bajos las condiciones y características socioeconómicas de Estados Unidos, el cual presenta un grado de motorización mayor al existente en nuestro país, por ende, se debe realizar un proceso de ajuste de la estimación obtenida del “Parking Generation” con el fin de adecuarlos a las características de El Salvador.

Relacionando la tasa de motorización de Estados Unidos con la tasa de motorización de El Salvador. Entiéndase tasa de motorización aquel factor que mide la cantidad de vehículos motorizados por habitante en el lugar y periodo dado. Básicamente, se utilizan las siguientes fórmulas para la determinación de los parámetros antes mencionados:

$$\text{Tasa de motorización} = \frac{\text{Parque vehicular}}{\text{Población}}$$

$$\text{Factor de Regionalización} = \frac{\text{Tasa de Motorización Xr}}{\text{Tasa de Motorización de USA}}$$

Donde X_r hace referencia a la tasa de motorización del lugar de donde se realizará el estudio.

De la investigación se encontró que para los 2019 estados unidos tienen una tasa de motorización de 0.965 indicando que por cada 1000 habitantes hay 965 vehículos y que el parque vehicular es de 309,500,000.00 vehículos por consiguiente se tendría una población de 320,725,389.00 habitantes.

Tomando como referencia en la proyección se tienen el resumen de correlaciones de acuerdo con las siguientes tablas.

Tabla V- 4 parámetros a tomar en cuenta (fuente propia)

Parámetros	Estados Unido 2019	San Miguel (El Salvador 2019)
Población	320,725,000	470,121
Parque Vehicular	309,500,000	91,055
Tasa de Motorización	0.965	0.194
Factor de Regionalización	0	0.201

(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla V- 5 proyección hasta año 2044 (fuente: propia)

Proyección	2013	2019	2024	2029	2034	2039	2044
Parámetros	Estados Unidos	San Miguel	San Miguel	San Miguel	San Miguel	San Miguel	San Miguel
Población	320,725,000	470,121	486,106	502,678	519,853	537,658	556,116
Parque Vehicular	309,500,000	91,055	116,001	140,948	165,894	190,841	215,787
Tasa de Motorización	0.965	0.194	0.239	0.280	0.319	0.355	0.388
Factor de Regionalización	0	0.201	0.247	0.291	0.331	0.368	0.402

(Fuente: Grupo de tesis)

Partiendo de la cantidad de parqueos con que se encuentra en la actualidad el centro de san miguel se tiene la proyección.

Tabla V- 6 cajones proyectados (fuente: propia)

Proyección	2019	2024	2029	2034	2039	2044
Nº cajones de USA	Nº cajones regionalizados	Nº cajones regionalizados	Nº cajones regionalizados	Nº cajones regionalizados	Nº cajones regionalizados	Nº cajones regionalizados
588	118	145	171	194	216	216
2,561	514	633	744	847	942	1030
3,114	625	770	905	1,030	1,145	1252

(Fuente: Grupo de tesis)

INDICE DE ROTACIÓN

(Cal y Mayor, 2007) Para un determinado período de estudio, el índice de rotación de un estacionamiento puede expresarse como:

$$Ir = \frac{Vi + Ve}{C}$$

Ecuación V-9

Dónde:

Vi = Número de vehículos estacionados al inicio del estudio.

Ve = Número de vehículos que entran durante el tiempo de estudio.

C = Capacidad del estacionamiento en número de cajones disponibles.

Si la demanda se especifica para una hora absoluta o como un promedio de horarios, las unidades del índice de rotación son:

$$Ir = \frac{\text{Vehiculos/hora}}{\text{Cajón}}$$

Calculando Ir para demanda máxima del día sábado 23 de marzo de 2019:

$$Ir = \frac{887}{1} \quad \rightarrow \quad Ir = 887 \frac{veh}{cajón}$$

Calculando índice de rotación promedio I_{rp} (índice de rotación promedio):

$$Irp = \frac{Ir}{\text{Numero de cajones con los que cuenta el parqueo}}$$

Ecuación V-10

$$Ir = \frac{887}{108} \rightarrow Ir = 8.21$$

Calculando duración promedio:

$$Dp(\text{min}) = \frac{\text{Tiempo en el que permanece abierto el parqueo (min)}}{\text{Veces que se utilizo cada cajón}}$$

Ecuación V-11

$$Dp(\text{min}) = \frac{720 \text{ min}}{8.21}$$

$$Dp(\text{min}) = 87.7 \text{ min}$$

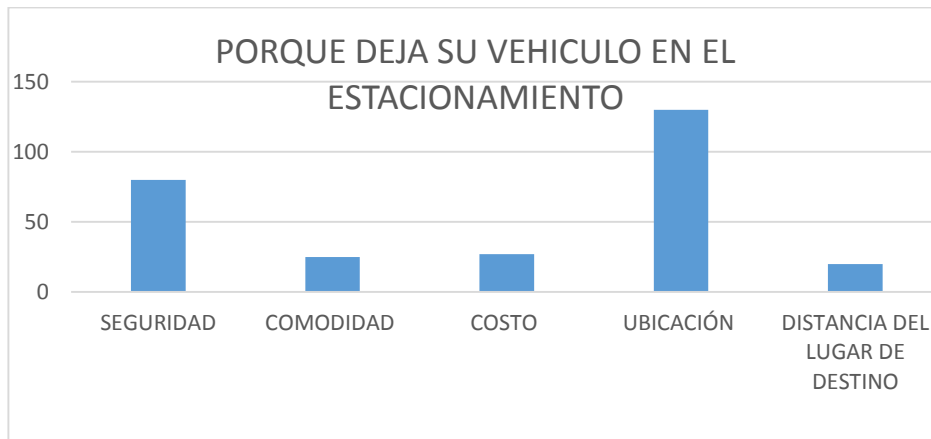
5.3 Encuesta

Se realizó una encuesta a partir de una muestra de la cantidad de vehículos obtenidos por el mapa de zonificación, donde se contabilizo todos los vehículos en un radio de 350 metros alrededor del Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel (ver anexo A-1), con el fin de conocer las inquietudes de las personas que hacen uso del parqueo vehicular. La encuesta es dirigida a los usuarios del parqueo en la actualidad, con el fin de conocer, el motivo por el cual los usuarios visitan o utilizan el parqueo, las horas que prefieren entrar, las horas que más congestión existe según su opinión, los descontentos a los que

se enfrentan, esto por las malas instalaciones del inmueble y algunas de las cosas que desearían que se mejorara.

De las encuestas realizadas se sacaron los siguientes porcentajes:

Grafica V-10

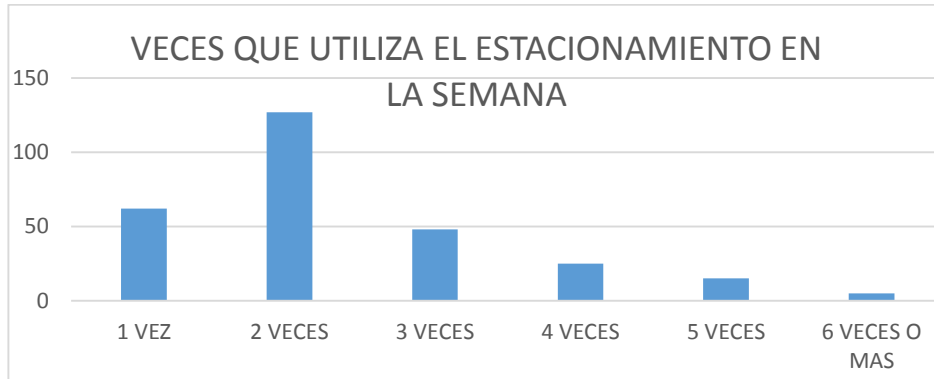


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 1

SEGURIDAD	80
COMODIDAD	25
COSTO	27
UBICACIÓN	130
DISTANCIA DEL LUGAR DE DESTINO	20

Grafica V-11

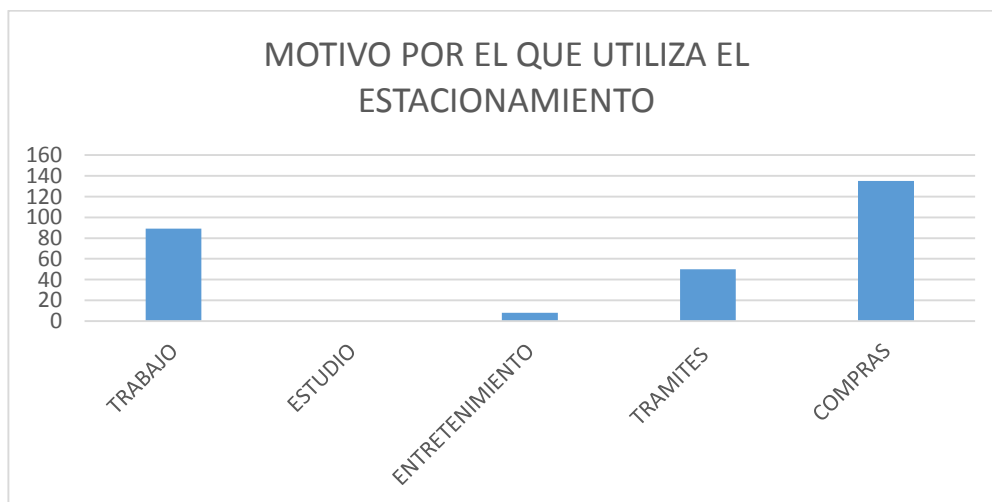


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 2

1 VEZ	62
2 VECES	127
3 VECES	48
4 VECES	25
5 VECES	15
6 VECES O MAS	5

Grafica V-12

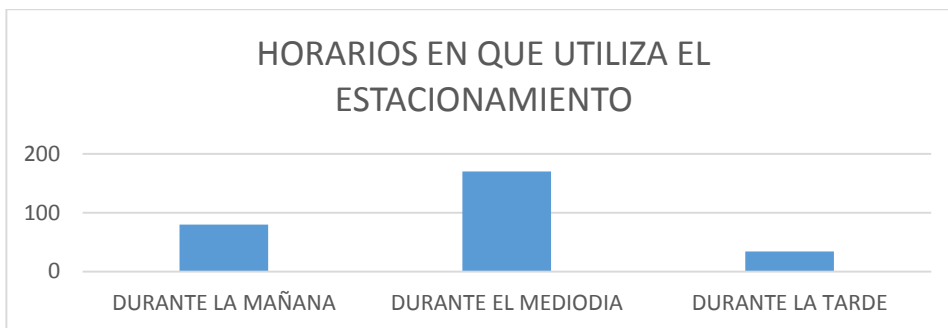


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 3

TRABAJO	89
ESTUDIO	0
ENTRETENIMIENTO	8
TRAMITES	50
COMPRAS	135

Grafica V-13

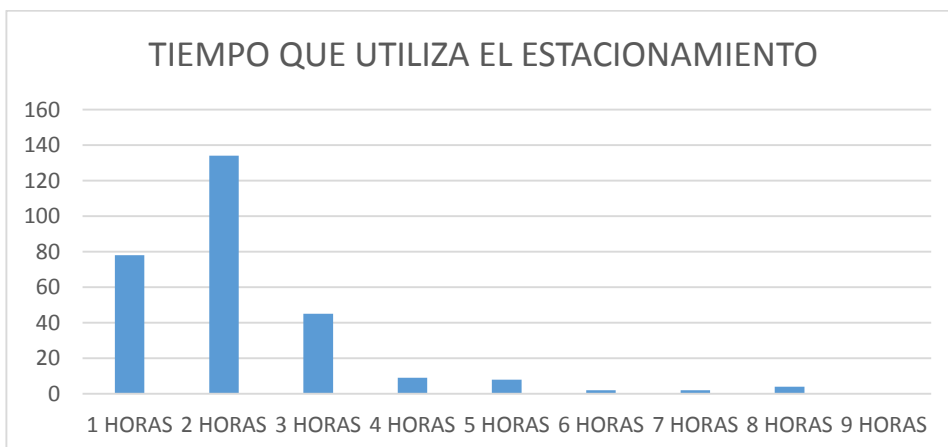


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 4

DURANTE LA MAÑANA	80
DURANTE EL MEDIODIA	170
DURANTE LA TARDE	34

Grafica V-14

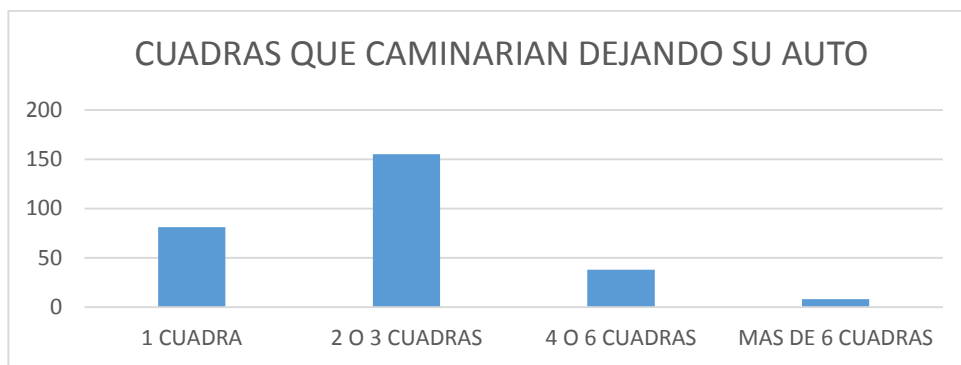


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 5

1 HORAS	78
2 HORAS	134
3 HORAS	45
4 HORAS	9
5 HORAS	8
6 HORAS	2
7 HORAS	2
8 HORAS	4
9 HORAS	0
	282

Grafica V-15

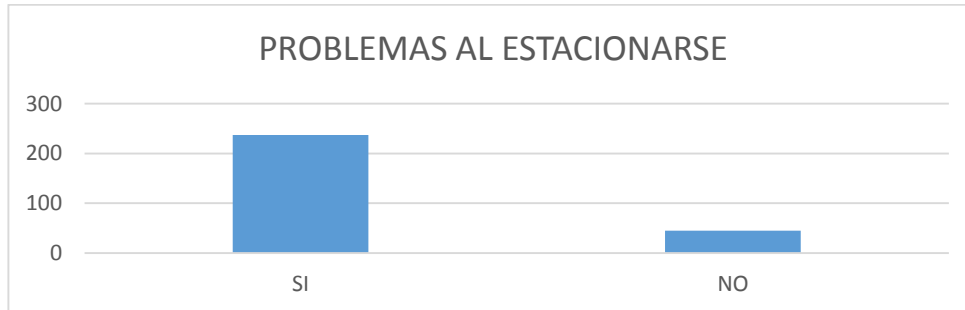


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 6

1 CUADRA	81
2 O 3 CUADRAS	155
4 O 6 CUADRAS	38
MAS DE 6 CUADRAS	8
	282

Grafica V-16



(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 7

SI	237
NO	45
	282

Grafica V-17

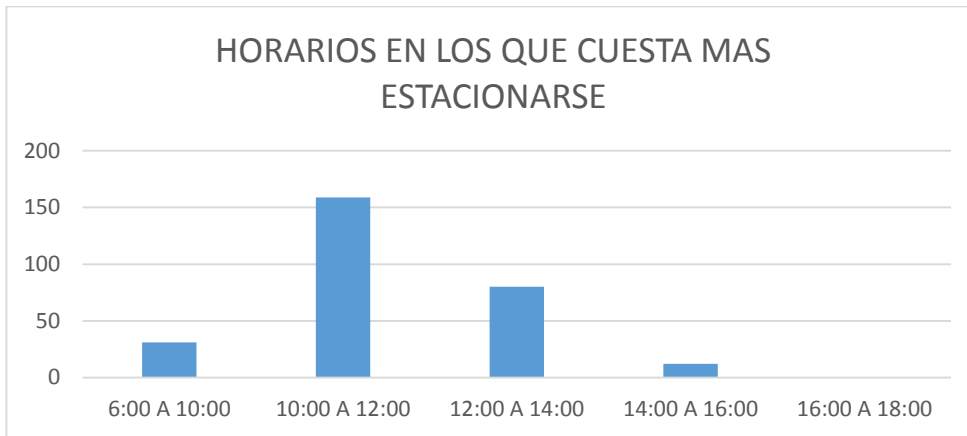


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 8

FALTA DE ESPACIOS	87
MALA ATENCION	12
DIFICULTAD DE ACESO	17
USO ACTUAL	19
POCAS OPCIONES DE ACCESO	24
CONGESTIONAMIENTO	56
MAL ORDENAMIENTO DE VEHICULOS	44
PARQUEOS NO SEÑALIZADOS	38

Grafica V-18

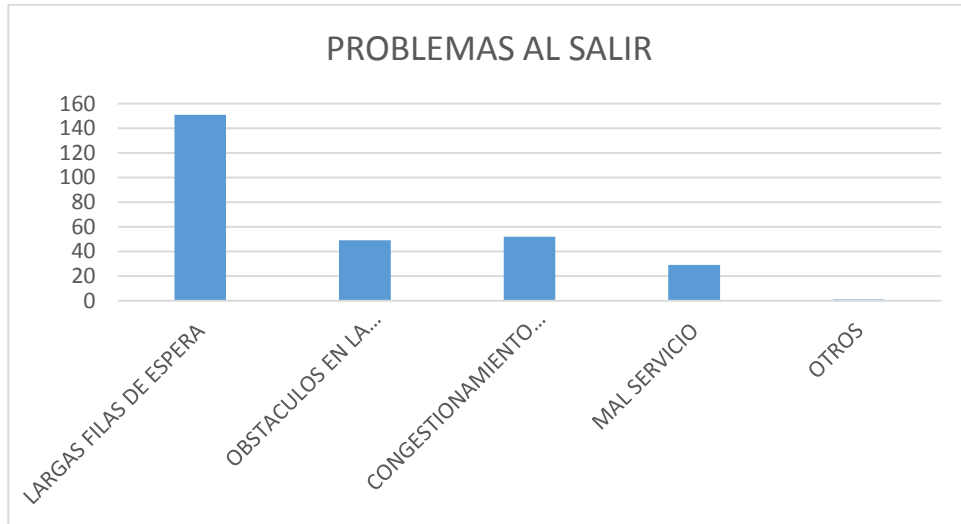


(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 9

6:00 A 10:00	31
10:00 A 12:00	159
12:00 A 14:00	80
14:00 A 16:00	12
16:00 A 18:00	0

Grafica V-19



(Fuente: Grupo de tesis)

PREGUNTA 10

LARGAS FILAS DE ESPERA	151
OBSTACULOS EN LA SALIDA	49
CONGESTIONAMIENTO EN LA VIA	52
MAL SERVICIO	29
OTROS	1

5.4 Levantamiento topográfico.

Se realizó un levantamiento topográfico con el fin de obtener el área en la que se diseñara el edificio, y para determinar algunos locales de ventas que intervendrían en el caso de realizar dicho edificio, de esta manera las autoridades correspondientes tomarían cartas en el asunto.

Se ejecutó el levantamiento topográfico que sirvió para el estudio técnico y descriptivo del terreno, se examinó la superficie cuidadosamente teniendo en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas, pero también las alteraciones existentes en el terreno y que se deban a la intervención del hombre.

Figura V- 4 Levantamiento topográfico



(Fuente: Grupo tesis)

El área total destinada al inmueble del parqueo es de 12,869.87 metros cuadrados más sin embargo como se puede observar la mayor cantidad de esa área se está ocupando como un lugar de comercio de forma desordenada.

5.5 Estudio de suelo

Ensayo de Penetración Estándar (SPT) El ensayo de penetración estándar (SPT), es un estudio dinámico por medio del cual determinamos la capacidad portante del mismo como de igual manera su clasificación estratigráfica. Este ensayo consiste en introducir un cilindro hueco por medio de golpes en el estrato de suelo, para lo cual nos ayudamos de un martillo de 140 kg aproximadamente, el cual cae libremente sobre dicho cilindro, se pretende contar el número de golpes necesarios para introducirlo en el suelo y de esta manera obtener una muestra inalterada de los diferentes estratos del suelo.

Es el ensayo más empleado en la realización de sondeos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que le permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada. El peso de la masa y la altura de la caída libre, están normalizados, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Procedimientos del Ensayo de Penetración Estándar

Cuando en la perforación del sondeo se alcanza la profundidad donde se efectuará la prueba, sin avanzar la entubación y viendo limpio el fondo del sondeo, se desciende el

toma muestras **SPT** unido al varillaje hasta apoyar en el fondo con suavidad. Luego se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera colocada en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara primeros 15 centímetros (N0 – 15). Seguidamente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo que puede ser de 50 ó 30cm.

5.5.1 Ensayos de Campo

El estudio se realizó mediante una prueba de SPT (Estándar Penetration Test) con el cual se determinó el tipo de suelo con un muestreador tomando una parte y correlacionando el número de golpes N, con dicho valor obtenido de campo se determinó la capacidad portante del suelo en Kg/cm².

V-4 Colocación del trípode y martillo del SPT.



(Fuente: Grupo tesis)

Figura V-5 preparación donde se realizó el pozo



(Fuente: Grupo tesis)

Figura V- 6 muestreo extraído del pozo



(Fuente: Grupo tesis)

Figura V- 7 etiquetas de muestra



(fuente: Grupo tesis)

Se realizó un sondeo que es solamente representativo, en el área donde estaría ubicado el edificio, por razones; de ocupación del espacio y uso que da actualmente la municipalidad no se ejecutaron más; la profundidad hasta la que se hizo el sondeo fue a 2 metros, ya que según la ASTM D 1586; indica que si el número de golpes requerido para profundizar en

cualquiera de los intervalos, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes. Hasta aquí, el ensayo **SPT** se considera finalizado cuando se alcanza este valor.

Se tomaron muestras de suelo de las perforaciones realizadas y se procedió a los respectivos ensayos de laboratorio que tienen como propósito establecer los materiales que conforman el suelo y sus propiedades, así como su identificación manual y visual.

Los ensayos realizados en el laboratorio son los siguientes:

- Granulometría
- Contenido de Humedad
- Límites de Consistencia:

Figura V-8 ensayo de Casa Grande



(Fuente: Grupo tesis)

Figura V-9 ensayo visual manual



(Fuente: Grupo tesis)

Figura V- 10 peso para el índice de humedad



(Fuente: Grupo tesis)

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del SPT:

PENETRACION ESTANDAR (SPT)

(ASTM D 1586)

Proyecto: “Propuesta de solución en altura en el parqueo municipal de la ciudad de San Miguel, El Salvador.”

Localización: Parqueo Municipal de San Miguel; en intersección Av. José Simeón Cañas y Calle Chaparrastique, Ciudad de San Miguel, El Salvador.

Fecha de sondeo: jueves 5 de septiembre de 2019.

Realizado por:	Br. Amaya Amaya, Josué Esaú	AA12027
	Br. Argueta Vásquez, Israel Antonio	AV13009
	Br. Nieto Amaya, Jonathan Gabriel	NA13001
	Br. Ramírez Rodríguez, Rosa Saraí	RR13085

Sondeo N°: 1

PROFUNDIDAD (MTS)	RESISTENCIA A LA PENETRACION				RECOBRO CM	HUMEDAD %	LIMITES DE CONSISTENCIA			CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	N			LL	LP	IP	
0.5	8	9	7	16	32	14.63	36.95	25.00	11.96	Limo arenoso de color gris oscuro, ligeramente plástico (ML)
1.00	10	11	18	29	38	18.18	29.76	20.00	9.76	Limo/arcilla de baja plasticidad, color café oscuro con presencia de arena fina (ML-CL)
1.50	18	19	23	42	25	2.70	No plástico			Arena con poca presencia de material fino/plástico (SP), aparentemente relleno de piedra pómez triturada
2.00	20	22	34	56	33	26.88	23.42	20.00	3.42	Limo arenoso de color café claro, de baja plasticidad (ML)

CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)

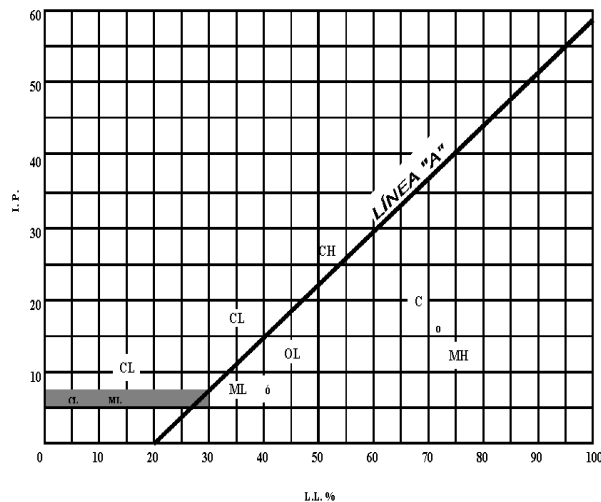


Tabla V- 7 Clasificación de suelo

Profundidad (Metros)	Observación
0.50	Limo arenoso, ligeramente plástico (ML)
1.00	Limo arcilloso de baja plasticidad, con presencia de arena fina (ML-CL)
1.50	Arena con poca presencia de material fino/plástico (SP)
2.00	Limo arenoso, , de baja plasticidad (ML)

Capacidad de carga admisible (“Mecánica de Suelos En la Ingeniería Practica” Terzaghi y Peck, 1972.)

SUELOS COHESIVOS

Tabla V- 8 Capacidad de carga admisible según la profundidad del sondeo

Valores de N golpes para 30 cm	Consistencia	Resistencia (Kg/cm²)
< 2	Muy blanda	<0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Medianamente compacta	0.50 – 1.00
8-15	Compacta	1.00 – 2.00
15-30	Muy compacta	2.00 – 4.00
>30	Dura	>4.00

Fuente: “Mecánica de Suelos En la Ingeniería Practica” Terzaghi y Peck, 1972.)

Tabla V- 9 Capacidad de carga admisible según la profundidad del sondeo en el parqueo municipal de San Miguel

Profundidad (Metros)	Resistencia (Kg/cm ²)
0.50	>4
1.00	>4
1.50	2.00 - 4.00
2.00	>4

Fuente: Grupo tesis

Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes -sin corregir- del SPT. Karol (1960)

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2-4)	250-500	0
Firm (4-8)	500-1,000	0
Stiff (8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff (15-30)	2,000-4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10-30)	0	28-30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10-30)	100-1,000	8-12
Dense (>30)	1,000	12

Tabla V- 10 tabla de correlación

Angulo de fricción interna y cohesión del suelo según la profundidad del sondeo

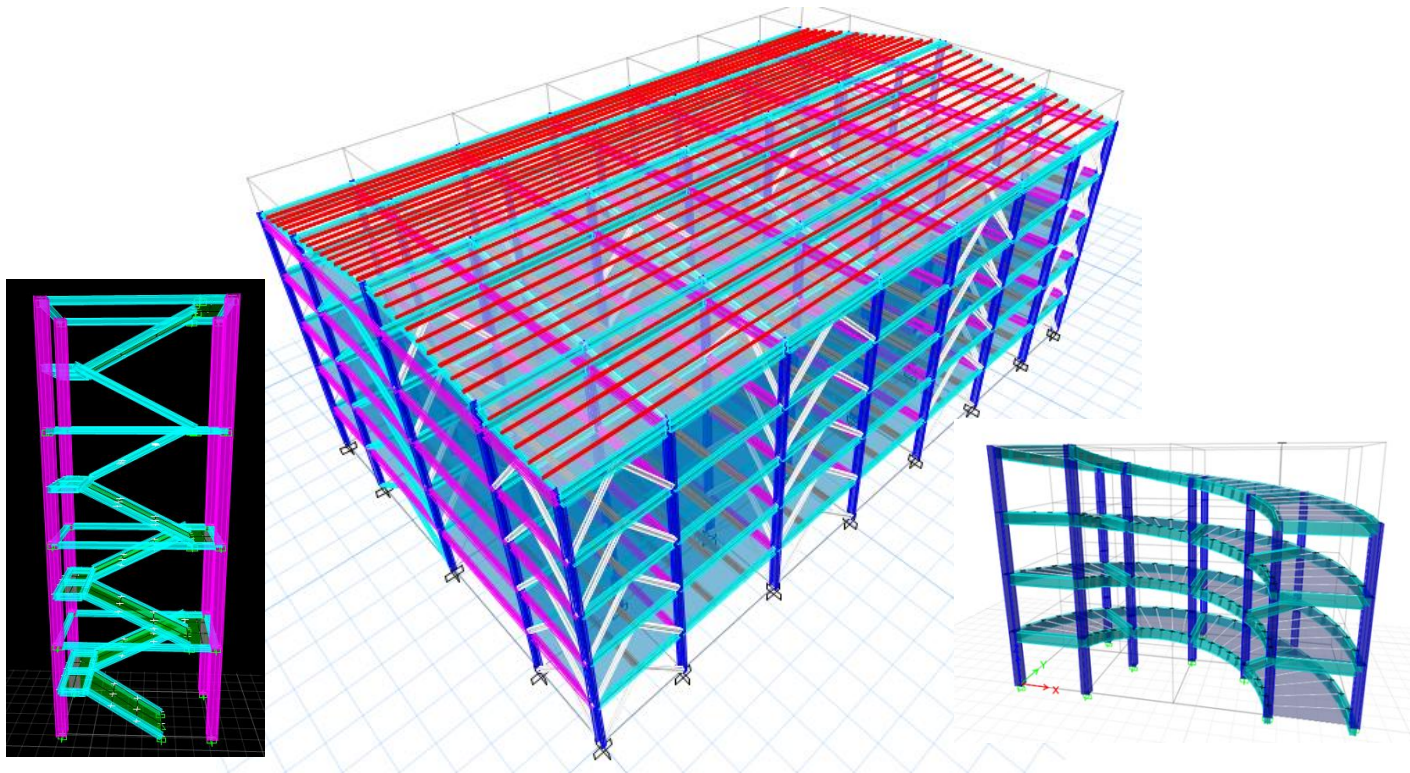
Profundidad (Metros)	Angulo de fricción interna (°C)	Cohesión (kg/cm ²)
0.50	12	0.488
1.00	12	0.488
1.50	8 - 12	0.0488 - 0.488
2.00	12	0.488

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL

6.1 Análisis Lineal

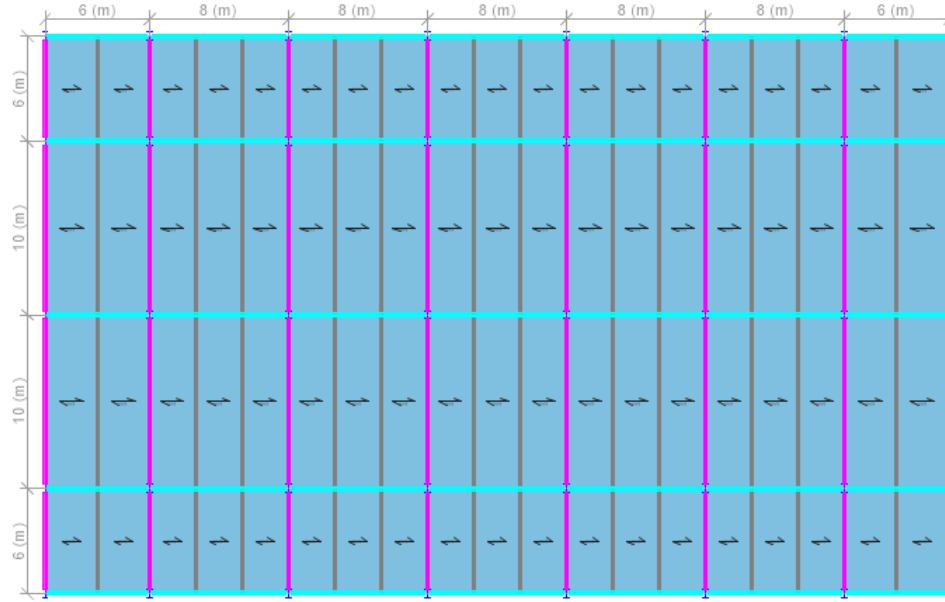
Para poder realizar un análisis y diseño de una estructura por el método estático o por el método dinámico, se deben tomar en cuenta los parámetros establecidos por la NTDS basados en las características del suelo e importancia de la edificación. Para realizar el análisis y diseño se deben adaptar los ciertos de la norma NTDS a los lineamientos que utiliza el programa de diseño estructural ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems), elaborado por la compañía Computers and Structures.

Figura VI- 1 Modelo tridimensional



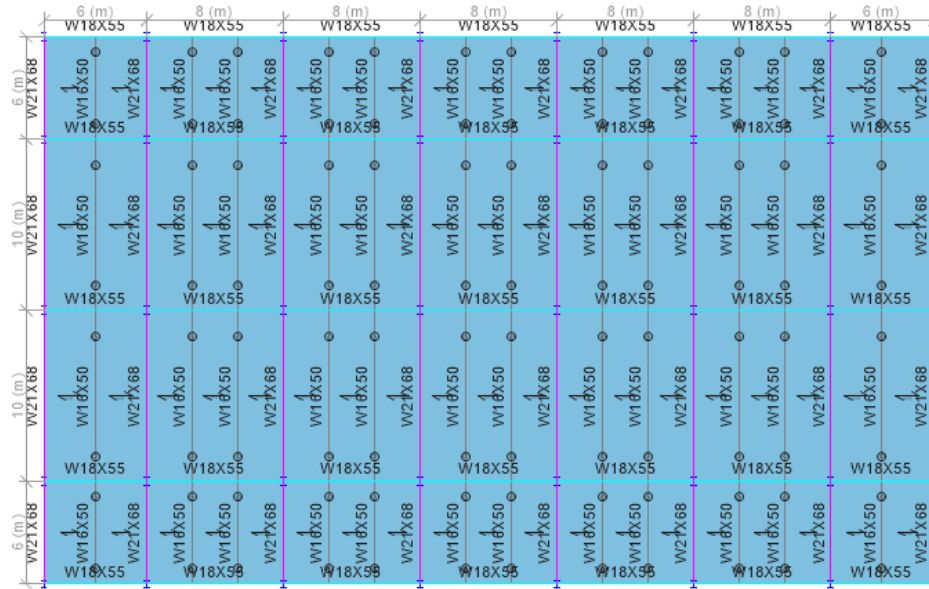
(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 2 Planta Estructural de Entrepiso Tipo



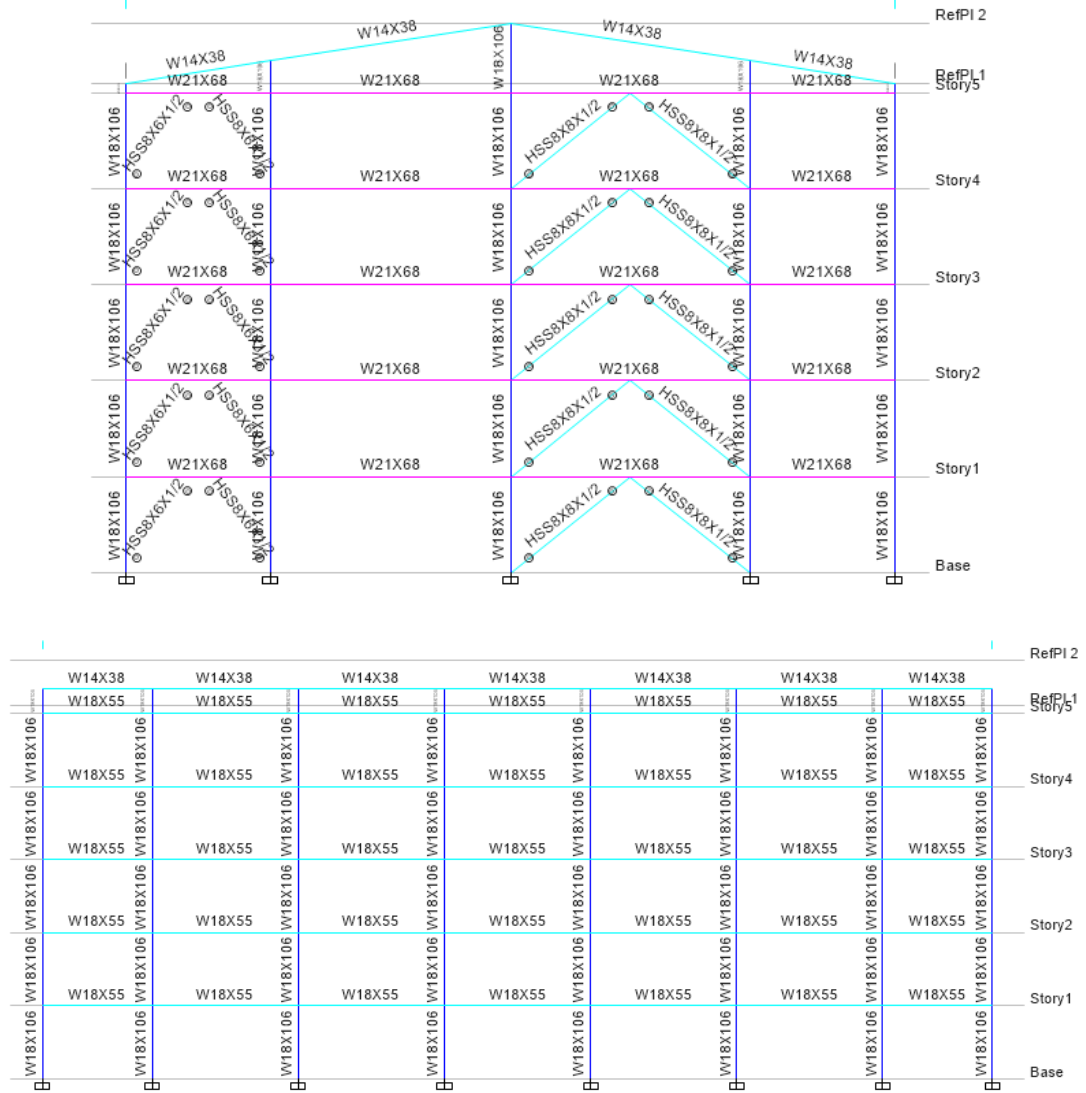
(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 3 Planta Estructural para identificación de elementos



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 4 Marcos Estructurales Tipo



(Fuente: Grupo de tesis)

6.1.1 Criterios y parámetros para el análisis y diseño utilizando el programa ETABS

Para desarrollar el análisis y diseño de edificaciones a través del programa ETABS, deben tomarse en cuenta algunos requisitos establecidos por las normas de diseño estructural de nuestro país, en la cual se encuentran diversos parámetros que deben ser introducidos en el programa o calibrarse de ser necesario.

6.1.1.1 Zonificación sísmica.

El factor de zona “A” según la NTDS (ver tabla II -1) se obtiene de observar donde se pretende ubicar la estructura, para ello se hace uso del mapa de zonificación sísmica de El Salvador (ver figura II-1). En ETABS, se encuentran los dos valores establecidos en la NTDS (0.4 y 0.3).

6.1.1.2 Características del suelo.

En la NTDS los valores de coeficientes de sitio “Co” y “To” están establecidos para distintos perfiles de suelo de nuestro país y sirven para cuantificar los efectos del tipo de suelo y se determinan según la Tabla II-2 del capítulo 2.

6.1.1.3 Categoría de Ocupación

Las diferentes categorías de ocupación, de acuerdo al uso y función de la estructura las podemos encontrar en la NTDS (ver tabla Tabla II-3); dependiendo del uso de la estructura a diseñar se elige la importancia (ver tabla Tabla II-4) es útil debido a que, al incrementar

las fuerzas de diseño para las estructuras, tiende a mejorar el comportamiento sísmico y así proporcionar una mayor seguridad para las mismas.

6.1.1.4 Sistema estructural

Los sistemas estructurales se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va a utilizar en el diseño, y de acuerdo a éste, se clasifican los sistemas estructurales y sus respectivos valores, como el factor de modificación de respuesta R , amplificación de desplazamiento C_d y límites de altura (ver tabla Tabla II-5). Se ingresa el valor C_d en las combinaciones de carga del programa ETABS para amplificar los desplazamientos.

6.1.1.5 Periodo del edificio

El periodo natural de vibración que se utilizara en el programa ETABS puede obtenerse mediante el método A de la NTDS, determinado por el programa o se puede definir según el valor deseado del usuario (método B).

6.2 Análisis del edificio

Para realizar el análisis y diseño del edificio en el programa ETABS se deben definir los materiales que se utilizaran y la configuración estructural a partir del modelo arquitectónico del edificio de estacionamiento.

La configuración de los elementos que componen el sistema estructural sismorresistentes del edificio de estacionamiento fueron distribuidas de tal forma de obtener una estructura regular y que cumplieran con las cargas impuestas para este tipo de estructura.

Tabla VI- 1 Secciones obtenidas del diseño de elementos en ETABS

Elemento	Secciones
Vigas primarias (Dirección X)	W 18x55
Vigas primarias (Dirección Y)	W 21x68
Vigas secundarias	W 16X50
Columnas	W 18X106
Riostras	HSS 8X6X1/2; HSS 8X8X1/2

(Fuente: Grupo de tesis)

6.2.1 Análisis sísmico

El edificio está destinado para usarse como estacionamiento de vehículos y es una propuesta de estacionamiento vertical y estará ubicado en San Miguel, El Salvador. A continuación, se presentan los criterios que la norma establece para el análisis y diseño para el edificio:

– **Factor de zonificación sísmica** El edificio estará ubicado en la zona céntrica de San Miguel por lo que, se encuentra localizado en la ZONA 1 del mapa de zonificación sísmica con un factor de 0.40, según tabla 1 de la NTDS descrita en el capítulo II(Tabla II-1).

- **Coefficientes de sitio** El tipo de suelo para el edificio será S3, debido a que no se conocen a detalle las propiedades del suelo.

- **Categoría de ocupación y factor de importancia** El factor de importancia de la estructura es determinado según su tipo de ocupación o función, tal como lo establece la tabla 3 y 4 de la NTDS. Para el edificio de estacionamiento su categoría de ocupación se definió como II debido a dos características tal es que el edificio tiene más de 4 pisos y en planta su área es mayor a 1000 m².

- **Sistema estructural**

• El edificio de estacionamiento se clasifica como como tipo C ya que es para marcos de acero arriostrados con detallado especial.

- **Periodo fundamental de vibración del edificio** El periodo de la estructura puede determinarse mediante el método A descrito en el capítulo II y la ecuación II-3.

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Donde: Donde $C_t = 0.085$ para edificios de tipo A. Para el caso del edificio de estacionamiento por ser tipo C, $C_t = 0.049$. Para obtener el periodo de la estructura también se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

Si $T < T_0$, entonces: $T = T_0$

Si $T_0 < T < 6 T_0$ entonces: $T = T$

Determinando el periodo fundamenta de vibración para el edificio:

$$T = 0.049(20)^{3/4}$$

$$T = 0.463$$

Debido a que $T=0.463$ es menor que $T_0=0.6$, entonces T es igual a T_0

– Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico se determina por la ecuación II-2 de la sección 2.1.2.

$$C_s = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

En la siguiente tabla se establecen los datos para calcular el coeficiente sísmico para la estructura.

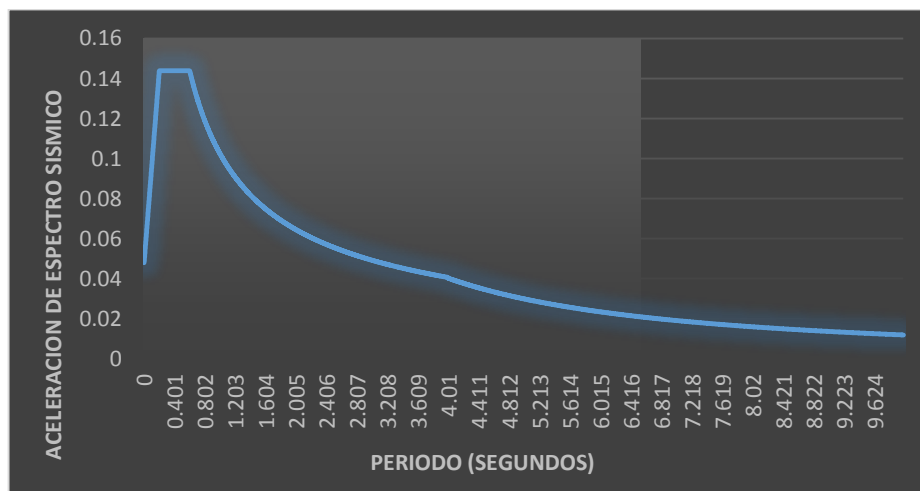
Tabla VI- 2 Condiciones geotécnicas y cortante basal

Condiciones geotécnicas	Factor
Factor de zona (A)	0.4
Coeficientes de sitio (C_0)	3
Coeficientes de sitio (T_0)	0.6
Factor de Importancia (I)	1.2
Factor de modificación de respuesta (R)	10
Periodo Fundamental de vibración (T)	0.6
Coeficiente sísmico (C_s)	0.144

Análisis espectral modal

Para determinar el espectro de respuesta de diseño elástico se ha hecho uso de las ecuaciones establecidas en la NTDS, descritas en la sección 4.3.1 que consideran la zona sísmica, el tipo de suelo e importancia de la estructura. El espectro de respuesta dinámico, se encuentra a continuación.

Grafica VI-1: Espectro de Diseño del edificio



(Fuente: Grupo de tesis)

El programa computacional realiza un caso modal automático, el cual proporciona resultados de los periodos fundamentales de la estructura correspondientes a los diferentes modos de vibración, los cuales se detallan en la tabla VI-3

6.3 CONDICIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Es de mencionar, que el cálculo de las cargas y sobrecargas sobre la losa, se realiza con

criterios de evaluación muy elementales; y el programa se encarga de distribuir las cargas a los elementos de marco, de acuerdo a la configuración estructural establecida en el modelo matemático tridimensional.

CASOS DE CARGAS

En el modelaje de las estructuras, se han generado los siguientes casos de cargas, en donde las cargas son asignadas con los valores nominales de las cargas de servicio, sin factores de carga, utilizando los criterios básicos de la evaluación de cargas en edificaciones, así:

- Peso Propio (PP)
- Sobre Carga Muerta (DL)
- Sismo Estático X (SX)
- Sismo Estático Y (SY)
- Carga viva de techo (DL)
- Carga viva (LL)
- SPEC X
- SPEC Y

COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO (AISC – 2005):

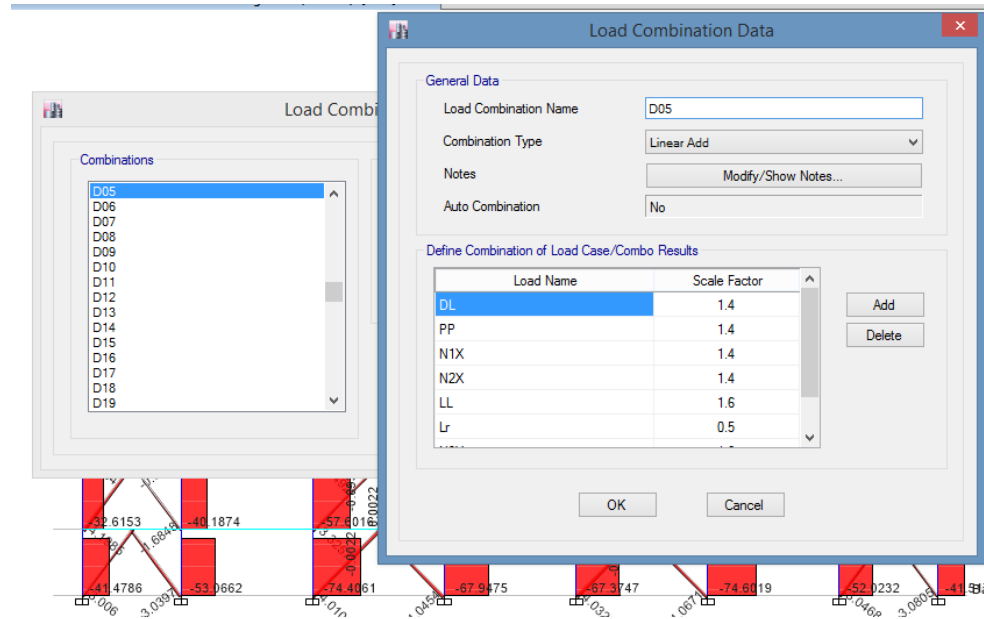
Las combinaciones de Carga a que la estructura podría ser sometida durante su vida útil se mayorizan con factores de carga, según la probabilidad de ocurrencia, establecidos por el código de referencia, así:

COMBINACIONES DE CARGA (COMB #):

TABLE C2.3-1 Principal loads for Strength Design Load Combinations

Load Combinations	Principal Loads
1 1.4D	D
2 1.2 D + 1.6L + 0.5(L_R or S or R)	L
3 1.2 D + 1.6(L_R or S or R) + (1.0L or 0.5W)	L_R or S or R
4 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_R or S or R)	W
5 0.9D + 1.0W	W
6 1.2D + E_y + E_h + L + 0.2S	E
7 0.9D + E_y + E_h	E

Figura VI- 5 Configuración de combos



(Fuente: Grupo de tesis)

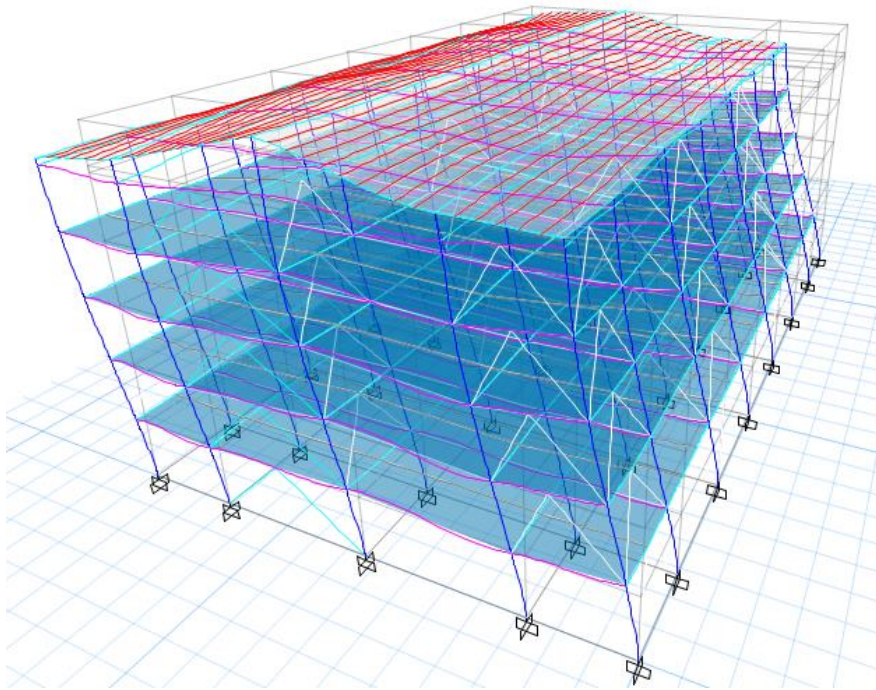
Estas combinaciones de cargas mayorizadas son utilizadas para evaluar las Fuerzas Axiales, Fuerzas Cortantes, Momentos Flexionante y Momento de Torsión en los diferentes elementos estructurales que conforman el modelo matemático tridimensional; y así, con los requisitos de resistencia última de los materiales utilizados, sometidos a una combinación de fuerzas y/o esfuerzos de Tensión Axial o Compresión Axial, Flexión, Cortante y Torsión, se revisan los criterios de detallado y/o resistencia establecidos en los Reglamentos de Diseño, que están incorporados en el Programa de Cálculo Estructural avanzado ETABS y algunos auxiliares de cálculo utilizados.

6.4 Modos de vibrar.

Se estimaron las propiedades dinámicas para cada uno de los edificios bajo consideración.

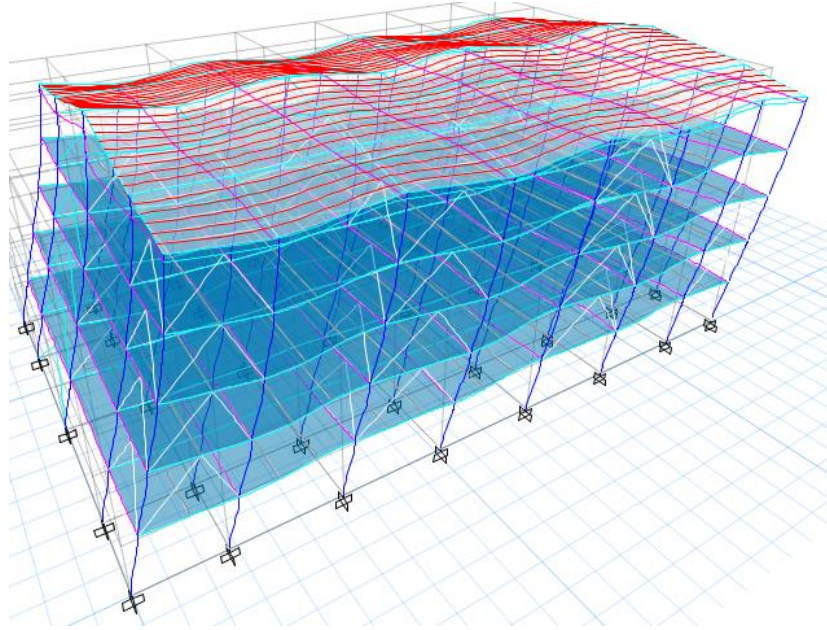
Las Figuras VI-6, VI-7 y VI-8 presentan, a manera de ejemplo, algunos de los modos de vibrar del edificio en estudio.

Figura VI- 6 Modo de vibrar $T=0.518$ s



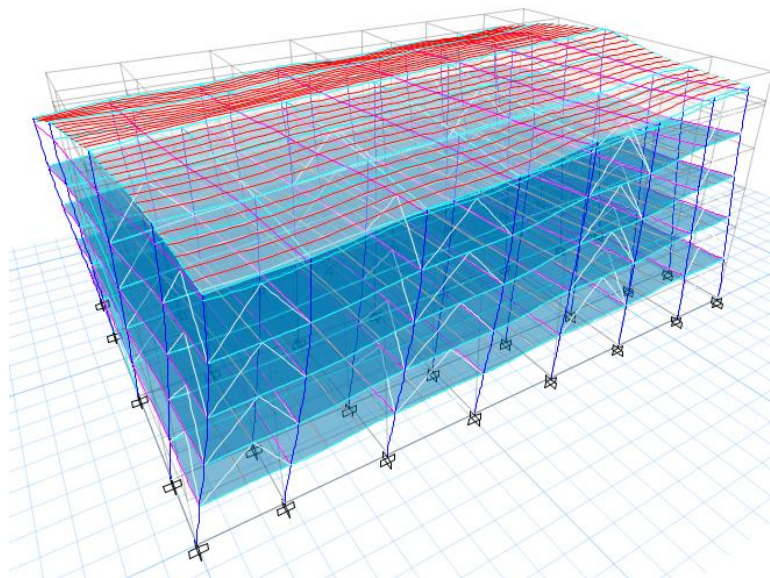
(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 7 Modo de vibrar $T= 0.442 s$



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 8 Modo de vibrar $T=0.37 s$



(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 3: Periodos de vibración para los primeros 10 modos correspondientes a cada estructura.

Modos	Periodo (Segundos)
1	0.518
2	0.442
3	0.37
4	0.264
5	0.264
6	0.248
7	0.248
8	0.237
9	0.237
10	0.234

(Fuente: Grupo de tesis)

Los valores de coeficientes sísmicos calculados mediante el método B, son mayores al 80% del obtenido en el método A; por lo tanto, se determina la demanda sísmica que actuará sobre la estructura utilizando el cortante basal generado por el método B, esto, según lo establecido por la NTDS 1997.

6.5 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL

Es importante la revisión del cortante basal, para la obtención de las fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales del sistema sismo – resistente y su distribución horizontal y vertical. El cálculo del cortante se realiza por el método estático establecido en la Norma Técnica así:

$$C_S = \frac{AIC_O}{R} \left(\frac{T_O}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. II-2}]$$

Luego se compara con el dinámico y se establece que al menos sea el 80% del cortante estático. En las Tablas 4 y 5, se presenta el resumen.

Tabla VI- 4 Cortante Basal en la Dirección X - X

DISTRIBUCION DE FUERZAS DEL ANALISIS SISMICO															
REF:	NIVEL	FACTOR (g)=9.81		PESO SISMICO		DINAMICO: XX			ESTATICO: XX			ESTATICO CORREGIDO			
ALTURA		MASA	PESO	TOTAL	PARCIAL	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORREC
(m)		T(m/s2)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)		(Ton)	(Ton)		(Ton)	(Ton)		
N-5	20	22.76	166.30		197.90		57.17	11%		58.41	10%		58.41	10%	0
	4				197.90		57.17			58.41			58.41		
N-4	16	100.31	469.11		534.78		176.81	35%		215.70	36%		215.70	36%	0
	4				732.68		233.98			274.11			274.11		
N-3	12	100.31	469.11		539.47		132.78	26%		161.96	27%		161.96	27%	0
	4				1272.16		366.77			436.08			436.08		
N-2	8	100.31	469.11		544.16		89.44	18%		108.19	18%		108.19	18%	0
	4				1816.32		456.21			544.26			544.26		
N-1	4	100.19	469.11		548.86		44.98	9%		54.30	9%		54.30	9%	0
	4				2365.18		501.19			598.57			598.57		
BASE	0														
SUMA		423.87	2042.73	Ws=	2365.18		501.19	100%		598.57	100%		598.57	100%	
DINAMICO XX = 82.16 % DEL CORTANTE ESTATICO				Vb X corr.= 100 % DEL CORTANTE ESTATICO				CsX= Vb/Ws=				0.253			

(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 5 Cortante Basal en la Direccion Y - Y

DISTRIBUCION DE FUERZAS DEL ANALISIS SISMICO															
REF:	NIVEL	FACTOR (g)= 9.81		PESO SISMICO		DINAMICO: YY			ESTATICO: YY			ESTATICO CORREGIDO			
ALTURA		MASA	PESO	TOTAL	PARCIAL	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORTANTE	FUERZA	% VB	CORREC
(m)		T(m/s2)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)		(Ton)	(Ton)		(Ton)	(Ton)	
N-5	20.00	22.76	166.30		197.90		49.62	10%		61.01	10%		61.01	0.10	0.00
4.00				197.90		49.62			61.01			61.01			
N-4	16.00	100.31	469.11		534.78		182.50	37%		215.05	36%		215.05	36%	0.00
4.00				732.68		232.12			276.06			276.06			
N-3	12.00	100.31	469.11		539.47		125.61	25%		161.28	27%		161.28	27%	0.00
4.00				1272.16		357.74			437.34			437.34			
N-2	8.00	100.31	469.11		544.16		88.45	18%		107.53	18%		107.53	18%	0.00
4.00				1816.32		446.18			544.87			544.87			
N-1	4.00	100.19	469.11		548.86		48.30	10%		53.70	9%		53.70	9%	0.00
4.00				2365.18		494.48			598.57			598.57			
BASE	0														
SUMA		423.87	2042.73		2365.18		494.48	100%		598.57	100%		598.57	1.00	
DINAMICO YY = 81.61 % DEL CORTANTE ESTATICO				Vb Y corr.= 100 % DEL CORTANTE ESTATICO				CsY= Vb/Ws=				0.253			

(Fuente: Grupo de tesis)

6.3 Revisión derivas de entrepiso máximas y desplazamientos

6.3.1 Desplazamientos permisibles en cada nivel

Basados en la tabla II-6, el edificio se clasifica en un edificio de categoría II, en base a esto, las derivas máximas permisibles de los entrepisos pueden determinarse mediante la siguiente expresión que es considerada para todo tipo de edificios.

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.015hsx \text{ [Ec. V - 4]}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.015 * 4 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

Para todos los casos $\Delta_{Perm} > C_d\Delta$; por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos establecidos en el reglamento. Los desplazamientos de entrepiso es el mismo para cada nivel, ya que la altura de todos estos es la misma.

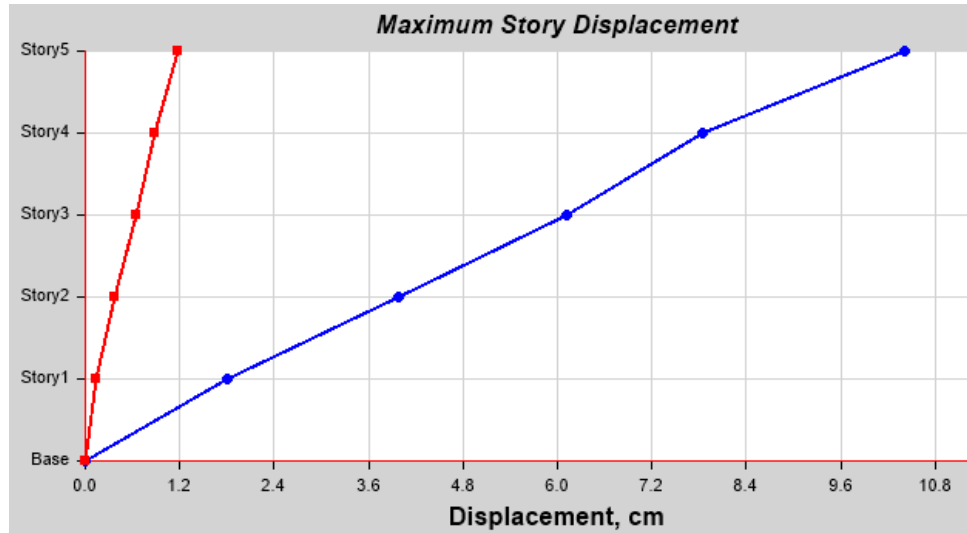
6.3.2 Revisión de las derivas de entrepiso máximas

Según la Norma Técnica para Diseño por sismo, la deriva de entrepiso Δ , es el resultado de la diferencia de los desplazamientos totales δ de los pisos superiores al inferior considerado.

El desplazamiento total δ del centro de masa del nivel “x” es evaluado amplificando los desplazamientos elásticos y debe ser calculado de manera que no sobrepase los valores admisibles de derivas establecidos en la tabla 8 de la NTDS (tabla II-6).

En la siguiente figura se muestran las derivas de piso obtenidas mediante el software ETABS, para la combinación DriftssX1 que es nada más el sismo en “x” amplificado por el factor C_d .

Grafico VI-2: Desplazamiento del edificio



(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 6 Desplazamiento en centímetros por nivel

Piso	Desplazamiento
Primer piso	1.8018
Segundo piso	3.9836
Tercer piso	6.1109
Cuarto piso	7.838
Quinto piso	10.404

(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 7 Revision de Deriva de Entrepiso en la Direccion X - X

CONTROL DE DERIVA DE ENTRE PISO				DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR FUERZAS SISMICA							
REF:	NIVEL	DERIVA ADMISIBLE		DINAMICO: XX				ESTATICO XX			
ALTURA		$\Delta a = 0.015$		Cd = 7.00			Control	Cd = 7.00			Control
(m)		Relativa (m)	Total (m)	δx servicio	δx .Cd total	δx .Cd relat	Observ.	δx servicio	δx .Cd total	δx .Cd relat	Observ.
N-5	20.00		0.30	0.0109	0.0765		ok	0.0149	0.10		ok
4.00		0.06				0.01	ok			0.03	ok
N-4	16.00		0.24	0.0095	0.0667		ok	0.0112	0.08		ok
4.00		0.06				0.01	ok			0.02	ok
N-3	12.00		0.18	0.0074	0.0521		ok	0.0087	0.06		ok
4.00		0.06				0.02	ok			0.02	ok
N-2	8.00		0.12	0.0049	0.0340		ok	0.0057	0.04		ok
4.00		0.06				0.02	ok			0.02	ok
N-1	4.00		0.06	0.0022	0.0154		ok	0.0026	0.02		ok
4.00		0.06				0.02	ok			0.02	ok
BASE	0				0.00				0.00		
SUMA		0.30									

(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 8 Revision de Deriva de Entrepiso en la Direccion Y - Y

CONTROL DE DERIVA DE ENTRE PISO				DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR FUERZAS SISMICA							
REF:	NIVEL	DERIVA ADMISIBLE		DINAMICO: YY				ESTATICO YY			
ALTURA		$\Delta a = 0.015$		Cd = 7.00			Control	Cd = 7.00			Control
(m)		Relativa (m)	Total (m)	δx servicio	δx .Cd total	δx .Cd relat	Observ.	δx servicio	δx .Cd total	δx .Cd relat	Observ.
N-5	20.00		0.30	0.0162	0.1135		ok	0.0197	0.1380		ok
4.00		0.06				0.01	ok			0.02	ok
N-4	16.00		0.24	0.0143	0.0998		ok	0.0167	0.1166		ok
4.00		0.06				0.02	ok			0.03	ok
N-3	12.00		0.18	0.0111	0.0777		ok	0.0130	0.0907		ok
4.00		0.06				0.03	ok			0.03	ok
N-2	8.00		0.12	0.0072	0.0502		ok	0.0084	0.0585		ok
4.00		0.06				0.03	ok			0.03	ok
N-1	4.00		0.06	0.0031	0.0216		ok	0.0036	0.0251		ok
4.00		0.06				0.02	ok			0.03	ok
BASE	0				0.00				0.00		
SUMA		0.30									

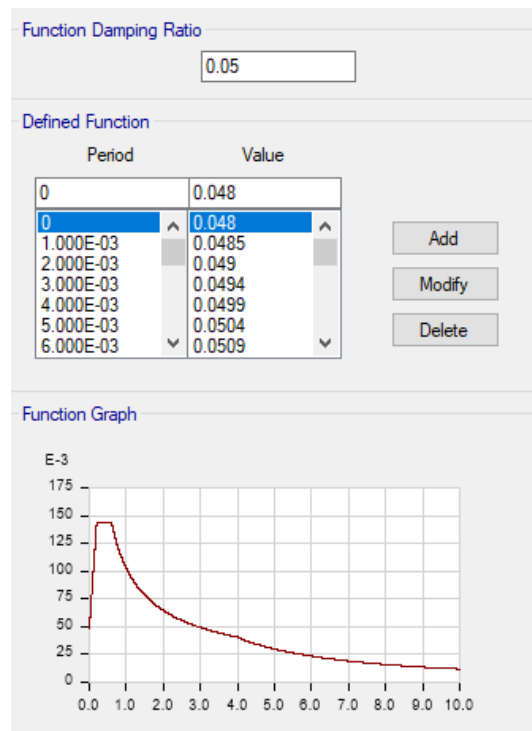
(Fuente: Grupo de tesis)

6.2.4 Resultados obtenidos en el programa ETABS para diseño estático y dinámico

Para el análisis estático ya se han descrito los resultados anteriormente, en resumen, para el análisis estático se verifica que el coeficiente sísmico calculado por el método B no sea menor que el 80 % del calculado por el método A, también se comprueba que las derivas no sean mayores a la permisible, se mostraran los resultados para todas las combinaciones amplificadas por el factor Cd.

Para el análisis dinámico se toma en cuenta el espectro de diseño (Figura VI-9) cuyos valores fueron introducidos en el programa ETABS.

Figura VI- 9 Espectro de diseño en el programa ETABS



(Fuente: Grupo de tesis)

Además, se tiene que demostrar que el 90% de la masa participante de la estructura está considerada en los cálculos, lo cual se demuestra en la tabla VI-10.

También se verán los resultados del diseño de los elementos estructurales y así verificar que los elementos cumplen con la demanda de cargas de la edificación.

A la siguiente tabla se presentan los desplazamientos de entrepiso.

Tabla VI- 9 Desplazamientos máximos, Cd=7

Piso	Combo	Dirección	Desp. (cm)	Piso	Combo	Dirección	Desp. (cm)
Piso 5	DriftssX1	X	10.4	Piso 5	DriftssX2	X	9.48
Piso 4	DriftssX1	X	7.83	Piso 4	DriftssX2	X	7.58
Piso 3	DriftssX1	X	6.11	Piso 3	DriftssX2	X	5.95
Piso 2	DriftssX1	X	3.98	Piso 2	DriftssX2	X	3.91
Piso 1	DriftssX1	X	1.80	Piso 1	DriftssX2	X	1.79
Piso 5	DriftssY1	Y	13.8	Piso 5	DriftssY2	Y	12.42
Piso 4	DriftssY1	Y	11.66	Piso 4	DriftssY2	Y	10.28
Piso 3	DriftssY1	Y	9.07	Piso 3	DriftssY2	Y	8.06
Piso 2	DriftssY1	Y	5.85	Piso 2	DriftssY2	Y	5.26
Piso 1	DriftssY1	Y	2.51	Piso 1	DriftssY2	Y	2.29
Piso 5	DriftsX-X Max	X	7.65	Piso 5	DriftsY-Y Max	X	1.83
Piso 5	DriftsX-X Max	Y	1.77	Piso 5	DriftsY-Y Max	Y	11.35
Piso 4	DriftsX-X Max	X	6.67	Piso 4	DriftsY-Y Max	X	1.54

Piso 4	DriftsX-X Max	Y	1.54	Piso 4	DriftsY-Y Max	Y	9.98
Piso 3	DriftsX-X Max	X	5.21	Piso 3	DriftsY-Y Max	X	1.19
Piso 3	DriftsX-X Max	Y	1.21	Piso 3	DriftsY-Y Max	Y	7.77
Piso 2	DriftsX-X Max	X	3.40	Piso 2	DriftsY-Y Max	X	0.76
Piso 2	DriftsX-X Max	Y	0.80	Piso 2	DriftsY-Y Max	Y	5.02
Piso 1	DriftsX-X Max	X	1.54	Piso 1	DriftsY-Y Max	X	0.32
Piso 1	DriftsX-X Max	Y	0.35	Piso 1	DriftsY-Y Max	Y	2.16
Piso 5	DriftsX-X Min	X	7.65	Piso 5	DriftsY-Y Min	X	1.83
Piso 5	DriftsX-X Min	Y	1.77	Piso 5	DriftsY-Y Min	Y	11.35
Piso 4	DriftsX-X Min	X	6.67	Piso 4	DriftsY-Y Min	X	1.54
Piso 4	DriftsX-X Min	Y	1.54	Piso 4	DriftsY-Y Min	Y	9.98
Piso 3	DriftsX-X Min	X	5.21	Piso 3	DriftsY-Y Min	X	1.19
Piso 3	DriftsX-X Min	Y	1.21	Piso 3	DriftsY-Y Min	Y	7.77
Piso 2	DriftsX-X Min	X	3.40	Piso 2	DriftsY-Y Min	X	0.76
Piso 2	DriftsX-X Min	Y	0.80	Piso 2	DriftsY-Y Min	Y	5.02
Piso 1	DriftsX-X Min	X	1.54	Piso 1	DriftsY-Y Min	X	0.32
Piso 1	DriftsX-X Min	Y	0.35	Piso 1	DriftsY-Y Min	Y	2.16

Tabla VI- 10 Participación de masa.

Modo	Periodo(seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.518	0	0.8	0	0	0.8
2	0.442	0.81	0	0	0.82	0.8
3	0.37	0	0.01	0	0.82	0.81
4	0.264	0	0	0	0.82	0.81
5	0.264	0	0	0	0.82	0.81
6	0.248	0	0	0	0.82	0.81
7	0.248	0	0	0	0.82	0.81
8	0.237	0	0	0	0.82	0.81
9	0.237	0	0	0	0.82	0.81
10	0.234	0	0	0	0.82	0.81
11	0.234	0	0	0	0.82	0.81
12	0.226	0	0	0	0.82	0.81
13	0.226	0	0	0	0.82	0.81
14	0.226	0	0	0	0.82	0.81
15	0.225	0	0	0	0.82	0.81
16	0.222	0	0	0	0.82	0.81
17	0.22	0	0	0.07	0.82	0.81
18	0.218	0	0	0	0.82	0.81
19	0.217	0	0	0.02	0.82	0.81
20	0.217	0	0	0	0.82	0.81
21	0.217	0	0	0	0.82	0.81
22	0.216	0	0	0	0.82	0.81
23	0.216	0	0	0.01	0.82	0.81
24	0.215	0	0	0	0.82	0.81
25	0.213	0	0	0	0.82	0.81
26	0.212	0	0	0	0.82	0.81
27	0.212	0	0	0	0.82	0.81
28	0.211	0	0	0	0.82	0.81
29	0.211	0	0	0	0.82	0.81
30	0.208	0	0	0	0.82	0.81
31	0.208	0	0	0.01	0.82	0.81

32	0.207	0	0	0	0.82	0.81
33	0.207	0	0	0	0.82	0.81
34	0.202	0	0	0	0.82	0.81
35	0.201	0	0	0	0.82	0.81
36	0.198	0	0	0	0.82	0.82
37	0.198	0	0	0	0.82	0.82
38	0.193	0	0	0	0.82	0.82
39	0.192	0	0	0	0.82	0.82
40	0.187	0	0.02	0	0.82	0.84
41	0.187	0	0.04	0	0.82	0.88
42	0.186	0	0.01	0	0.82	0.88
43	0.18	0	0	0.24	0.82	0.88
44	0.179	0	0	0	0.82	0.88
45	0.179	0	0	0	0.82	0.88
46	0.176	0	0	0	0.82	0.88
47	0.176	0	0	0	0.82	0.88
48	0.173	0	0	0	0.82	0.88
49	0.173	0	0.04	0	0.82	0.93
50	0.173	0	0.01	0	0.82	0.94
51	0.173	0	0.01	0	0.82	0.95
52	0.161	0.13	0	0	0.96	0.95
53	0.159	0	0	0	0.96	0.95
54	0.159	0	0	0	0.96	0.95
55	0.159	0	0	0	0.96	0.95
56	0.159	0	0	0.01	0.96	0.95
57	0.158	0	0	0	0.96	0.95
58	0.158	0	0	0	0.96	0.95
59	0.153	0	0	0	0.96	0.95
60	0.152	0	0	0	0.96	0.95

(Fuente: Grupo de tesis)

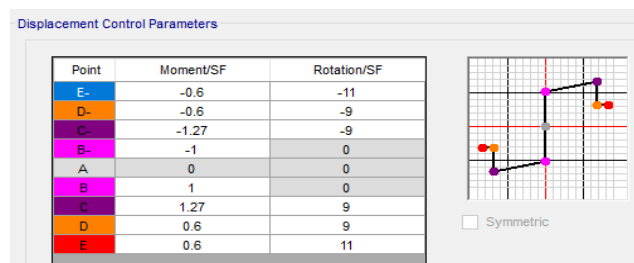
6.3 Análisis del edificio mediante la técnica Pushover.

Para poder definir un objetivo de desempeño es necesario conocer la ocupación a la que está destinada la edificación, el estado de la misma y la demanda sísmica de la estructura. Basados en el sismo de diseño que propone la NTDS y el FEMA-356 se puede establecer un límite de daño que tendría la estructura ante un evento sísmico. Al aplicar esta técnica se puede conocer el comportamiento de la estructura más allá del rango elástico y así conocer sus mecanismos de falla.

6.3.1 Definición de rótulas plásticas

Se definen rótulas plásticas tanto en vigas, columnas y riostras para identificar después de diseñados dichos elementos, los mecanismos de fallas que presentará la estructura. Las rótulas plásticas son definidas en vigas por medio de los diagramas de momento-curvatura y en columnas por los diagramas de interacción. El software Etabs determina la curva de deformación plástica de forma automática (ver figura VI-10), utilizando la tabla 9-6 y 9-7 del ASCE 41-13 (Anexo B-1)

Figura VI- 10 Curva de deformación plástica de una viga

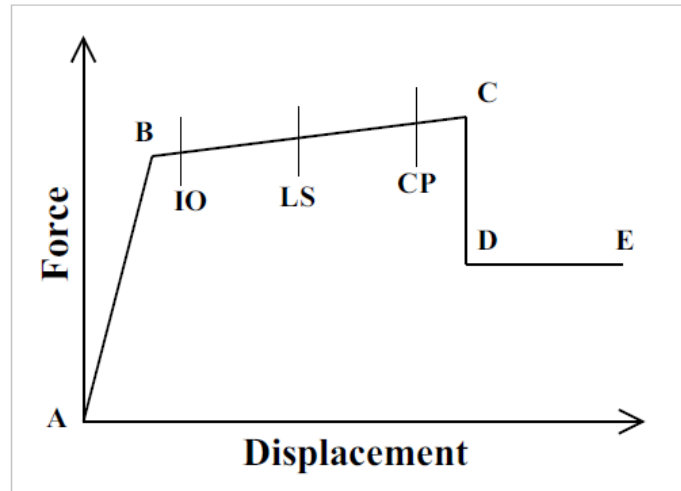


Fuente: Software ETABS

Para los modelos analizados en el presente trabajo se definirán rótulas plásticas en las columnas a 5% y 95% de la longitud total del elemento y, además, en la zona central de la viga, donde se unen los arriostramientos, existe una sollicitación a flexión importante y es necesario colocar rótulas plásticas; estas se han situado a un 5% del centro de la viga, y para arriostramiento se asignan a un 50% de la longitud del elemento. En el caso de las vigas las rótulas se definirán a una longitud $d/2$ del peralte de la viga según lo establecido ANSI/AISC 358-16, debido a que se diseñarán conexiones precalificadas.

Para cada grado de libertad se debe definir una curva fuerza-desplazamiento (momento rotación) que de un valor de fluencia y la deformación plástica siguiente a éste. Este proceso termina cuando se obtienen los valores de 5 puntos como los mostrados en la figura VI-11. Se debe especificar una curva simétrica o por lo menos una que difiera en la dirección positiva y negativa.

Figura VI- 11 Curva de deformación plástica y estados limites



Fuente (*csiamerica.com*)

La forma de esta curva es destinada para el análisis Pushover. Se puede utilizar cualquier forma deseada. Los siguientes puntos deben ser mostrados en la curva:

- El punto A es el origen.
- El punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rótula arriba del punto B, a menos que el valor de la deformación sea especificado para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B será restado de las deformaciones en los puntos C, D y E. Solo la deformación plástica más allá del punto B será mostrada por la rótula.
- El punto C representa la capacidad última para el análisis Pushover. Sin embargo, se debe especificar una pendiente positiva del punto C hacia el punto D.

- El punto D representa un esfuerzo residual para el análisis Pushover. Sin embargo, se debe especificar una pendiente positiva del punto C hacia el punto D o del punto D hacia el punto E.
- El punto E representa la falla total. Más allá del punto E, la rótula liberará directamente la carga hacia el punto F (no mostrado) debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe asegurar especificar un gran valor de deformación en el punto E.

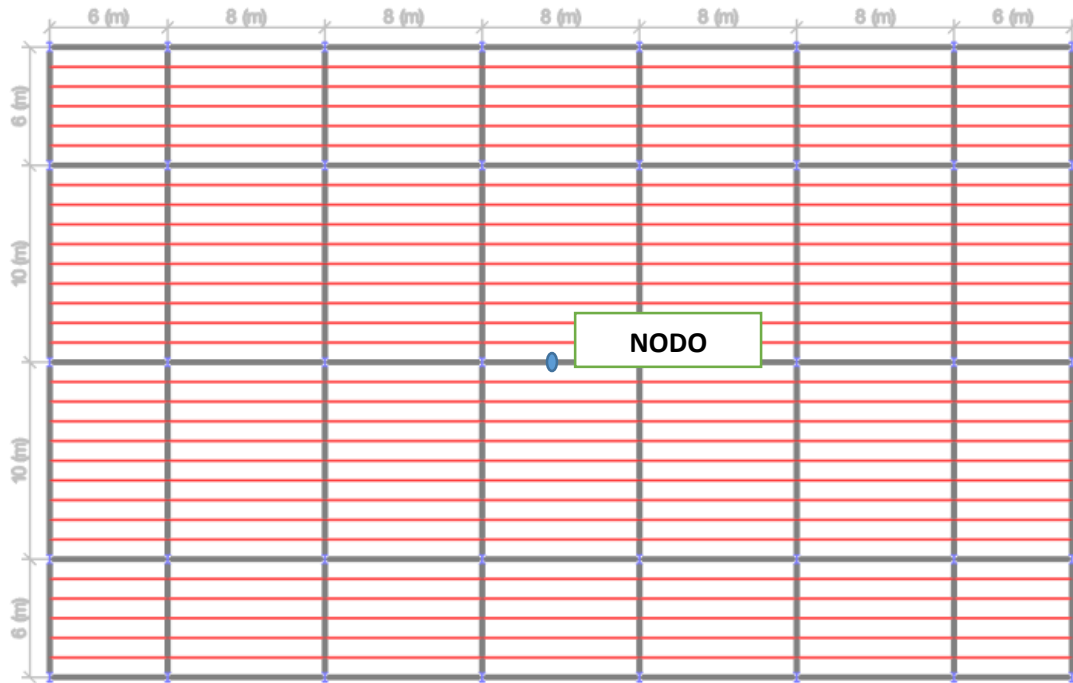
También se debe especificar medidas de deformación adicional en los puntos IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida) y CP (Prevención del colapso) donde cada uno de estos valores están determinados por la tabla 9-6 del ASCE 41-13.

6.3.2 Parámetros de análisis pushover

6.3.2.1 Nodo de control

El nodo de control se ubicará según se muestra en la figura VI-12, es un punto cercano al centro y es representativo para el análisis. El desplazamiento a controlar es aproximadamente 2.5% de la altura total del edificio que este caso el desplazamiento es 50 cm.

Figura VI- 12 Nodo de control quinto piso del edificio.



6.3.2.2 Distribución uniforme.

Es una distribución de carga obtenida a partir del porcentaje de masa que actúa en cada nivel, la cual puede demostrarse por medio de la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} F$$

Ecu VI-1

Donde:

F_i = Fuerza inercial actuante en cada nivel del edificio.

F = Fuerza total actuante en el edificio.

m_i = Masa actuante en cada nivel del edificio.

$\sum m_i$ = Masa total del edificio.

Tabla VI- 11 Patrón de carga uniforme

Nivel	W(T)	Fi(T)
5	166.30	23.94
4	494.30	71.17
3	494.30	71.17
2	494.30	71.17
1	494.30	71.17
	2143.52	

(Fuente: Grupo de tesis)

6.3.2.3 Distribución triangular.

Se utiliza este patrón de cargas establecido por la NTDS, usando la siguiente formula:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V$$

Ecu VI-2

Donde:

F_i = Fuerza inercial actuante en cada nivel del edificio.

V = Cortante basal.

h_i = Altura de cada nivel.

W_i = Peso de cada nivel.

k = Coeficiente relativo al periodo fundamental

Tabla VI- 12 Patrón de carga NTDS

Nivel	Piso	W(T)	H(m)	Wi hi	Fi(T)	Vi(T)
5		166.30	20	3326.06	44.44	
	5					44.44
4		494.30	16	7908.88	105.68	
	4					150.13
3		494.30	12	5931.66	79.26	
	3					229.40
2		494.30	8	3954.44	52.84	
	2					282.24
1		494.30	4	1977.22	26.42	
	1					308.66
		2143.52		23098.27	308.66	

(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 13 Vector de cargas uniformes en la dirección X

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	PISO 5	23.9477	0	0
Story4	PISO 4	71.18	0	0
Story3	PISO 3	71.18	0	0
Story2	PISO 2	71.18	0	0
Story1	PISO 1	71.18	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura VI- 14 Vector de cargas uniformes en la dirección Y

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	PISO 5	0	23.9477	0
Story4	PISO 4	0	71.18	0
Story3	PISO 3	0	71.18	0
Story2	PISO 2	0	71.18	0
Story1	PISO 1	0	71.18	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura VI- 15 Vector de cargas triangular en la dirección

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	PISO 5	44.447	0	0
Story4	PISO 4	105.6882	0	0
Story3	PISO 3	79.2662	0	0
Story2	PISO 2	52.8441	0	0
Story1	PISO 1	26.4221	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura VI- 16 Vector de cargas triangular en la dirección Y

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	PISO 5	0	44.447	0
Story4	PISO 4	0	105.6882	0
Story3	PISO 3	0	79.2662	0
Story2	PISO 2	0	52.8441	0
Story1	PISO 1	0	26.4221	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

6.3.2.4 Distribución modal

El modo dominante de vibración genera una mejor aproximación para el patrón de cargas a utilizar. En esta distribución la fuerza en cada nivel es proporcional a la masa y a la deformación modal de cada nivel y; puede ser usada para estructuras de altura moderada, ya que para edificios de gran altura no resulta ser tan aproximada. Esta distribución es calculada por el programa ETABS.

6.3.3 Resultados de análisis del edificio mediante la técnica Pushover.

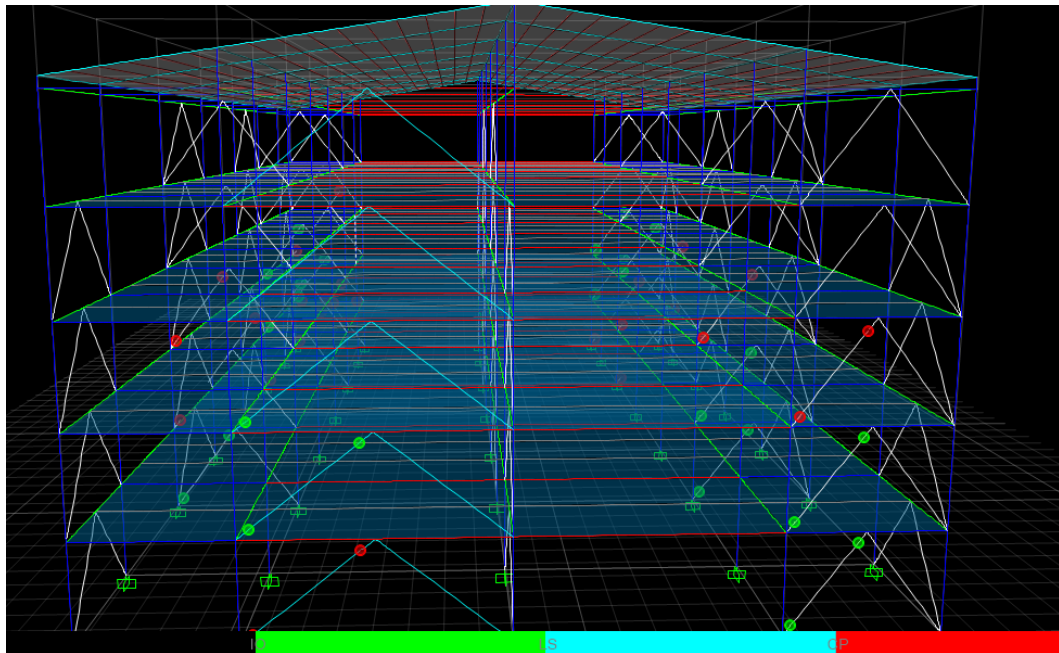
En las siguientes figuras se mostrarán los resultados obtenidos al realizar el análisis pushover en el software ETABS en el cual se describe el comportamiento de la estructura

al ser demanda por las diferentes distribuciones de cargas y desplazamientos controlados para reflejar el estado de cada uno de los elementos tanto para ocupación inmediata como para seguridad para la vida.

6.3.3.1 Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo

Una vez el edificio alcanza su desplazamiento máximo la mayor parte de las rotulas que han sobrepasado el límite establecido para prevención al colapso se han dado en los arriostramientos laterales.

Figura VI- 17 Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga uniforme)



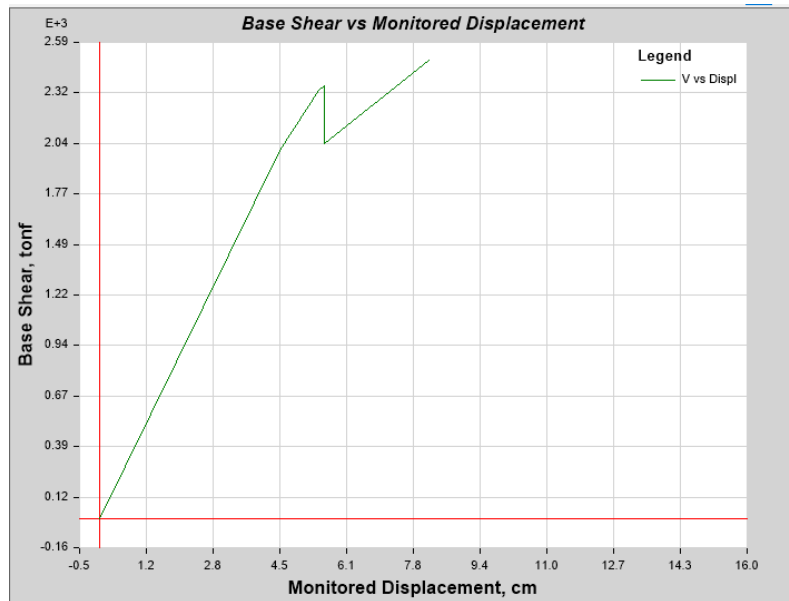
(Fuente: Grupo de tesis)

6.3.4 Determinación del punto de desempeño

El programa ETABS genera los resultados del punto de desempeño de la estructura, considerando el método B, para lo cual se desarrollaran tres curvas de capacidad para cada patrón de carga en cada una de las direcciones “x” y “y” seleccionando la curva de menor capacidad con el mayor desplazamiento del punto de desempeño, ya que este caso representaría el más desfavorable a nivel teórico.

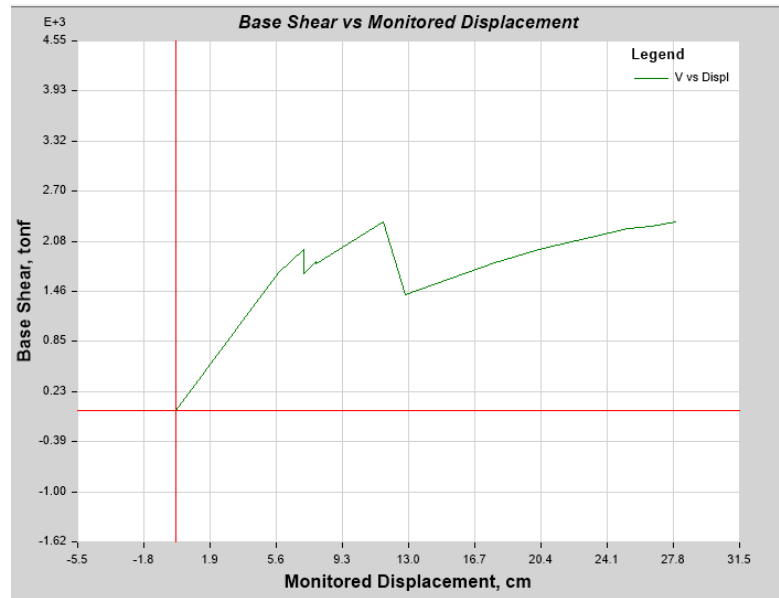
Se determina que la condición más desfavorable es en la dirección Y, con un desplazamiento de 27.8 cm por lo cual se determinara la curva de capacidad utilizando los parámetros establecidos por el FEMA 440 utilizando el programa ETABS.

Figura VI- 18 Cortante en la base vs desplazamiento en la dirección x (Patrón de carga uniforme)



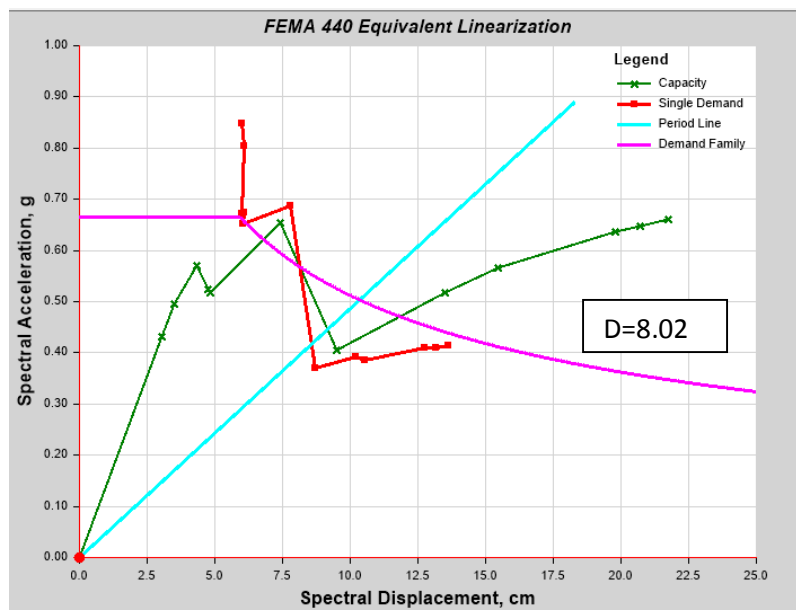
(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 19 Cortante en la base vs desplazamiento en la dirección y (Patrón de carga uniforme)



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 20 Punto de desempeño (Patrón de carga Uniforme dirección Y)



(Fuente: Grupo de tesis)

La gráfica de esfuerzo deformación no tiene la tendencia de ductilidad esperada ya que las riostras en V invertida proporcionan más rigidez y generan el comportamiento con caídas en resistencia en la gráfica.

El punto de desempeño para las siguientes curvas mostradas correspondientes al patrón de carga en la dirección “Y”, en todos los casos se encuentra en el tramo posterior al rango elástico del espectro de capacidad equivalente.

Se debe tomar en cuenta otra estructuración del edificio para obtener una curva pushover ideal y así poder encontrar un punto de desempeño representativo para diseño de conexiones.

6.4. Conexiones de elementos estructurales.

- Descripción del software RAM Connection.

RAM Connection v11 es una herramienta potente de verificación y diseño de conexiones. Ya sea para verificar una conexión, diseñarla u optimizarla, RAM Connection V8i rápidamente ofrece una solución.

RAM Connection V11 puede ser usado como programa en solitario o completamente integrado con STAAD.Pro v11, RAM Structural System V11 y RAM Elements.

Diseño Automático de Uniones

Con una interfaz amigable y por pasos puede diseñar, comprobar y optimizar conexiones de cortante (rigidizadores, presillas, placas de remate), de momento o con cartelas, además de empalmes, ménsulas y placas base.

El diseñador puede asignar uniones directamente al modelo para que RAM Connection lo analice, permitiendo verificar tanto uniones específicas como en grupos.

Detalles e informes

Genera detalles DXF directamente, ahorrando tiempo y aumentando la exactitud.

Tiene además la opción de incluir las ecuaciones explícitas y las referencias a los estándares de diseño en los informes. Dichos reportes pueden emitirse en varios idiomas, incluyendo español.

Gráficos Innovadores

RAM Connection V8i también sobrepasa expectativas con sus rompedores gráficos, que con sus vistas 3D de encajes y holguras facilita el diseño y la verificación en obra.

Modelado

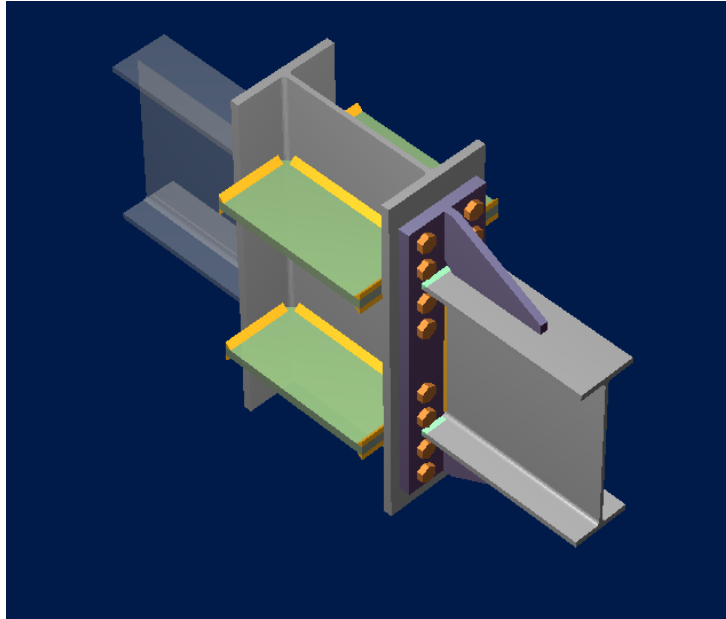
- Vigas de ala ancha, pilares HSS y virtualmente todo perfil en acero para tirantes.
- Uniones viga-pilar (pasante o no).
- Conexiones viga con girder.
- Uniones viga con viga.

- Empalmes de vigas y pilares.
- Ménsulas.
- Diseño de placas base, incluyendo anclajes
- Diseño de cartelas para uniones con tirantes
- Extensa y personalizable base de datos de uniones
- Generación de nuevas uniones usando la interfaz del programa o con Microsoft Excel
- Controla decenas de parámetros como:
 - Dimensiones de placas
 - Soldaduras (tipo, tamaño, serie del electrodo, longitud, etc.)
 - Pernos (tamaño, material, N, X, deslizamiento crítico, tipo de agujeros, etc.)
 - Dimensiones de los rigidizadores o de los dobleros
 - Terminaciones superior e inferior de las vigas
 - Uniones inclinadas y sesgadas

Los distintos tipos de conexiones para los elementos estructurales se diseñaron en el programa RAM Connection, que es un programa diseño de conexiones para estructuras de acero, se diseñaron las conexiones de viga-columna y arriostamientos. Para las conexiones de viga columna dado a que se propuso utilizar conexiones precalificadas para así poder definir la ubicación de rotulas plásticas según lo definido en la normativa de diseño de conexiones precalificadas ANSI/AISC 358-16. Se diseño la placa extrema

rigidizada o End Plate (ver figura VI- 21), en el Anexo B-1 se han adjuntado los planos de detalles de cada tipo de conexión.

Figura VI- 21 Conexión Extended end-plate 8ES



(Fuente: Grupo de tesis)

Las cargas de diseño de conexiones fueron tomadas del modelo de ETABS, pero para el diseño específico de la conexión End plate se tomó en cuenta el máximo momento plástico probable de la viga para evitar la falla de la conexión ante una demanda.

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_e \quad \text{Ecu VI-3}$$

R_y = Coeficiente que relaciona la tensión de fluencia esperada con la mínima tensión de fluencia especificada de la viga. Este valor se determina según F_y del material que compone el elemento

Z_e = Modulo Platico de la sección, (mm³)

C_{pr} = Factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión. El valor se determina con la expresión (Ecu VI-5). Este valor no debe ser en general mayor a 1.20. No obstante, puede presentarse excepciones para alguna conexión en particular y por lo tanto debe adoptarse los valores que surgen del proceso de precalificación:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad \text{Ecu VI-5}$$

F_u = Tensión de ruptura del acero

F_y = Mínima Tensión de fluencia de la viga, (MPa)

Luego se determina el momento en la cara de la columna con la siguiente expresión.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad \text{Ecu VI-4}$$

Donde:

L_h = Distancia entre rotulas plásticas

M_{pr} = Máximo momento probable en la rótula plástica, kip-in. (N-mm)

M_f = Momento en la cara de la columna

S_h = Distancia de la rótula plástica a la cara de la columna.

V_u = Fuerza cortante al final de la viga

Vg = fuerza cortante en la viga resultante de 1.2D + L

$$Vu = \frac{2 MpR}{Lh} + Vg$$

Las siguientes cargas son las que se utilizaron para el diseño de conexiones viga columna, las cargas de columnas se obtuvieron directamente del programa ETABS.

Tabla VI- 13 Datos de cargas para conexión de viga 21x68

Cargas de Diseño	Viga Derecha	Viga Izquierda
MPr	116.59	116.5937
Vg	7.05	7.05
Lh	9.47	9.4666
Vu	31.68	31.68264
Mf	125.04	125.0434

(Fuente: Grupo de tesis)

Tabla VI- 14 Datos de cargas para conexión de viga 18x55

Cargas de Diseño	Viga Derecha	Viga Izquierda
MPr	81.62	81.62
Vg	15.92	7.10
Lh	7.54	7.54
Vu	37.56	28.74
Mf	90.25	88.23

(Fuente: Grupo de tesis)

6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES.

La cimentación es parte fundamental de una edificación, tienen como misión transmitir al terreno las cargas que soporta la estructura del edificio es la base de apoyo de cualquier construcción, formado por un sistema de elementos de soporte, existen dos tipos de cimentación, superficial y profunda; cada una dependerá de que vayan a soportar esfuerzos de compresión pura o que soporten, además, tensiones de tracción y sobre todo de la profundidad a la que se hará el desplante. Todas estas consideraciones afectan al material que va a constituir la cimentación.

La estabilidad de una edificación depende en gran medida del tipo de terreno en el cual se asienta. Siempre que sea posible, se preferirá que los cimientos estén solicitados por cargas centradas ya que las excéntricas pueden provocar empujes diferenciales.

Se buscará siempre que el terreno de apoyo sea resistente y, si eso no fuese posible se debe estudiar otras alternativas de solución.

Lo primero que debe revisarse en el diseño de cimentaciones es que no se debe exceder la capacidad admisible del suelo, que se obtiene mediante diversos estudios in situ, entre los cuales se encuentra el Standard Penetración Test (SPT), el cual, según la Norma Técnica de Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes de El Salvador, en su apartado 4.4 Parámetros dinámicos del suelo indica que dicha prueba, entrega datos necesarios para el diseño y así tener nociones claras para evitar que se presenten asentamientos diferenciales.

Para el diseño de cimentación se trabajará con el software SAFE, del cual se explicará a continuación en que consiste. Toda el área de investigación se utilizó la carga admisible obtenida en el reporte de (SPT). Que es de $4 \frac{Kg}{cm^2}$ (Tabla V-9); a 2 metros de profundidad, distancia tomada por poseer el estrato firme encontrado durante el sondeo.

La profundidad de los sondeos es necesaria para elegir correctamente el tipo de cimentación, entre las cuales como se mencionó anteriormente están las cimentaciones superficiales y profundas; tomando como límite para las primeras según, el libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones de Braja Das; un rango de 0.4 a 5 metros, las cuales cuentan con elementos como: zapata aislada, zapata combinada, losa de fundación; mayores a estos valores se contemplan cimentación profunda como lo son los pilotes.

6.5.1 DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA SAFE.

El programa SAFE v8 es elaborado por Computes & Structures, Inc. (SCI) en Berkeley, California, Estados Unidos de Norte América. Este programa SAFE es un instrumento poderoso para el análisis y el diseño de cimentaciones. Por primera vez, el modelado, el análisis y el diseño son integrados todos en un programa fácil de usar a base de objetos que pueden manejar todo tipo de fundaciones con excepción de pilotes. Este programa puede ser usado conjuntamente con ETABS, para completar el análisis detallado de las edificaciones. Al trabajarlo se establecen líneas de rejilla, colocan objetos estructurales en

relación con las líneas de rejilla que usan puntos, líneas y áreas, y asigna cargas y propiedades. Los resultados son generados en la forma gráfica o tabular a un archivo.

En la utilización del programa se maneja el archivo, corrige el modelo, cambia la vista, define propiedades o casos de carga, dibuja algo nuevo en el modelo, selecciona esto, asigna propiedades o cargas, analiza el modelo, muestra resultados de análisis para la comprobación, diseña la estructura, y aplica varias opciones para alcanzar el resultado deseado con el esfuerzo óptimo. Aquellas acciones son la base para la estructura de menú de programa. Así, la familiaridad con las órdenes de menú y su función es clave a la ampliación de su capacidad de usar los diferentes tipos de aplicaciones del programa. El programa SAFE trabaja con dos unidades básicas: fuerza y longitud. El programa ofrece muchos juegos diferentes compatibles de fuerza y unidades de longitud para escoger. La geometría angular es medida en grados. Para comenzar un nuevo modelo, un juego de unidades debería ser especificado. Aunque los datos puedan ser introducidos o relatados usando cualquier juego de unidades. Las unidades con las que se están trabajando son mostradas en la parte inferior derecha de la ventana de trabajo. Las unidades pueden ser cambiadas en cualquier momento durante el proceso de creación del modelo. Las operaciones de FILE OPERATIONS son usadas para comenzar un nuevo modelo, traer un modelo existente para la demostración o la modificación, guardar o exportar el modelo corriente para el empleo en SAFE u otro uso.

Los nuevos modelos pueden ser comenzados desde el principio o de plantillas predefinidas suministradas por el programa SAFE v8. Además de la apertura de archivos en el formato estándar SAFE de base de datos (. FDB), el programa también permite a archivos para ser importados en los formatos siguientes: V6/V7 archivo de texto (. F2K), V5 archivo de texto, o archivos. DXF/. DWG archivos (únicamente geometría) creado por AutoCAD. Los modelos creados según el programa pueden ser guardados en el formato de. FDB, o exportados en los formatos siguientes: Texto SAFE v11 (. F2K), SAP2000 y ETABS texto (. S2K), (.DXF/. DWG – geometría) y archivo de Base de datos de Acceso.

Los Estudios de mecánica de suelos proporcionan las propiedades y características del suelo en la zona de estudio, adicionalmente proporciona la capacidad admisible del suelo; el cálculo de la capacidad ya es entregado con factores de seguridad, los cuales el software toma en cuenta como inmersos al dimensionar o diseñar la cimentación.

6.5.2.1 Procedimiento de diseño de cimentación.

6.5.2.2 Diseño de cimentación de edificio.

A partir de que se exporta el modelo en archivo (. F2K) de ETABS a SAFE; con todos sus datos tales como casos de carga, combinaciones de carga, patrones de carga, pesos y longitudes del diseño original del edificio, se siguieron un orden de pasos lógicos que se presentan a continuación.

1. Definir materiales, concreto 280 kg/cm² y acero 4200 kg/cm² grado 50.

Figura VI- 22 Asignar materiales

Material Property Data

General Data

Material Name: FC=280MKG/CM2

Material Type: Concrete

Material Display Color: [Cyan Swatch] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.4E-03 kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 271930.9 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 113304.54 kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 280 kgf/cm2

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty Field]

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

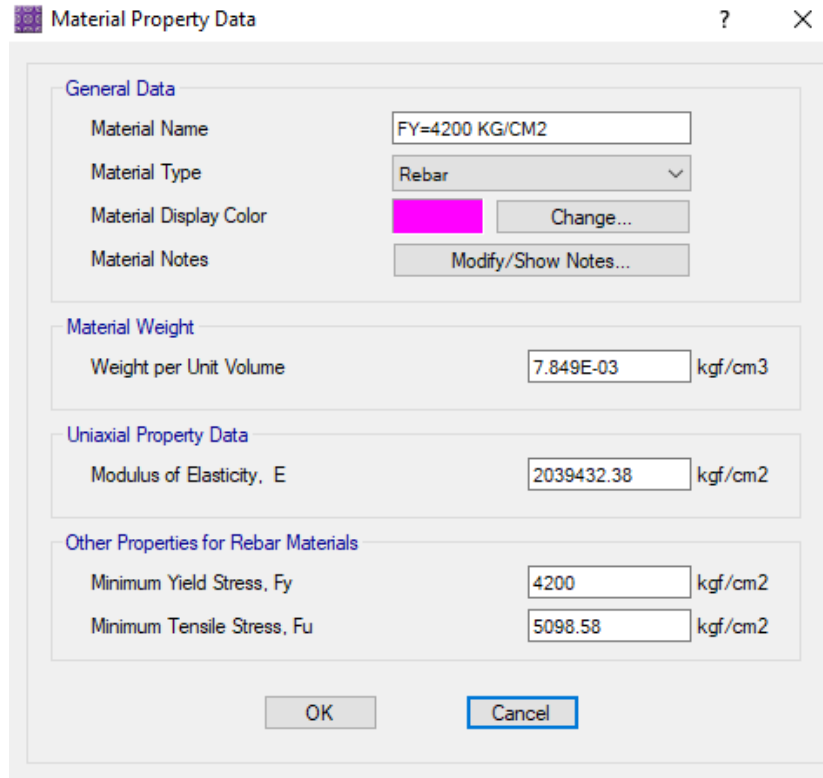
Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified [Empty Field]

OK Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

Figura VI- 23 Asignar materiales



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into four sections: "General Data", "Material Weight", "Uniaxial Property Data", and "Other Properties for Rebar Materials". Each section contains input fields for material properties. At the bottom, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	FY=4200 KG/CM2	
	Material Type	Rebar	
	Material Display Color	[Magenta]	
	Material Notes		
Material Weight	Weight per Unit Volume	7.849E-03	kgf/cm3
Uniaxial Property Data	Modulus of Elasticity, E	2039432.38	kgf/cm2
Other Properties for Rebar Materials	Minimum Yield Stress, Fy	4200	kgf/cm2
	Minimum Tensile Stress, Fu	5098.58	kgf/cm2

(Fuente: Grupo tesis)

2. Definir dimensiones y espesor de zapatas propuestas.

Zapatas de 3 x 3 metros con espesor de 80 centímetros, y el centro del edificio zapatas combinadas 9.5 x 3.5 metros con espesor de 80 centímetros.

Figura VI- 24 Definir propiedades de zapatas

The image shows a software dialog box titled "Slab Property Data". It is organized into two main sections: "General Data" and "Analysis Property Data".

- General Data:**
 - Property Name: ZAPATA CON ESPESOR 80 CM
 - Slab Material: FC=280MKG/CM2
 - Display Color: A cyan color swatch with a "Change..." button.
 - Property Notes: A "Modify/Show..." button.
- Analysis Property Data:**
 - Type: Footing
 - Thickness: 80 cm
 - Thick Plate: (checked)
 - Orthotropic: (unchecked)

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

(Fuente: Grupo tesis)

- Definir vigas de cimentación de 30 x 30 centímetros con una profundidad de 60 cm, que estarán amarradas a todas las zapatas con excepción de las combinadas que están en centro del edificio.

Figura VI- 25 Definir propiedades de viga de cimentación

Beam Property Data

General Data

Property Name: VIIGA DE CIMENTACION

Beam Material: FC=280MKG/CM2

Rebar Material: FY=4200 KG/CM2

Rebar Material Shear: FY=4200 KG/CM2

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Analysis Property Data

Beam Shape Type: Rectangular Beam

Web Width at Top: 30 cm

Web Width at Bottom: 30 cm

Depth: 60 cm

Show Properties...

Design Property Data

Flange Dimensions from Analysis Property Data

Flange Dimensions Automatic from Slab Property

Flange Dimensions User Specified

Flange Width:

Slab Depth:

Cover Top (to Centroid): 5 cm

Cover Bottom (to Centroid): 7.5 cm

No Design

Analysis Property

Design Property

OK Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

4. Posteriormente se define las propiedades del suelo, por medio al modelo de Winkler o método del coeficiente de balasto. Al conocer la carga admisible del terreno en cuestión con este dato se puede entrar a la siguiente tabla que correlaciona ambos datos.

Tabla VI- 15 Correlación de esfuerzo admisible del suelo y módulo de Winkler ó coeficiente de balasto

MODULO DE REACCION DEL SUELO					
Esf. Adm. (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf. Adm. (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf. Adm. (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Morrison Ingenieros Coordinadores de Inc. (CSI) Latinoamérica.

Para la carga admisible que se tiene de $4 \frac{Kg}{cm^2}$; el coeficiente de balasto que le corresponde es $8 \frac{Kg}{cm^3}$, y es el que se le coloca al programa, se seleccionan todas las zapatas y se les asigna ese valor y se les restringe en los bordes de las zapatas el movimiento en X y Y.

Figura VI- 26 Coeficiente de balasto

Soil Subgrade Property Data

General Data

Property Name: SUELO A 2 M

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Property

Subgrade Modulus (Compression Only): 8E+00 kgf/cm3

Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)

None (Linear)

Tension Only

Compression Only

Elasto-Plastic

Compression Stiffness:

Compression Strength:

Tension Stiffness:

Tension Strength:

OK Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

5. Se deben seleccionar todas las zapatas y asignarles el peso del suelo obtenido de la siguiente forma.

$$\text{Peso específico del suelo} = 1600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

Nivel de fundación = 2 metros

Peralte de zapata = 80 cm

Altura desde superficie exterior hasta zapata = 1.20 metros

$$\text{Carga del suelo} = 1.20 \text{ m} \times 1600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1,920 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

Figura VI- 27 Cargas del suelo sobre la zapata

Surface Loads

Load Pattern Name
Name: PP

Load Direction
Direction: Gravity

Uniform Loads
Uniform Load: 0.192 kgf/cm2

Nonuniform Loads
w(x,y) = Ax + By + C = Load at Pt (x,y); x,y in Global
A: 0E+00 kgf/cm3
B: 0E+00 kgf/cm3
C: 0 kgf/cm2

Options
 Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

OK
Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

6. Se seleccionará el código de diseño y definir los valores de recubrimiento que registrarán a las zapatas y vigas de cimentación.

Figura VI- 28 Selección de código de diseño

Design Code	
Design Code	ACI 318-14
Resistance Factors:	
Phi Tension Controlled	0.9000
Phi Compression Controlled	0.7000
Phi Shear	0.8500

Buttons: Reset Tab Defaults, OK, Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

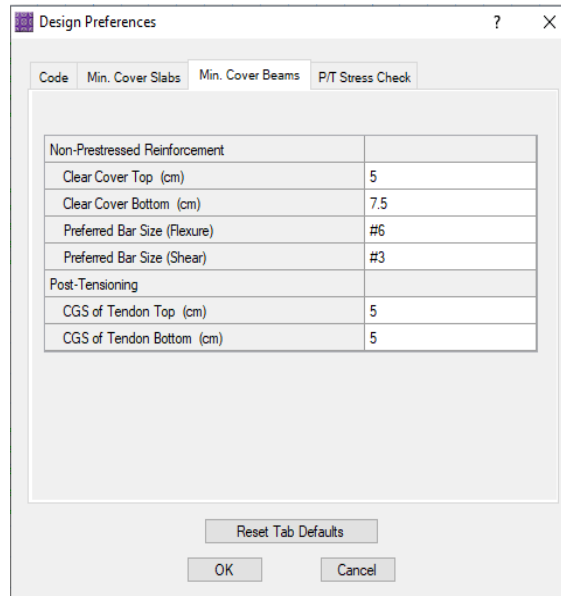
Figura VI- 29 Preferencias de diseño

Non-Prestressed Reinforcement	
Clear Cover Top (cm)	5
Clear Cover Bottom (cm)	7.5
Preferred Bar Size	#8
Inner Slab Rebar Layer	Layer B
Post-Tensioning	
CGS of Tendon Top (cm)	2.5
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay (cm)	4
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay (cm)	2.5
Minimum Reinforcing	
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way

Buttons: Reset Tab Defaults, OK, Cancel

(Fuente: Grupo tesis)

Figura VI- 30 Preferencias de diseño



(Fuente: Grupo tesis)

Habiendo realizado todos estos pasos, se corre el programa y se revisa las zapatas y las vigas de cimentación por medio de los distintos tipos de fallas que se presentan a continuación.

MODOS DE FALLA A CORTE EN EL SUELO

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado.

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas, las cuales son:

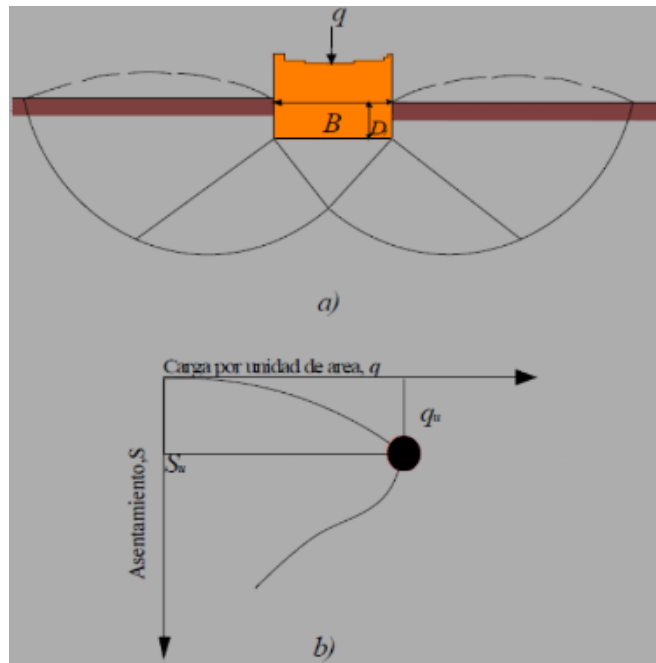
- Falla por corte general.
- Falla de corte por punzonamiento.
- Capacidad máxima admisible de carga

Falla por corte general

Para entender el concepto, se considera el caso de una fundación rectangular larga (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) de ancho B , localizada sobre la superficie de arena densa o suelo arcilloso rígido como se muestra en la ver figura VI-31. Ahora, si la carga “ q ” se aplica gradualmente a la fundación, el asentamiento se incrementa de la misma manera

En cierto punto, cuando la carga por unidad de área “ q ” iguala a la capacidad de carga última de la fundación “ q_u ” se produce el asentamiento “ S_u ” para el cual, el suelo que soporta a la fundación sufrirá una falla repentina al corte y la zona de falla en el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno, y se podrá notar un abombamiento considerable de la superficie del suelo alrededor de la fundación. La relación carga-asentamiento describirá una curva como se muestra en la figura VI-31. Donde se presenta claramente un valor pico de “ q ” igual a la capacidad última de carga de la fundación “ q_u ”.

Figura VI- 31 Falla de corte general en un suelo



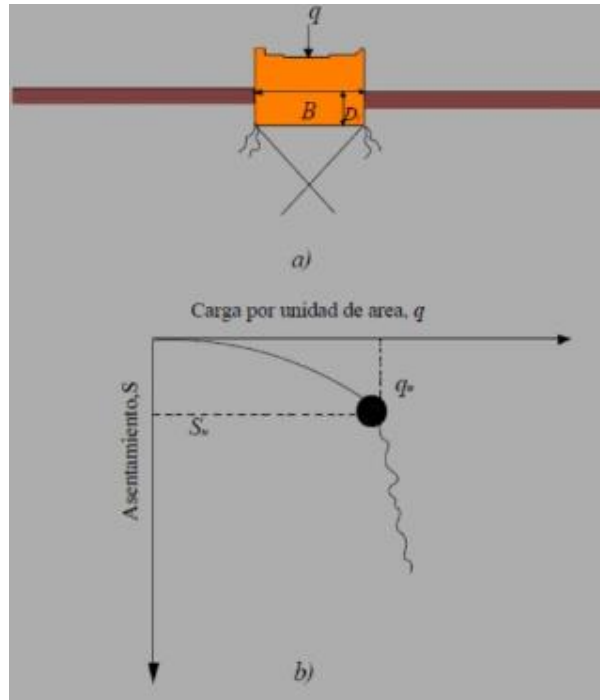
Fuente:(Braja M,2010)

Falla al corte por punzonamiento

Para este caso la fundación en consideración, será soportada por un suelo de arena bastante suelta o sobre un suelo arcilloso blando. Para este tipo de falla, la gráfica carga-asentamiento será como en la figura VI-32.

En este caso la fundación se hunde cortando el terreno con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente, es decir que la superficie de falla del suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno y al igual que el caso anterior, aquí nunca se observará un valor de carga pico, ya que más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal.

Figura VI- 32 Falla al corte por punzonamiento



Fuente:(Braja M,2010)

Capacidad máxima admisible de carga q_a .

Es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

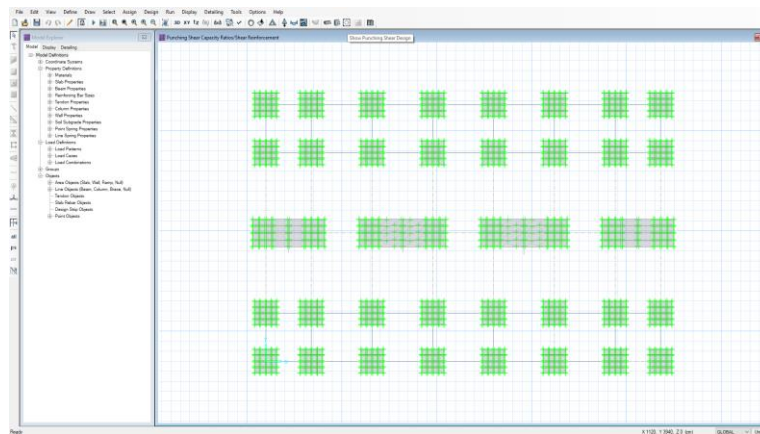
Entonces la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables. (BRAJA M, 2010)

Todas las revisiones se efectuaron por medio de varias iteraciones en el programa SAFE; hasta obtener valores que sean óptimos para el diseño y de esta forma evitar fallas en las cimentaciones.

Revisión falla al corte por punzonamiento

Para que el punzonamiento se genere se necesita un perímetro y ya que están las vigas de cimentación este no se genera.

Figura VI- 33 Revisión por punzonamiento.



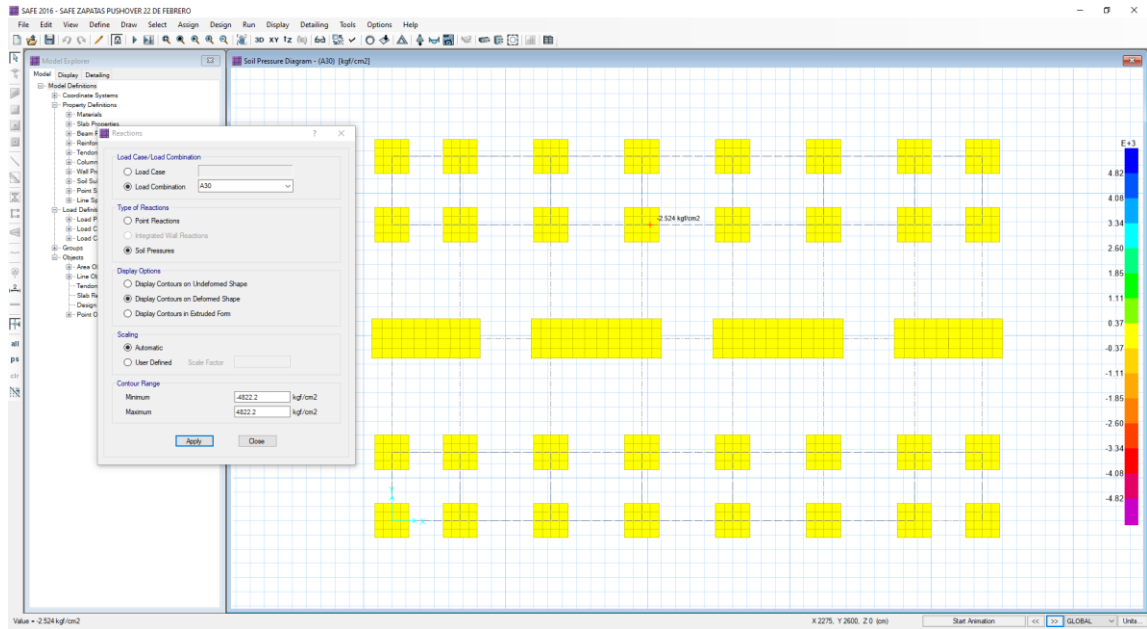
(Fuente: Grupo tesis)

Revisión capacidad máxima admisible de carga qa.

Se revisan las combinaciones A, es decir las combinaciones no factoradas; debido a que es cimentación y se diseña por esfuerzo admisible; de A01 a A76, el valor no debe exceder la capacidad de carga del suelo.

En la combinación A30 es donde presenta el mayor valor que es de $2.524 \frac{Kg}{cm^2}$

Figura VI- 34 Revisión por capacidad máxima admisible de carga q_a



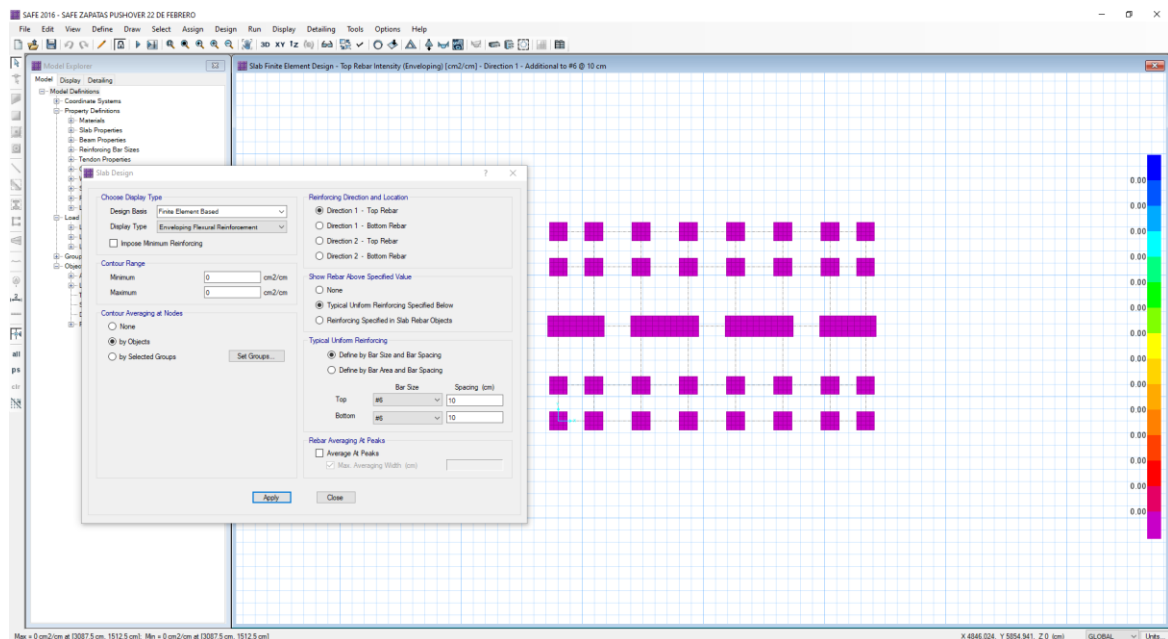
(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo.

Para la revisión de refuerzo el software SAFE divide los lechos por superior e inferior y las direcciones 1 y 2 en acero horizontal y en vertical respectivamente.

Revisión de refuerzo superior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #6 cada 10 cm.

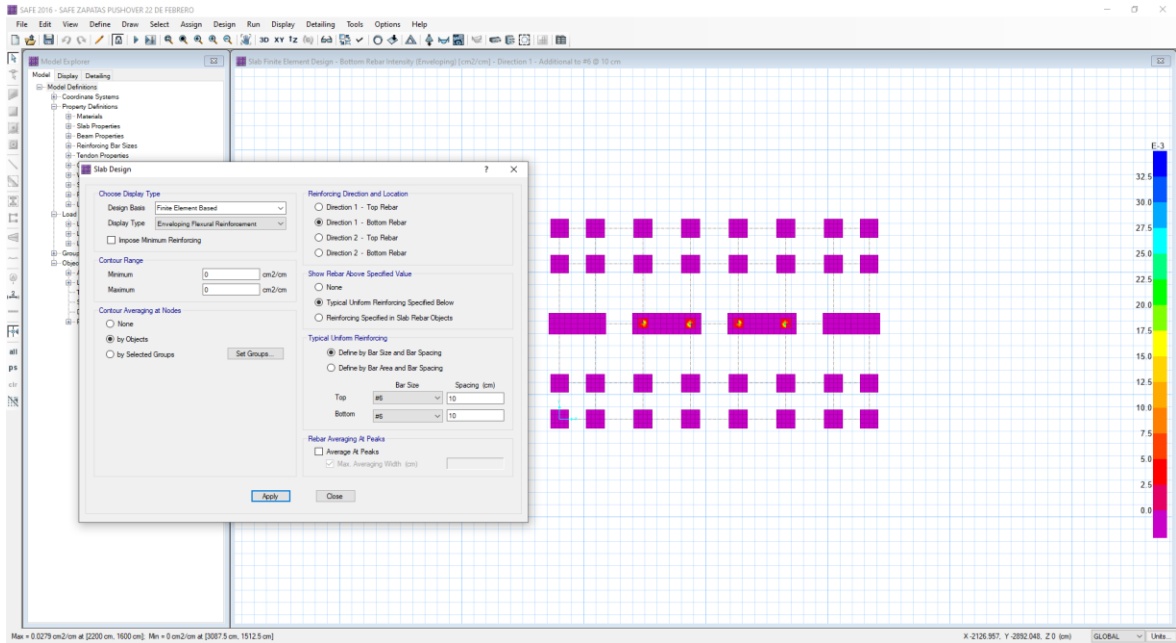
Figura VI- 35 Revisión de refuerzo.



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #6 cada 10 cm.

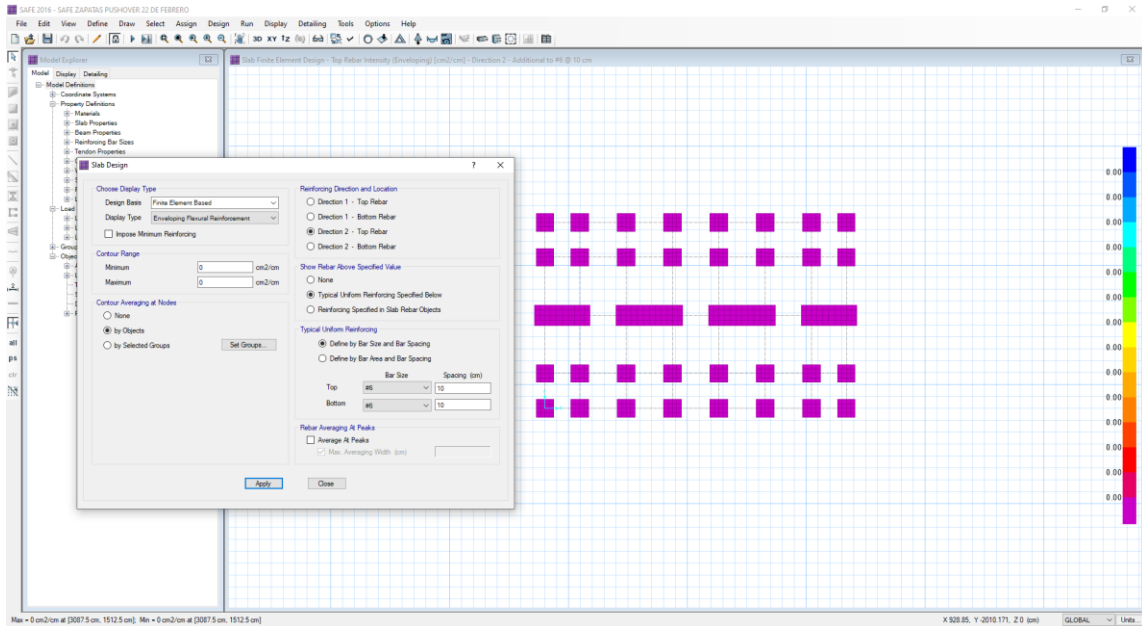
Figura VI- 36 Revisión de refuerzo.



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo superior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla #6 cada 10 cm.

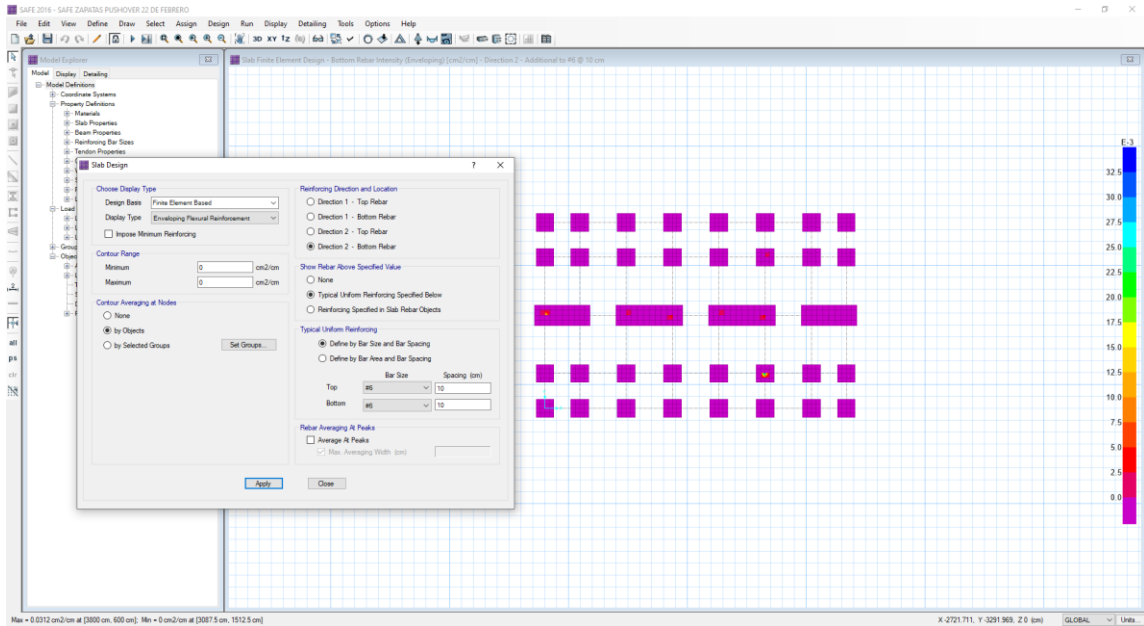
Figura VI- 37 Revisión de refuerzo.



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla #6 cada 10 cm.

Figura VI- 38 Revisión de refuerzo



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión por corte general

Calculando cortante de viga

$$\Phi v = 0.53 \Phi \sqrt{f'c} \text{ ad}$$

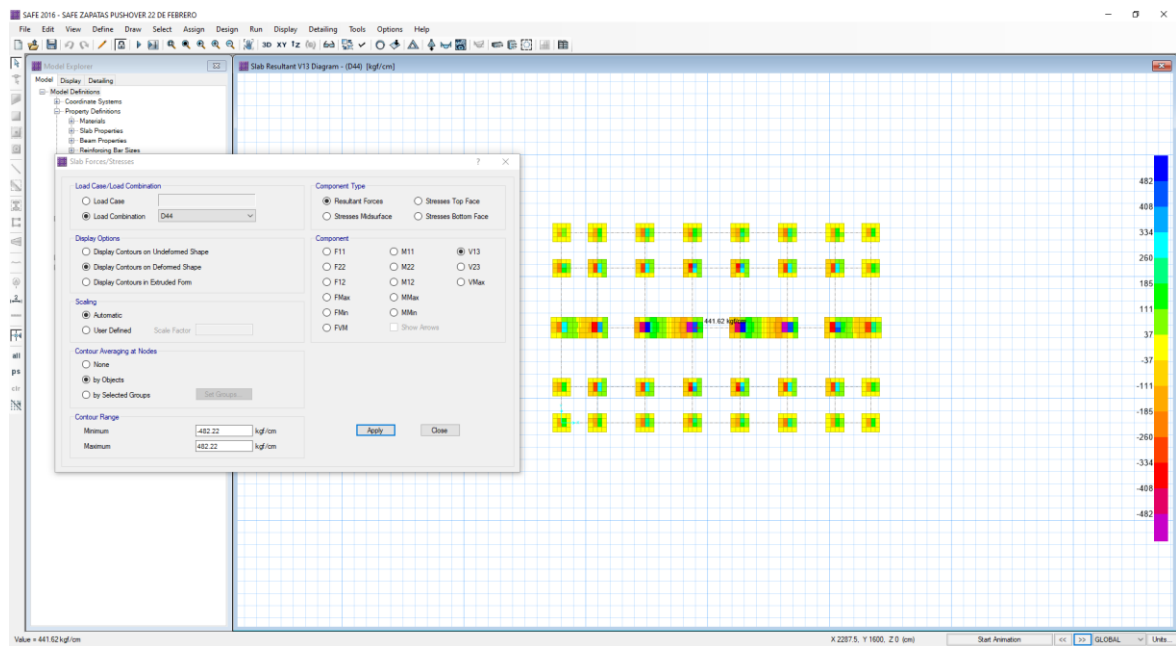
$$\Phi v = 0.53 (0.75) \sqrt{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (1) (72.5\text{cm})$$

$$\Phi v = 482.22 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

Revisión en las combinaciones U y D que son de servicio, no deben exceder el valor de Φ_v .

Para las combinaciones de D presenta su valor máximo en D44 de $441.62 \frac{Kg}{cm}$.

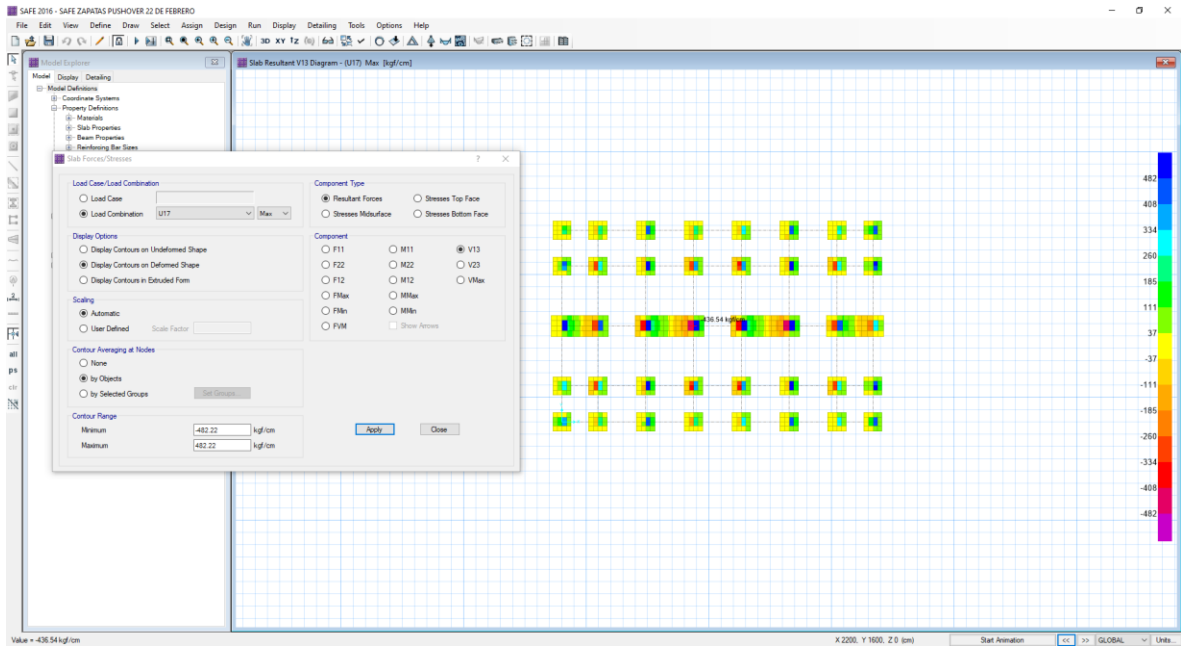
Figura VI- 39 Revisión por corte general



(Fuente: Grupo de tesis)

Para las combinaciones de U presenta su valor máximo en U17 de $436.54 \frac{Kg}{cm}$.

Figura VI- 40 Revisión por corte general

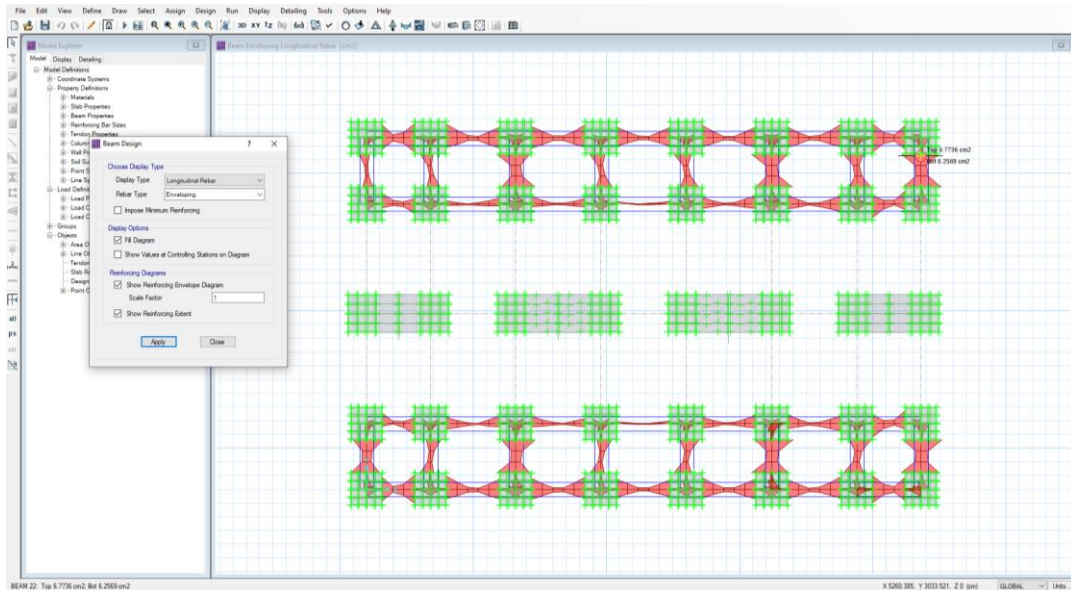


(Fuente: Grupo de tesis)

Diseño de refuerzo para la viga de cimentación

Necesita 6.7773 cm^2 area bruta de varilla, acero longitudinal se debe colocar varilla #10

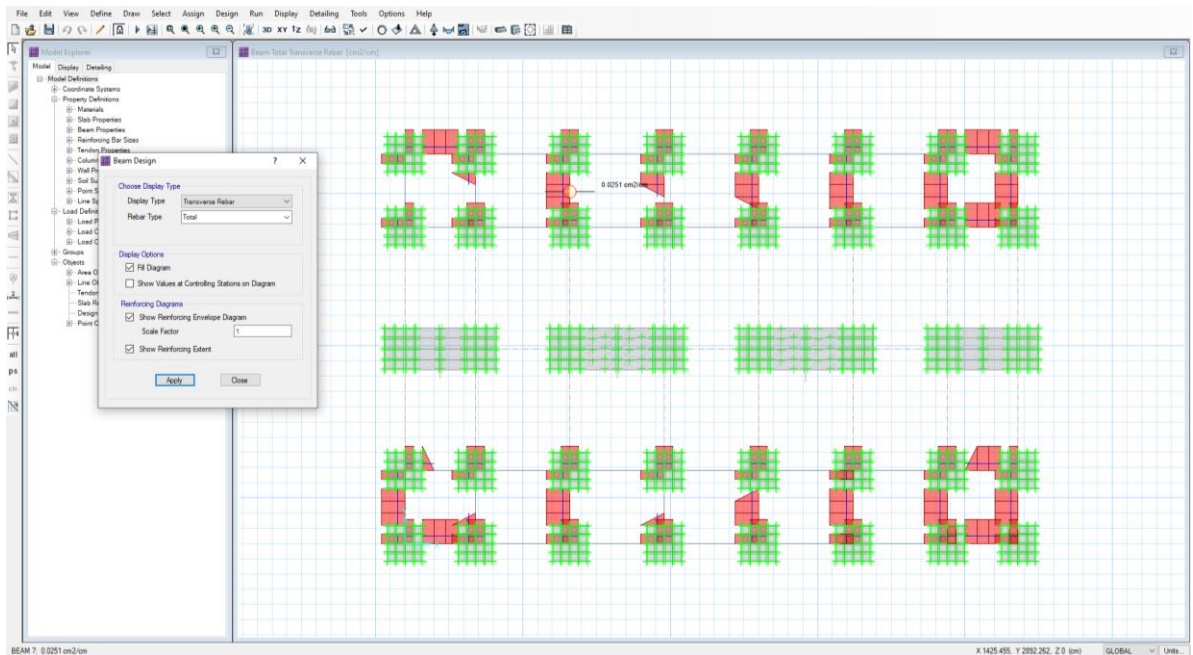
Figura VI- 41 Diseño viga de cimentación



(Fuente: Grupo de tesis)

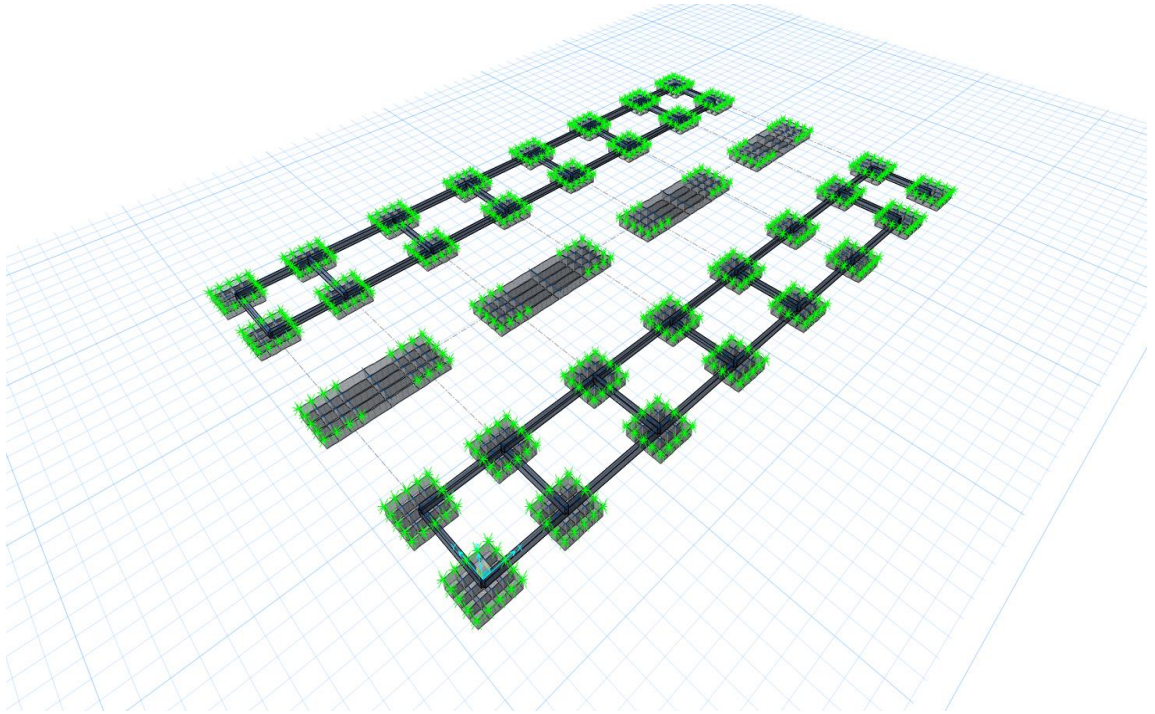
Acero transversal una intensidad de acero de $0.0251 \frac{cm^2}{cm}$. Se debe colocar como estribo varilla #4 cada 30 centímetros.

Figura VI- 42 Diseño viga de cimentación



(Fuente: Grupo de tesis)

Figura VI- 43 Configuración final de cimentación de edificio en 3D.



(Fuente: Grupo de tesis)

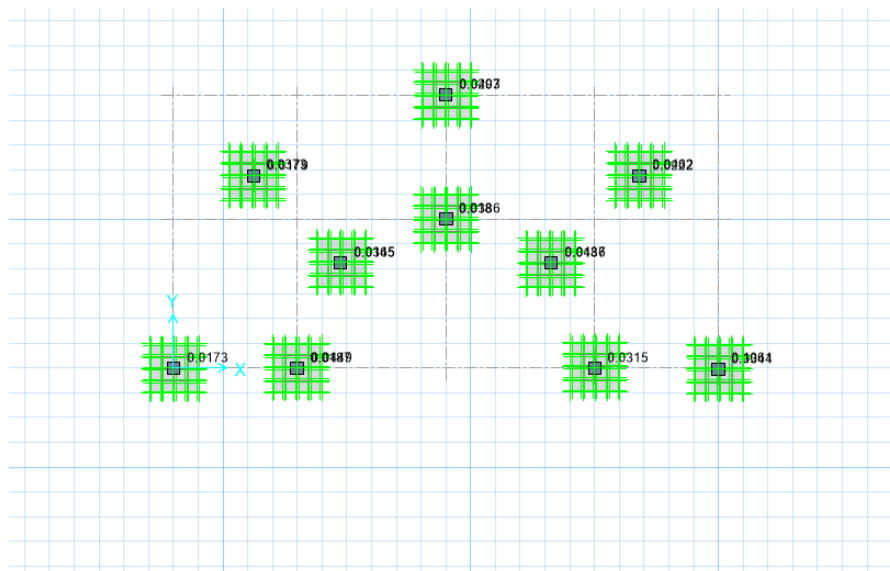
6.5.2.3 Diseño de cimentación de rampa

Zapatas de 2 x 2 metros con espesor de 80 centímetros.

Revisión falla al corte por punzonamiento

El punzonamiento debe de ser menor que 1 ya que es una relación demanda/capacidad.

Figura VI- 44 Revisión falla al corte por punzonamiento



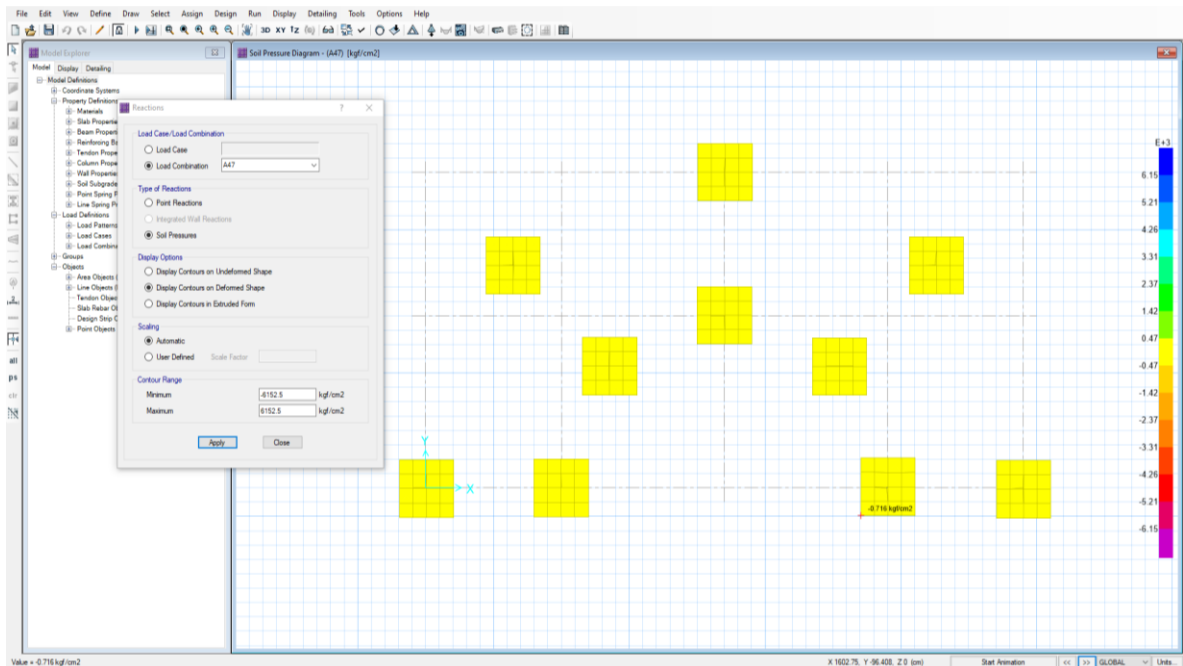
(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión capacidad máxima admisible de carga qa.

Se revisan las combinaciones A, es decir las combinaciones no factoradas; debido a que es cimentación y se diseña por esfuerzo admisible; de A01 a A76, el valor no debe exceder la capacidad de carga del suelo.

En la combinación A47 es donde presenta el mayor valor que es de $0.716 \frac{Kg}{cm^2}$

Figura VI- 45 Revisión por capacidad máxima de carga admisible qa

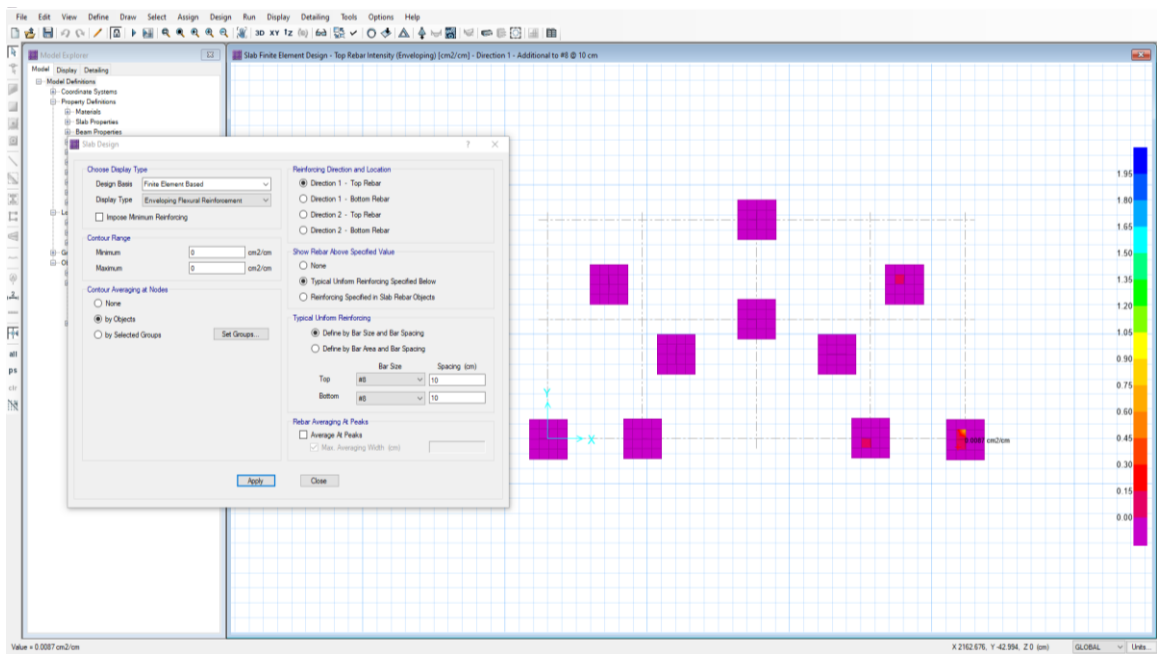


(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo.

Revisión de refuerzo superior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #8 cada 10 cm.

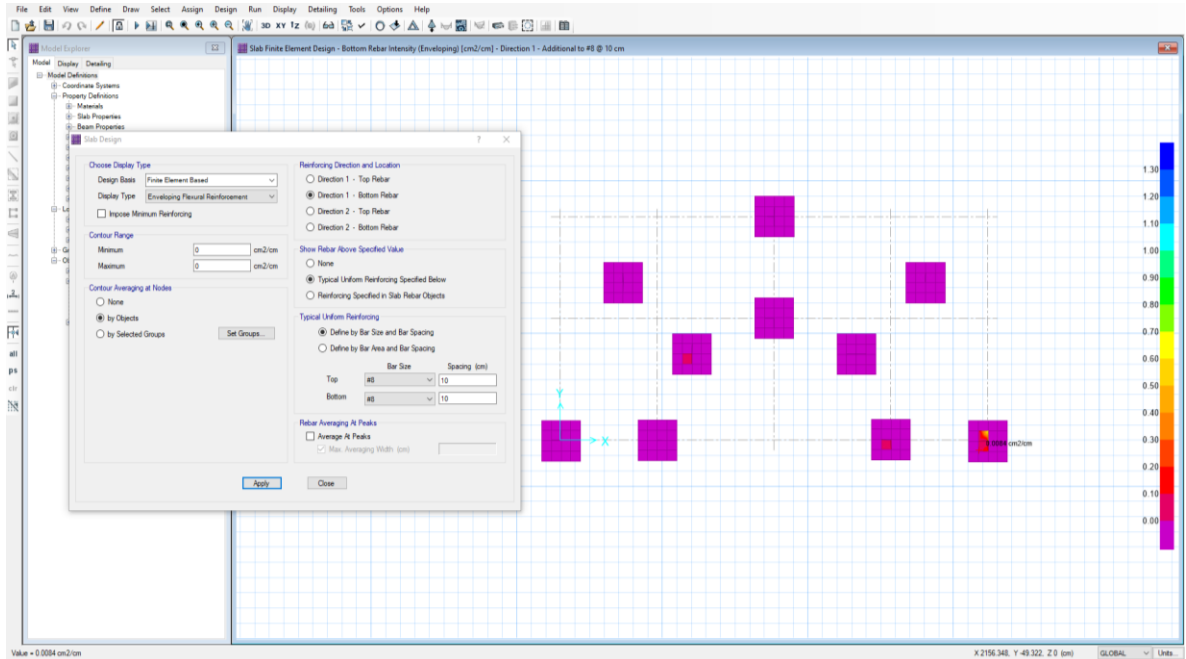
Figura VI- 46 Revisión de refuerzo



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #8 cada 10 cm.

Figura VI- 47 Revisión de refuerzo

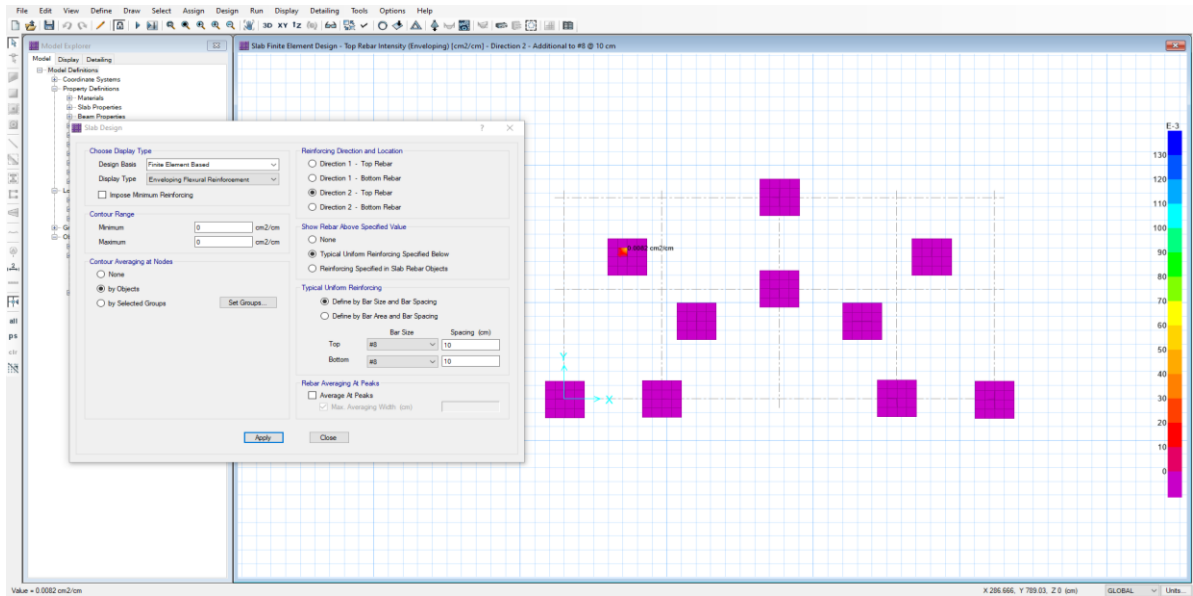


(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo superior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla

#8 cada 10 cm.

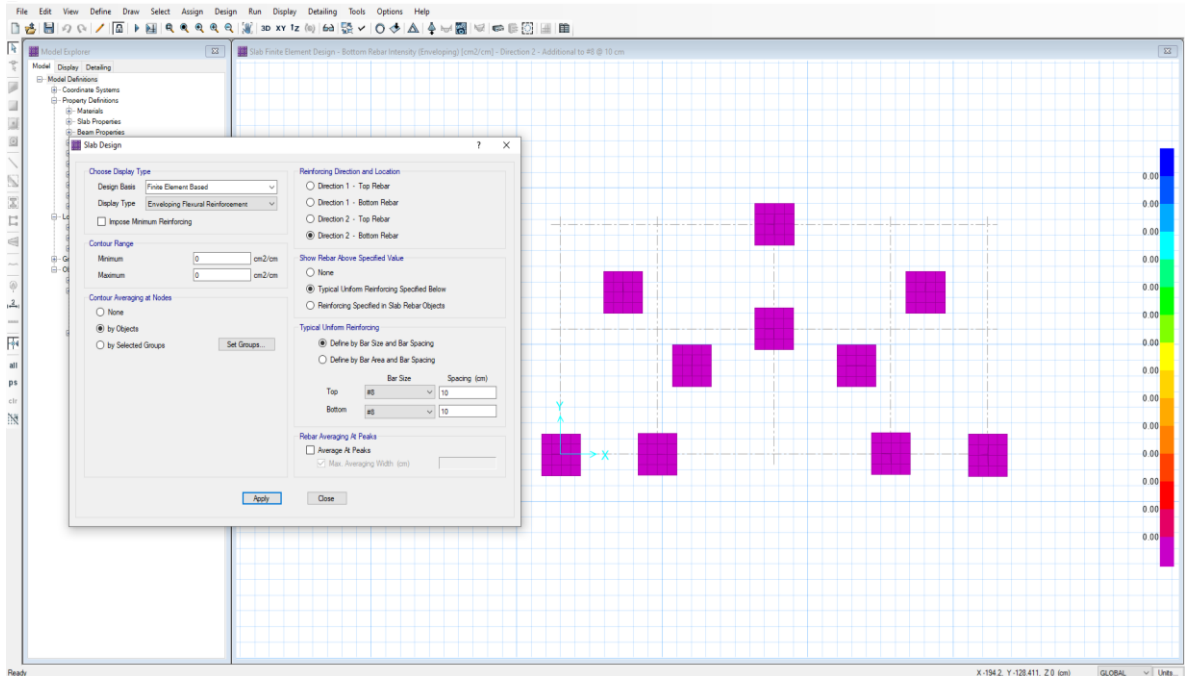
Figura VI- 48 Revisión de refuerzo



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla #8 cada 10 cm.

Figura VI- 49 Revisión de refuerzo



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión por corte general

Calculando cortante de viga

$$\Phi_v = 0.53 \Phi \sqrt{f'c} \text{ ad}$$

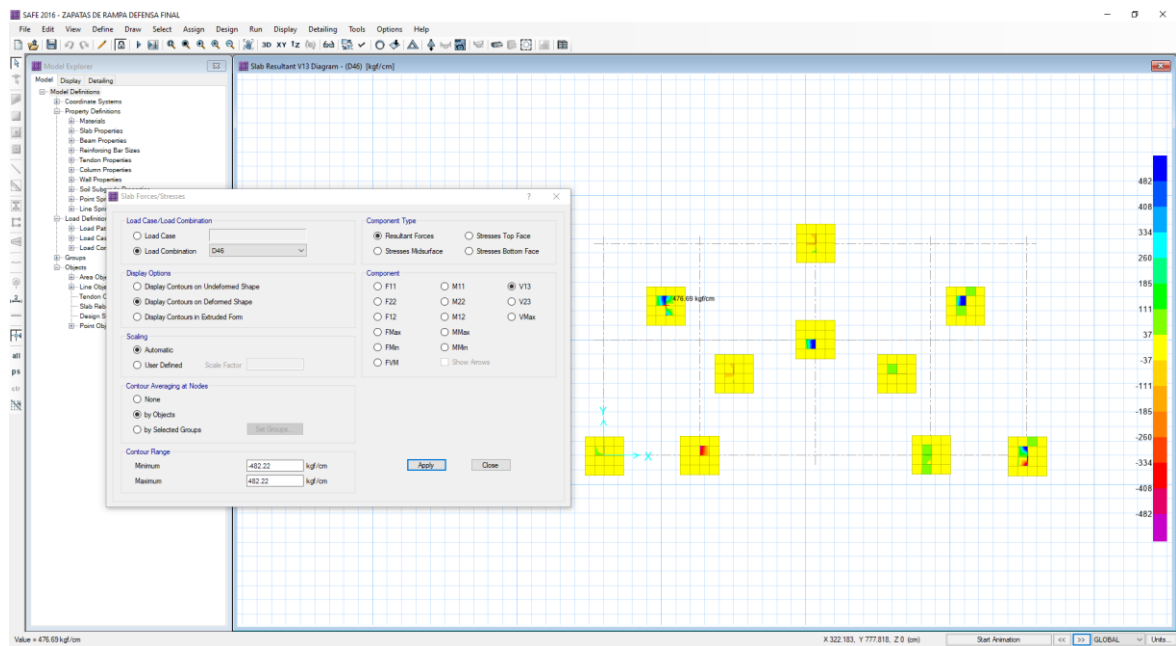
$$\Phi_v = 0.53 (0.75) \sqrt{280 \frac{Kg}{cm^2}} (1) (72.5cm)$$

$$\Phi_v = 482.22 \frac{Kg}{cm}$$

Revisión en las combinaciones U y D que son de servicio, no deben exceder el valor de Φ_v .

Para las combinaciones de D presenta su valor máximo en D46 de $476.69 \frac{Kg}{cm}$.

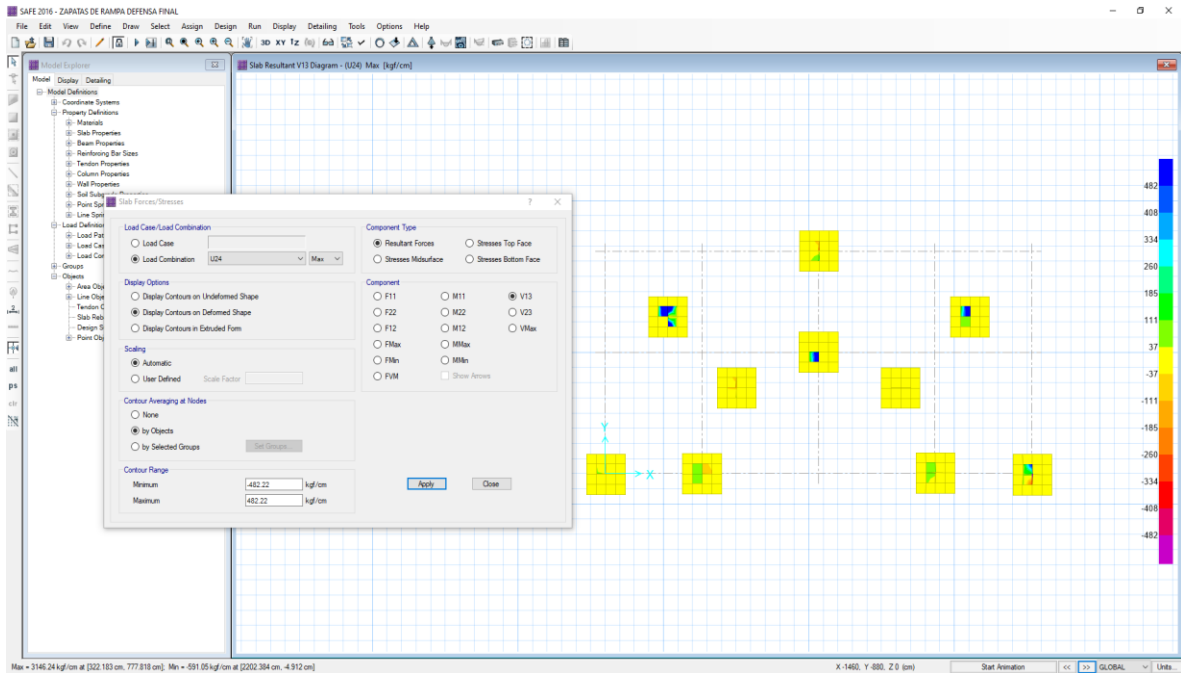
Figura VI- 50 Revisión por corte general



(Fuente: Grupo de tesis)

Para las combinaciones de U presenta su valor máximo en U34 de $234.36 \frac{Kg}{cm}$.

Figura VI- 51 Revisión por corte general



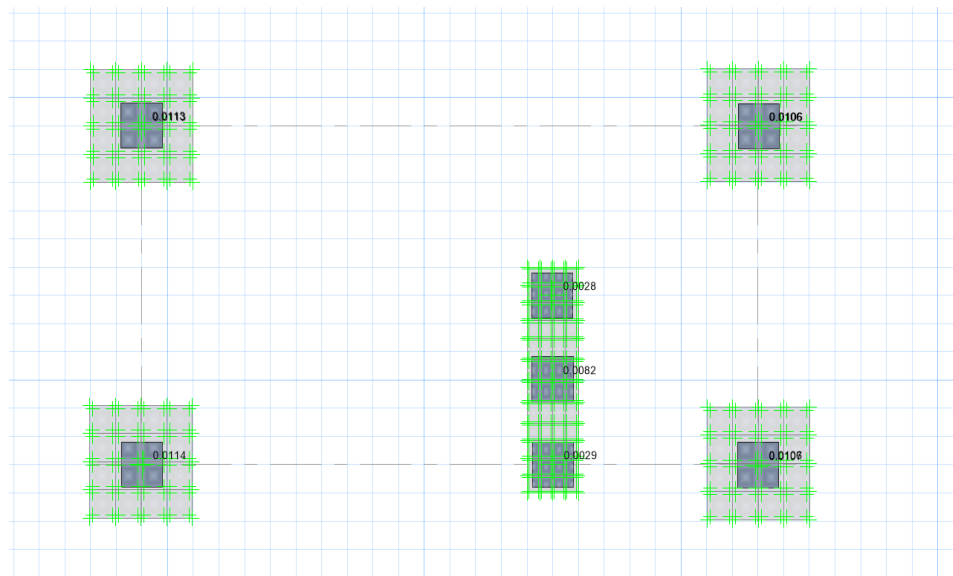
(Fuente: Grupo de tesis)

6.5.2.4 Diseño de cimentación de escalera.

Zapatas de 1 x 1 metro y zapatas combinadas de 0.50 x 2 metro, todas de espesor 60 centímetros.

Revisión falla al corte por punzonamiento

Figura VI- 52 Revisión falla al corte por punzonamiento

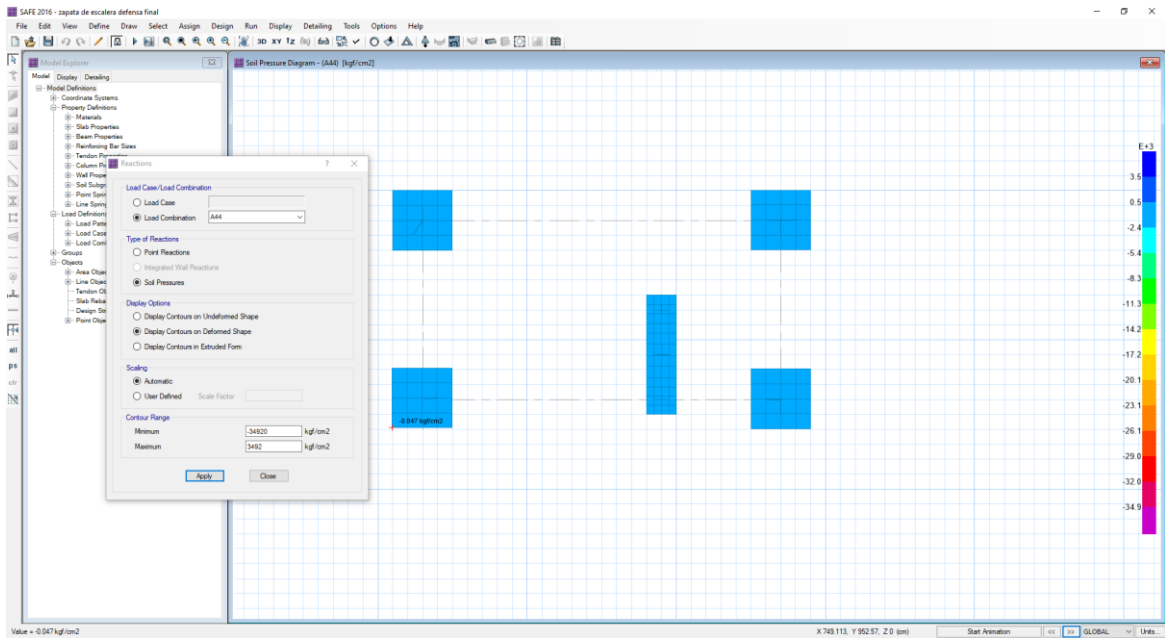


(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión capacidad máxima admisible de carga qa.

En la combinación A44 es donde presenta el mayor valor que es de $0.047 \frac{Kg}{cm^2}$

Figura VI- 53 Revisión capacidad máxima admisible de carga qa

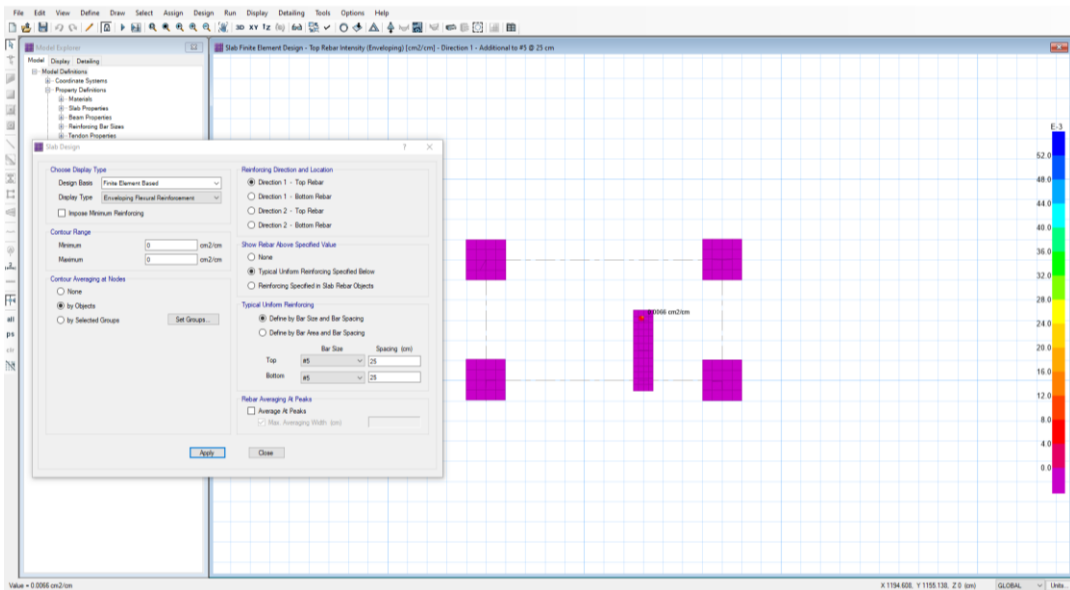


(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo.

Revisión de refuerzo superior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #5 cada 25 cm.

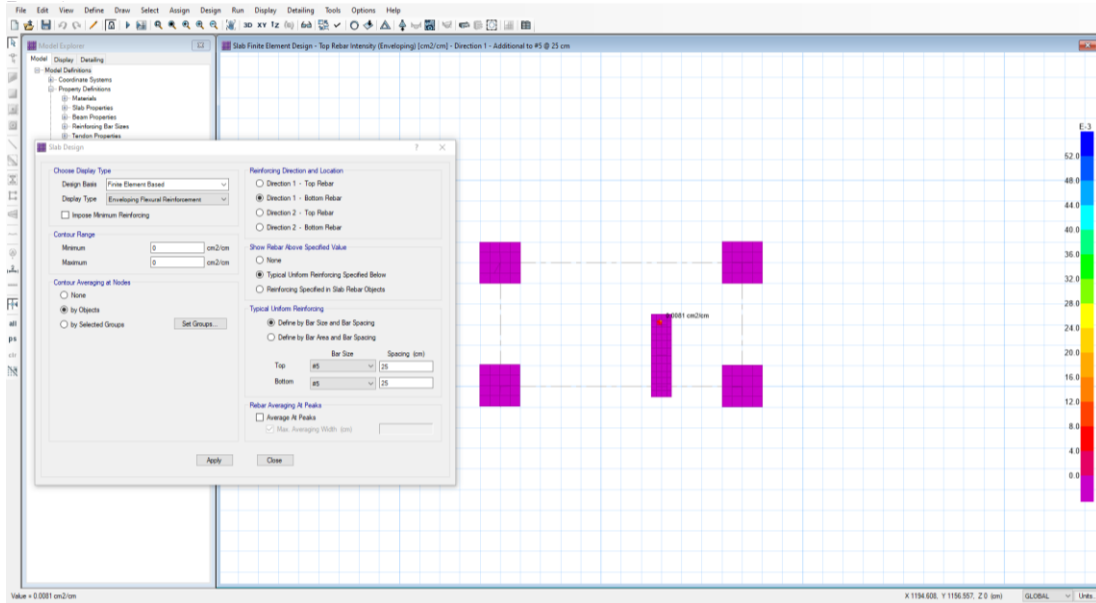
Figura VI- 54 Revisión por capacidad de carga



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 1, que cumple satisfactoriamente con varilla #5 cada 25 cm.

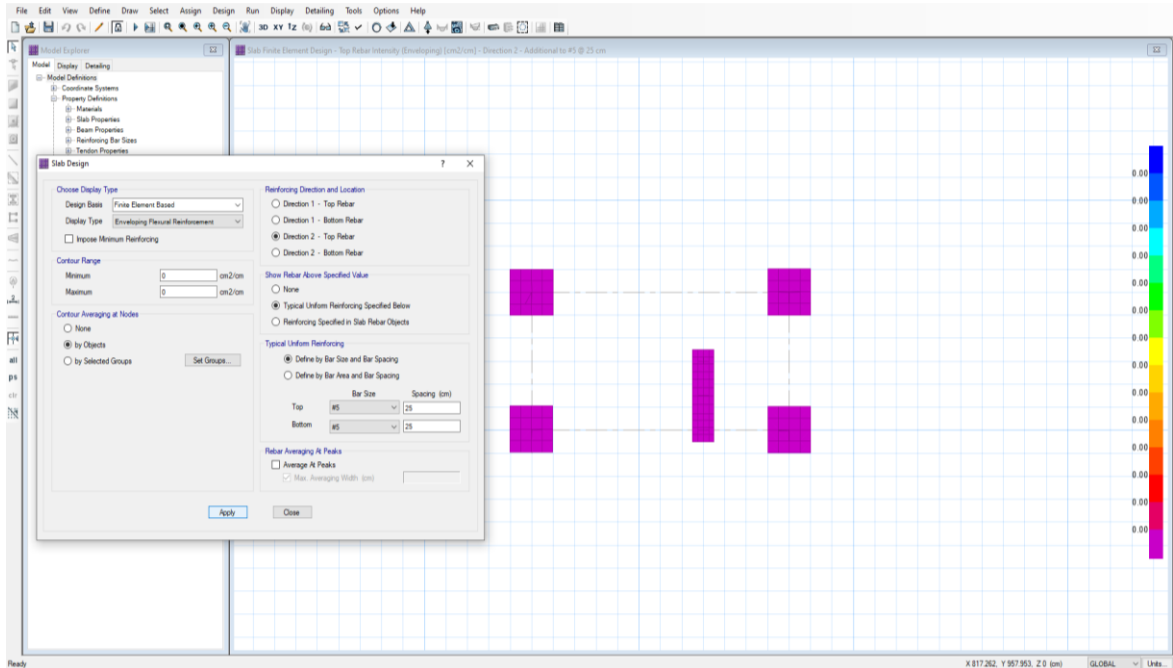
Figura VI- 55 Revisión por capacidad de carga



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo superior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla #5 cada 25 cm.

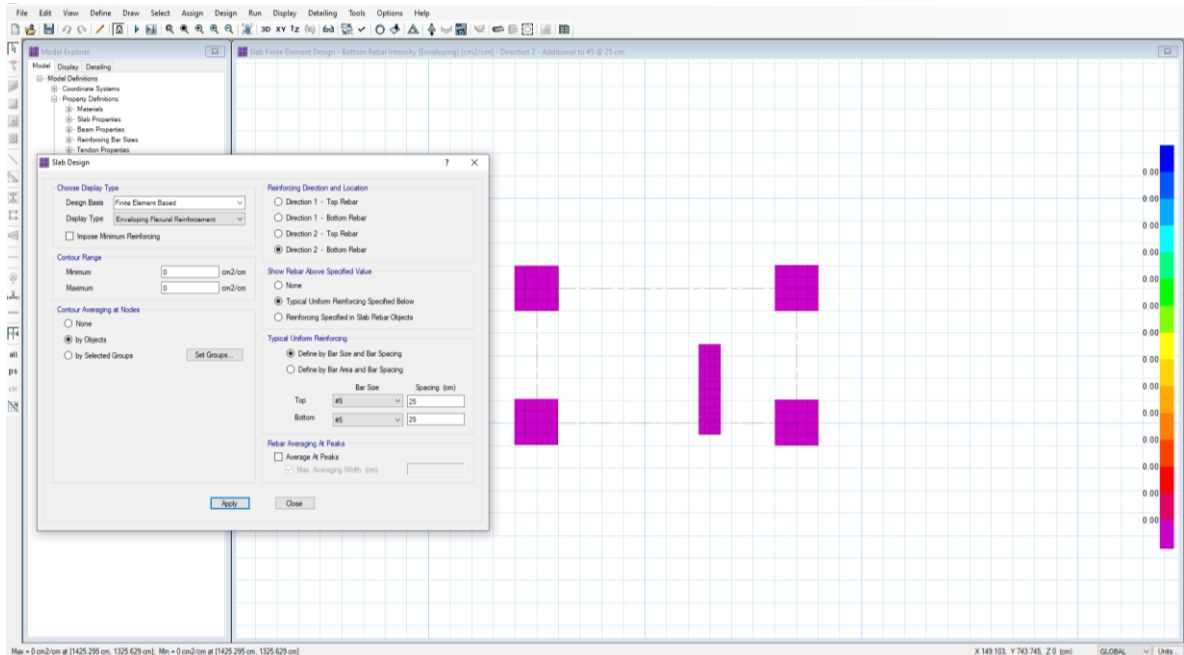
Figura VI- 56 Revisión por capacidad de carga



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión de refuerzo inferior en la dirección 2, que cumple satisfactoriamente con varilla #5 cada 25 cm.

Figura VI- 57 Revisión por capacidad de carga



(Fuente: Grupo de tesis)

Revisión por corte general

Calculando cortante de viga

$$\Phi v = 0.53 \Phi \sqrt{f'c} \text{ ad}$$

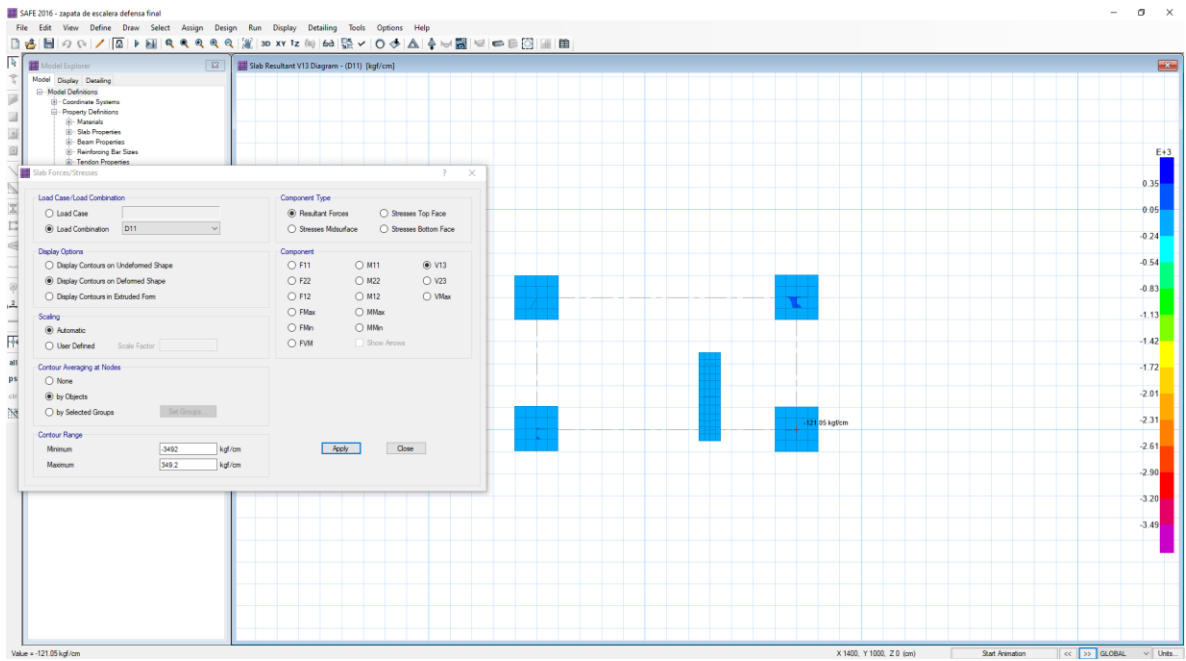
$$\Phi v = 0.53 (0.75) \sqrt{280 \frac{Kg}{cm^2}} (1) (52.5cm)$$

$$\Phi v = 349.2 \frac{Kg}{cm}$$

Revisión en las combinaciones U y D que son de servicio, no deben exceder el valor de Φv .

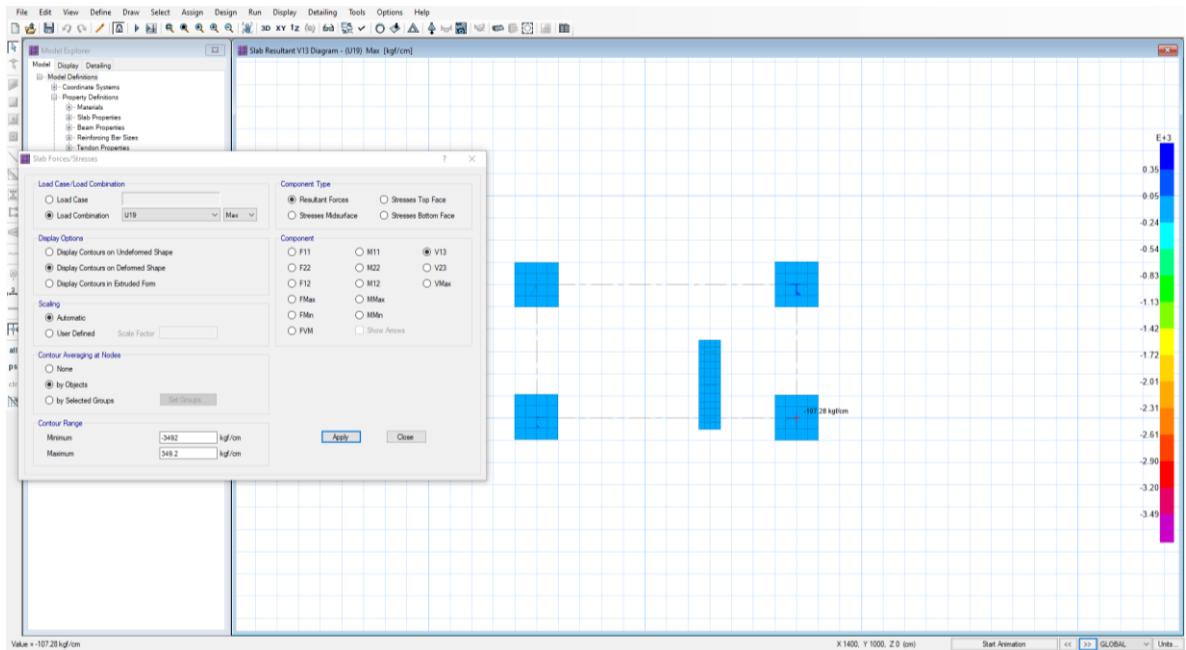
Para las combinaciones de D presenta su valor máximo en D11 de $121.05 \frac{Kg}{cm}$.

Figura VI- 58 Revisión por corte general



Para las combinaciones de U presenta su valor máximo en U19 de $107.28 \frac{Kg}{cm}$.

Figura VI- 59 Revisión por corte general



(Fuente: Grupo de tesis)

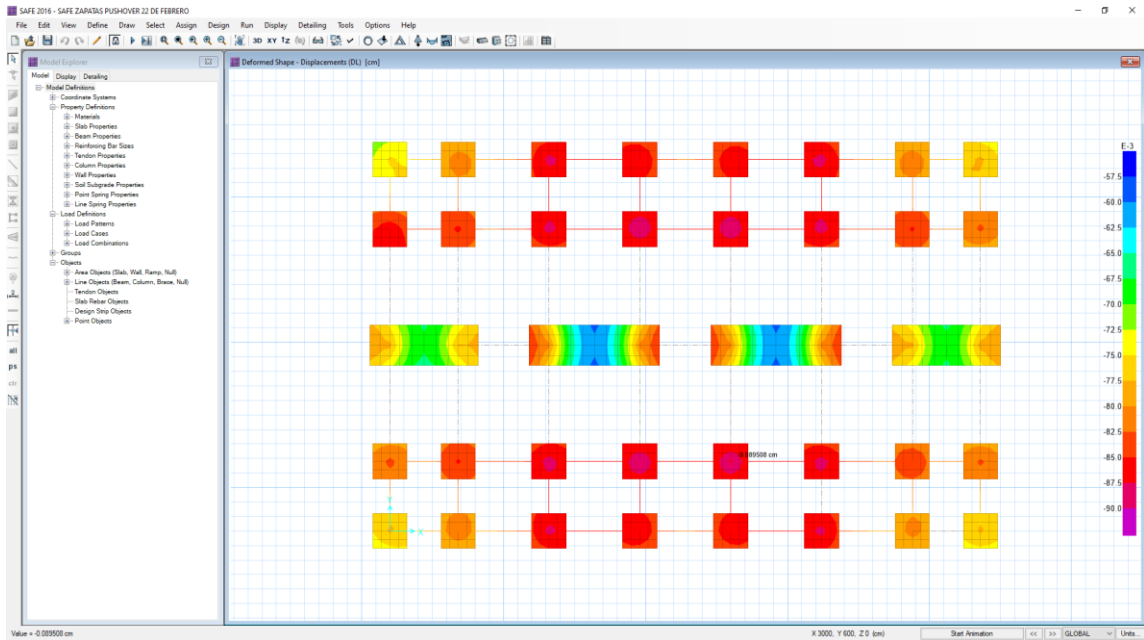
Revisión por desplazamiento

El desplazamiento que se genera en la cimentación por cargas de gravedad, sísmicas entre otras no debe ser mayor a 2.54 cm ó 1 pulgada. (ACI 318S 14; 13.3 cimentaciones superficiales).

Cimentación del edificio

Valor máximo :0.08950 cm

Figura VI- 60 Revisión por desplazamiento en cimentación del edificio

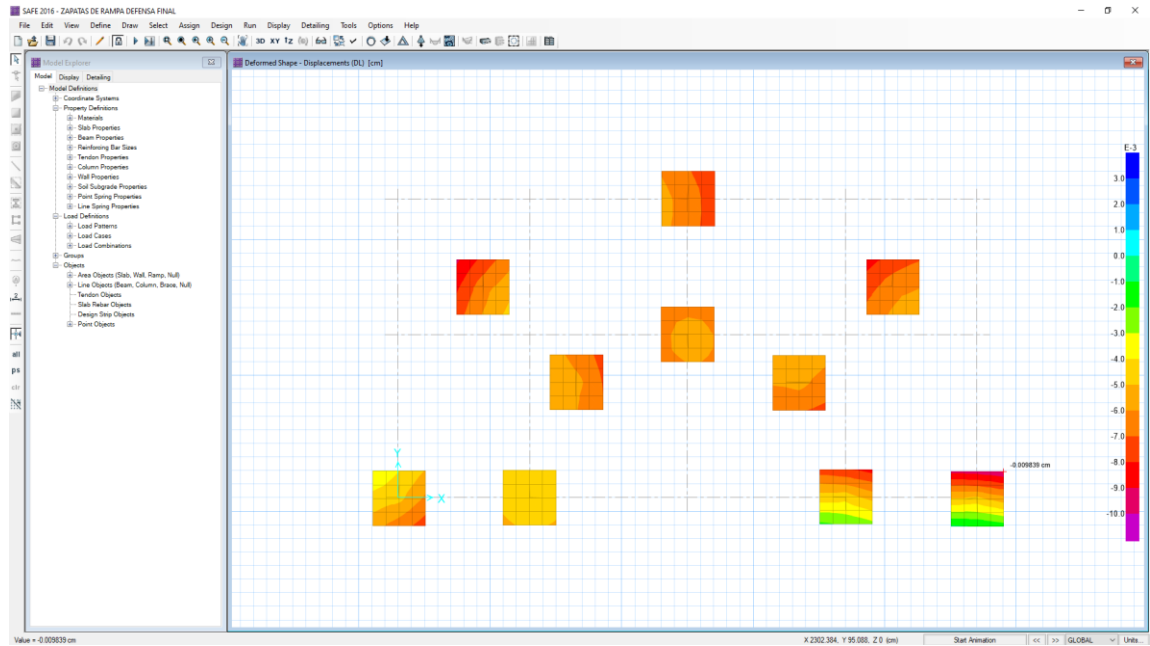


(Fuente: Grupo de tesis)

Cimentación de rampa

Valor máximo :0.009839 cm

Figura VI- 61 Revisión por desplazamiento en cimentación de rampa

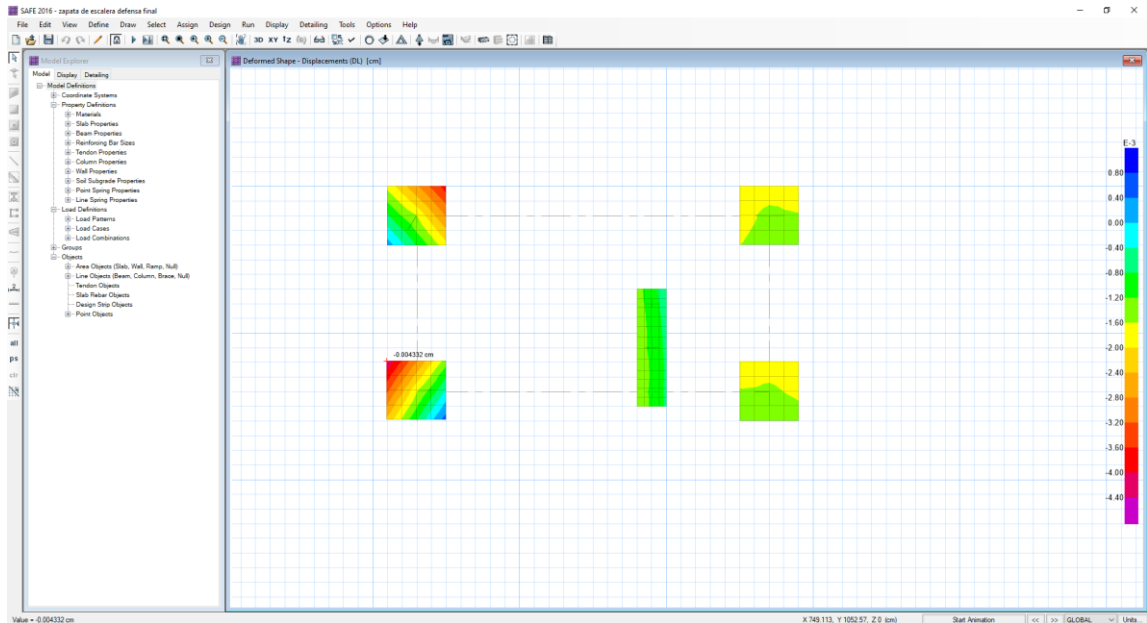


(Fuente: Grupo de tesis)

Cimentación de escalera

Valor máximo :0.004332 cm

Figura VI- 62 Revisión por desplazamiento en cimentación de escalera



(Fuente: Grupo de tesis)

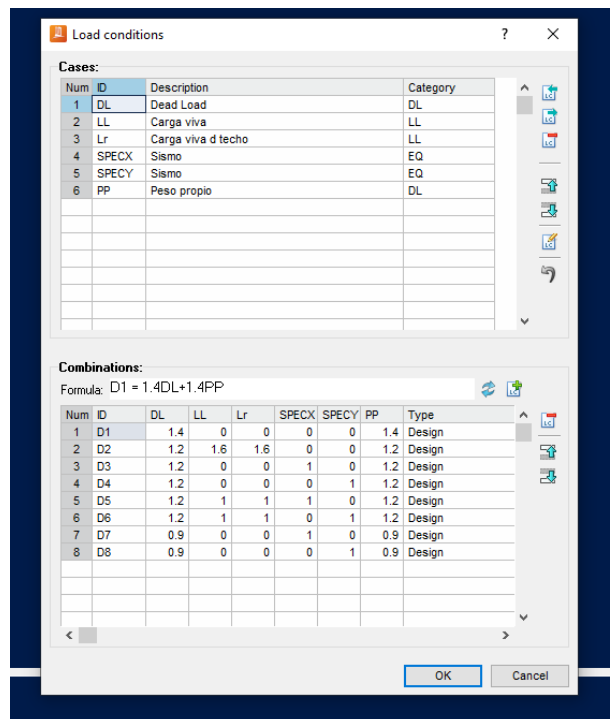
6.5.2.4 Diseño de placa base.

La conexión en la placa base de la columna es la interfaz entre una estructura de acero y la cimentación de la misma. Estas conexiones se utilizan para soportar tanto sistema de resistentes a carga vertical como lateral. La estrecha relación que existe entre el acero estructural y el concreto hace que el detalle en el diseño sea un elemento fundamental para estas conexiones, ya que se debe tener en cuenta no solo requerimientos estructurales, sino también consideraciones en cuestiones de constructibilidad específicamente en las varillas de anclaje y procedimientos de ajustes y tolerancias. De los cinco casos de carga diferentes

que se presentan en este tipo de conexiones, para este caso se hará énfasis en el diseño de cargas concéntricas axiales de compresión, para las cuales se debe tener en cuenta el diseño del espesor de la placa base, y así mismo esta debe ser lo suficientemente grande para poder resistir el rodamiento de las fuerzas transferidas desde la placa base y el concreto. Para sistemas de carga vertical los estados límite que se presentan en la conexión de la placa base son la flexión de la platina y aplastamiento del concreto.

Se diseñó la placa base y la unión de columna riostra; por medio del programa Ram Conexión V11, colocando casos de carga traídos del modelo de ETABS y generando combinaciones con la normativa AISC 7-10 LRFD.

Figura VI- 62 Casos de carga y generación de combinaciones para diseño de placa.



(Fuente: Grupo de tesis)

Posteriormente se asignó el grupo que tenga los elementos de columna, placa base y riostra.

Figura VI- 63 Grupos de conexiones.

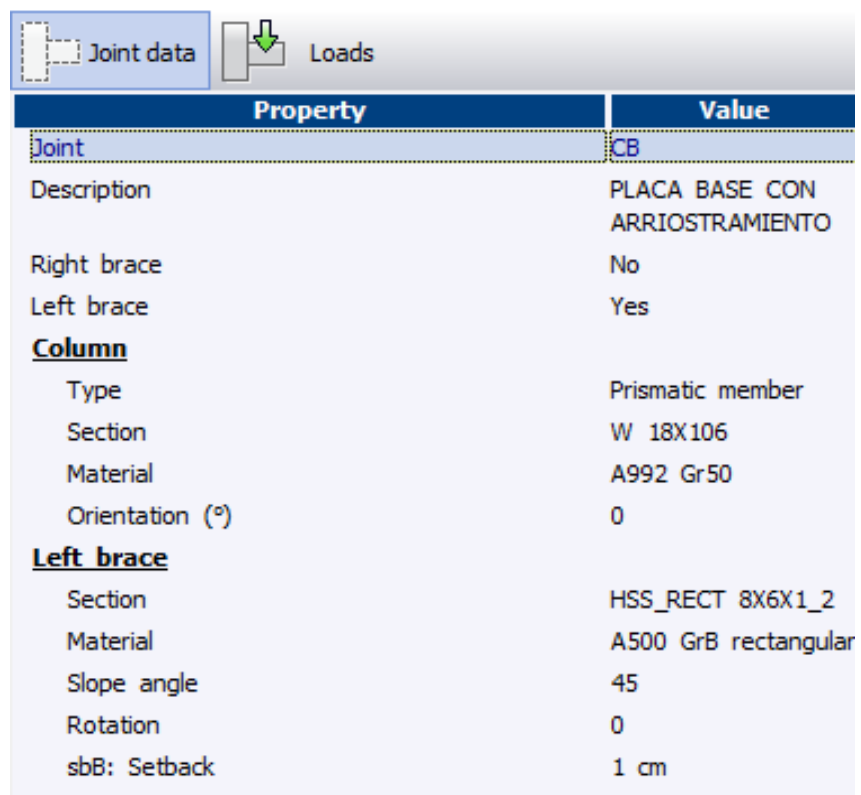
CONNECTION	JOINT	MEMBER								
		BEAM			COLUMN/SUPPORT					BRACE
		V2	Axial	M33	V2	V3	Axial	M33	M22	Axial
Clip Angle (DA)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BG	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Single Plate (SP)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BG	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BS	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	CS	✗	✗	✗	✓	✗	✗	✗	✗	✗
End Plate (EP)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Stiffened Seated (SS)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Unstiffened Seated (US)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Standard Tee (ST)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BG	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Through Plate (TP)	BCF	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Bent Plate (BP)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BG	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Directly Welded (DW)	BCF	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗
	BCW	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Moment End Plate (MEP)	BCF	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗
	BCW	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Moment End Plate Knee (MEPKnee)	BCF	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	
Flange Plate (FP)	BCF	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	✗
	BCW	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BG	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	BS	✗	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗
	CS	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✗
Moment Angles (MA)	BCF	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	
Moment Tee (MT)	BCF	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✗	
Cap Plate (CC)	CC	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✗	
Four Angles BS (BS4A)	BS	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Plate Bracket (PBr)	BCW	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Tee Bracket (TBr)	BCF	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	
Column-Beam-Braces (CBB)	CBB	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✓	
Chevron Braces (CVR)	CVR	✓	✓	✓	✗	✗	✗	✗	✓	
Vertical X Braces (VXB)	VXB	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	
Column - Base	CB	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✗	
Column - Base - Braces	CB	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	



(Fuente: Grupo de tesis)

Se asignan los perfiles traídos del modelo y las cargas máxima que reciben las riostras y las columnas en la base del edificio.

Figura VI- 64 Descripción de elementos

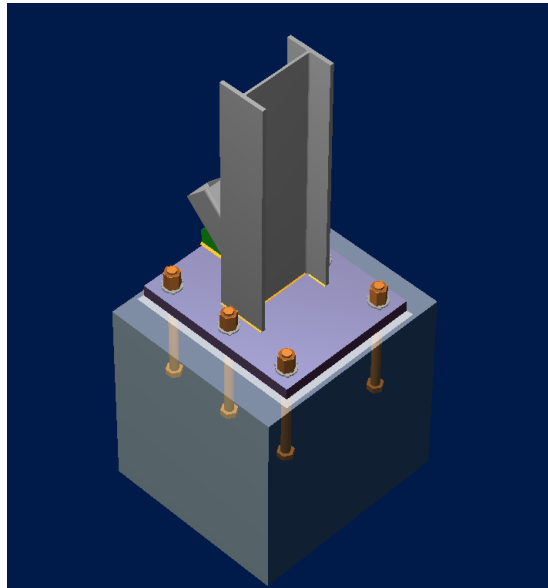


Property	Value
Joint	CB
Description	PLACA BASE CON ARRIOSTRAMIENTO
Right brace	No
Left brace	Yes
Column	
Type	Prismatic member
Section	W 18X106
Material	A992 Gr50
Orientation (°)	0
Left brace	
Section	HSS_RECT 8X6X1_2
Material	A500 GrB rectangular
Slope angle	45
Rotation	0
sbB: Setback	1 cm

(Fuente: Grupo de tesis)

Se asigna la conexión; si es correcta la que se eligió y se cumple con los criterios de la normativa AISC 2010 LRFD y ACI 318-08; el programa genera la vista en 3D (ver figura VI-65) y los planos (ver B-1).

Figura VI- 65 Conexión placa -riostra izquierda -columna



(Fuente: Grupo de tesis)

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

1. El estacionamiento diseñado tiene la capacidad para satisfacer la demanda de más de 600 vehículos, el edificio se diseñó para satisfacer el 50% de la demanda para un periodo de 25 años, debido al espacio con el que se cuenta, no puede diseñarse para satisfacer el 100% de la demanda, pero este 50% es casi cuatro veces más que el espacio que actualmente posee, lo cual son 118 espacios.
2. El estudio de tránsito dentro del parqueo municipal se realizó durante siete días, desde las 6:00 am hasta las 6:00 pm, tomándose una semana estratégica para dicho estudio, la cual fue la semana previa a la semana santa, del día 18 al 24 de marzo, que es donde la gente empieza a hacer sus preparativos para dicha semana, ya sea fiestas, vacacionar etc. lo cual resulta efectivo debido a que es de las épocas que más demanda el estacionamiento.
3. Con el espacio que cuenta actualmente el parqueo municipal la estructura del edificio se posicionó en el centro del terreno este mismo, configurado en dos módulos simétricos con escalera y rampa por separado ya que así los efectos de torsión no se presentaron tan significativos, en cuanto a la distribución de los elementos verticales sismorresistentes propuestos de manera uniforme, con las

mismas secciones en todos los niveles ocasionando la ocurrencia de entrepisos flexibles en el primer nivel y rígidos en los niveles consecutivos de los edificios.

4. La estructura diseñada mediante el método estático posee la capacidad suficiente para absorber la demanda sísmica dentro de los límites aceptables por la NTDS, es decir, se comporta de forma elástica para el sismo de diseño considerado y su funcionalidad no se ve interrumpida. Los desplazamientos máximos en el rango inelástico de las estructuras en cada dirección ortogonal son menores al máximo permitido. El mayor desplazamiento registrado en el diseño, fue para el estático de 0.14 m en la dirección Y, para el dinámico fue de 0.12 m en la dirección Y, estos valores en comparación con valores de 0.30 m regidos por la normativa. En consecuencia, no presentará problema para la revisión de diseño.

5. El periodo fundamental de vibración es la característica dinámica más importante en definir el comportamiento de una estructura ante sismos. Para el edificio los periodos que corresponden al primer modo de vibración con mayor participación de masa es de 0.518s. Los movimientos del suelo son amplificados por la vibración de la estructura y depende de la relación del periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo, donde más cercana a la unidad sea la relación, mayor es la amplitud de las respuestas.

6. El análisis basado en la fuerza lateral equivalente es una buena indicación de la capacidad elástica de la estructura, pero no puede predecir mecanismos de fallas y considerar redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva, en cambio el análisis del pushover ayuda a entender de mejor manera, como las estructuras se comportan cuando se ven sujetas a grandes eventos sísmicos reflejando modos de fallas donde permite visualizar si se presenta el fenómeno de viga débil/columna fuerte, la pérdida de resistencia de los elementos sismorresistentes y la capacidad para un colapso progresivo.

7. El tipo de suelo del terreno donde se construirá el edificio tiene una capacidad de carga admisible alta a poca profundidad, por tal razón al diseñar la cimentación solo se toman en cuenta los elementos superficiales, para el cual se utilizaron zapatas aisladas con vigas de cimentación y corridas, revisando posteriormente que cumplieran por capacidad de carga, punzonamiento, cortante y refuerzo y de esta forma evitar futuras fallas de este tipo.

8. El comportamiento de la curva capacidad de la estructura obtenida por el método de análisis no lineal tiene un desplazamiento de 27.8 cm para el caso de carga uniforme en dirección Y, siendo el mayor desplazamiento de la curva capacidad para los diferentes casos de carga mas no logran llegar al desplazamiento objetivo. Esto se debe mayormente a la baja perdida de rigidez de la estructura por causa del arriostamiento y la estructuración general de la estructura.

RECOMENDACIONES

1. Por aspectos económicos se recomienda construir el edificio en etapas como por niveles y así como también trabajar en etapas la zona de comercio, zona de descarga y terminal de buses.
2. Que el realizador analice el aforo que se llevó a cabo para el cálculo de la demanda y estime si es conveniente realizar uno nuevo por un periodo más prolongado de tiempo de ser necesario, de acuerdo al crecimiento que exista en ese tiempo de llegarse a concretar la realización del diseño.
3. Complementar el estudio de suelos, con ensayos geofísicos del tipo “down hole” ó “cross hole”; como lo recomienda la norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes de El Salvador; de esta forma obtener información más detallada de las características y propiedades dinámicas que permita refinar el modelo.
4. Para futuras investigaciones se recomienda realizar diferentes iteraciones en el análisis no lineal para obtener una estructura que alcance el desplazamiento objetivo en la curva de capacidad, reduciendo perfiles de acero en altura tales como secciones de columnas, vigas y modificando los arriostramientos, también se propone utilizar arriostramientos excéntricos para conocer su comportamiento.

BIBLIOGRAFIA.

- Bozorgnia y Bertero (2006). EARTHQUAKE ENGINEERING from Engineering Seismology to.
- Performance-Based Engineering. Boca Raton, Florida. CRC Press LLC.
- Benítez, Campos y Ortega (2005). Tesis: “Guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales”. Universidad de El Salvador, El Salvador.
- ASCE 41-13
- Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Braja M,2010)
- American Society for Testing and Materials (ASTM)
- American institute of steel construction (AISC).
- Contraloria General de la Republica de Chile , Guia parctica para la construccion de muestras. (Chile, 2012)
- Alvarado Salguero, O. Jiménez Velasco, R. & Pineda Renderos, S. (2008). Influencia de la estructuración sísmica en el proceso del diseño estructural en edificios: Criterios estructurales. Tesis de Ingeniería Civil no publicada, Universidad de El Salvador, El Salvador.
- Singh S.K., Gutiérrez C., Arboleda J. y Ordaz M (1993). “Peligro Sísmico en El Salvador”, Universidad Autónoma de México, México.
- Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del area metropolitana de San Salvador y de los municipios aledaños con sus anexos, 1996.

- CONAIPD. (n.d.). revisión noviembre de 2009. Normativa de accesibilidad. Estacionamiento, 1. Plazas para estacionamiento de automóviles livianos. (pp. 9).
- EL DIARIO OFICIAL (2006, 30 de marzo) Manual Centroamericano de Dispositivos para el Control del art 45 Tránsito en Calles y Carreteras. Tomo N° 370 (pp. 144).
- Organismo Nacional de normalización de Alemania, 1917 (DIN).
- UCA, 2008, Evaluación de cargas en edificaciones.
- MARCO ANTONIO ALFARO HERNÁNDEZ (2017) .EFECTO DE LA SOBRERESISTENCIA DEL CONCRETO EN OBRA EN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO.

ANEXO A-1

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/te03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	05:54:00	06:00:00	00:06:00
A	05:56:00	06:00:00	00:04:00
A	05:59:00	06:02:00	00:03:00
A	06:14:00	06:17:00	00:03:00
A	06:15:00	06:18:00	00:03:00
A	06:16:00	06:19:00	00:03:00
M	06:26:00	06:28:00	00:02:00
A	06:33:00	06:37:00	00:04:00
P	05:57:00	06:00:00	00:03:00
M	06:00:00	06:38:00	00:38:00
A	06:35:00	06:40:00	00:05:00
A	06:35:00	06:41:00	00:06:00
P	06:25:00	06:42:00	00:17:00
P	06:28:00	06:44:00	00:16:00
P	06:22:00	06:44:00	00:22:00
A	06:50:00	06:53:00	00:03:00
A	06:48:00	06:53:00	00:05:00
A	06:50:00	06:54:00	00:04:00
P	06:39:00	06:55:00	00:16:00
C	06:55:00	06:57:00	00:02:00
P	06:54:00	06:57:00	00:03:00
P	06:38:00	06:59:00	00:21:00
A	06:55:00	07:00:00	00:05:00
A	06:57:00	07:01:00	00:04:00
P	06:52:00	07:09:00	00:17:00
A	07:07:00	07:11:00	00:04:00
P	06:09:00	07:11:00	01:02:00
P	05:59:00	07:12:00	01:13:00
A	07:03:00	07:15:00	00:12:00
MI	06:18:00	07:18:00	01:00:00
P	07:05:00	07:19:00	00:14:00
P	07:16:00	07:19:00	00:03:00
A	06:42:00	07:20:00	00:38:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	07:05:00	07:23:00	00:18:00
P	06:52:00	07:24:00	00:32:00
C	07:20:00	07:26:00	00:06:00
P	06:55:00	07:26:00	00:31:00
P	07:10:00	07:28:00	00:18:00
A	06:28:00	07:30:00	01:02:00
A	06:50:00	07:31:00	00:41:00
P	07:06:00	07:33:00	00:27:00
P	07:28:00	07:34:00	00:06:00
P	07:08:00	07:34:00	00:26:00
A	06:44:00	07:35:00	00:51:00
P	06:56:00	07:36:00	00:40:00
A	07:34:00	07:37:00	00:03:00
MI	07:19:00	07:39:00	00:20:00
P	06:54:00	07:40:00	00:46:00
P	06:57:00	07:40:00	00:43:00
P	07:06:00	07:41:00	00:35:00
A	07:20:00	07:41:00	00:21:00
A	07:31:00	07:42:00	00:11:00
A	07:38:00	07:42:00	00:04:00
A	07:39:00	07:43:00	00:04:00
A	07:14:00	07:44:00	00:30:00
A	07:44:00	07:47:00	00:03:00
A	07:06:00	07:48:00	00:42:00
M	06:56:00	07:48:00	00:52:00
A	07:17:00	07:49:00	00:32:00
P	07:25:00	07:53:00	00:28:00
P	07:23:00	07:54:00	00:31:00
P	07:06:00	07:54:00	00:48:00
A	07:51:00	07:55:00	00:04:00
P	07:45:00	07:55:00	00:10:00
A	07:43:00	07:55:00	00:12:00
P	07:50:00	07:58:00	00:08:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	06:08:00	07:58:00	01:50:00
P	07:48:00	07:59:00	00:11:00
A	06:02:00	08:01:00	01:59:00
A	07:59:00	08:01:00	00:02:00
A	07:58:00	08:02:00	00:04:00
M	07:42:00	08:04:00	00:22:00
A	08:03:00	08:06:00	00:03:00
A	07:30:00	08:07:00	00:37:00
A	07:56:00	08:11:00	00:15:00
P	08:09:00	08:14:00	00:05:00
P	06:38:00	08:14:00	01:36:00
P	06:50:00	08:15:00	01:25:00
P	08:02:00	08:17:00	00:15:00
A	08:14:00	08:18:00	00:04:00
A	06:35:00	08:18:00	01:43:00
A	07:25:00	08:19:00	00:54:00
A	08:14:00	08:20:00	00:06:00
P	07:35:00	08:21:00	00:46:00
C	06:58:00	08:23:00	01:25:00
A	08:20:00	08:24:00	00:04:00
A	08:00:00	08:25:00	00:25:00
A	07:45:00	08:26:00	00:41:00
P	06:56:00	08:26:00	01:30:00
A	07:26:00	08:27:00	01:01:00
P	07:48:00	08:28:00	00:40:00
A	07:11:00	08:28:00	01:17:00
P	07:20:00	08:30:00	01:10:00
A	06:49:00	08:31:00	01:42:00
P	07:59:00	08:33:00	00:34:00
A	08:29:00	08:33:00	00:04:00
P	06:40:00	08:33:00	01:53:00
A	06:28:00	08:33:00	02:05:00
A	08:31:00	08:34:00	00:03:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	07:41:00	08:34:00	00:53:00
P	08:13:00	08:35:00	00:22:00
P	07:34:00	08:35:00	01:01:00
A	07:56:00	08:35:00	00:39:00
P	07:56:00	08:35:00	00:39:00
A	07:53:00	08:36:00	00:43:00
A	08:35:00	08:39:00	00:04:00
P	08:26:00	08:39:00	00:13:00
P	07:29:00	08:42:00	01:13:00
A	08:21:00	08:42:00	00:21:00
A	08:37:00	08:42:00	00:05:00
P	07:24:00	08:43:00	01:19:00
P	07:25:00	08:43:00	01:18:00
A	08:15:00	08:44:00	00:29:00
P	08:36:00	08:45:00	00:09:00
P	08:45:00	08:56:00	00:11:00
C	08:18:00	08:46:00	00:28:00
P	08:43:00	08:47:00	00:04:00
P	07:28:00	08:48:00	01:20:00
P	08:46:00	08:49:00	00:03:00
P	08:29:00	08:49:00	00:20:00
A	08:09:00	08:50:00	00:41:00
A	08:45:00	08:50:00	00:05:00
A	08:15:00	08:52:00	00:37:00
A	08:31:00	08:53:00	00:22:00
P	08:50:00	08:54:00	00:04:00
A	08:14:00	08:55:00	00:41:00
P	07:08:00	08:59:00	01:51:00
A	08:30:00	08:57:00	00:27:00
P	07:14:00	08:57:00	01:43:00
A	08:55:00	08:59:00	00:04:00
P	08:51:00	09:00:00	00:09:00
P	08:17:00	09:00:00	00:43:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
MI	08:39:00	09:00:00	00:21:00
P	08:59:00	09:01:00	00:02:00
A	08:58:00	09:02:00	00:04:00
A	08:16:00	09:02:00	00:46:00
P	08:47:00	09:03:00	00:16:00
C	07:53:00	09:03:00	01:10:00
P	08:57:00	09:03:00	00:06:00
MI	09:01:00	09:03:00	00:02:00
C	06:09:00	09:04:00	02:55:00
A	09:01:00	09:05:00	00:04:00
A	08:49:00	09:05:00	00:16:00
A	08:30:00	09:06:00	00:36:00
A	08:59:00	09:06:00	00:07:00
P	09:05:00	09:06:00	00:01:00
A	08:13:00	09:08:00	00:55:00
P	09:05:00	09:08:00	00:03:00
P	08:56:00	09:08:00	00:12:00
P	09:02:00	09:09:00	00:07:00
A	08:45:00	09:12:00	00:27:00
P	07:48:00	09:14:00	01:26:00
C	06:03:00	09:14:00	03:11:00
A	08:37:00	09:14:00	00:37:00
A	08:15:00	09:15:00	01:00:00
A	07:07:00	09:17:00	02:10:00
P	08:20:00	09:17:00	00:57:00
P	09:11:00	09:18:00	00:07:00
P	09:12:00	09:18:00	00:06:00
A	09:10:00	09:20:00	00:10:00
A	08:27:00	09:21:00	00:54:00
A	06:15:00	09:21:00	03:06:00
P	08:26:00	09:22:00	00:56:00
P	09:16:00	09:22:00	00:06:00
A	09:16:00	09:22:00	00:06:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	09:19:00	09:22:00	00:03:00
A	09:02:00	09:22:00	00:20:00
A	07:53:00	09:22:00	01:29:00
P	08:26:00	09:23:00	00:57:00
P	09:17:00	09:24:00	00:07:00
P	09:20:00	09:24:00	00:04:00
P	09:22:00	09:24:00	00:02:00
P	09:20:00	09:25:00	00:05:00
P	08:45:00	09:28:00	00:43:00
P	09:09:00	09:28:00	00:19:00
A	08:37:00	09:29:00	00:52:00
P	09:02:00	09:29:00	00:27:00
P	09:20:00	09:29:00	00:09:00
P	08:11:00	09:30:00	01:19:00
M	08:36:00	09:31:00	00:55:00
P	07:25:00	09:32:00	02:07:00
A	09:24:00	09:33:00	00:09:00
P	06:00:00	09:34:00	03:34:00
P	09:29:00	09:34:00	00:05:00
P	09:29:00	09:35:00	00:06:00
A	08:50:00	09:35:00	00:45:00
A	09:31:00	09:35:00	00:04:00
A	09:31:00	09:37:00	00:06:00
A	09:32:00	09:36:00	00:04:00
P	09:07:00	09:38:00	00:31:00
A	09:30:00	09:38:00	00:08:00
P	09:28:00	09:38:00	00:10:00
P	08:07:00	09:30:00	01:23:00
P	09:32:00	09:38:00	00:06:00
A	09:04:00	09:39:00	00:35:00
A	07:48:00	09:40:00	01:52:00
A	09:01:00	09:40:00	00:39:00
MI	07:41:00	09:40:00	01:59:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	06:44:00	09:40:00	02:56:00
A	09:09:00	09:41:00	00:32:00
P	09:35:00	09:41:00	00:06:00
P	09:35:00	09:41:00	00:06:00
A	08:55:00	09:44:00	00:49:00
P	09:40:00	09:44:00	00:04:00
MI	09:33:00	09:44:00	00:11:00
A	09:21:00	09:44:00	00:23:00
P	07:30:00	09:45:00	02:15:00
P	09:41:00	09:48:00	00:07:00
A	08:45:00	09:50:00	01:05:00
A	09:42:00	09:56:00	00:14:00
P	09:07:00	09:50:00	00:43:00
MI	09:33:00	09:50:00	00:17:00
A	09:38:00	09:52:00	00:14:00
P	08:40:00	09:52:00	01:12:00
P	09:42:00	09:52:00	00:10:00
P	09:32:00	09:52:00	00:20:00
P	09:39:00	09:52:00	00:13:00
A	08:53:00	09:52:00	00:59:00
A	08:29:00	09:52:00	01:23:00
A	09:50:00	09:53:00	00:03:00
A	08:11:00	09:54:00	01:43:00
P	08:30:00	09:55:00	01:25:00
P	08:05:00	09:55:00	01:50:00
A	08:17:00	09:55:00	01:38:00
A	08:52:00	09:55:00	01:03:00
A	09:50:00	09:55:00	00:05:00
P	09:50:00	09:55:00	00:05:00
M	09:30:00	09:55:00	00:25:00
P	06:57:00	09:56:00	02:59:00
P	09:41:00	09:57:00	00:16:00
P	09:51:00	09:58:00	00:07:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
C	08:09:00	09:58:00	01:49:00
A	09:41:00	10:00:00	00:19:00
P	09:08:00	10:00:00	00:52:00
A	09:54:00	10:01:00	00:07:00
MI	09:27:00	10:01:00	00:34:00
P	09:26:00	10:01:00	00:35:00
A	09:51:00	10:01:00	00:10:00
P	09:58:00	10:01:00	00:03:00
A	09:10:00	10:04:00	00:54:00
P	10:00:00	10:05:00	00:05:00
P	09:18:00	10:05:00	00:47:00
M	08:23:00	10:05:00	01:42:00
A	09:18:00	10:06:00	00:48:00
P	09:10:00	10:06:00	00:56:00
A	09:40:00	10:06:00	00:26:00
A	09:40:00	10:06:00	00:26:00
A	09:51:00	10:09:00	00:18:00
A	08:30:00	10:09:00	01:39:00
P	09:54:00	10:09:00	00:15:00
A	08:59:00	10:09:00	01:10:00
A	10:06:00	10:09:00	00:03:00
P	09:50:00	10:14:00	00:24:00
P	08:29:00	10:14:00	01:45:00
A	10:09:00	10:15:00	00:06:00
A	09:53:00	10:15:00	00:22:00
P	10:10:00	10:15:00	00:05:00
A	10:10:00	10:15:00	00:05:00
P	09:52:00	10:16:00	00:24:00
P	10:06:00	10:17:00	00:11:00
P	10:15:00	10:18:00	00:03:00
A	10:12:00	10:20:00	00:08:00
P	10:16:00	10:20:00	00:04:00
C	10:16:00	10:20:00	00:04:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
M	08:31:00	10:20:00	01:49:00
A	10:15:00	10:21:00	00:06:00
P	10:18:00	10:22:00	00:04:00
MI	10:14:00	10:22:00	00:08:00
A	08:22:00	10:23:00	02:01:00
P	10:20:00	10:24:00	00:04:00
P	09:44:00	10:25:00	00:41:00
A	10:19:00	10:25:00	00:06:00
P	10:23:00	10:26:00	00:03:00
A	10:17:00	10:27:00	00:10:00
A	10:22:00	10:27:00	00:05:00
P	10:20:00	10:28:00	00:08:00
P	10:17:00	10:29:00	00:12:00
P	08:24:00	10:31:00	02:07:00
P	09:46:00	10:33:00	00:47:00
P	10:30:00	10:33:00	00:03:00
P	09:46:00	10:33:00	00:47:00
A	10:23:00	10:33:00	00:10:00
A	10:28:00	10:33:00	00:05:00
A	10:26:00	10:33:00	00:07:00
P	09:37:00	10:34:00	00:57:00
MI	08:09:00	10:36:00	02:27:00
A	10:23:00	10:36:00	00:13:00
P	10:29:00	10:36:00	00:07:00
A	09:52:00	10:36:00	00:44:00
P	08:06:00	10:37:00	02:31:00
A	10:27:00	10:37:00	00:10:00
A	10:27:00	10:37:00	00:10:00
C	08:28:00	10:38:00	02:10:00
P	10:24:00	10:39:00	00:15:00
A	08:52:00	10:39:00	01:47:00
A	10:29:00	10:39:00	00:10:00
A	09:41:00	10:41:00	01:00:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	10:39:00	10:41:00	00:02:00
A	09:09:00	10:41:00	01:32:00
A	09:20:00	10:41:00	01:21:00
P	10:38:00	10:41:00	00:03:00
A	10:37:00	10:44:00	00:07:00
P	10:40:00	11:44:00	01:04:00
M	10:38:00	10:44:00	00:06:00
P	10:13:00	10:46:00	00:33:00
A	10:37:00	10:44:00	00:07:00
P	10:38:00	10:44:00	00:06:00
P	10:30:00	10:45:00	00:15:00
P	09:17:00	10:46:00	01:29:00
A	09:58:00	10:46:00	00:48:00
P	09:02:00	10:48:00	01:46:00
A	10:06:00	10:48:00	00:42:00
P	10:00:00	10:48:00	00:48:00
A	10:39:00	10:48:00	00:09:00
P	10:18:00	10:48:00	00:30:00
A	10:19:00	10:49:00	00:30:00
A	10:46:00	10:49:00	00:03:00
P	10:07:00	10:49:00	00:42:00
P	09:35:00	10:50:00	01:15:00
A	10:45:00	10:50:00	00:05:00
P	09:51:00	10:51:00	01:00:00
P	10:06:00	10:51:00	00:45:00
A	10:49:00	10:51:00	00:02:00
A	09:24:00	10:52:00	01:28:00
P	10:48:00	10:52:00	00:04:00
A	10:14:00	10:52:00	00:38:00
P	10:42:00	10:53:00	00:11:00
A	10:25:00	10:53:00	00:28:00
P	08:31:00	10:56:00	02:25:00
M	10:50:00	10:56:00	00:06:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	10:49:00	10:57:00	00:08:00
A	09:53:00	10:57:00	01:04:00
P	10:00:00	10:57:00	00:57:00
A	10:51:00	10:57:00	00:06:00
M	10:24:00	11:00:00	00:36:00
P	10:16:00	11:01:00	00:45:00
A	10:58:00	11:02:00	00:04:00
A	09:39:00	11:03:00	01:24:00
A	10:32:00	11:03:00	00:31:00
P	10:36:00	11:04:00	00:28:00
A	09:59:00	11:04:00	01:05:00
A	10:44:00	11:04:00	00:20:00
P	10:12:00	11:04:00	00:52:00
P	09:10:00	11:05:00	01:55:00
A	08:03:00	11:05:00	03:02:00
A	11:00:00	11:07:00	00:07:00
A	11:03:00	11:07:00	00:04:00
P	10:45:00	11:07:00	00:22:00
C	09:36:00	11:08:00	01:32:00
A	10:48:00	11:09:00	00:21:00
A	10:17:00	11:09:00	00:52:00
A	09:35:00	11:10:00	01:35:00
A	10:57:00	11:10:00	00:13:00
A	10:56:00	11:10:00	00:14:00
A	11:09:00	11:11:00	00:02:00
A	10:38:00	11:11:00	00:33:00
P	10:23:00	11:12:00	00:49:00
P	10:20:00	11:12:00	00:52:00
A	11:04:00	11:12:00	00:08:00
P	10:00:00	11:12:00	01:12:00
P	07:42:00	11:13:00	03:31:00
P	11:10:00	11:14:00	00:04:00
A	11:09:00	11:13:00	00:04:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	11:09:00	11:15:00	00:06:00
P	11:06:00	11:15:00	00:09:00
P	10:00:00	11:15:00	01:15:00
A	07:26:00	11:15:00	03:49:00
M	11:12:00	11:16:00	00:04:00
P	10:59:00	11:16:00	00:17:00
P	11:00:00	11:16:00	00:16:00
A	11:13:00	11:16:00	00:03:00
P	11:12:00	11:16:00	00:04:00
A	10:53:00	11:17:00	00:24:00
P	08:58:00	11:17:00	02:19:00
P	10:09:00	11:19:00	01:10:00
A	10:33:00	11:19:00	00:46:00
P	11:12:00	11:19:00	00:07:00
A	10:36:00	11:19:00	00:43:00
C	11:09:00	11:19:00	00:10:00
P	10:49:00	11:21:00	00:32:00
A	10:15:00	11:21:00	01:06:00
P	10:15:00	11:21:00	01:06:00
A	10:49:00	11:22:00	00:33:00
A	11:06:00	11:23:00	00:17:00
A	11:20:00	11:23:00	00:03:00
A	10:55:00	11:24:00	00:29:00
A	11:17:00	11:24:00	00:07:00
P	10:01:00	11:26:00	01:25:00
A	10:12:00	11:26:00	01:14:00
A	11:20:00	11:27:00	00:07:00
P	06:47:00	11:27:00	04:40:00
P	10:59:00	11:28:00	00:29:00
P	08:46:00	11:28:00	02:42:00
A	11:22:00	11:29:00	00:07:00
P	11:24:00	11:29:00	00:05:00
A	11:12:00	11:30:00	00:18:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	10:59:00	11:30:00	00:31:00
M	11:20:00	11:30:00	00:10:00
A	10:38:00	11:32:00	00:54:00
P	08:45:00	11:32:00	02:47:00
P	11:21:00	11:32:00	00:11:00
A	11:30:00	11:33:00	00:03:00
P	11:21:00	11:34:00	00:13:00
A	11:29:00	11:33:00	00:04:00
P	11:29:00	11:34:00	00:05:00
A	11:29:00	11:34:00	00:05:00
A	11:34:00	11:38:00	00:04:00
A	11:31:00	11:35:00	00:04:00
A	11:31:00	11:35:00	00:04:00
P	10:35:00	11:35:00	01:00:00
MI	10:48:00	11:36:00	00:48:00
P	11:34:00	11:37:00	00:03:00
A	11:34:00	11:39:00	00:05:00
P	11:33:00	11:39:00	00:06:00
P	10:40:00	11:39:00	00:59:00
A	08:32:00	11:40:00	03:08:00
A	11:10:00	11:40:00	00:30:00
C	11:27:00	11:40:00	00:13:00
P	11:39:00	11:41:00	00:02:00
P	08:47:00	11:41:00	02:54:00
P	11:23:00	11:43:00	00:20:00
P	10:32:00	11:43:00	01:11:00
P	07:35:00	11:43:00	04:08:00
P	11:12:00	11:43:00	00:31:00
A	11:33:00	11:43:00	00:10:00
P	10:01:00	11:44:00	01:43:00
P	08:31:00	11:45:00	03:14:00
A	11:35:00	11:46:00	00:11:00
A	11:36:00	11:46:00	00:10:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	11:43:00	11:46:00	00:03:00
P	11:40:00	11:47:00	00:07:00
P	11:07:00	11:48:00	00:41:00
M	11:00:00	11:49:00	00:49:00
P	11:45:00	11:49:00	00:04:00
P	10:53:00	11:49:00	00:56:00
A	11:07:00	11:49:00	00:42:00
P	10:41:00	11:52:00	01:11:00
A	10:41:00	11:52:00	01:11:00
A	09:44:00	11:52:00	02:08:00
A	11:31:00	11:52:00	00:21:00
A	09:08:00	11:53:00	02:45:00
P	11:50:00	11:53:00	00:03:00
P	10:58:00	11:53:00	00:55:00
M	11:49:00	11:53:00	00:04:00
P	11:47:00	11:53:00	00:06:00
P	11:49:00	11:53:00	00:04:00
A	11:35:00	11:54:00	00:19:00
P	10:18:00	11:54:00	01:36:00
P	11:50:00	11:57:00	00:07:00
P	11:38:00	11:57:00	00:19:00
P	11:13:00	11:57:00	00:44:00
A	11:30:00	11:57:00	00:27:00
P	11:55:00	11:59:00	00:04:00
A	11:39:00	11:59:00	00:20:00
A	11:28:00	12:00:00	00:32:00
A	11:07:00	12:01:00	00:54:00
A	11:56:00	12:01:00	00:05:00
A	10:41:00	12:02:00	01:21:00
P	11:59:00	12:02:00	00:03:00
A	11:35:00	12:03:00	00:28:00
A	12:00:00	12:05:00	00:05:00
M	11:40:00	12:05:00	00:25:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	10:29:00	12:05:00	01:36:00
A	12:02:00	12:06:00	00:04:00
MI	09:30:00	12:06:00	02:36:00
P	12:03:00	12:07:00	00:04:00
A	10:55:00	12:08:00	01:13:00
A	12:02:00	12:08:00	00:06:00
M	11:17:00	12:09:00	00:52:00
P	09:54:00	12:10:00	02:16:00
A	12:05:00	12:10:00	00:05:00
A	11:08:00	12:10:00	01:02:00
P	10:58:00	12:10:00	01:12:00
P	08:02:00	12:10:00	04:08:00
C	12:04:00	12:12:00	00:08:00
P	08:37:00	12:12:00	03:35:00
P	11:52:00	12:12:00	00:20:00
A	11:22:00	12:13:00	00:51:00
A	09:34:00	12:14:00	02:40:00
A	10:33:00	12:14:00	01:41:00
A	09:52:00	12:15:00	02:23:00
A	12:08:00	12:15:00	00:07:00
A	11:39:00	12:16:00	00:37:00
A	12:14:00	12:16:00	00:02:00
A	11:14:00	12:16:00	01:02:00
M	12:08:00	12:16:00	00:08:00
P	11:08:00	12:16:00	01:08:00
A	11:26:00	12:17:00	00:51:00
P	11:34:00	12:17:00	00:43:00
P	12:12:00	12:18:00	00:06:00
A	10:37:00	12:22:00	01:45:00
A	12:04:00	12:22:00	00:18:00
P	11:14:00	12:23:00	01:09:00
A	12:17:00	12:23:00	00:06:00
A	11:58:00	12:23:00	00:25:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	12:20:00	12:24:00	00:04:00
P	12:22:00	12:25:00	00:03:00
A	11:15:00	12:25:00	01:10:00
P	10:28:00	12:25:00	01:57:00
M	12:01:00	12:26:00	00:25:00
P	12:22:00	12:27:00	00:05:00
A	11:53:00	12:27:00	00:34:00
P	12:03:00	12:27:00	00:24:00
P	11:46:00	12:27:00	00:41:00
A	11:23:00	12:27:00	01:04:00
P	10:52:00	12:26:00	01:34:00
P	11:50:00	12:28:00	00:38:00
A	11:26:00	12:29:00	01:03:00
P	10:48:00	12:29:00	01:41:00
A	12:24:00	12:30:00	00:06:00
A	12:19:00	12:32:00	00:13:00
A	11:53:00	12:32:00	00:39:00
P	12:30:00	12:33:00	00:03:00
P	11:49:00	12:36:00	00:47:00
A	10:44:00	12:37:00	01:53:00
P	11:51:00	12:37:00	00:46:00
P	10:42:00	11:38:00	00:56:00
A	12:31:00	12:36:00	00:05:00
P	12:34:00	12:36:00	00:02:00
A	12:19:00	12:39:00	00:20:00
P	09:11:00	12:39:00	03:28:00
P	12:31:00	12:39:00	00:08:00
A	12:34:00	12:40:00	00:06:00
A	12:22:00	12:41:00	00:19:00
A	11:12:00	12:41:00	01:29:00
P	12:15:00	12:42:00	00:27:00
P	11:16:00	12:42:00	01:26:00
A	11:27:00	12:42:00	01:15:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	12:40:00	12:42:00	00:02:00
M	12:14:00	12:42:00	00:28:00
P	12:31:00	12:43:00	00:12:00
A	12:27:00	12:44:00	00:17:00
P	11:02:00	12:44:00	01:42:00
A	12:19:00	12:45:00	00:26:00
P	10:24:00	12:45:00	02:21:00
P	10:30:00	12:45:00	02:15:00
P	12:20:00	12:46:00	00:26:00
P	11:39:00	12:46:00	01:07:00
A	11:21:00	12:48:00	01:27:00
A	11:36:00	12:48:00	01:12:00
A	12:43:00	12:48:00	00:05:00
P	12:45:00	12:49:00	00:04:00
P	09:52:00	12:50:00	02:58:00
P	06:59:00	12:51:00	05:52:00
A	12:02:00	12:51:00	00:49:00
A	12:49:00	12:51:00	00:02:00
P	12:47:00	12:51:00	00:04:00
P	10:01:00	12:51:00	02:50:00
P	11:34:00	12:52:00	01:18:00
A	08:35:00	12:52:00	04:17:00
P	12:16:00	12:53:00	00:37:00
A	12:29:00	12:54:00	00:25:00
M	12:11:00	12:54:00	00:43:00
P	12:43:00	12:56:00	00:13:00
P	12:55:00	12:57:00	00:02:00
P	11:03:00	12:58:00	01:55:00
P	12:53:00	13:01:00	00:08:00
A	12:03:00	13:01:00	00:58:00
A	10:42:00	13:03:00	02:21:00
M	13:01:00	13:03:00	00:02:00
P	12:16:00	13:04:00	00:48:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	12:07:00	13:04:00	00:57:00
P	11:28:00	13:04:00	01:36:00
A	13:02:00	13:04:00	00:02:00
P	12:46:00	13:06:00	00:20:00
A	12:13:00	13:06:00	00:53:00
P	12:55:00	13:06:00	00:11:00
A	13:05:00	13:07:00	00:02:00
P	13:02:00	13:07:00	00:05:00
A	13:06:00	13:08:00	00:02:00
P	12:49:00	13:09:00	00:20:00
P	13:03:00	13:09:00	00:06:00
A	12:09:00	13:09:00	01:00:00
A	13:04:00	13:11:00	00:07:00
M	12:58:00	13:12:00	00:14:00
A	12:54:00	13:12:00	00:18:00
P	11:41:00	13:13:00	01:32:00
P	10:09:00	13:13:00	03:04:00
P	11:02:00	13:14:00	02:12:00
P	12:12:00	13:14:00	01:02:00
P	12:54:00	13:16:00	00:22:00
A	12:11:00	13:17:00	01:06:00
A	12:28:00	13:17:00	00:49:00
M	13:17:00	13:18:00	00:01:00
P	12:36:00	13:19:00	00:43:00
A	13:18:00	13:21:00	00:03:00
A	11:49:00	13:22:00	01:33:00
P	12:35:00	13:22:00	00:47:00
P	11:59:00	13:23:00	01:24:00
A	12:59:00	13:24:00	00:25:00
P	13:24:00	13:27:00	00:03:00
MI	13:26:00	13:27:00	00:01:00
M	11:20:00	13:28:00	02:08:00
A	11:46:00	13:28:00	01:42:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	10:54:00	13:29:00	02:35:00
A	13:27:00	13:31:00	00:04:00
A	13:30:00	13:33:00	00:03:00
P	13:10:00	13:34:00	00:24:00
P	12:13:00	13:36:00	01:23:00
A	12:06:00	13:36:00	01:30:00
A	12:48:00	13:37:00	00:49:00
A	10:58:00	13:37:00	02:39:00
P	10:45:00	13:38:00	02:53:00
P	11:59:00	13:39:00	01:40:00
A	11:49:00	13:39:00	01:50:00
A	12:49:00	13:40:00	00:51:00
P	13:25:00	13:40:00	00:15:00
P	13:38:00	13:41:00	00:03:00
P	07:09:00	13:42:00	06:33:00
A	13:30:00	13:42:00	00:12:00
A	12:19:00	13:43:00	01:24:00
P	12:01:00	13:43:00	01:42:00
P	13:40:00	13:44:00	00:04:00
P	13:40:00	13:45:00	00:05:00
P	12:06:00	13:45:00	01:39:00
P	12:29:00	13:46:00	01:17:00
A	13:38:00	13:47:00	00:09:00
P	13:01:00	13:48:00	00:47:00
A	13:15:00	13:49:00	00:34:00
A	12:46:00	13:49:00	01:03:00
P	13:39:00	13:51:00	00:12:00
M	12:51:00	13:51:00	01:00:00
A	13:05:00	13:52:00	00:47:00
A	12:12:00	13:52:00	01:40:00
A	13:25:00	13:53:00	00:28:00
A	13:44:00	13:53:00	00:09:00
M	13:23:00	13:53:00	00:30:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	13:20:00	13:24:00	00:04:00
A	13:08:00	13:57:00	00:49:00
A	13:47:00	13:57:00	00:10:00
C	12:48:00	13:58:00	01:10:00
MI	12:42:00	13:58:00	01:16:00
P	13:54:00	13:59:00	00:05:00
P	12:35:00	13:59:00	01:24:00
P	13:42:00	14:00:00	00:18:00
A	13:50:00	14:00:00	00:10:00
A	14:00:00	14:02:00	00:02:00
P	13:06:00	14:03:00	00:57:00
A	12:58:00	14:04:00	01:06:00
P	12:33:00	14:05:00	01:32:00
P	12:11:00	14:05:00	01:54:00
A	14:01:00	14:05:00	00:04:00
P	12:54:00	14:06:00	01:12:00
P	13:58:00	14:06:00	00:08:00
P	12:12:00	14:07:00	01:55:00
A	13:34:00	14:07:00	00:33:00
A	11:21:00	14:07:00	02:46:00
P	13:25:00	14:08:00	00:43:00
P	14:05:00	14:08:00	00:03:00
P	13:10:00	14:09:00	00:59:00
P	13:25:00	14:09:00	00:44:00
MI	13:47:00	14:10:00	00:23:00
A	12:50:00	14:10:00	01:20:00
A	11:08:00	14:10:00	03:02:00
A	13:20:00	14:11:00	00:51:00
P	13:52:00	14:12:00	00:20:00
A	13:39:00	14:12:00	00:33:00
M	13:35:00	14:14:00	00:39:00
P	14:10:00	14:15:00	00:05:00
A	14:11:00	14:15:00	00:04:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	13:23:00	14:16:00	00:53:00
M	14:12:00	14:18:00	00:06:00
A	14:16:00	14:18:00	00:02:00
A	13:45:00	14:18:00	00:33:00
P	14:15:00	14:19:00	00:04:00
A	13:35:00	14:20:00	00:45:00
A	13:20:00	14:20:00	01:00:00
A	13:44:00	14:21:00	00:37:00
A	14:04:00	14:22:00	00:18:00
A	02:19:00	02:22:00	00:03:00
P	14:20:00	14:24:00	00:04:00
P	12:54:00	14:25:00	01:31:00
P	13:34:00	14:25:00	00:51:00
P	14:06:00	14:25:00	00:19:00
A	13:57:00	14:26:00	00:29:00
P	12:43:00	14:26:00	01:43:00
P	14:14:00	14:26:00	00:12:00
A	14:18:00	14:27:00	00:09:00
M	14:06:00	14:27:00	00:21:00
P	10:45:00	14:29:00	03:44:00
M	13:41:00	14:30:00	00:49:00
MI	13:49:00	14:31:00	00:42:00
A	13:52:00	14:33:00	00:41:00
P	14:29:00	14:33:00	00:04:00
A	14:20:00	14:34:00	00:14:00
A	14:16:00	14:35:00	00:19:00
P	14:26:00	14:35:00	00:09:00
A	14:27:00	14:35:00	00:08:00
A	14:28:00	14:36:00	00:08:00
A	14:34:00	14:36:00	00:02:00
A	14:30:00	14:37:00	00:07:00
P	14:11:00	14:37:00	00:26:00
P	14:32:00	14:37:00	00:05:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	13:08:00	14:39:00	01:31:00
P	13:59:00	14:39:00	00:40:00
A	14:27:00	14:40:00	00:13:00
M	07:09:00	14:40:00	07:31:00
M	14:39:00	14:40:00	00:01:00
P	14:35:00	14:41:00	00:06:00
M	14:42:00	14:43:00	00:01:00
A	14:41:00	14:44:00	00:03:00
A	14:40:00	14:44:00	00:04:00
A	13:52:00	14:44:00	00:52:00
A	14:34:00	14:45:00	00:11:00
M	13:53:00	14:46:00	00:53:00
P	11:11:00	14:46:00	03:35:00
P	13:30:00	14:47:00	01:17:00
A	14:44:00	14:47:00	00:03:00
A	14:37:00	14:47:00	00:10:00
P	13:22:00	14:48:00	01:26:00
P	13:48:00	14:49:00	01:01:00
M	14:42:00	14:49:00	00:07:00
A	14:13:00	14:49:00	00:36:00
P	14:36:00	14:50:00	00:14:00
P	14:43:00	14:50:00	00:07:00
A	12:36:00	14:50:00	02:14:00
P	14:30:00	14:53:00	00:23:00
P	14:31:00	14:53:00	00:22:00
A	14:48:00	14:54:00	00:06:00
A	12:11:00	14:54:00	02:43:00
A	13:51:00	14:55:00	01:04:00
P	14:51:00	14:55:00	00:04:00
M	13:45:00	14:56:00	01:11:00
P	11:36:00	14:58:00	03:22:00
A	14:53:00	14:58:00	00:05:00
A	14:40:00	14:59:00	00:19:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	11:40:00	15:00:00	03:20:00
P	14:13:00	15:02:00	00:49:00
A	14:59:00	15:02:00	00:03:00
P	14:20:00	15:03:00	00:43:00
P	14:27:00	15:04:00	00:37:00
C	14:57:00	15:04:00	00:07:00
C	15:00:00	15:04:00	00:04:00
A	13:53:00	15:05:00	01:12:00
A	14:54:00	15:07:00	00:13:00
A	13:39:00	15:07:00	01:28:00
P	14:42:00	15:11:00	00:29:00
P	13:45:00	15:11:00	01:26:00
M	15:09:00	15:12:00	00:03:00
A	14:37:00	15:12:00	00:35:00
A	14:40:00	15:12:00	00:32:00
A	14:11:00	15:13:00	01:02:00
A	14:29:00	15:13:00	00:44:00
P	15:03:00	15:15:00	00:12:00
P	14:45:00	15:15:00	00:30:00
A	14:26:00	15:17:00	00:51:00
P	14:49:00	15:20:00	00:31:00
MI	15:17:00	15:20:00	00:03:00
A	15:03:00	15:20:00	00:17:00
P	13:58:00	15:21:00	01:23:00
A	15:02:00	15:21:00	00:19:00
P	15:00:00	15:23:00	00:23:00
A	14:21:00	15:23:00	01:02:00
P	14:36:00	15:24:00	00:48:00
M	14:35:00	15:25:00	00:50:00
P	15:22:00	15:26:00	00:04:00
A	13:10:00	15:26:00	02:16:00
P	14:15:00	15:26:00	01:11:00
P	15:17:00	15:27:00	00:10:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	14:04:00	15:27:00	01:23:00
A	15:24:00	15:28:00	00:04:00
A	14:05:00	15:28:00	01:23:00
A	15:23:00	15:29:00	00:06:00
A	15:21:00	15:29:00	00:08:00
MI	15:18:00	15:29:00	00:11:00
P	15:16:00	15:29:00	00:13:00
A	14:40:00	15:30:00	00:50:00
M	15:29:00	15:32:00	00:03:00
A	14:46:00	15:32:00	00:46:00
A	14:35:00	15:34:00	00:59:00
A	14:12:00	15:35:00	01:23:00
A	14:14:00	15:38:00	01:24:00
M	15:35:00	15:39:00	00:04:00
P	08:34:00	15:39:00	07:05:00
A	14:39:00	15:42:00	01:03:00
P	13:57:00	15:42:00	01:45:00
P	13:41:00	15:43:00	02:02:00
P	14:11:00	15:43:00	01:32:00
A	10:02:00	15:43:00	05:41:00
A	13:16:00	15:44:00	02:28:00
A	13:45:00	15:45:00	02:00:00
MI	15:05:00	15:45:00	00:40:00
A	15:40:00	15:46:00	00:06:00
P	14:26:00	15:46:00	01:20:00
P	14:39:00	15:46:00	01:07:00
P	15:45:00	15:47:00	00:02:00
P	14:51:00	15:47:00	00:56:00
A	15:09:00	15:48:00	00:39:00
P	15:24:00	15:48:00	00:24:00
A	14:48:00	15:50:00	01:02:00
A	15:45:00	15:51:00	00:06:00
P	15:48:00	15:51:00	00:03:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	14:31:00	15:52:00	01:21:00
A	15:50:00	15:54:00	00:04:00
A	13:51:00	15:57:00	02:06:00
A	14:26:00	15:58:00	01:32:00
P	15:30:00	15:59:00	00:29:00
MI	15:56:00	15:59:00	00:03:00
A	14:43:00	16:00:00	01:17:00
A	15:35:00	16:00:00	00:25:00
A	13:50:00	16:00:00	02:10:00
A	15:57:00	16:00:00	00:03:00
A	14:39:00	16:02:00	01:23:00
P	15:59:00	16:02:00	00:03:00
P	15:16:00	16:03:00	00:47:00
A	15:43:00	16:03:00	00:20:00
P	13:56:00	16:04:00	02:08:00
A	15:03:00	16:04:00	01:01:00
A	15:31:00	16:07:00	00:36:00
A	15:38:00	16:07:00	00:29:00
A	16:02:00	16:07:00	00:05:00
P	15:24:00	16:08:00	00:44:00
M	15:09:00	16:09:00	01:00:00
A	14:50:00	16:09:00	01:19:00
A	15:16:00	16:10:00	00:54:00
A	15:41:00	16:10:00	00:29:00
A	16:06:00	16:13:00	00:07:00
A	15:21:00	16:13:00	00:52:00
A	16:12:00	16:15:00	00:03:00
M	15:37:00	16:17:00	00:40:00
A	16:11:00	16:18:00	00:07:00
C	13:21:00	16:19:00	02:58:00
A	15:54:00	16:19:00	00:25:00
P	16:04:00	16:20:00	00:16:00
P	16:15:00	16:20:00	00:05:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	15:46:00	16:20:00	00:34:00
P	16:19:00	16:21:00	00:02:00
A	15:20:00	16:21:00	01:01:00
M	16:02:00	16:22:00	00:20:00
A	15:21:00	16:22:00	01:01:00
P	14:12:00	16:24:00	02:12:00
A	15:16:00	16:25:00	01:09:00
A	15:53:00	16:26:00	00:33:00
A	16:24:00	16:27:00	00:03:00
P	16:20:00	16:27:00	00:07:00
A	16:15:00	16:22:00	00:07:00
P	16:27:00	16:30:00	00:03:00
A	16:28:00	16:31:00	00:03:00
P	13:15:00	16:34:00	03:19:00
P	15:23:00	16:34:00	01:11:00
MI	07:32:00	16:36:00	09:04:00
P	16:29:00	16:36:00	00:07:00
P	16:30:00	16:37:00	00:07:00
A	16:18:00	16:37:00	00:19:00
A	15:58:00	16:39:00	00:41:00
M	16:31:00	16:39:00	00:08:00
P	16:00:00	16:40:00	00:40:00
A	13:35:00	16:42:00	03:07:00
A	16:03:00	16:44:00	00:41:00
P	14:51:00	16:44:00	01:53:00
P	16:25:00	16:45:00	00:20:00
P	15:17:00	16:45:00	01:28:00
MI	16:40:00	16:46:00	00:06:00
A	16:15:00	16:46:00	00:31:00
C	16:45:00	16:48:00	00:03:00
A	15:29:00	16:50:00	01:21:00
A	16:29:00	16:50:00	00:21:00
A	16:10:00	16:51:00	00:41:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
A	15:47:00	16:53:00	01:06:00
P	15:10:00	16:53:00	01:43:00
A	12:44:00	16:56:00	04:12:00
A	16:25:00	16:56:00	00:31:00
A	16:22:00	16:57:00	00:35:00
A	16:42:00	16:57:00	00:15:00
A	16:49:00	17:01:00	00:12:00
A	13:18:00	17:01:00	03:43:00
P	17:00:00	17:02:00	00:02:00
A	16:56:00	17:02:00	00:06:00
A	16:07:00	17:05:00	00:58:00
P	17:00:00	17:06:00	00:06:00
P	16:29:00	17:06:00	00:37:00
M	15:30:00	17:07:00	01:37:00
M	15:21:00	17:07:00	01:46:00
C	16:09:00	17:08:00	00:59:00
A	16:35:00	17:08:00	00:33:00
A	16:27:00	17:10:00	00:43:00
A	16:32:00	17:12:00	00:40:00
P	16:50:00	17:14:00	00:24:00
A	13:59:00	17:15:00	03:16:00
P	16:52:00	17:17:00	00:25:00
A	15:45:00	17:19:00	01:34:00
A	17:15:00	17:22:00	00:07:00
A	17:18:00	17:22:00	00:04:00
P	16:13:00	17:23:00	01:10:00
A	15:09:00	17:25:00	02:16:00
P	17:22:00	17:27:00	00:05:00
P	16:53:00	17:29:00	00:36:00
MI	17:25:00	17:29:00	00:04:00
A	17:22:00	17:29:00	00:07:00
C	16:43:00	17:30:00	00:47:00
A	17:27:00	17:30:00	00:03:00

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
	MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL; DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQ.		
	DEMANDA DE ESTACIONAMIENTO		
AREA DE INVENTARIO	PARQUEO MUNICIPAL DE SAN MIGUEL		
AFORADO POR:	ESTUDIANTES DE LA UES		FECHA:23/03/19
TIPO DE VEHICULO	ENTRADA	SALIDA	DURACION
P	17:25:00	17:30:00	00:05:00
C	16:37:00	17:31:00	00:54:00
P	17:30:00	17:33:00	00:03:00
P	17:28:00	17:33:00	00:05:00
P	12:53:00	17:38:00	04:45:00
P	17:33:00	17:40:00	00:07:00
A	15:42:00	17:41:00	01:59:00
P	17:40:00	17:42:00	00:02:00
A	15:59:00	17:42:00	01:43:00
MI	17:40:00	17:45:00	00:05:00
P	17:42:00	17:45:00	00:03:00
P	17:00:00	17:46:00	00:46:00
P	17:44:00	17:47:00	00:03:00
A	14:11:00	17:48:00	03:37:00
A	15:44:00	17:48:00	02:04:00
P	17:45:00	17:48:00	00:03:00
A	17:43:00	17:50:00	00:07:00
A	17:44:00	17:50:00	00:06:00
A	17:47:00	17:51:00	00:04:00
P	17:47:00	17:56:00	00:09:00

ANEXO A-2

Mapa de zonificación

En un radio de 350 alrededor del actual Parqueo Municipal de la Ciudad de San Miguel, El Salvador.



CALLE UTILIZADA COMO ESTACIONAMIENTO



ESTACIONAMIENTOS PRIVADOS (COMERCIOS, IGLESIAS, INSTITUCIONES EDUCATIVAS O GUBERNAMENTALES...ETC)



ESPACIOS UTILIZADOS EXCLUSIVAMENTE PARA ESTACIONAMIENTO

Transporte	Vehículos estacionados en la calle	Estacionamientos privados	Espacios exclusivamente para estacionamiento
Vehículos		639	
Motos		426	
Vehículos	386		
Motos	230		
Vehículos			95
Motos			36
Total	616	1065	131

Calculo del tamaño de la muestra para la encuesta a partir de datos del mapa de zonificación.

Nota: Se tomará como población solamente los espacios destinados para parqueos 131 más los espacios que posee el parqueo municipal actual que son 153 en total.

Como $N < 100,000$ se utilizará la siguiente formula.

$$n = \frac{k^2 \times p \times q \times N}{e^2 (N-1) + k^2 \times p \times q}$$

Donde:

N: es el tamaño de la población.

k: es la constante que depende del nivel de confianza que asignemos. El nivel de confianza indica la probabilidad de que los resultados de nuestra investigación sean ciertos.

e: es el error muestral deseado.

p: proporción de individuos que poseen esa característica de estudio. Este dato generalmente es desconocido y se suele suponer que $p=q$ que es la opción más segura.

q: es la proporción de individuos que no poseen esa característica, es decir, es $1-p$.

n: tamaño de la muestra (número de encuestas por hacer).

El valor de k tendrá un 75% de nivel de confianza ya que es un dato que puede ser muy variable.

Entonces la muestra será igual a:

$$n = \frac{1.15^2 \times 0.5 \times 0.5 \times 284}{0.25^2 (284-1) + 1.15^2 \times 0.5 \times 0.5}$$

n= 282 encuestas

ENCUESTA PARA USUARIOS ACTUALES

1. Porque deja su vehículo en el estacionamiento:

Seguridad	
Comodidad	
Costo	
Ubicación	
Distancia del Lugar Destino	

2. Cuantas veces utiliza usted el estacionamiento durante la semana:

1 vez	
2 veces	
3 veces	
4 veces	
5 veces	
6 ó más veces	

3. Marque el motivo por el cual utiliza un estacionamiento:

Trabajo	
Estudios	
Entretenimiento	
Tramites	
Compras	

4. ¿Cuál o cuáles son los horarios en los que usted frecuenta la zona del centro histórico de la Ciudad de San Miguel?

Puede marcar más de una opción.

Durante la mañana	
Durante el mediodía	
Durante la tarde	

5. ¿Cuánto tiempo utiliza el estacionamiento al día?

	Horas
--	-------

6. ¿Cuál es la distancia máxima a la que estacionaria su vehículo de su lugar de destino?

1 cuadra	
2 o 3 cuadas	
4 a 6 cuadas	

Más de 6 cuabras	
------------------	--

7. ¿Tiene problemas a la hora de estacionarse?

Sí	
No	

8. ¿Qué inconvenientes le afectan al hacer uso del estacionamiento?

Puede marcar más de una opción

Falta de espacios	
Mala atención	
Dificultad de acceso	
Uso actual	
Pocas opciones de acceso	
Congestionamiento	
Mal ordenamiento de los vehículos	
Parqueos no señalizados	

9. ¿En qué horario tiene problemas para encontrar estacionamiento?

06:00 a 10:00	
10:01 a 12:00	
12:01 a 14:00	
14:01 a 16:00	
16:01 a 18:00	

10. ¿Cuál de los siguientes problemas es el que tiene al momento de salir del estacionamiento?

Largas filas de espera	
Obstáculos en la salida	
Congestionamiento en la vía	
Mal servicio	
Otros	

Si marco otros explique: _____

ANEXO B-1

Parámetros de deformación plástica para vigas y columnas. (ASCE 41-13)

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yc}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{yc}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{a,b}						
For $PIP_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{yc}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{yc}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq PIP_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yc}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{yc}}}$	— ^c	— ^d	0.2	0.250 _y	— ^e	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yc}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{yc}}}$	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	1.20 _y	1.20 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					

Parámetros de deformación plástica para arriostramientos (ASCE 41-13)

Table 9-7. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b		IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{KI}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5 Δ_c	10 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	8 Δ_c	10 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
4. Single angle	0.5 Δ_c	12 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	9 Δ_c	12 Δ_c
b. Stocky ^d $\frac{KI}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1 Δ_c	8 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e,f,g}						
1. W	10 Δ_T	13 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	10 Δ_T	13 Δ_T
2. 2L	9 Δ_T	12 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	9 Δ_T	12 Δ_T
3. HSS	9 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	11 Δ_T
4. Pipe	8 Δ_T	9 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	7 Δ_T	9 Δ_T
5. Single angle	10 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	10 Δ_T
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns) ^f	5 Δ_T	7 Δ_T	1.0	0.5 Δ_T	6 Δ_T	7 Δ_T
Buckling-restrained braces ^{h,i,j}	13.3 Δ_y	13.3 Δ_y	1.0	3.0 Δ_y	10 Δ_y	13.3 Δ_y

JUNTA DE DILATACION



Características

- Material: de EPDM, de aluminio
- Aplicaciones: para forjado

Descripción

Especificaciones técnicas

Nombre del artículo: GJF/

Width: 40 - 50

Longitud: 400

Acabado:

acero inoxidable AISI 304 DIN 1.4301 + EPDM negro RAL 9005

Aplicaciones: Contract / Industrial

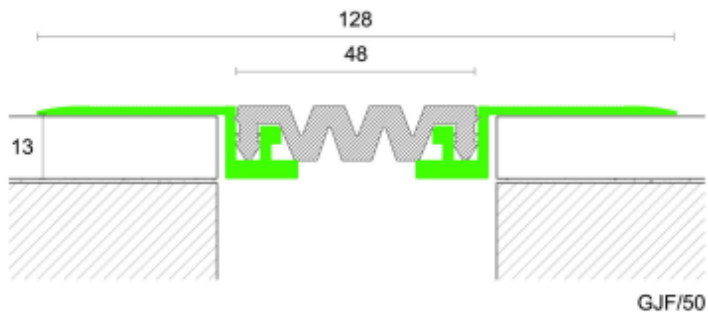
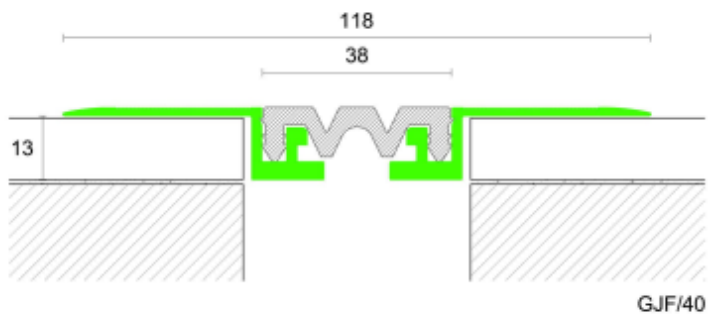
Notas:

pack 5 pcs

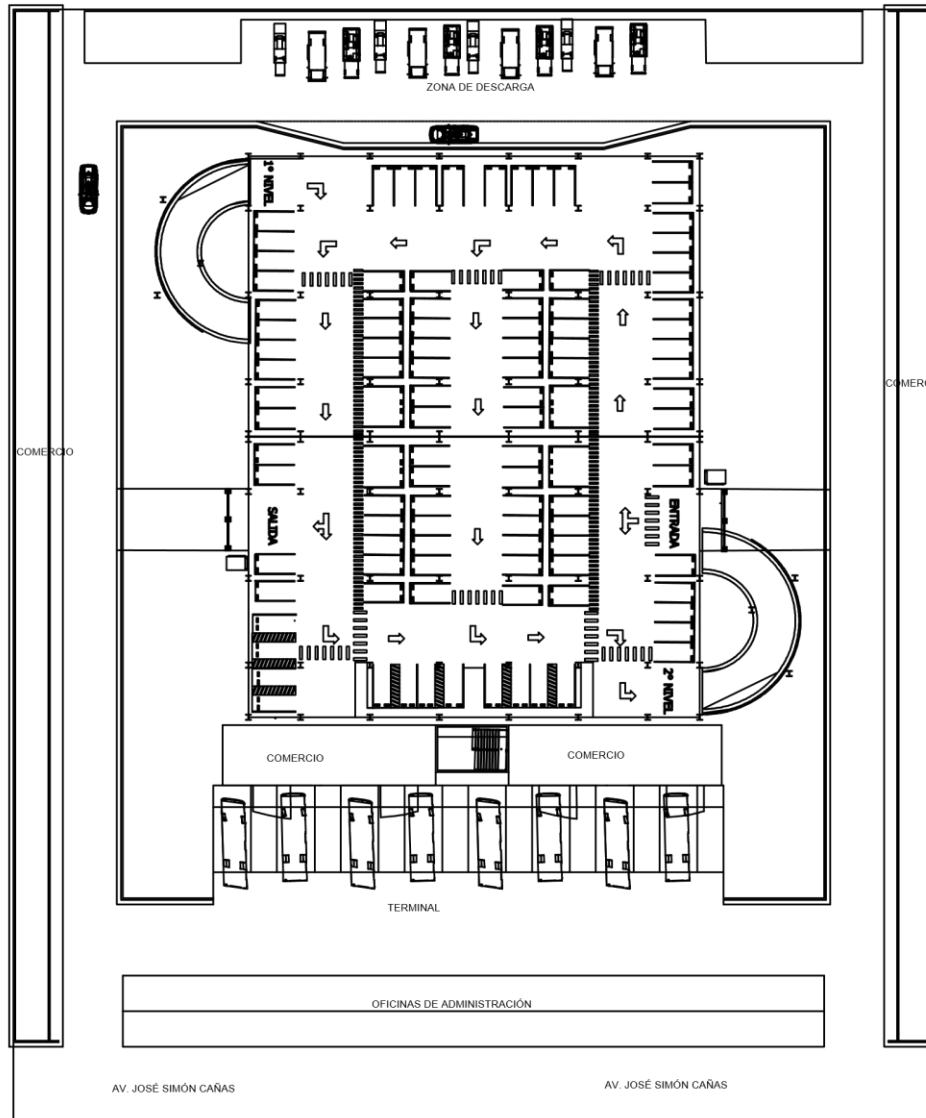
Categorías

PERFILES PARA PAVIMENTOS Y REVESTIMIENTOS JUNTAS DE DILATACIÓN

CUBREJUNTAS PERFILES DE ALUMINIO



ANEXO B-1



PLANTA DE CONJUNTO

PROYECTO:
 PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
 AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
 CALLE CHAPARRASTIQUE,
 SAN MIGUEL EL SALVADOR

CONTENIDO:
 PLANTA DE CONJUNTO

CUADRO DE AREAS.
 AREA TOTAL:
 12,869.87 MT2

ESCALA:
 ESCALAS INDICADAS

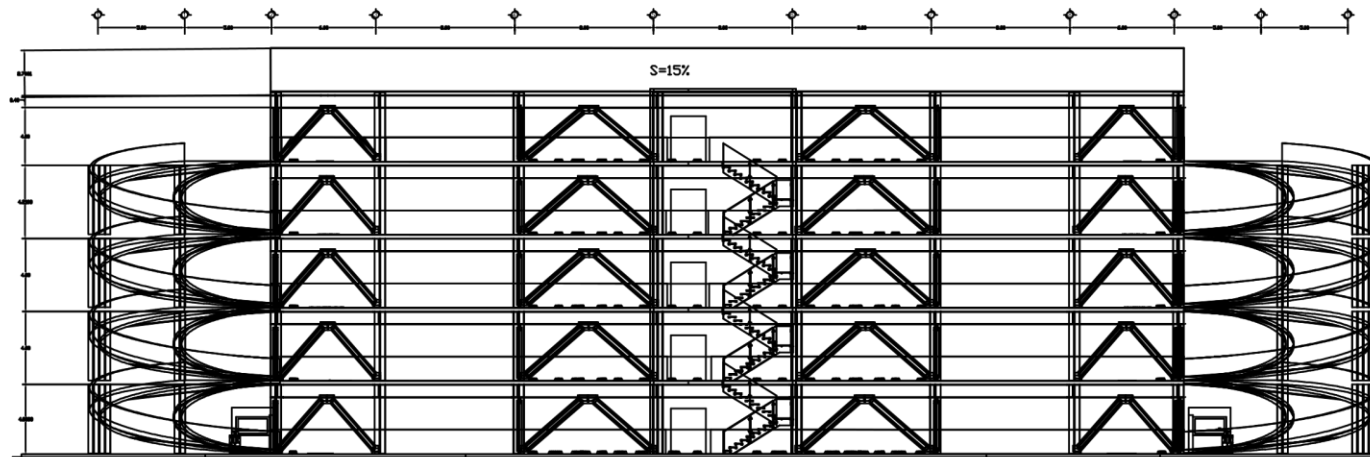
DIBUJO:
 GRUPO DE TESIS

FECHA:
 FEBRERO 2020

ARCHITECTOS:
 JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
 IBRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
 JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
 ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

HOJA N.
 1
 1

PRESENTA



VISTA FRONTAL

ESCALA: 1:100

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: DISEÑO ARQUITECTONICO

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

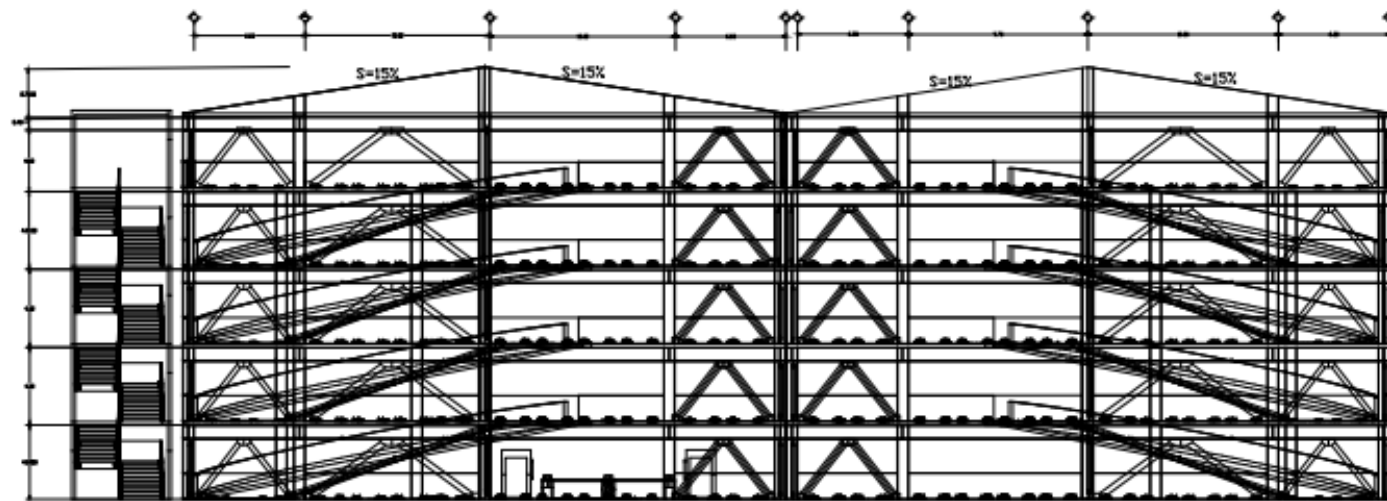
ESCALA: ESCALAS INDICADAS

PROYECTO: GRUPO DE TESIS

FECHA: FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

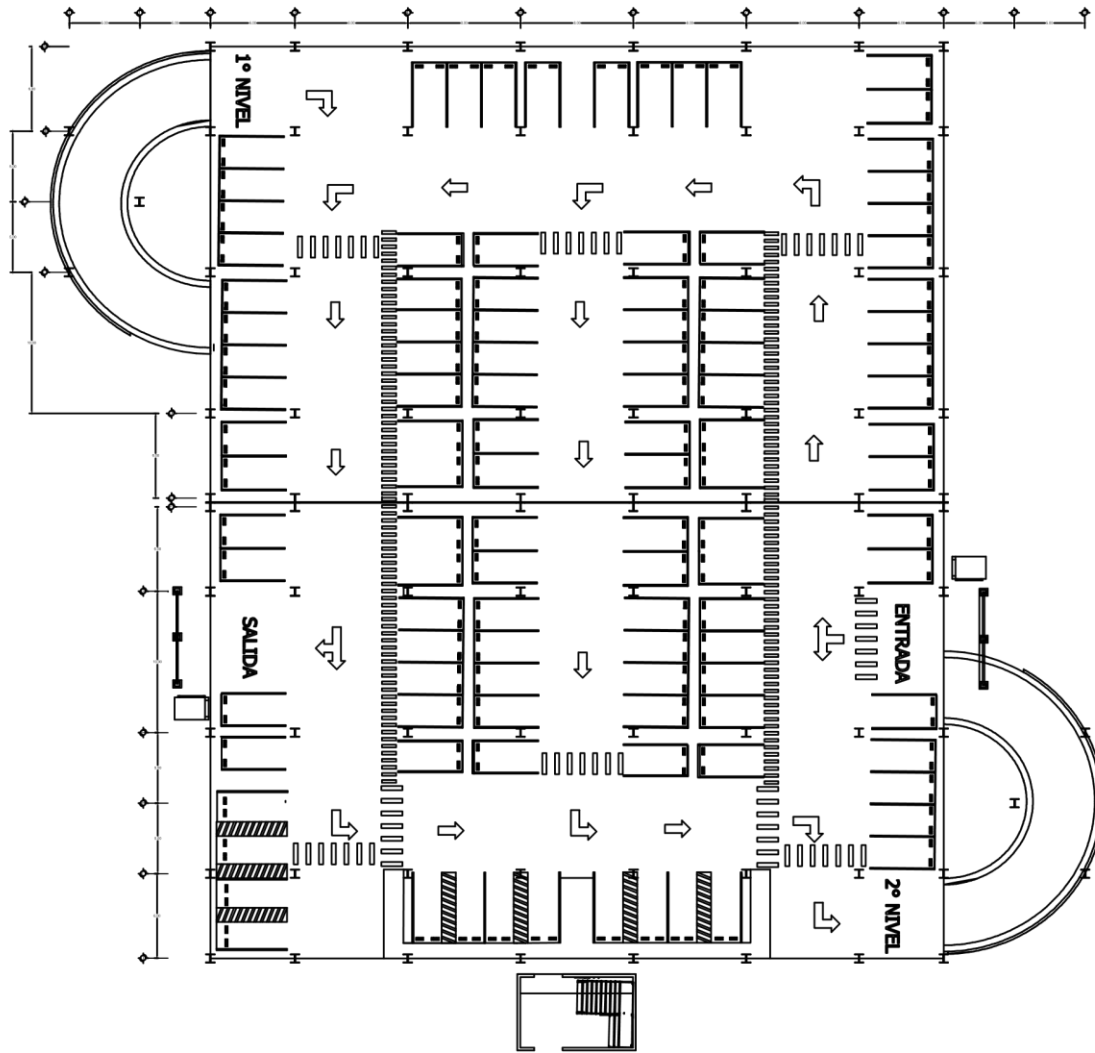
PRESENTA



VISTA LATERAL IZQUIERDO

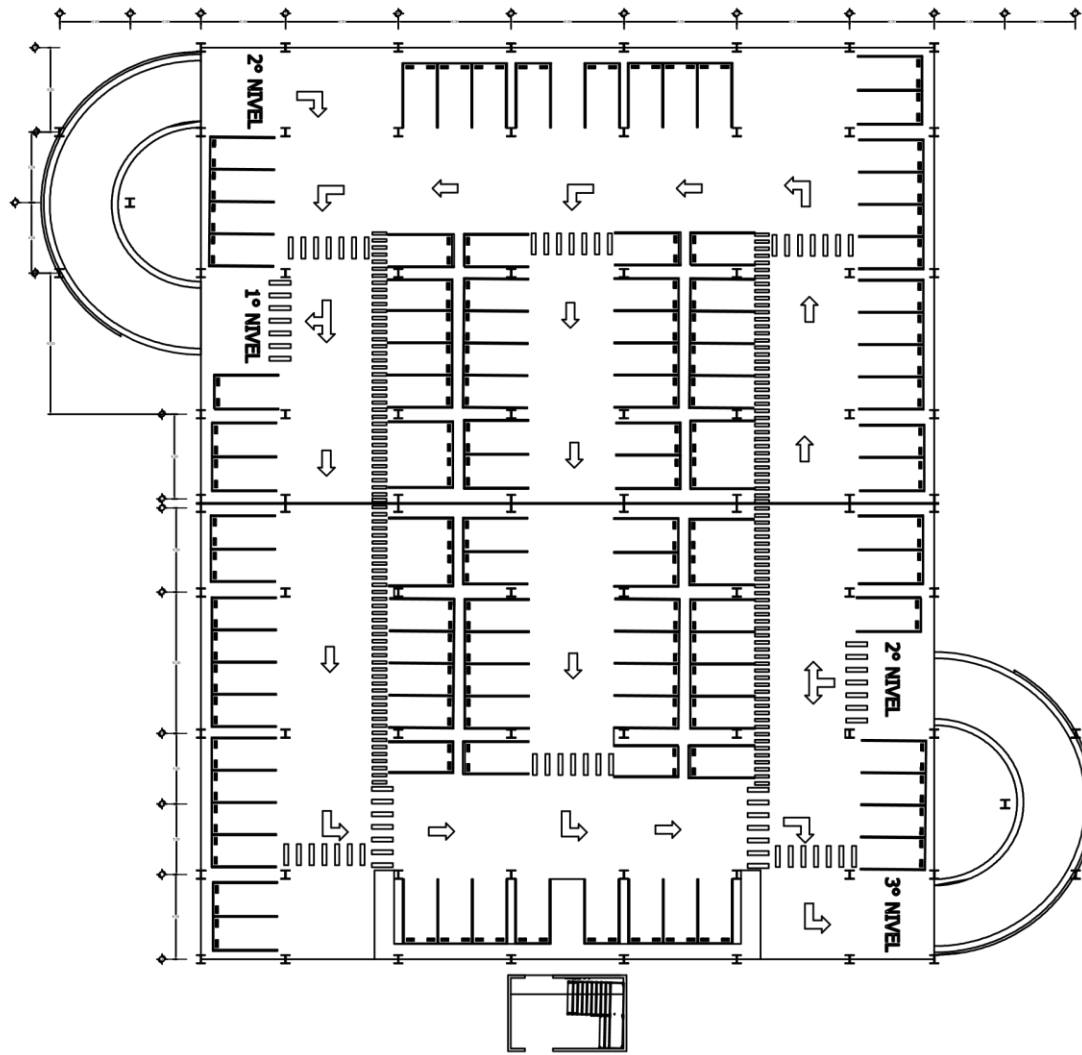
ESCALA 1:100

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCIÓN EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACIÓN: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
CONTENIDO: DISEÑO ARQUITECTÓNICO	
CUADRO DE ÁREAS:	
ÁREA TOTAL: 12,869.87 MT ²	
ESCALAS INDICADAS:	GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
DISEÑADORES: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRAEL ANTONIO ANQUETA VARGAS JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	



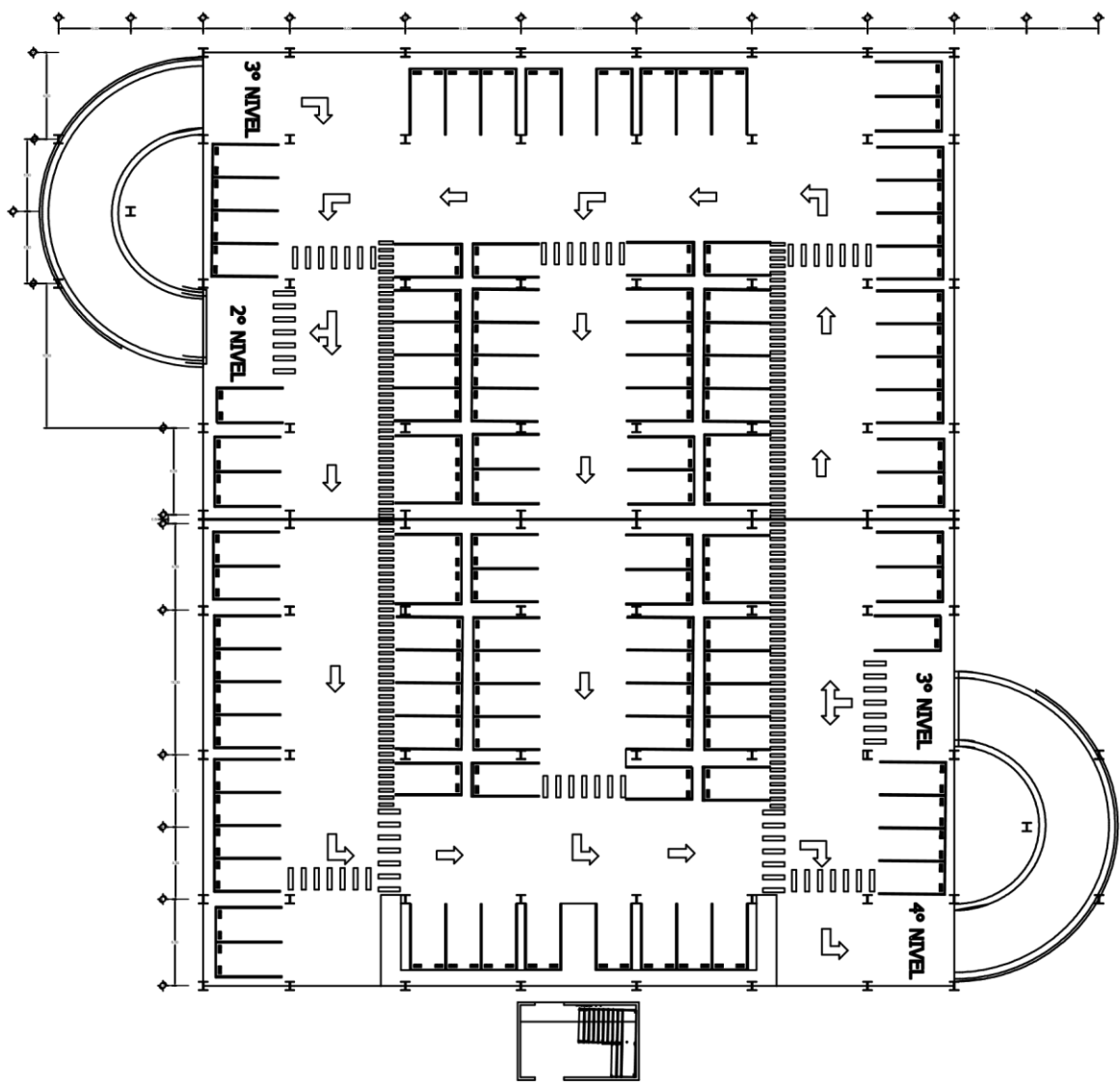
PLANTA ARQUITECTONICA
PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL EL SALVADOR	
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA	
CUADRO DE AREAS: AREA TOTAL: <p style="text-align: center;">12,869.87 MT2</p>	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	DIBUJO: GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
ARCHITECTOS: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	HOJA N.º <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> <p style="margin: 0;">1 5</p> </div>
PRESENTA	



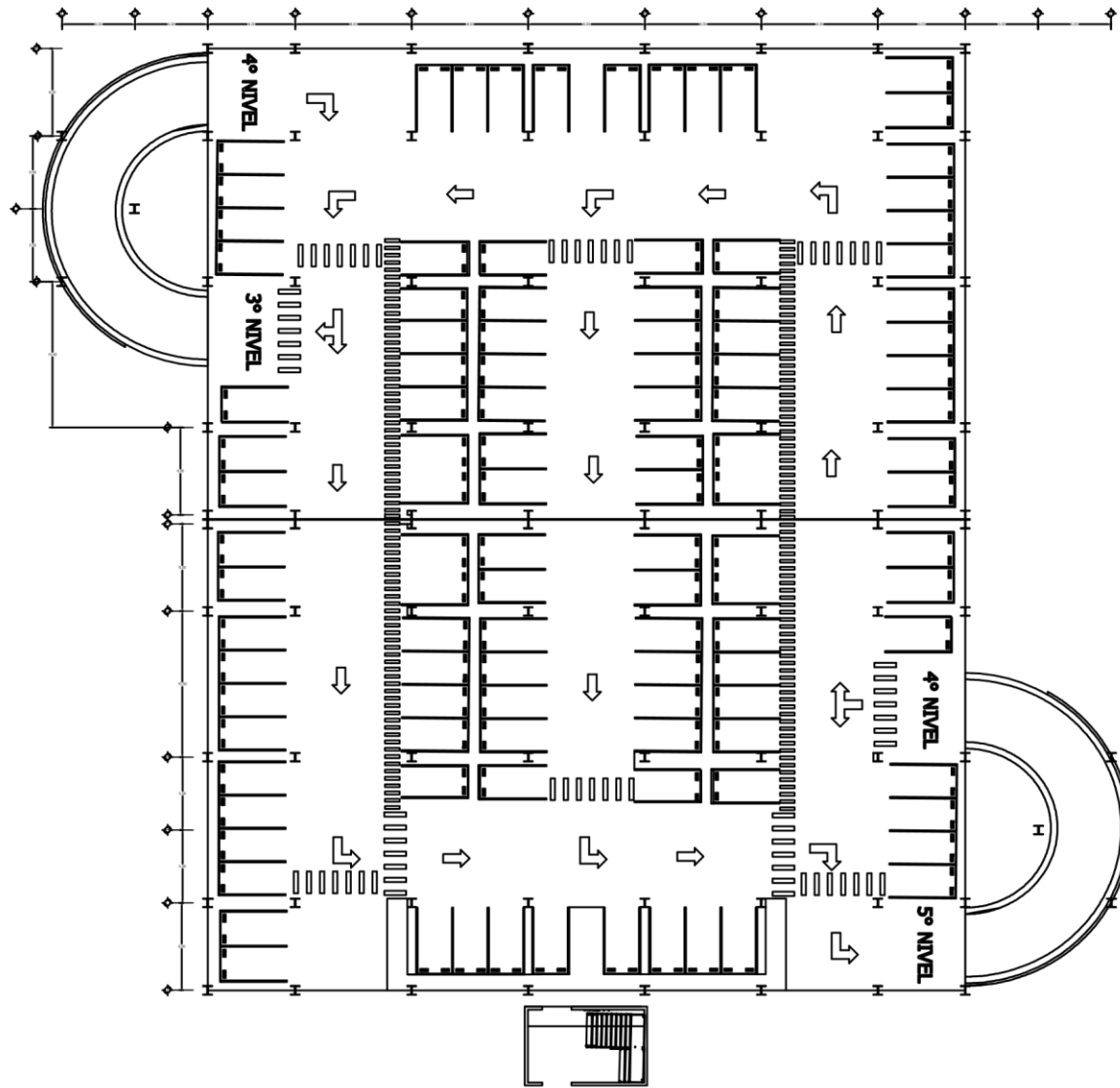
PLANTA ARQUITECTONICA
SEGUNDO NIVEL

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL EL SALVADOR	
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA	
CUADRO DE AREAS. AREA TOTAL: <p style="text-align: center;">12,869.87 MT2</p>	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	DIBUJO: GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
ARCHITECTOS: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA IBRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	HOJA N. <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center; width: 30px; margin: 0 auto;"> 2 5 </div>
PRESENTA	



PLANTA ARQUITECTONICA
TERCER NIVEL ESCALA 1:100

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL EL SALVADOR	
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA	
CUADRO DE AREAS: AREA TOTAL: 12,869.87 MT2	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	DIBUJO: GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA IBRAEL ANTONIO ARQUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	
HOJA N. 3 5	
PRESENTA	



PLANTA ARQUITECTONICA
CUARTO NIVEL
ESCALA 1:100

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS ,
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL EL SALVADOR

CONTENIDO:
PLANTA ARQUITECTONICA

CUADRO DE AREAS .

AREA TOTAL:

12,869.87 MT2

ESCALA,
ESCALAS INDICADAS

DIBUJO.
GRUPO DE TESIS

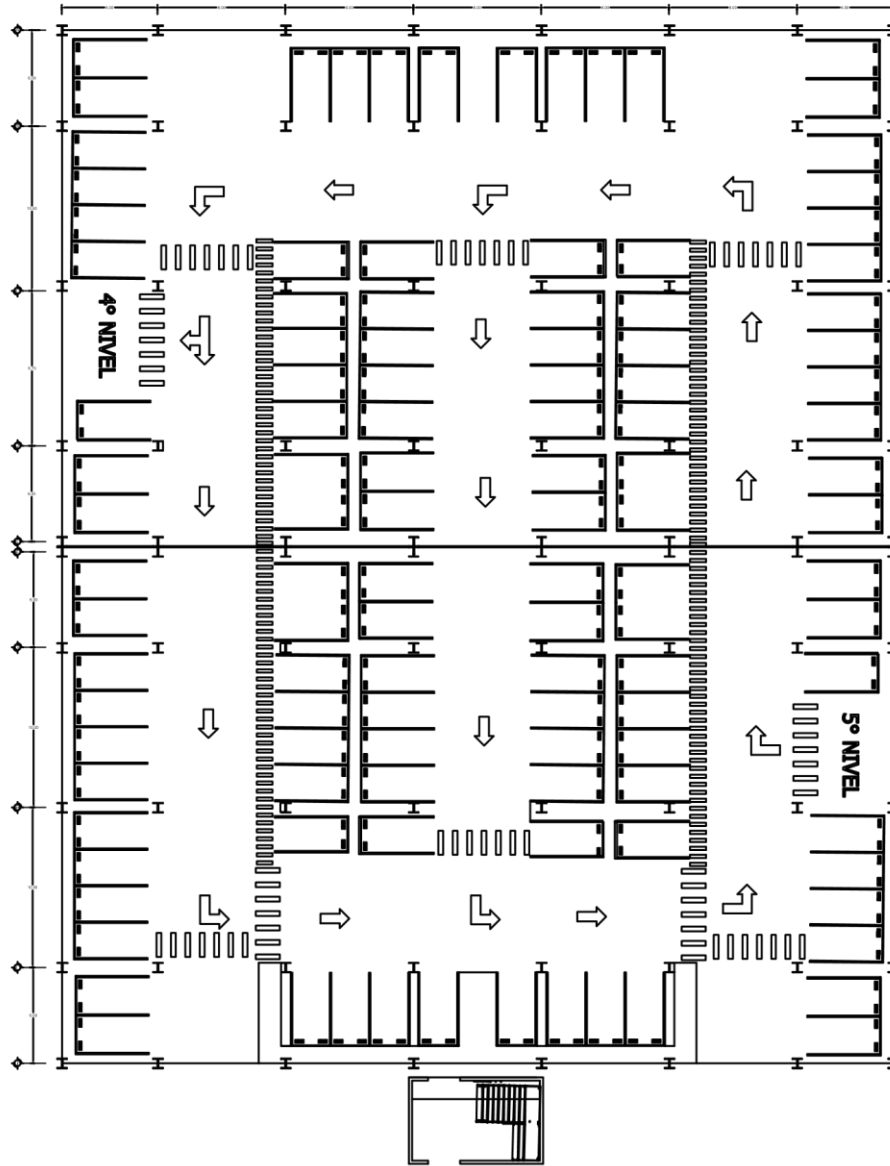
FECHA,
FEBRERO 2020

SACHILERS:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
IBRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

HOJA N.

4
5

PRESENTA



PLANTA ARQUITECTONICA
QUINTO NIVEL ESCALA 1:100

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL EL SALVADOR

CONTENIDO:
PLANTA ARQUITECTONICA

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

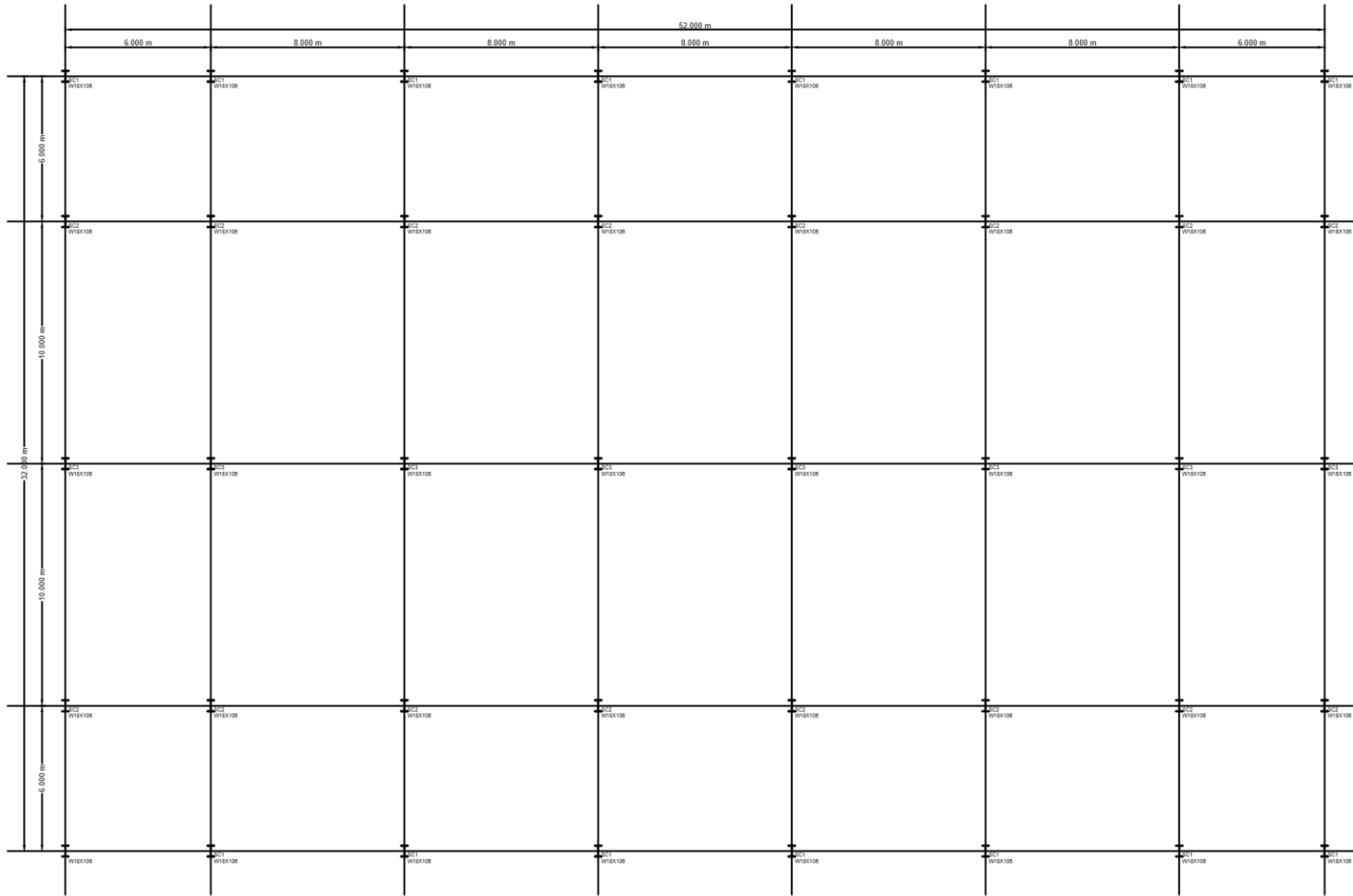
ESCALA.
ESCALAS INDICADAS
FECHA.
FEBRERO 2020

DIBUJO.
GRUPO DE TESIS

BACHILLER:
JOBUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

HOJA N.
5
5

PRESENTA



Steel Column Layout - Base (FL 0.000 m)
(Scale 1:100)

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT²

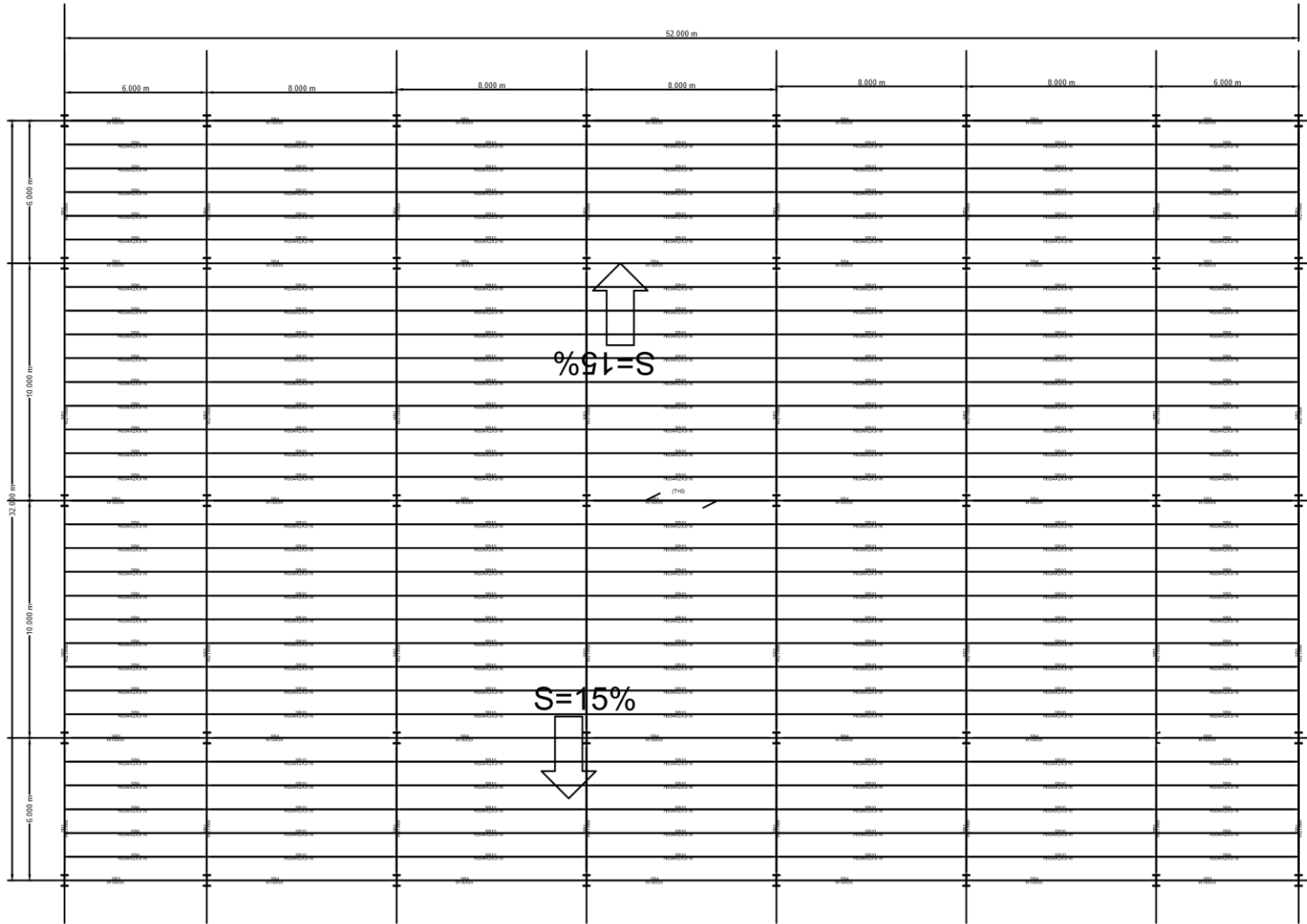
ESCALA:
ESCALAS INDICADAS

GRUPO:
GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

P R E S E N T A



⊙ Floor Framing Plan - Story5 (EL: 20,000 m)
(Scale: 1:100)

PROYECTO:
 PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
 EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
 SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
 AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS
 CALLE CHAPARRASTIQUE,
 SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
 12,869.87 MT2

ESCALA:
 ESCALAS INDICADAS

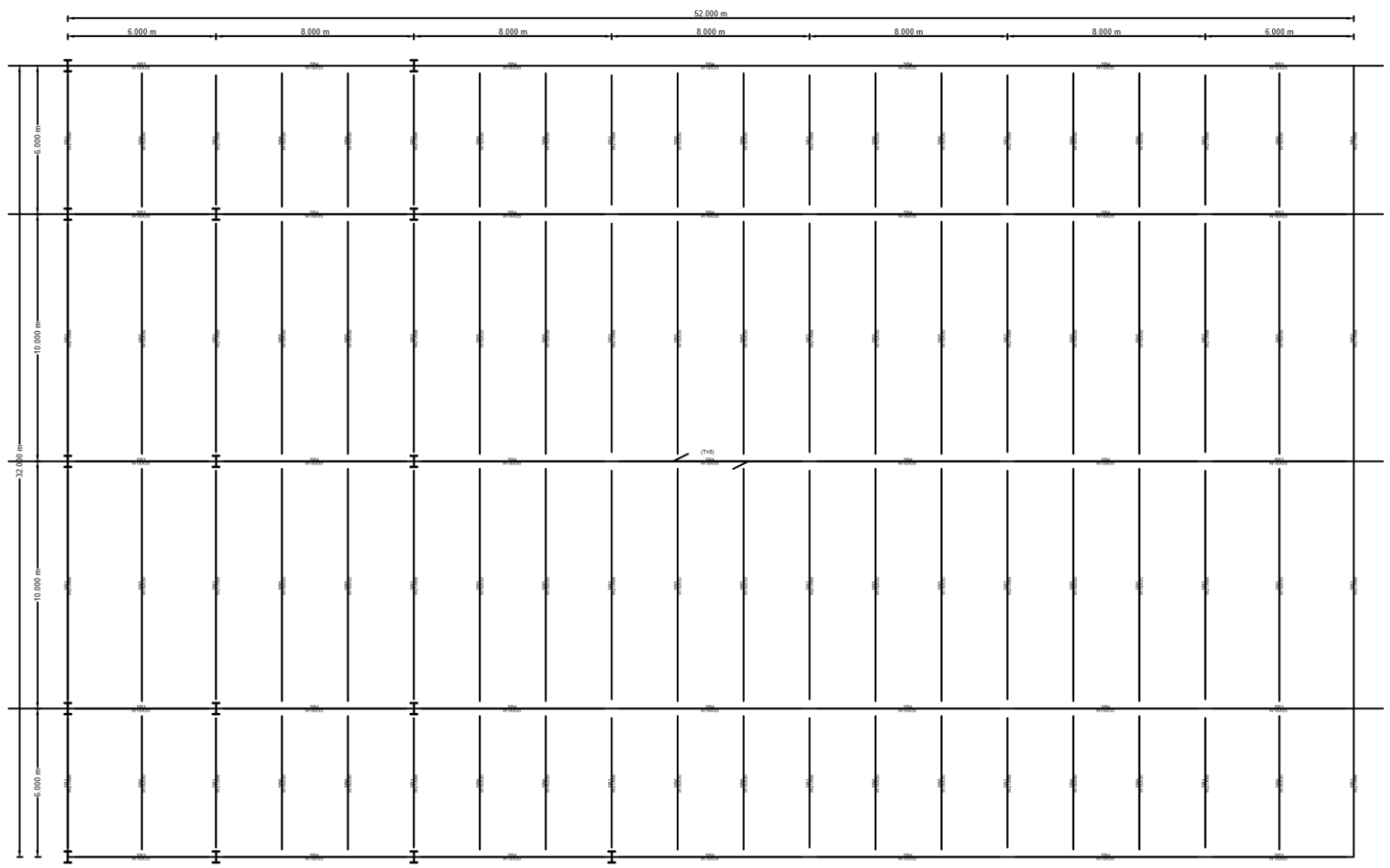
GRUPO:
 GRUPO DE TESIS

FECHA:

FEBRERO 2020

BACHILLER:
 JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
 ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
 JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
 ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA



⊖ Floor Framing Plan - Storey1 (El. 4,000 m)
(Scale 1:100)

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

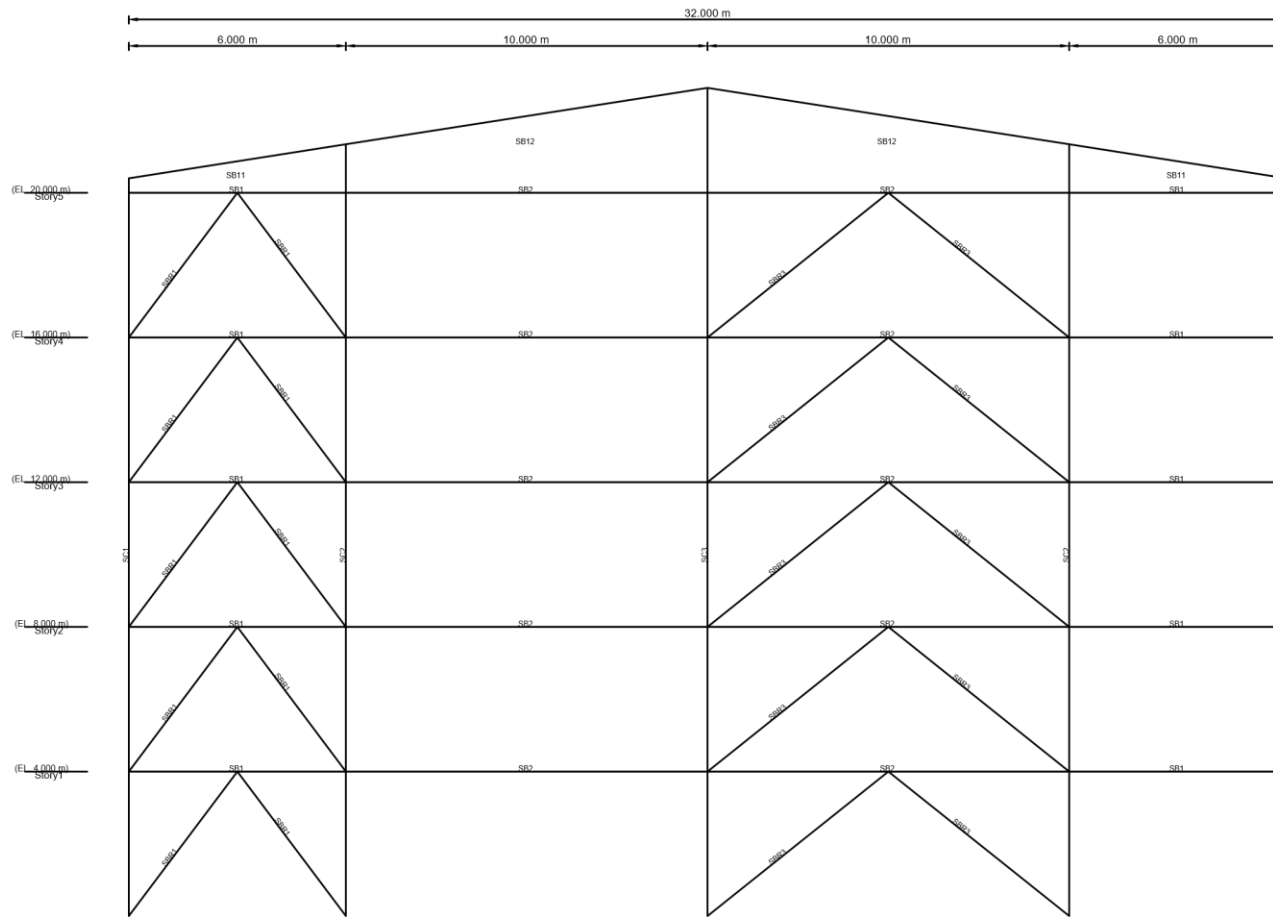
CUADRO DE AREAS.
AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

EGDALA: ESCALAS INDICADAS **DIBUJO:** GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA



⊙ - @ X=0 m Elevation
(Scale 1:96)

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CANAS
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

ESCALA: ESCALAS INDICADAS **DISEÑADO:** GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

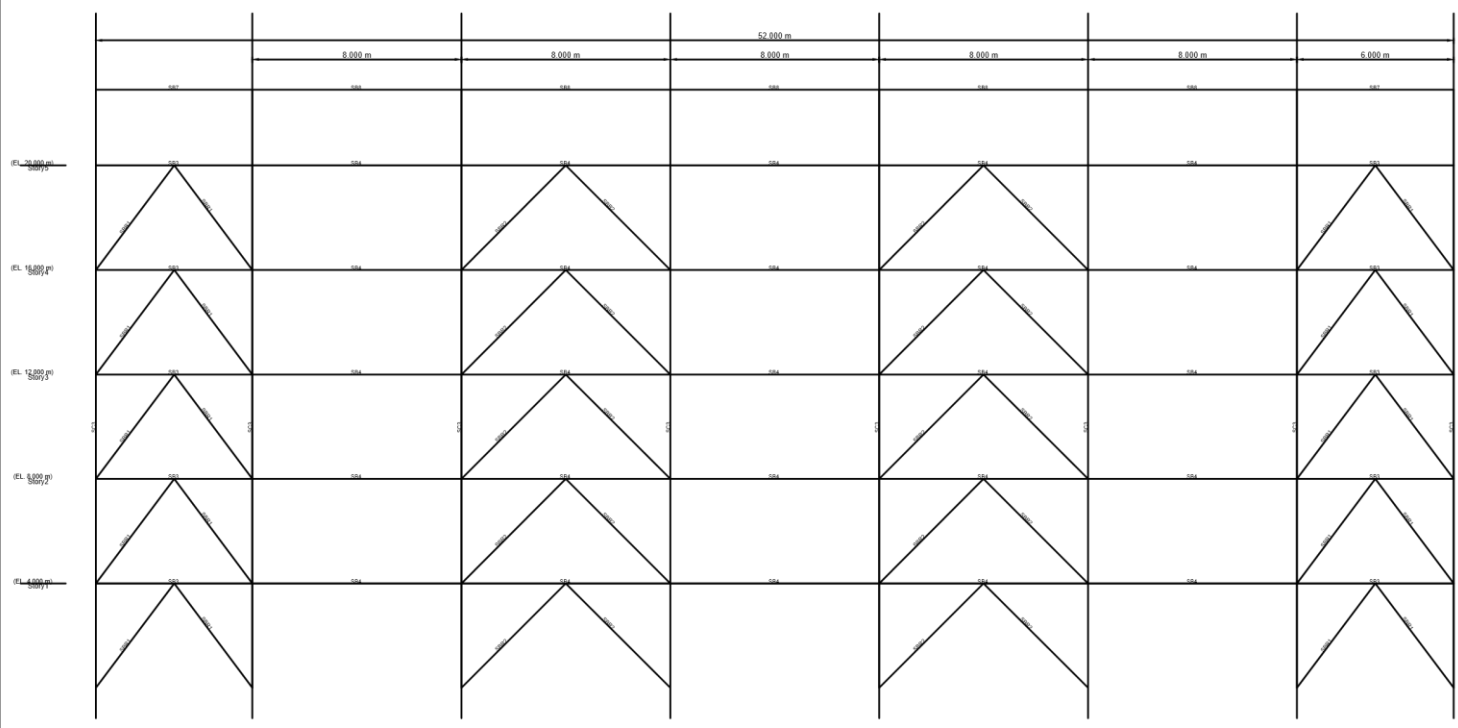
AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

EDDALA: ESCALAS INDICADAS **DISEÑADO:** GRUPO DE TESIS

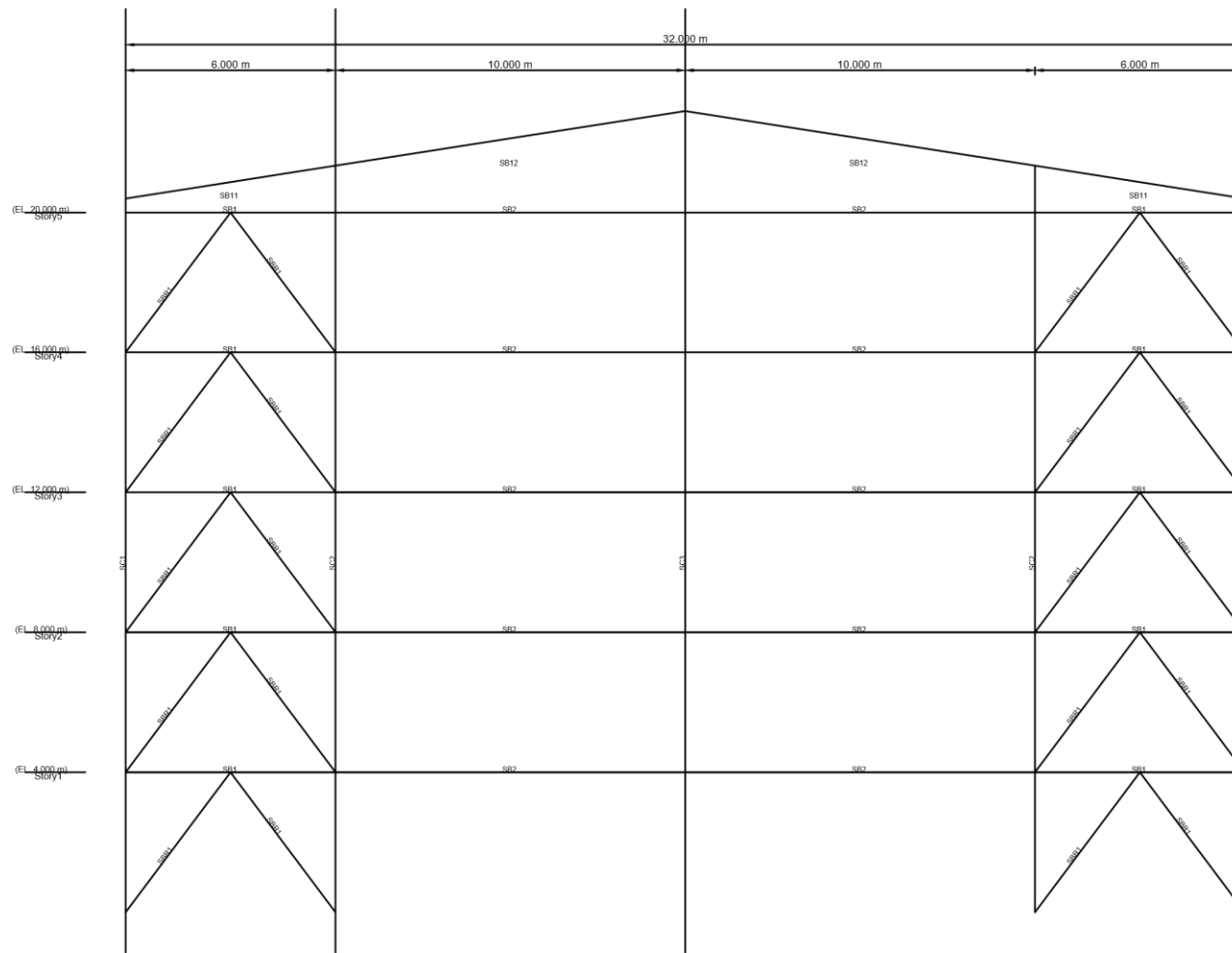
FECHA: FEBRERO 2020

BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA, ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ, JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA, ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA



⊙ @ Y=16 m Elevation (Scale 1:50)



⊙ - @ X=52 m: Elevation
(Scale 1:96)

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CANAS
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

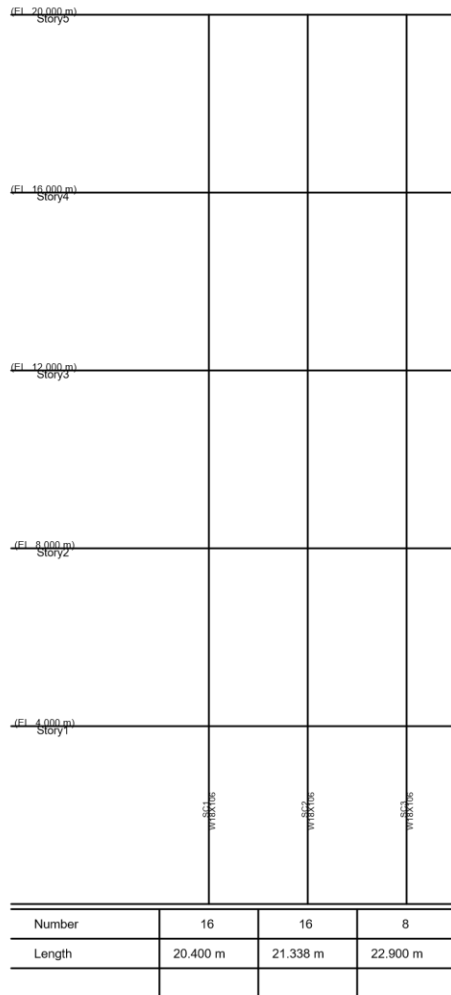
AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

EDDALA: ESCALAS INDICADAS **DISEÑADO:** GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA



⊖ Column Elevation Table

Beam ID	Section	Depth (m)	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(mTon)
SB1	W21X68	53.6 cm	5.520	1	5.520	381.01
SB2	W21X68	53.6 cm	9.520	1	9.520	622.37
SB3	W18X55	46.0 cm	5.720	1	5.720	302.50
SB4	W18X55	46.0 cm	7.720	1	7.720	408.35
SB5	W16X50	41.4 cm	9.700	1	9.700	465.61
SB6	W16X50	41.4 cm	5.700	1	5.700	273.51
SB7	W14X38	35.8 cm	5.720	10	57.160	2,091.34
SB8	W14X38	35.8 cm	7.720	25	192.880	7,057.89
SB9	HSS4X2X3/16	10.2 cm	6.000	56	336.000	2,074.69
SB10	HSS4X2X3/16	10.2 cm	8.000	140	1120.000	6,915.63
SB11	W14X38	35.8 cm	5.620	16	89.920	3,290.34
SB12	W14X38	35.8 cm	9.660	16	154.700	5,660.55

Brace ID	Section	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(mTon)
SBR1	HSS8X6X1/2	5.000	259	1295.000	49,077.18
SBR2	HSS8X6X1/2	5.660	119	673.160	25,511.25
SBR3	HSS8X8X1/2	6.400	19	121.660	5,365.76

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
 AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
 CALLE CHAPARRASTIQUE,
 SAN MIGUEL EL SALVADOR

CONTENIDO:
PLANOS ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

ESCALA:
 ESCALAS INDICADAS

DIBUJO:
 GRUPO DE TESIS

FECHA:
 FEBRERO 2020

BACHILLER:
 JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
 ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
 JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
 ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

P R E S E N T A

PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES ESTRUCTURALES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:

12,869.87 MT2

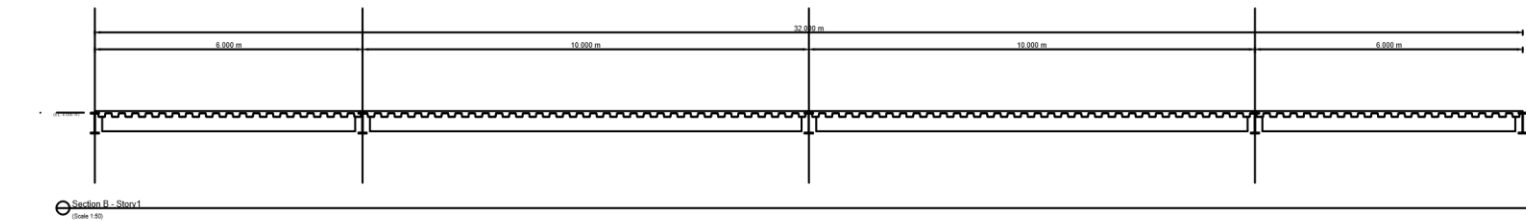
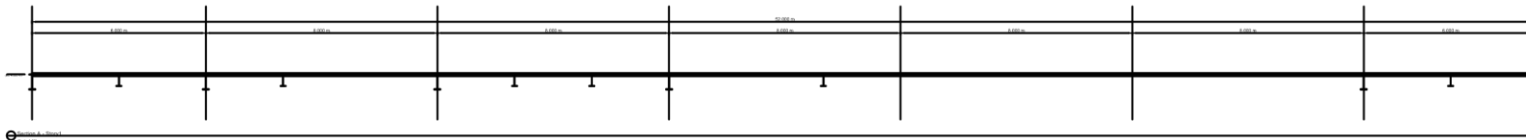
ESCALA:
ESCALAS INDICADAS

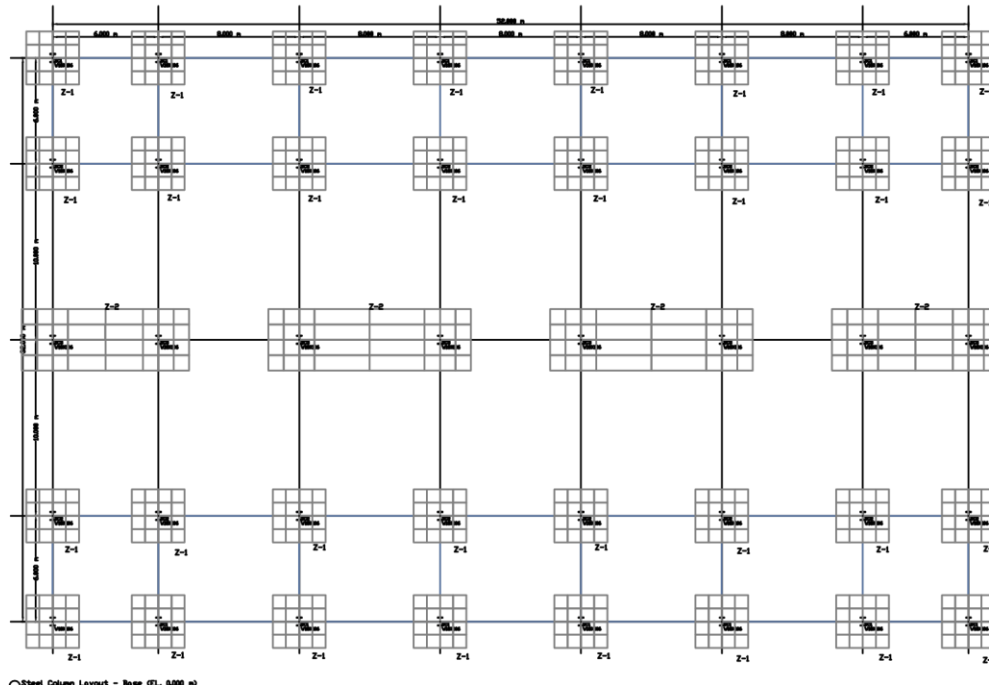
GRUPO:
GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA





PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
ZAPATAS

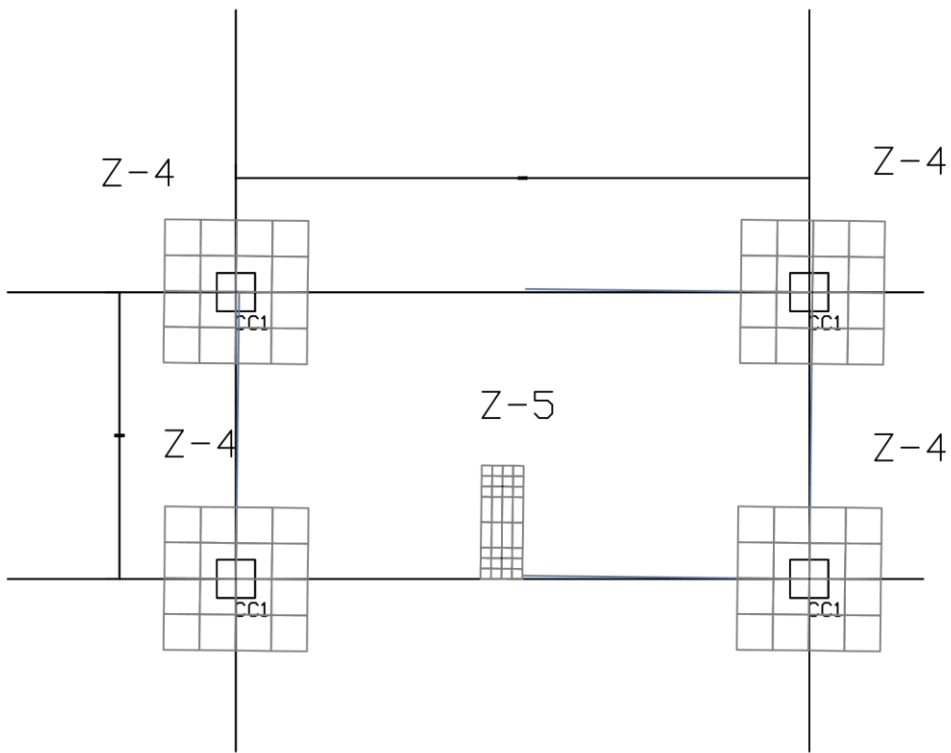
CUADRO DE AREAS.
AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

ESCALA: ESCALAS INDICADAS **DISEÑO:** GRUPO DE TESIS

FECHA: FEBRERO 2020

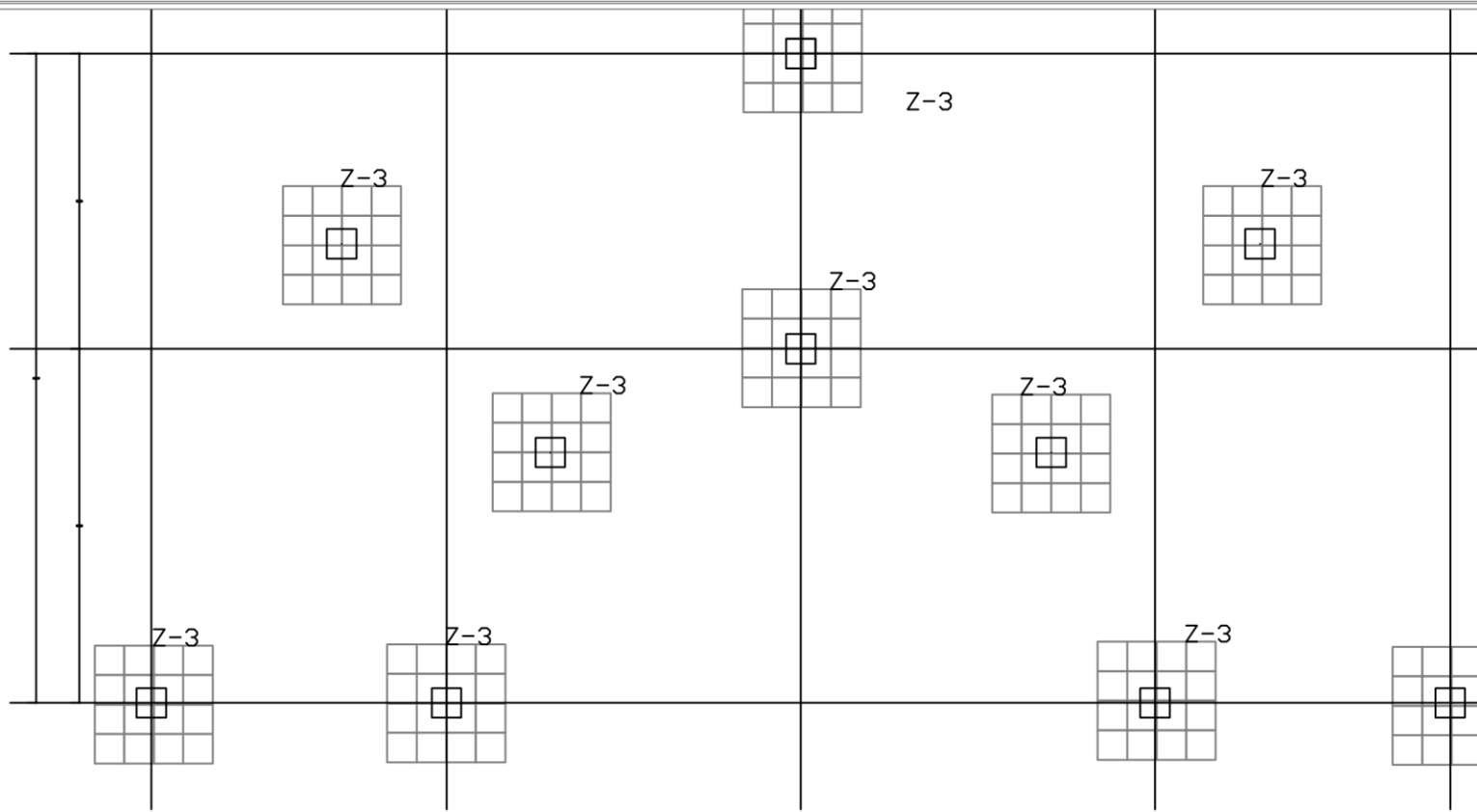
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA, ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ, JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA, ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA




 Concrete Column Layout - Base (EL. 0.000 m)
 (Scale 1:100)

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
CONTENIDO: ZAPATAS	
CUADRO DE AREAS:	
AREA TOTAL: 12,869.87 MT2	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	DISEÑO: GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	
P R E S E N T A	



PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS,
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
ZAPATAS

CUADRO DE AREAS.
AREA TOTAL:
12,869.87 MT²

ESCALA: ESCALAS INDICADAS **DISEÑO:** GRUPO DE TESIS

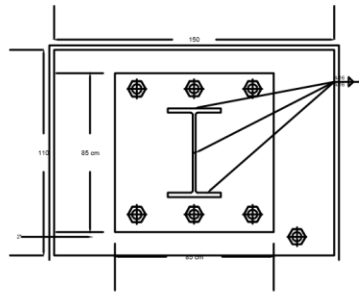
FECHA:
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

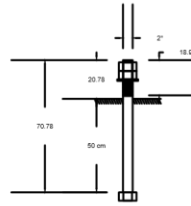
PRESENTA

○ Floor Framing Plan - Base (EL. 0.000 m)
(Scale 1/100)

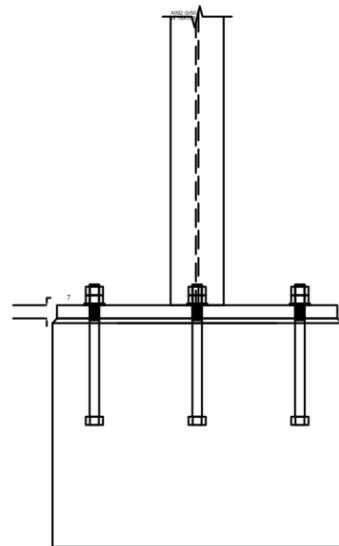
VISTA SUPERIOR DE PLACA BASE Y PEDESTAL



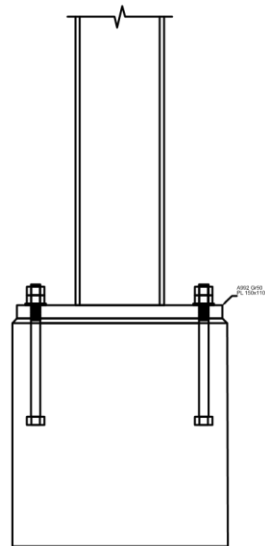
DETALLE DE PERNOS DE ANCLAJE



VISTA LATERAL



VISTA FRONTAL



PROYECTO:
PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN
EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE
SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION:
AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS
CALLE CHAPARRASTIQUE,
SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO:
DETALLES DE CONECCIONES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

ESCALA:
ESCALAS INDICADAS

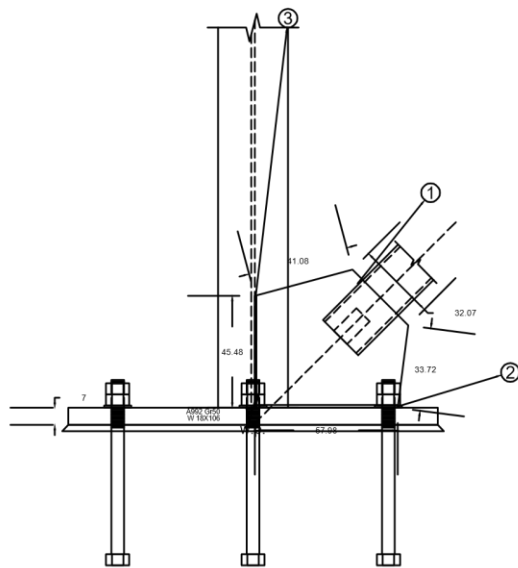
GRUPO:
GRUPO DE TESIS

FECHA:
FEBRERO 2020

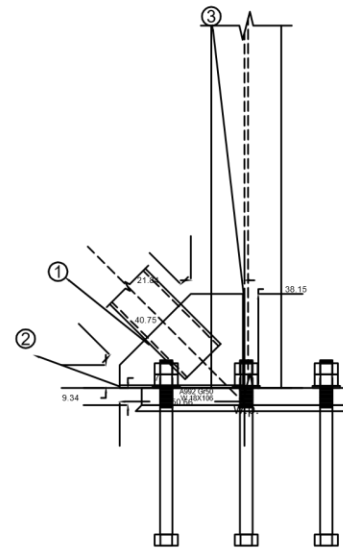
BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

P R E S E N T A

DETALLE DE COLUMNA -RIOSTRA DERECHA



DETALLE DE COLUMNA - RIOSTRA IZQUIERDA

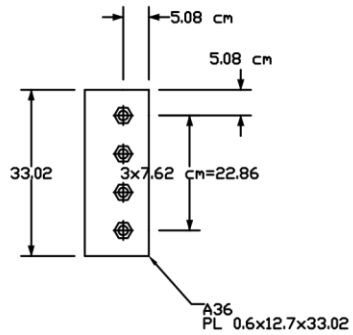


PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
CONTENIDO: DETALLES DE CONECCIONES	
CUADRO DE AREAS.	
AREA TOTAL: 12,869.87 MT2	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	DISEÑADO: GRUPO DE TESIS
FECHA: FEBRERO 2020	
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	
P R E S E N T A	

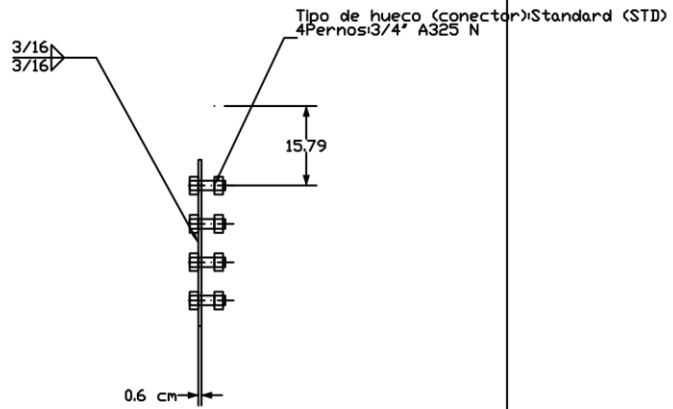
Conexión: Placa de corte
Detalle - Vista superior



Detalle - Vista lateral



Detalle - Vista frontal



PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: DETALLES DE CONECCIONES

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL: 12,869.87 MT2

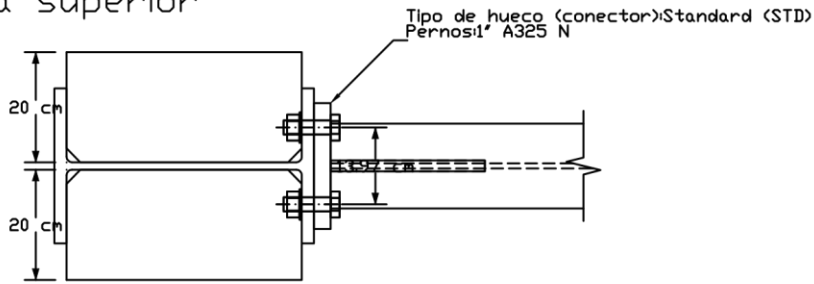
ESCALA: ESCALAS INDICADAS GRUPO DE TESIS

FECHA: FEBRERO 2020

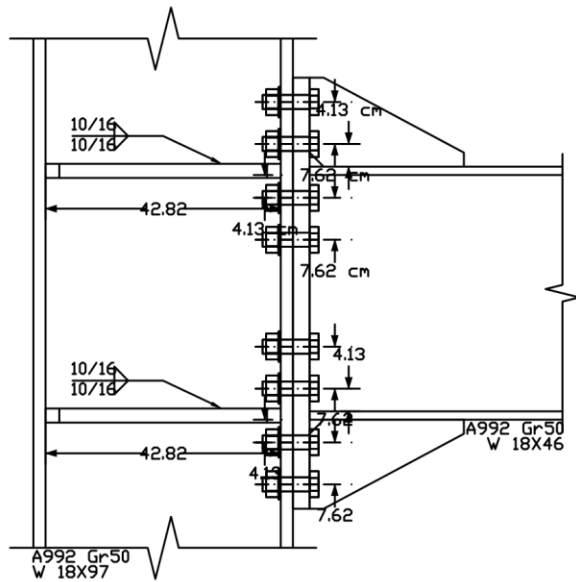
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA, ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ, JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA, ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

P R E S E N T A

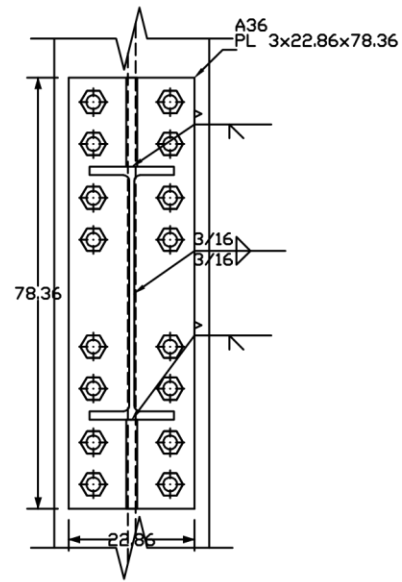
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal

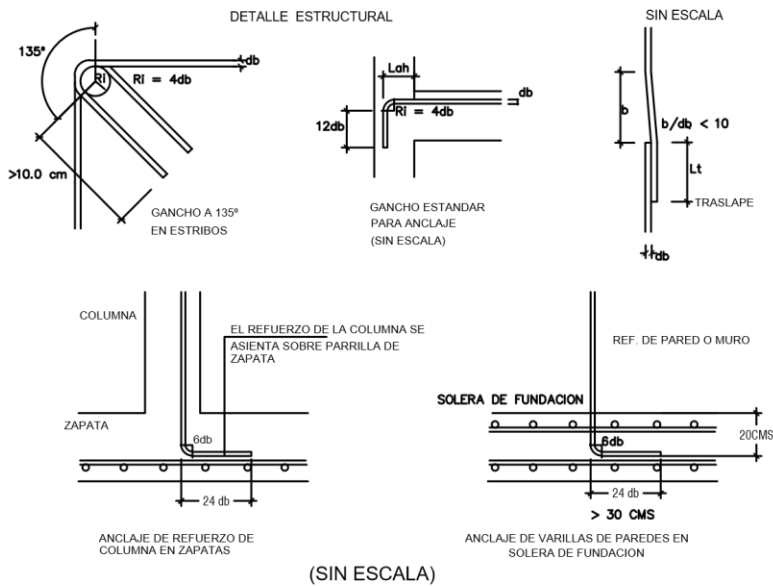


PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR	
PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS	
UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR	
CONTENIDO: DETALLES DE CONECCIONES	
CUADRO DE AREAS.	
AREA TOTAL: 12,869.87 MT2	
ESCALA: ESCALAS INDICADAS	FECHA: FEBRERO 2020
BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ	
PRESENTA	

CUADRO DE ZAPATAS

TIPO	A	B	DEPTH	HFT	REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR	
					PARALELO A "A"	PARALELO A "B"
Z-1	3.00	3.00	1.70	1.00	#6 @ 0.10	#6 @ 0.10
Z-2	9.50	3.50	1.70	1.00	#6 @ 0.10	#6 @ 0.10
Z-3	2.00	2.00	1.70	1.00	#8 @ 0.10	#8 @ 0.10
Z-4	1.00	1.00	1.40	0.60	#5 @ 0.25	#5 @ 0.25
Z-5	0.50	2.00	1.40	0.60	#5 @ 0.25	#5 @ 0.25

DETALLE TIPICO DE UNIONES



CUADRO DE VARILLAS

ACERO GRADO 40. $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

CALIBRE	DIAMETRO	TRASLAPE	ANCLAJE
No. 2	1/4"	0.30	0.10
No. 3	3/8"	0.35	0.15
No. 4	1/2"	0.40	0.20
No. 5	5/8"	0.50	0.25

NOTAS ESTRUCTURALES

COTAS :

TODAS LAS COTAS ESTRUCTURALES SE ENCUENTRAN EN METROS, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUEN DE OTRA MANERA.
CUALQUIER DISCREPANCIA ENTRE COTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICAS DEBERA CONSULTARSE AL SUPERVISOR DE LA OBRA.

CONCRETO :

TODO EL CONCRETO SERA DE PESO VOLUMETRICO NORMAL, CON UN ESFUERZO MINIMO DE RUPTURA A LOS 28 DIAS. $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$.
EL CEMENTO SERA TIPO PORTLAND, CUMPLIENDO CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM C-150. LOS AGREGADOS DEBERAN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE ESPECIFICACIONES TENTATIVAS PARA AGREGADOS DE CONCRETO (ASTM C-33).

ACERO DE REFUERZO :

EL ACERO DE REFUERZO SERA GRADO 40, CUMPLIENDO CON LA NORMA ASTM A-615. TODO EL REFUERZO SERA CORRUGADO, A EXCEPCION DE LA VARI-LLA No. 2 EN LOS REFUERZOS HORIZONTALES.
LAS CORRUGACIONES DEBERAN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS MINIMOS PARA VARILLAS DE ACERO DEFORMADAS PARA CONCRETO REFORZADO (ASTM A-305).
EL ACERO DEBERA CUMPLIR LOS REQUISITOS DE LAS DESIGNACIONES ESPECIFICADAS EN ASTM A-16 Y ASTM A-615.

RECUBRIMIENTO :

EL ACERO DE REFUERZO DEBERA PROTEGERSE UTILIZANDO LOS RECUBRIMIEN-TOS MINIMOS INDICADOS A CONTINUACION:

- a) EN LECHO INFERIOR DE FUNDACIONES.....7.5 cm
- b) EN LOS DEMAS ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO.....5.0 cm
- c) EN VIGAS Y COLUMNAS.....4.0 cm
- d) EN NERVIOS Y SOLERAS.....2.5 cm

ANCLAJES Y TRASLAPES :

LOS TRASLAPES Y ANCLAJES SE INDICAN EN LA "TABLA DE VARILLAS".

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: DETALLES DE ZAPATAS

CUADRO DE AREAS.

AREA TOTAL:
12,869.87 MT2

ESCALA: ESCALAS INDICADAS

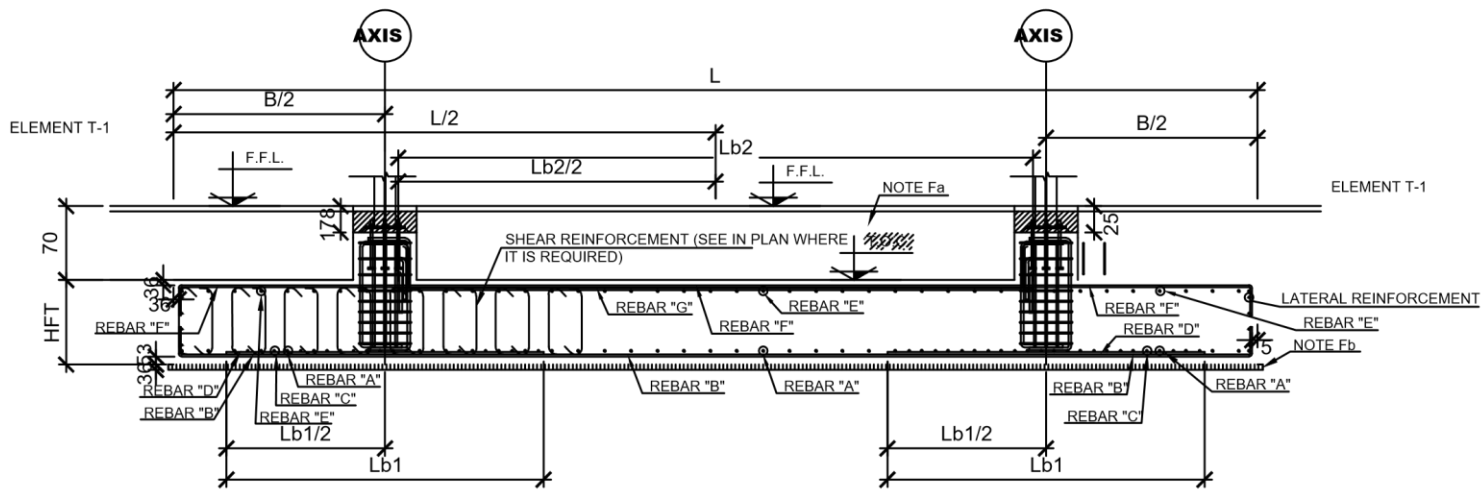
PROYECTO: GRUPO DE TESIS

FECHA:

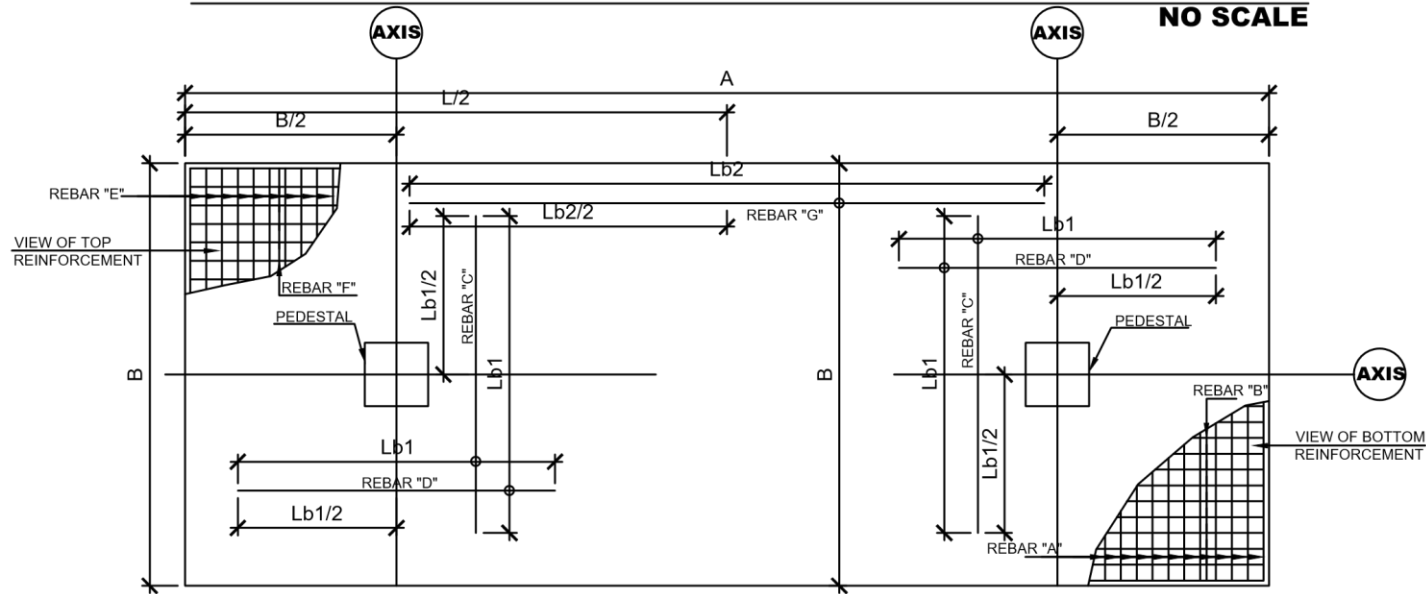
FEBRERO 2020

BACHILLER:
JOSUE ESAU AMAYA AMAYA
ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ
JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA
ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA



GENERAL DETAIL - ELEVATION OF COMBINED FOOTING FTC



GENERAL DETAIL Z-2 - PLAN

NO SCALE

PROYECTO: PROPIETADE DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CAÑAS CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: DETALLES DE ZAPATAS

CUADRO DE AREAS:

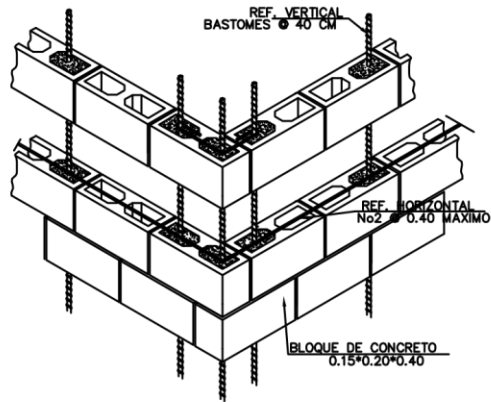
AREA TOTAL: 12,869.87 MT²

ESCALA: ESCALAS INDICADAS

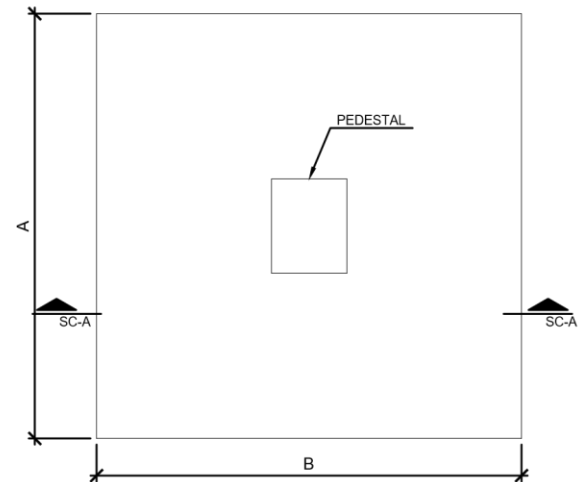
FECHA: FEBRERO 2020

BACHILLER: JOSUE ESAU AMAYA AMAYA ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ

PRESENTA

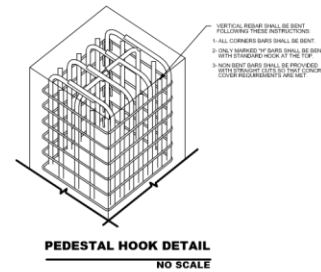
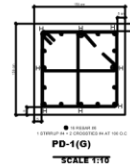
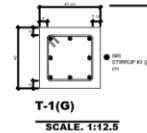


DETALLE DE BASTONES DE PAREDES EN ESCALERA Y EDIFICIO

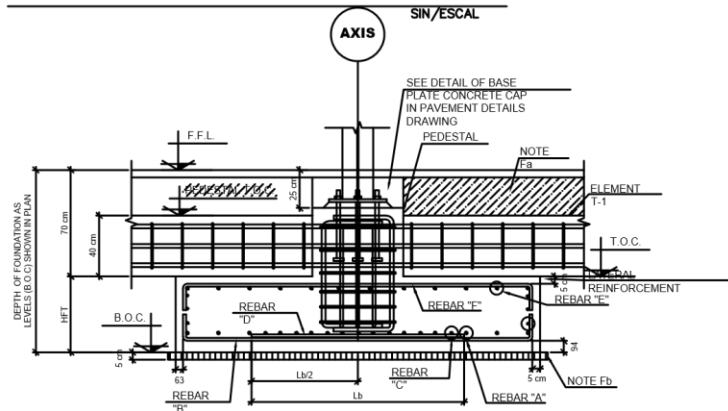


GENERAL DETAIL - PLAN

NO SCALE



PEDESTAL HOOK DETAIL
NO SCALE



GENERAL DETAIL(Z-1) - SECTION SC-A

NO SCALE

PROYECTO: PROPUESTA DE SOLUCION EN ALTURA EN EL PARQUE MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR

PROPIETARIO: GRUPO DE TESIS

UBICACION: AVENIDA JOSE SIMEON CANAS, CALLE CHAPARRASTIQUE, SAN MIGUEL, EL SALVADOR

CONTENIDO: PLANO DE DETALLES

CUADRO DE AREAS:

AREA TOTAL: 12,869.87 MT2

ESCALA: ESCALAS INDICADAS

FECHA: FEBRERO 2020

BACHILLER: JOSUE ESAL AMAYA AMAYA, ISRAEL ANTONIO ARGUETA VASQUEZ, JONATHAN GABRIEL NIETO AMAYA, ROSA SARAI RAMIREZ RODRIGUEZ